



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Facoltà di Ingegneria

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile, Ambientale – ICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**Vulnerabilità sismica di ponti multi campata in CA  
e in CAP progettati per soli carichi verticali**

Relatore: Ch.mo Prof. Claudio Modena

Correlatore: Ing. Giovanni Tecchio

Laureando: Matteo Squadrin

Anno Accademico 2014/2015



## **INDICE**

<b>Riassunto</b>	V
<b>Abstract</b>	VII
<b>Introduzione</b>	1
<b>1 Il problema sismico</b>	5
1.1 Fondamenti di dinamica	9
1.2 Spettri di risposta elastici	12
1.3 Spettro elastico di progetto	14
<b>2 Classificazione sismica</b>	15
2.1 Novità introdotte dalle norme tecniche per le costruzioni del 2008	19
2.2 Pericolosità sismica	21
2.3 Azioni di progetto	23
2.4 Approccio alla progettazione sismica	26
<b>3 Metodi di analisi e verifica della risposta strutturale</b>	29
3.1 Analisi statica lineare	29
3.2 Analisi dinamica lineare	31
3.3 Analisi statica non lineare	32
3.4 Il metodo N2	37

3.4.1	Forma della capacità strutturale	42
3.4.2	Passaggio da sistema MDOF a sistema SDOF	43
3.4.3	Bilinearizzazione della domanda sismica	45
3.4.4	Espressione della curva di capacità in formato A-D	46
3.4.5	Valutazione della performance della struttura	47
3.4.6	Determinazione del performance point nel caso di sistema MDOF	51
3.4.7	Richiesta di prestazione della struttura e calcolo delle sollecitazioni	51
3.5	Analisi dinamica non lineare	52
3.5.1	Analisi time history	53
3.5.2	Analisi dinamiche non lineari nelle norme tecniche per le costruzioni	53
<b>4</b>	<b>Effetto sismico sui ponti</b>	<b>57</b>
4.1	Cause di danni sui ponti	58
4.1.1	Effetti della sottostima degli spostamenti	58
4.1.2	Effetti della sottostima delle forze sismiche	59
4.1.3	Mancata considerazione del comportamento plastico	61
4.1.4	Criteri generali di progetto	64
4.2	Definizione dell'azione sismica di progetto	65
4.3	Verifica sismica in generale	70
4.4	Parametri per la domanda dell'opera in esame	70
4.5	Livelli di danno	71
<b>5</b>	<b>Curve di fragilità</b>	<b>75</b>
5.1	Costruzione ed impiego delle curve di fragilità	76
5.2	Il metodo Hazus	81
5.3	Il metodo Risk-UE	86
<b>6</b>	<b>Il database ANAS</b>	<b>91</b>
6.1	Analisi dei ponti	97
6.2	Ponte di categoria 5	103

6.3	Ponte di categoria 7	105
6.4	Ponte di categoria 9	106
6.5	Ponte di categoria 11	108
6.6	Ponte di categoria 13	109
6.7	Confronto tra le curve di diverse categorie	111
6.8	Il rischio sismico per i ponti analizzati	113
<b>7</b>	<b>Il ponte master</b>	<b>127</b>
7.1	Pali	131
7.2	Stratigrafia	133
7.3	Il modello	137
7.4	I carichi agenti	138
7.5	Cerniera plastica	141
<b>8</b>	<b>Gli appoggi</b>	<b>145</b>
8.1	Tipologie di appoggio e disposizioni generali	145
8.2	Appoggi fissi	145
8.3	Appoggi mobili	146
8.4	Regole generali per i dispositivi di appoggio	147
8.5	Azioni a cui sono sottoposti gli appoggi	148
8.6	Appoggio ad attrito	149
8.7	Livelli di danno per gli appoggi ad attrito	153
8.8	Modellazione dell'appoggio ad attrito	154
<b>9</b>	<b>Le analisi svolte</b>	<b>157</b>
9.1	Analisi modale	157
9.2	Le curve di pushover	158
9.2.1	Caso con pile incastrate al suolo	159
9.2.2	Caso con terreno modellato	162
9.3	Il metodo N2	166
9.4	Le analisi in time history	168

<b>10 I risultati ottenuti</b>	171
<b>11 Confronti tra i modelli</b>	183
11.1 Confronto tra modelli con diverso coefficiente d'attrito	183
11.2 Confronto tra pushover e time history	185
<b>12 Le verifiche</b>	189
12.1 Verifica a flessione e a pressoflessione	189
12.2 Verifica a taglio	192
12.3 Modello di taglio USDC	194
12.4 Sezen Method	197
<b>13 Curve di fragilità</b>	199
13.1 Curve di fragilità in termini di rotazioni	199
13.2 Curve di fragilità per perdita di appoggio	200
13.3 Curve di fragilità peril taglio agente	202
13.4 Confronto tra curve di fragilità semplificate e analitiche	203
<b>14 Conclusioni</b>	205
<b>Bibliografia</b>	209
<b>Ringraziamenti</b>	215

## **RIASSUNTO**

Il presente elaborato analizza i ponti multi campata della rete stradale del Veneto gestita dalla società ANAS Spa.

Per mezzo di metodi semplificati si costruiscono delle curve di fragilità basate sulle caratteristiche di ciascun ponte e dal sito dove esso è ubicato; presentando un primo livello di vulnerabilità di questi ponti.

Successivamente viene selezionato un ponte master sul quale, tramite modelli, vengono svolte analisi nel dettaglio. I risultati che si ottengono, per le analisi non lineari sia statiche che dinamiche, vengono studiati e posti a confronto tra loro.

Con i dati in possesso si costruiscono curve di fragilità analitiche per alcuni problemi che possono portare il ponte al collasso.

Infine si conclude questo elaborato proponendo dei confronti tra le curve di fragilità semplificate e quelle analitiche, valutando così l'efficacia di tali metodi rispetto alla modellazione computazionale.



## **ABSTRACT**

In this work, I analyse the multi span bridges of Veneto's road network managed by ANAS Spa society.

Throughout simplified methods, I have constructed some fragility curves; based them on each bridge characteristics and the site where it is located. I have presented, then, a first vulnerability level for these bridges.

Secondly, I have selected a master bridge, on which some detail analyses have been given through some model.

The results obtained, from static and dynamic nonlinear analysis have been then studied and compared with each other.

Thirdly, with the possessed data, I have constructed analytical fragility curves for some problems that may lead the bridge to collapse.

Finally, I have concluded my work proposing some comparisons between simplified and analytical fragility curves, testing and evaluating this way their efficiency, in a relation to the computational modelling.



## **INTRODUZIONE**

Negli ultimi decenni si è visto un crescente interesse per il problema sismico che colpisce tutte le strutture in maniera indiscriminata. Ciò è dovuto oltre che all'aumento del numero e dell'intensità con cui il sisma colpisce, anche dallo stato in cui versano la maggior parte dei manufatti. L'imprevedibilità con cui questo catastrofico evento sorprende, non permette di avere molto preavviso prima del suo manifestarsi, tuttavia gli eventi che si sono verificati in passato hanno permesso lo studio di questo fenomeno potendo così sviluppare delle conoscenze e dei sistemi che ne riducono l'effetto distruttivo. Lo stato dell'arte in cui molte strutture si trovano come: corrosione degli elementi metallici, fessurazione del calcestruzzo, invecchiamento, durabilità, aggressività dell'ambiente circostante e comportamenti imprevedibili del manufatto o dei materiali che lo compongono possono, durante un evento sismico, compromettere l'integrità dell'opera portandola anche al collasso. Tutti questi problemi strutturali impongono un monitoraggio e una manutenzione sui manufatti e ciò implica un costo rilevante considerando il vasto patrimonio di cui è composto ciascun paese. Occorre quindi conoscere lo stato in cui si trova ciascuna opera, da cui si può ricavare la resistenza residua, sia a livello globale che dei singoli elementi strutturali di cui è composta, per poter stabilire una priorità di intervento su di esse.

Il territorio italiano non è immune di questa calamità, e negli ultimi tempi ha subito un incremento nel numero e nell'intensità di terremoti, portando ad un aggiornamento della classificazione sismica del territorio nazionale. Inoltre l'Italia possiede un vasto e differenziato patrimonio di opere d'arte che oramai vantano un elevato grado di longevità e ciò richiederà, in un prossimo futuro, un ingente manutenzione. È quindi necessario intervenire in maniera preventiva per poter ridurre i danni che il sisma può provocare, evitando così di compromettere la struttura e causare vittime umane oltre che a eventuali danni socio-economici.

Un ramo importante di questo patrimonio sono i ponti della rete infrastrutturale nazionale che permettono il trasporto di persone e merci sia su rotaia che su strada. Tali manufatti pur essendo concepiti per avere una vita utile di cento o duecento anni, sono soggetti al degrado dovuto all'aumento della quantità di traffico e di peso veicolare, ai fenomeni atmosferici e agli eventi eccezionali. Tutto questo viene ulteriormente aggravato dalla poca manutenzione che viene svolta sui ponti, per queste motivazioni la capacità di resistenza dei materiali che lo compongono viene sostanzialmente ridotta non rispettando così le attese di vita previste. Tuttavia sta prendendo sempre più piede in Italia e nel mondo l'interessamento non solo per la resistenza a forze di tipo statico ma anche a quelle dinamiche, come il sisma. Ancora oggi non esiste una procedura per la valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti né una pianificazione degli interventi di adeguamento necessari sulle strutture esistenti.

Con il presente elaborato si vuole presentare innanzitutto una rapida panoramica del terremoto e del rischio ad esso connesso, introducendo alcuni concetti di dinamica e di spettri elastici. Si passa poi a esporre la pericolosità e la vulnerabilità sismica fornendo aspetti delle norme tecniche a riguardo. Successivamente vengono presentati i metodi di analisi, partendo da quelli di statica lineare fino ad arrivare a quelli di dinamica non lineare.

Si espongono i problemi che possono portare un ponte al collasso o alla perdita di funzionalità a seguito di un evento sismico, fornendo i principali criteri progettuali per la realizzazione di un ponte e la verifica dei suoi elementi.

Vengono presentate ed esposte le curve di fragilità e le metodologie, sia analitiche che semplificate, con cui vengono costruite.

Nel capitolo successivo si passa ad analizzare il database dei ponti della società ANAS Spa, che ha fornito alcuni dati sulla sua rete di ponti stradali nella regione del Veneto; con l'esposizione dei ponti e la costruzione di curve di fragilità semplificate con relativo rischio sismico connesso. Da questo database viene selezionato il ponte master sul quale verranno svolte le analisi in maniera più dettagliata.

Si vuole porre particolare attenzione al dispositivo di appoggio del ponte, il quale verrà analizzato in maggior dettaglio. Con la costruzione del modello si passa

quindi allo svolgimento di tutte le analisi sismiche: partendo dalle curve di capacità (curve di pushover), passando per il metodo N2 ed infine con le analisi dinamiche non lineari o time history. Si riportano i dati con i risultati ottenuti e i vari confronti svolti. Si è proseguito con la verifica degli elementi in termini di resistenza. Si è terminato con l'analisi di vulnerabilità sismica del ponte considerato mediante la creazione di curve di fragilità, inserendo anche dei confronti tra queste ultime e quelle semplificate inizialmente trovate, valutando così l'efficacia e l'affidabilità dei metodi semplificati che non prevedono lo studio con modelli di dettaglio. Infine vengono tratte le adeguate conclusioni finali.



# **CAPITOLO 1**

## **IL PROBLEMA SISMICO**

Il terremoto è una scossa del terreno causata naturalmente, a seguito della frattura e dello slittamento di strati rocciosi all'interno della crosta terrestre. Questo fenomeno naturale è determinato dall'improvvisa rottura dell'equilibrio delle tensioni agenti nelle stratificazioni terrestri, in zone caratterizzate da instabilità. Quando le tensioni, accumulate nelle zone instabili per una ragione qualsiasi (orogenesi, dislocazione degli strati, fenomeni chimico-fisici con brusco cambiamento di stato, ecc.), prevalgono bruscamente sulla resistenza del mezzo, generano fratture e scorrimenti. Contemporaneamente nel luogo di rottura si originano onde elastiche, longitudinali e trasversali, che si propagano in ogni direzione. Oltre che dall'intensità delle forze a cui si deve la rottura d'equilibrio, la possibilità di dislocazioni in superficie è legata alla profondità della zona dove la rottura si è determinata. A parità di altre condizioni, un terremoto è tanto più disastroso nella zona epicentrale, quanto meno è profondo. Con il crescere della profondità, gli spostamenti permanenti da esso provocati in superficie si fanno sempre più lievi, fino a scomparire.

L'entità di un terremoto è determinata dalle dimensioni della frattura, o faglia, che si apre nel terreno, e dal grado totale di scorrimento, o slittamento, che ne segue. Tanto più grandi sono la superficie della faglia e lo slittamento, tanto maggiore è l'energia prodotta durante il terremoto. Quest'energia, oltre a deformare la roccia nei pressi della faglia, causa la scossa che ha luogo al momento del terremoto e una serie di onde sismiche che si trasmettono attraverso la terra. Mentre i terremoti più lievi sono causati da slittamenti di pochi centimetri su faglie lunghe solo decine o

centinaia di metri, un terremoto di notevoli dimensioni può comportare uno slittamento di metri su una faglia lunga centinaia di chilometri.

Dall'ipocentro di un terremoto si originano due tipi di onde sismiche: onde primarie (P) e onde secondarie (S). Esse vengono a volte chiamate anche "onde di volume" in quanto si propagano proprio all'interno del volume della roccia, la quale reagisce al loro passaggio comportandosi elasticamente cioè deformandosi e ritornando subito dopo alle condizioni iniziali di equilibrio. Le onde P provocano nelle rocce attraversate sollecitazioni di compressione e dilatazione. Sono chiamate in questo modo perché sono le più veloci, raggiungendo una velocità compresa tra 4 e 8 Km al secondo. Per la loro natura possono propagarsi sia attraverso materiali rigidi, sia attraverso l'acqua e l'aria. Le onde S provocano sulle rocce attraversate deformazioni di taglio in direzione perpendicolare a quella di propagazione e per tale motivo vengono chiamate anche onde trasversali o di taglio.

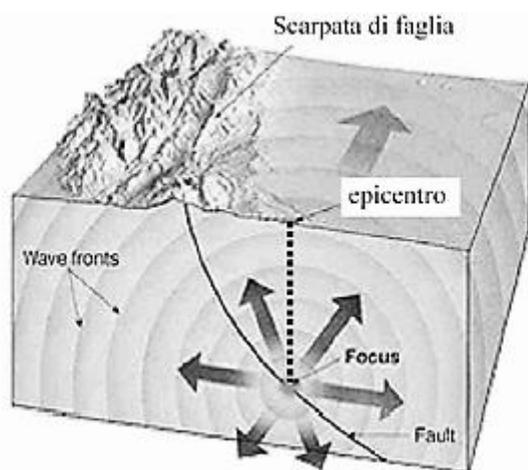


Figura 1.1: Propagazione dell'onda generata dal sisma.

Nelle registrazioni sismiche le onde S seguono sempre alle onde P perché la loro velocità è estremamente minore (da 2,3 a 4,5 Km al secondo). La loro proprietà fondamentale è che non si possono propagare all'interno di mezzi fluidi. E' per questo che il loro passaggio è ostacolato dalle grandi masse di acqua degli oceani e all'interno della terra attraverso la porzione di nucleo liquido. I percorsi delle onde di volume risultano alquanto complessi in quanto la loro velocità e la loro direzione si modifica ogni qualvolta attraversano livelli con differenti caratteristiche fisiche.

Si generano così fenomeni di riflessione e rifrazione con il risultato che, in superficie, oltre ad arrivare delle onde dirette provenienti all'ipocentro si registrano anche onde che hanno percorso un lungo tragitto attraverso i vari livelli della crosta. In seguito alla nascita o alla riattivazione di una faglia si generano anche un altro tipo di onde, dovute alla interazione delle onde P ed S con la superficie. Si tratta delle onde superficiali cioè onde che si propagano dall'epicentro lungo la superficie terrestre. Sono riconoscibili sotto due distinti tipi che prendono il nome di onde di Love (L) e onde di Rayleigh (R). Le prime fanno muovere le particelle contenute all'interno della roccia trasversalmente alla loro direzione di propagazione e le seconde producono un movimento prevalentemente ellittico. I due tipi di onde si smorzano molto rapidamente all'aumentare della profondità. Per registrarle opportunamente è comunque necessario che il sismografo si trovi ad una rilevante distanza dal punto di origine del terremoto.

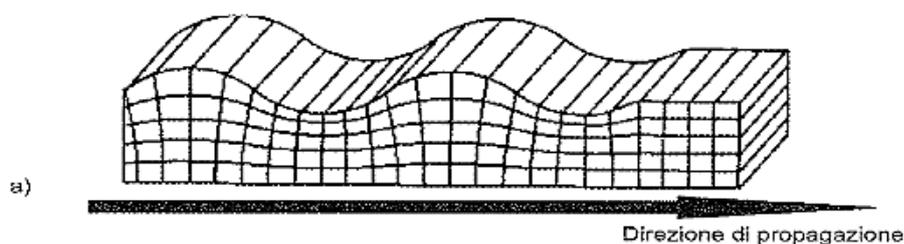


Figura 1.2: Propagazione delle onde di taglio: a) Onde di Rayleigh che inducono un moto analogo a quello che si ottiene perturbando uno specchio d'acqua.

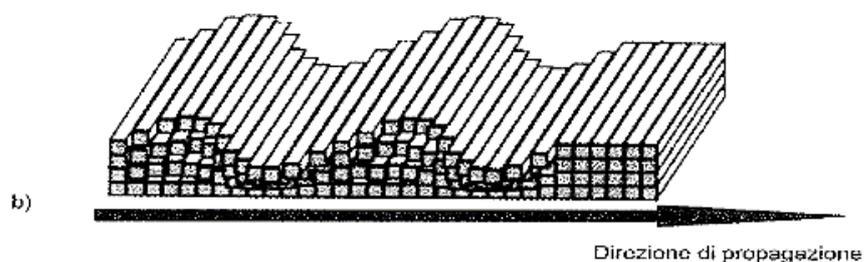


Figura 1.3: Propagazione delle onde di taglio: b) Onde Love che producono vibrazioni del terreno sul piano orizzontale ortogonali rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La rappresentazione nel tempo dell'andamento delle tre componenti di accelerazione registrata prende il nome di accelerogramma.

Da esso si possono ricavare l'ampiezza, la durata e il contenuto in frequenza del sisma. Il parametro più utilizzato per esprimere l'ampiezza di un movimento sismico è il picco di accelerazione PGA (peak ground acceleration), cioè il valore più elevato registrato per l'accelerazione (in valore assoluto); questo viene valutato per la componente verticale (PGVA) e una orizzontale (PGHA).

Il contenuto in frequenza fornisce una descrizione della distribuzione delle ampiezze del moto sismico tra le varie frequenze: tale valore è indispensabile per svolgere un'analisi sismica, poiché la risposta dinamica di un sistema dipende, non solo dalle ampiezze, ma anche dalle frequenze dei carichi applicati.

Lo studio della frequenza di un segnale discreto può essere eseguito attraverso la procedura della trasformata di Fourier, secondo cui la una funzione di periodo  $T$  si può esprimere come somma di  $n$  funzioni armoniche semplici. Seguendo tale metodologia si può inoltre ricavare, tramite lo spettro di Fourier, il valore della frequenza, e quindi il periodo fondamentale; cioè quello che ha il valore di ampiezza massima.

Gli accelerogrammi possono essere di tipo diverso: naturali, i quali riportano una rappresentazione diretta del moto al suolo attraverso caratteristiche quali ampiezza, energia, durata e contenuto in frequenza. Quelli sintetici spettro-compatibili sono registrazioni di eventi realmente accaduti ma vengono modificati per indirizzarli verso un certo obiettivo. Infine gli accelerogrammi simulati vengono generati con metodi sia deterministici che stocastici mediante modellazione in grado di simulare i processi fisici connessi al moto sismico.

In seguito ad una serie di eventi sismici avvenuti sul territorio italiano negli ultimi decenni, è stata stilata una classificazione del territorio in diverse zone di intensità sismica, come sarà esposto successivamente: ciascuna di esse è stata scelta in base all'intensità ed alla frequenza di terremoti passati.

Per ognuna di queste zone ci sono specifiche norme, necessarie per la costruzione o l'adeguamento delle opere civili presenti. Oltre all'elevata sismicità presente nel nostro territorio il pericolo è dato dalla vulnerabilità che presentano la maggior parte

degli edifici esistenti poiché la loro costruzione risale a periodi antecedenti alla diffusione delle normative antisismiche.

## Fondamenti di dinamica

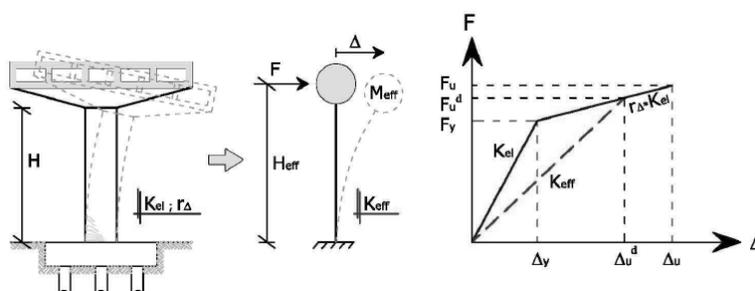


Figura 1.4: struttura sostitutiva per una pila di un ponte

Il sistema è soggetto a forze dinamiche arbitrarie, compresi i terremoti. Questa viene considerata un'analisi estremamente importante poiché alcune strutture civili possono essere modellate come sistemi ad un grado di libertà. La risposta dinamica che forniscono è essenziale per determinare la risposta nei casi di sistemi a molti gradi di libertà. Inoltre l'analisi spettrale, descritta successivamente, si basa su spettri di risposta ottenuti da sistemi ad un grado di libertà, soggetti ad accelerogrammi di terremoti applicati alla base.

Nel modello matematico considerato le forze d'inerzia sono concentrate in una singola massa  $m$  che può scorrere lungo una generica direzione  $x$ . La forza  $F$  agente su tale massa è composta da una forza elastica, da una forza di attrito e dalla generica forzante  $f(t)$  applicata alla massa  $m$ .

$$F = F_{el} + F_{att} + F_{est} = -kx - c\dot{x} + f(t)$$

Per cui diventa:

$$-kx - c\dot{x} + f(t) = m\ddot{x}$$

Questa è l'equazione di equilibrio dinamico di un sistema ad un grado di libertà, nella quale si assume che le proprietà del sistema  $m, k, c$  rimangono costanti durante

le vibrazioni del sistema e la forza  $f(t)$  dipende esclusivamente dal tempo: il sistema è quindi lineare.

La funzione  $x(t)$  rappresenta la risposta della struttura e gli altri parametri cinematici del problema, quali accelerazione e velocità ottenibili dalla derivazione dello spostamento  $x(t)$ . Moltiplicando tale valore per la rigidità  $k$  si ottengono le forze elastiche, e da questo, secondo lo schema statico adottato, le sollecitazioni a cui è sottoposto il sistema stesso.

Se non venisse presa in considerazione la velocità di variazione delle azioni, si otterrebbe un problema statico; le azioni variano lentamente nel tempo per cui si può assumere la forzante costante nel tempo  $f(t)=f$ . pertanto, l'accelerazione e la velocità assumono valori molto piccoli, portando così a semplificare l'espressione potendo trascurare le forze inerziali e di attrito.

$$-kx + f = 0 \quad \text{oppure} \quad kx = f$$

Nel caso si trascurino le forze di attrito, ed il sistema non sia soggetto ad alcuna forza esterna; l'equazione diventa:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

con soluzione:

$$x(t) = R \sin(\omega t + \varphi_0)$$

essa viene soddisfatta ponendo  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$

Il moto libero non smorzato è costituito da oscillazioni sinusoidali che si protraggono per un tempo infinito, la cui frequenza è data dal valore della pulsazione  $\omega$ , la quale è una caratteristica del sistema. Il tempo impiegato a compiere un'oscillazione completa è il periodo  $T$  espresso:

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

L'inverso del periodo è la frequenza propria di oscillazione chiamata anche frequenza naturale; ovvero in numero di cicli nell'unità di tempo.

Tuttavia nei sistemi reali l'ampiezza delle oscillazioni si smorza nel tempo: ciò dipende dalla dissipazione di energia coincidente con il lavoro svolto dalle forze di attrito.

In realtà non è corretta l'ipotesi di smorzamento puramente viscoso; tuttavia in campo ingegneristico si utilizza tale semplificazione e l'equazione del moto da risolvere è:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

e la soluzione è del tipo:

$$x(t) = Ae^{s_1 t} + Be^{s_2 t}$$

Si possono avere diverse soluzioni del problema: se il valore dello smorzamento porta all'annullamento del discriminante le due radici sono reali e coincidenti, il moto si definisce critico; se il discriminante è negativo le due radici sono complesse coniugate ed il moto è sottocritico; infine se il discriminante è positivo le due radici sono reali e distinte avendo un moto sovracritico. Nel caso più generale, oltre alle forze elastiche dovute alla rigidità del sistema ed alle forze di smorzamento, dovrà essere considerata anche la forzante esterna  $f(t)$ . È questo il caso di vibrazioni forzate la cui equazione è:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t)$$

Esistono vari tipi di forzanti in campo dinamico: le forze casuali che hanno carattere transitorio possono avere la loro origine da terremoti o moti ondoso, vento, ecc. la cui funzione  $f(t)$  è descrivibile solamente in termini probabilistici. Invece le forze deterministiche possiedono ampiezza, direzione, verso e posizione che risultano note in ogni istante.

In una struttura soggetta ad un terremoto alla base, la causa dell'eccitazione non è una forzante esterna applicata direttamente alla struttura, ma una forza d'inerzia risultante dal moto impresso alla base a carattere transitorio. Le forze d'inerzia generate dalla massa sono proporzionali all'accelerazione totale del sistema, mentre

le forze elastiche sono proporzionali allo spostamento relativo alla base e le forze di smorzamento proporzionali alla velocità relativa alla base.

$$m\ddot{x}_t = m(\ddot{x}_g + \ddot{x})$$

si può giungere alla formula finale sapendo che  $f(t)=0$ :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

Quindi per conoscere la risposta di una struttura ad un sisma è necessario conoscere l'andamento nel tempo delle accelerazioni del terreno, ovvero l'accelerogramma dello scuotimento del terreno.

## Spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico è un diagramma che fornisce la risposta di un oscillatore dinamico semplice in funzione del periodo proprio dell'oscillatore; indotta da un determinato sisma, per un prefissato valore di smorzamento.

Tale risposta può essere fornita seguendo diversi termini:

Spettro di risposta elastico in termini di spostamento relativo:

$$S_D(T, \xi) = \max|x(t, T, \xi)|$$

Spettro di risposta elastico in termini di velocità relativa:

$$S_V(T, \xi) = \max|\dot{x}(t, T, \xi)|$$

Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione relativa:

$$S_{A-rel}(T, \xi) = \max|\ddot{x}(t, T, \xi)|$$

Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione assoluta:

$$S_{A-ass}(T, \xi) = \max|\ddot{x}(t, T, \xi) + \ddot{x}_g(t)|$$

Nelle sopracitate espressioni,  $x(t)$  rappresenta lo spostamento di un oscillatore semplice che subisce un scuotimento al suolo con un'accelerazione pari a  $\ddot{x}_g$  con  $\xi$  il fattore di smorzamento.

Nel campo ingegneristico sono più spesso utilizzati i cosiddetti spettri di pseudo velocità relativa e di pseudo accelerazione assoluta, ottenuti direttamente dallo spettro di risposta elastico in termini di spostamento. Infatti per valori di smorzamento trascurabili ( $\xi \rightarrow 0$ ), la velocità relativa e l'accelerazione assoluta, ottenuti derivando la funzione di spostamento  $x(t)$ , assumono valori massimi corrispondenti ai valori massimi di  $x(t)$ , a meno di una costante.

$$S_V(T, \xi) = \omega S_D(T, \xi)$$

$$S_A(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi)$$

Lo spettro di pseudo accelerazione è in genere il più utilizzato ai fini normativi. Tale spettro assume una particolare rilevanza quando si approssima il comportamento dinamico con considerazioni di tipo statico. La forza di richiamo elastico di un sistema ad un grado di libertà risulta essere pari a:

$$F_{el}(t) = kx(t) = -c\dot{x}(t) - m(\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t))$$

La forza massima verrà esercitata quando il sistema raggiunge il massimo spostamento relativo e, quindi, quando la velocità relativa sarà nulla:

$$\max|F_{el}(t)| = \max|kx(t)| = \max|-m(\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t))|$$

da cui si ricava:

$$\max|F_{el}(t)| = kS_D = m\omega^2 S_D = mS_A$$

esprimendo la forza massima in funzione del peso della struttura ( $W = mg$ ) si ottiene la relazione:

$$\frac{\max|F_{el}(t)|}{W} = \frac{mS_A}{W} = \frac{S_A}{g} = C_{el}$$

dove  $C_{el}$  è il coefficiente sismico elastico, ricavato dallo spettro elastico una volta noti il periodo e lo smorzamento della struttura.

## Spettro elastico di progetto

Lo spettro di progetto, essendo costruito per il progetto di nuove strutture o per la valutazione delle condizioni di strutture esistenti, non può essere ricavato esclusivamente da un accelerogramma ottenuto da un solo scuotimento del terreno, poiché, come risulta evidente, differenti terremoti presentano picchi non necessariamente in corrispondenza degli stessi periodi.

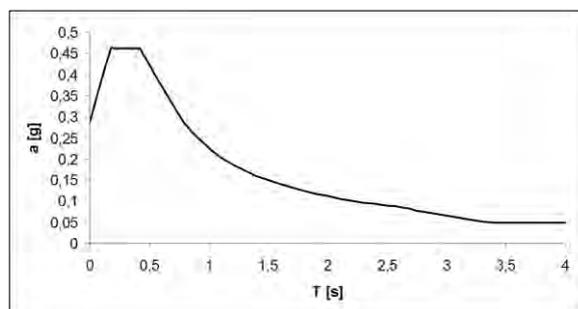


Figura 1.5: Esempio di uno spettro elastico.

Pertanto, lo spettro elastico di progetto non può che essere che la sintetizzazione degli effetti di molteplici eventi attesi ed è adottato come prescrizione progettuale relativa al livello delle forze d'inerzia con cui effettuare la verifica sismica di una struttura elastica ad un grado di libertà, in funzione della sismicità locale (valutata con accelerazione al suolo  $a_g$ ) e delle caratteristiche meccaniche della struttura: il periodo proprio  $T$  e lo smorzamento  $\xi$ .

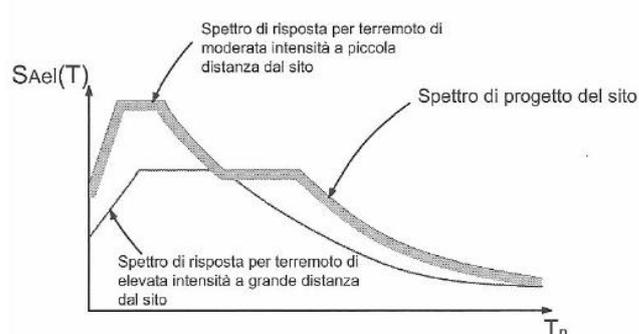


Figura 1.6: Spettro elastico di progetto definito come involuppo di due spettri elastici di progetto.

## **CAPITOLO 2**

### **CLASSIFICAZIONE SISMICA**

Sino al 2003 il territorio nazionale era classificato in tre categorie sismiche, a diversa intensità. I Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 avevano classificato complessivamente 2.965 comuni italiani su di un totale di 8.102, che corrisponderebbero attualmente al 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione.

Nel 2003 sono stati assunti nuovi criteri per la suddivisione del territorio nazionale, basati sugli studi e sulle elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio. In altre parole essi analizzano la probabilità che il territorio sia interessato, in un certo intervallo di tempo (generalmente si assume questo intervallo pari a cinquanta anni), da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. Come conseguenza di quest'opera di rinnovamento è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

In questo documento si dettano allora i principi in base ai quali l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro nuove zone sismiche denominate:

- Zona 1
- Zona 2
- Zona 3
- Zona 4



Figura 2.1: Suddivisione in zone sismiche del territorio italiano.

La zona 1 è indicata in rosso, la zona 2 in arancione, la zona 3 in giallo ed infine la zona 4 in grigio.

Le quattro distinte zone, che sono ancora utilizzate per la divisione del territorio regionale e nazionale, presentano le seguenti caratteristiche:

- Zona 1 - è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti
- Zona 2 - nei Comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti
- Zona 3 - i Comuni inseriti in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti oppure possono verificarsi terremoti forti ma rari
- Zona 4 - è la zona meno pericolosa: i terremoti sono rari e di piccola intensità

Prima del 2003, con la suddivisione in tre sole zone, una parte del territorio non era classificata: ora questa porzione è stata sostituita dalla zona 4. In questa zona, in cui il rischio sismico è il più basso rispetto a tutte le altre, è facoltà di ogni regione prendere o no provvedimenti antisismici. Anche la Sardegna è stata inclusa in

questa zona, nonostante il suo bassissimo rischio sismico. Un'ulteriore novità consiste nel fatto che a ciascuna zona è attribuito un valore dell'azione sismica, utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia:

- Zona 1 = 0,35 g
- Zona 2 = 0,25 g
- Zona 3 = 0,15 g
- Zona 4 = 0,05 g

Dove  $g$  indica il valore dell'accelerazione della forza di gravità ( $1g = 9.806 \text{ m/s}^2$ ). Nell'unità di misura convenzionale quindi le accelerazioni corrispondono a:

- Zona 1 =  $3,43 \text{ m/s}^2$
- Zona 2 =  $2,45 \text{ m/s}^2$
- Zona 3 =  $1,47 \text{ m/s}^2$
- Zona 4 =  $0,49 \text{ m/s}^2$

Le novità introdotte con la più recente ordinanza sono state pienamente recepite dagli organi competenti e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti da alcuni centri di ricerca. Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'OPCM 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'OPCM n. 3519, ha fornito alle Regioni un nuovo strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione al suolo (denominata  $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in cinquanta anni, da attribuire alle quattro zone sismiche. Essi sono, espressi sempre come multipli dell'accelerazione gravitazionale:

- Zona 1 -  $a_g > 0,25 \text{ g}$
- Zona 2 -  $0,15 < a_g < 0,25 \text{ g}$
- Zona 3 -  $0,05 < a_g < 0,15 \text{ g}$
- Zona 4 -  $a_g < 0,05 \text{ g}$

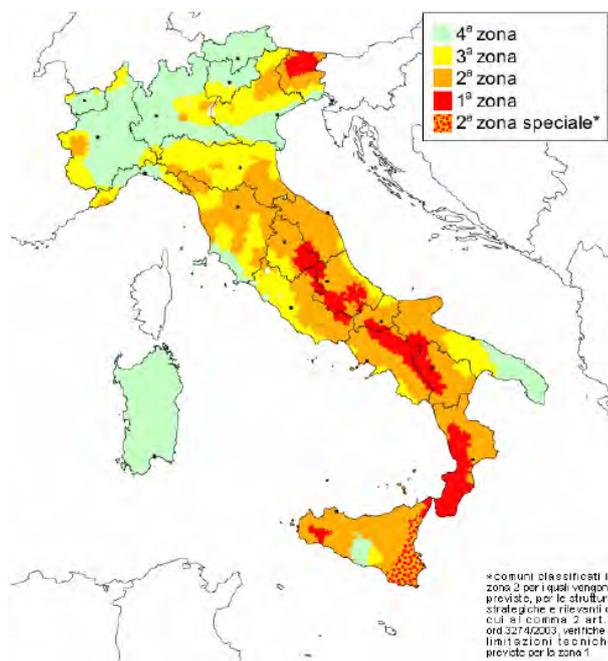


Figura 2.2: Mappa Zone Sismiche del territorio italiano con recepimento delle variazioni operate dalle singole regioni (fino a marzo 2004).

Per capire la suddivisione reale del territorio nazionale con un indice più pratico, si analizza il numero dei comuni italiani appartenenti a ciascuna zona, cioè rispettivamente:

- Zona 1 - 708 comuni
- Zona 2 - 2345 comuni
- Zona 3 - 1560 comuni
- Zona 4 - 3488 comuni

Da questi numeri deriva che circa il 38% dei comuni italiani risiede in zona 1 o in zona 2, che sono quelle a più alta pericolosità sismica.

La suddivisione in quattro zone appare uno strumento utile e più preciso del precedente, per la valutazione preliminare del rischio sismico. Tuttavia, seppur nel rispetto degli indirizzi e criteri precedentemente descritti e stabiliti a livello nazionale, alcune Regioni hanno classificato il territorio nelle quattro zone proposte, mentre altre Regioni hanno classificato diversamente la propria area di pertinenza, ad esempio adottando solo tre zone (zona 1, zona 2 e zona 3) e introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per meglio adattare le norme alle

caratteristiche di sismicità. Esistono delle disposizioni normative regionali che illustrano questa suddivisione ed una loro raffigurazione è riportata in una successiva immagine.

Attualmente la classificazione dei comuni è in continuo aggiornamento, man mano che sono effettuati nuovi studi in un determinato territorio, ed è aggiornata di conseguenza per ogni comune dalla regione di appartenenza. Qualunque sia stata la scelta regionale, a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa ancora in termini di accelerazione massima su suolo rigido ( $a_g$ ). È opportuno precisare però che tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla progettazione. A riguardo si esprimono però le Norme tecniche per le Costruzioni del 2008, dando infatti indicazioni precise per la progettazione e la verifica sismica.

## **Novità introdotte dalle norme tecniche per le costruzioni del 2008**

Per facilitare le operazioni di progettazione, le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: è stata così introdotta una nuova metodologia per definire la pericolosità sismica di un sito, e di conseguenza le azioni sismiche di progetto, per le nuove costruzioni e per gli interventi da effettuare sulle costruzioni esistenti.

Dal 1 luglio 2009, con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto ed in funzione della vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, che è stato suddiviso attraverso l'utilizzo di una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. Nei punti rilevanti della maglia sono noti i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta, in relazione ai diversi Stati Limite di riferimento. Attraverso un processo di interpolazione dei dati relativi ai quattro punti del reticolo più vicini al sito

interessato, è possibile risalire alle caratteristiche dello spettro del sito stesso, essenziali come valori di input per la progettazione strutturale. Oltre alle informazioni geografiche, sono poi necessari alcuni dati strettamente relativi alla vita ed all'utilizzo dell'opera, oltre che alle sue caratteristiche geometriche e strutturali.

In seguito a queste novità introdotte, sia come classificazione sia riguardo l'aspetto normativo, tutte le regioni italiane (compresa anche la Sardegna) sono definite a rischio sismico. In tutto il territorio italiano è quindi obbligatorio progettare le nuove costruzioni ed intervenire sulle esistenti attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite e tenendo conto dell'azione sismica agente. Solo limitatamente alle costruzioni ordinarie presenti nei siti ricadenti in zona 4, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, la norma consente l'eventuale utilizzo della precedente metodologia di calcolo alle tensioni ammissibili di cui al D.M. 16 gennaio 1996, ma obbliga comunque a tenere conto dell'azione sismica con l'assunzione di un grado di sismicità convenzionale.

La classificazione sismica (cioè la zona sismica di appartenenza del comune) rimane comunque utile, ma solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti.

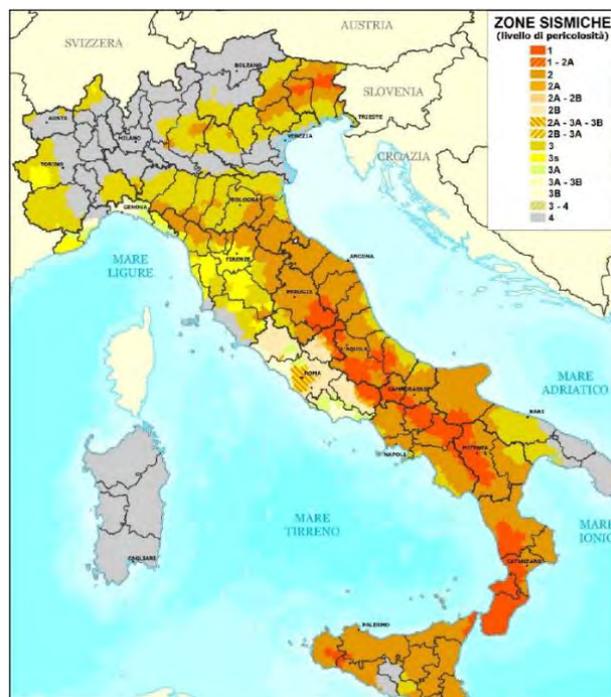


Figura2.3: Classificazione sismica del territorio italiano al 2012, secondo il Dipartimento della Protezione Civile.

## Pericolosità sismica

In allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 è fornito un fascicolo, che indica i principi fondamentali per la progettazione e la verifica delle strutture in zona sismica, ed una serie di tabelle utili a definire l'azione sismica: se ne riporta un estratto, a completamento del panorama sulla progettazione sismica attuale ed a conclusione di quanto già prima descritto per il documento normativo vero e proprio.

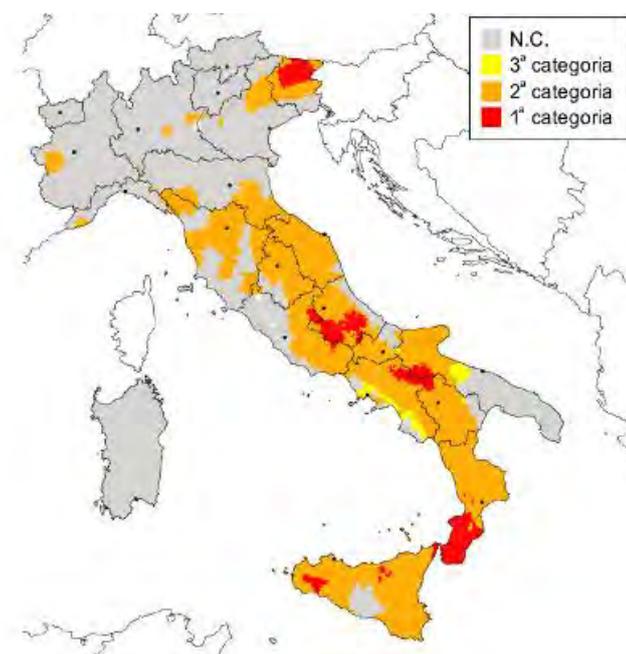


Figura2.4: Classificazione del territorio nazionale nel 1984.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (abbreviate nel seguito con la sigla NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica, l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. Le valutazioni della pericolosità sismica di base devono derivare da studi condotti a livello nazionale, su dati aggiornati, con procedure trasparenti e metodologie validate. I dati utilizzati per le

valutazioni devono essere resi pubblici, in modo che sia possibile la riproduzione dell'intero processo.

La pericolosità sismica di base, nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche: le sue attuali fonti di riferimento sono indicate nel seguito del presente paragrafo. La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici sia temporali. Tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- In termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite
- In corrispondenza dei punti di un reticolo, chiamato reticolo di riferimento, i cui nodi costituenti sono sufficientemente vicini (non distano tra di loro più di 10 km) ed univocamente definiti
- Per diverse probabilità di superamento in cinquanta anni e/o diversi periodi di ritorno TR, ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra trenta e 2475 anni, estremi inclusi

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano infatti la risposta sismica locale. La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate, in particolare il riferimento a più probabilità di superamento, consente ad un tempo di:

- Adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo così significative economie e soluzioni più agevoli del problema progettuale, specie nel caso delle costruzioni esistenti

- Trattare le problematiche di carattere tecnico-amministrativo, connesse alla pericolosità sismica, adottando una classificazione riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni.

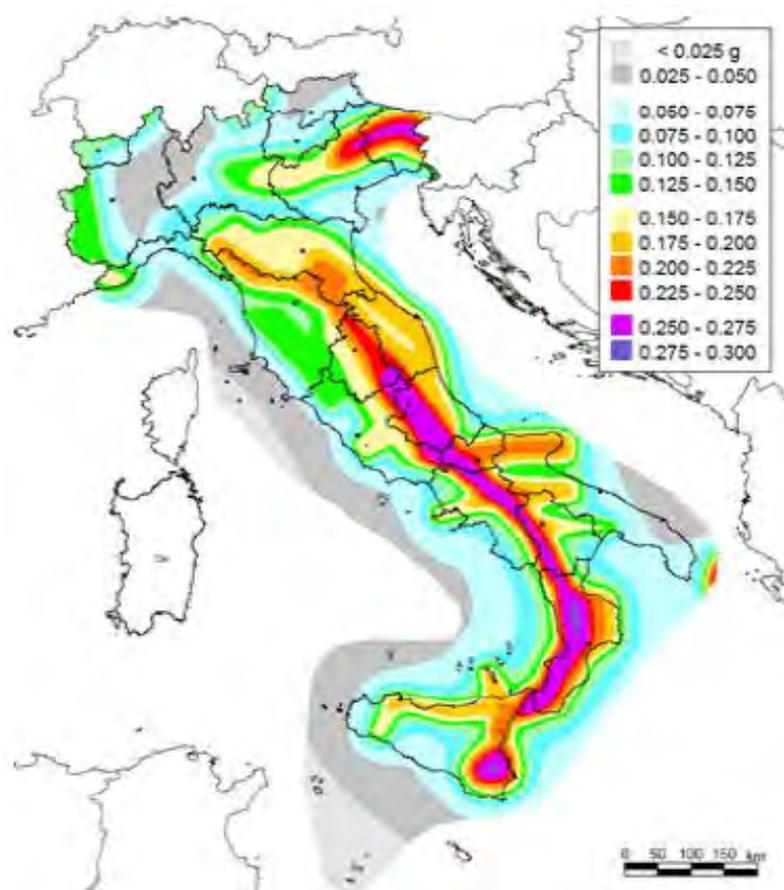


Figura 2.5: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

## Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$  periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento della struttura.

A tal fine occorre allora fissare:

- ✓ La vita di riferimento  $V_R$  della costruzione
- ✓ Le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P(V_R)$  associate a ciascuno degli Stati Limite considerati

Per individuare alla fine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. A completamento delle informazioni necessarie, si dovrà tenere conto anche della geometria della struttura, delle sue dimensioni, della sua regolarità e di una valutazione delle sue risorse di duttilità. Solo così le azioni sismiche saranno univocamente definite e descritte in maniera precisa.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_O$ ,  $T^*_C$ , di interesse per la definizione preliminare dell'azione sismica di progetto, possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame (di maglia di dimensioni non maggiori di 10 km), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

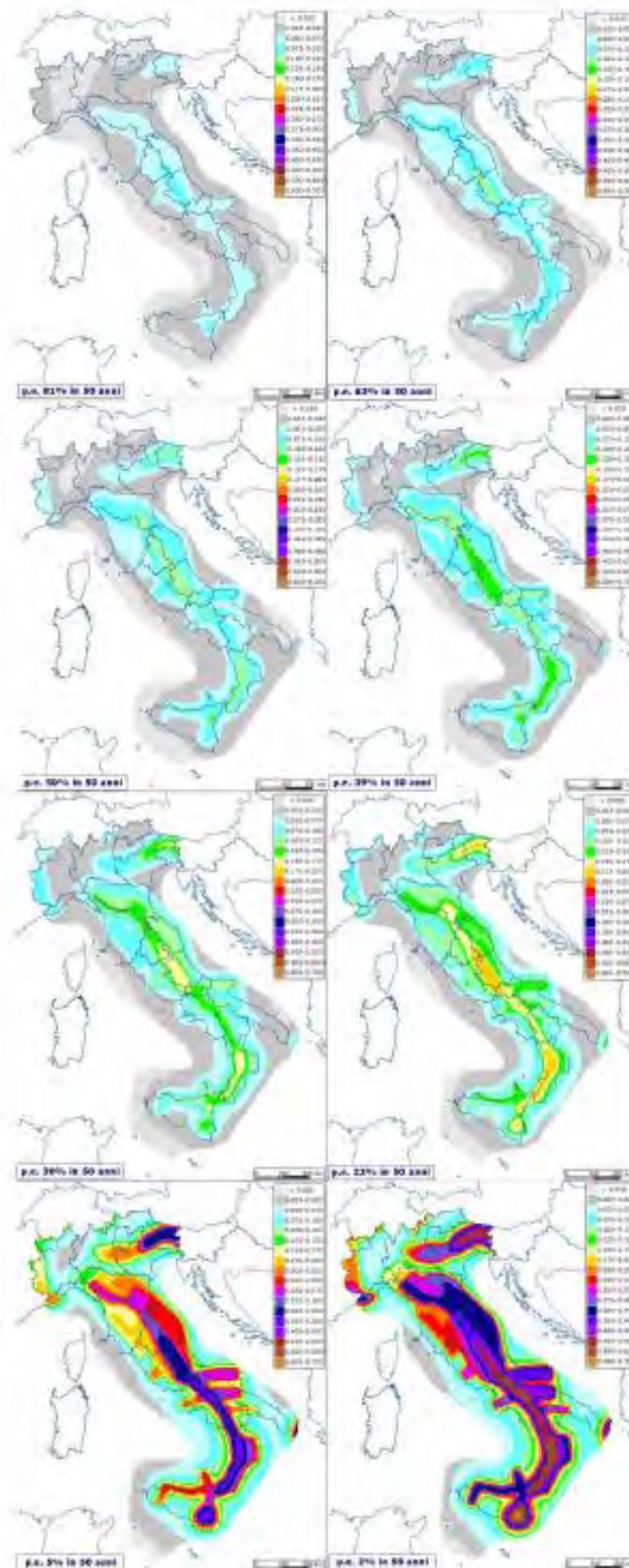


Figura 2.6: Mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale per diversi valori di probabilità di superamento di un periodo di 50 anni, espressa in termini di PGA su suolo rigido.

## Approccio alla progettazione sismica

La progettazione segue il principio per cui una struttura rimanga in campo elastico e non riporti nessun tipo di danno anche in caso di terremoti di elevata intensità (se non in parti considerate non critiche o non portanti); tuttavia questo approccio risulterebbe troppo dispendioso dal punto di vista economico. Questo vorrebbe significare non sfruttare, in alcun modo, le risorse di cui i materiali, che compongono la struttura, sono dotati una volta oltrepassato il loro limite di comportamento elastico.

Pertanto vengono considerati tollerabili delle deformazioni o danni alla struttura, anche di elementi portanti, purché non si abbia una compromissione della stabilità dell'opera stessa, che porterebbe al collasso. Il limite elastico può essere quindi superato, e prima che la struttura arrivi a rottura, essa può sperimentare un comportamento non elastico, sfruttando così le riserve plastiche fornite dai vari elementi.

Se consideriamo l'esempio pratico di un edificio multipiano a telaio, che essa subisca grandi deformazioni su travi o pilastri, o la formazione di cerniere plastiche, è consentito, purché la struttura mantenga il suo equilibrio globale. Tuttavia le cerniere plastiche devono formarsi in maniera preferenziale sulle travi del telaio e non sui pilastri, viene quindi stabilita la gerarchia delle resistenze: la quale prevede che le cerniere plastiche si formino prima alle estremità delle travi.

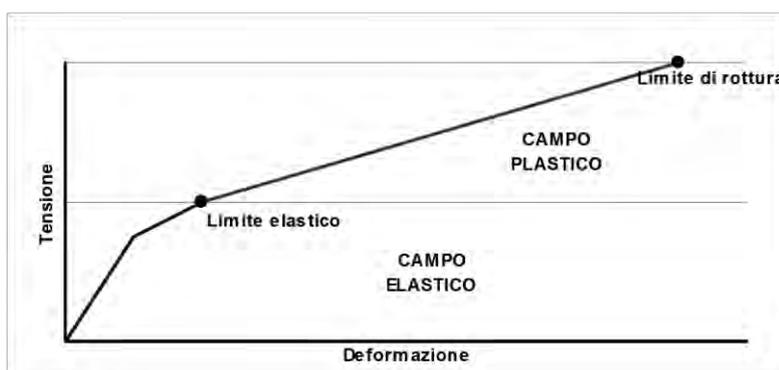


Figura 2.7: Comportamento delle strutture in un legame tensione-deformazione.

La formazione di cerniere plastiche non è peculiarità delle sole strutture a telaio, infatti queste possono verificarsi anche alla base delle pile o spalle di un ponte a seguito di un evento sismico agente in direzione orizzontale.

Oltre a quanto esposto, si pongono nella progettazione e nella verifica ulteriori limiti: se l'intensità del terremoto infatti fosse tale da portare inevitabilmente la struttura al suo crollo, questo deve avvenire in tempi e modalità tali da consentire ai suoi occupanti il suo abbandono, senza pericolo per la loro vita. Ciò si traduce nel preferire un comportamento duttile della struttura rispetto ad uno fragile. Per questi motivi le scelte di progettazione attuali tengono sempre di più conto della non linearità dei materiali, e di conseguenza anche le procedure di analisi sismica seguono questa strada.

Anche nel campo della verifica sismica il concetto alla base è dunque lo stesso. Infatti in quest'ambito esistono diverse strategie di analisi e di studio, tutte esposte in un capitolo successivo che, nonostante la loro grande varietà, anche in questo caso possono essere distinte in lineari e non lineari. Le analisi lineari hanno però determinati limiti di applicazione, sebbene siano lo strumento più semplice messo a disposizione nell'ambiente professionale e per questo godano di una larga diffusione.

Le analisi non lineari invece sono quelle più aderenti al vero comportamento della struttura. Per questo motivo, volendo anche in sede di verifica considerare il comportamento oltre la fase elastica dei materiali, attualmente quelle più utilizzate sono sempre le analisi non lineari, sia statiche sia dinamiche.

Nonostante sia indubbia la loro maggiore complessità rispetto alle loro corrispondenti lineari (e spesso sono anche oggetto di critica poiché i risultati sono notevolmente influenzati dalle condizioni iniziali o dalle scelte del progettista), esse permettono di seguire in maniera più accurata il comportamento reale delle strutture e di simulare il loro eventuale stato di danno dopo un terremoto.

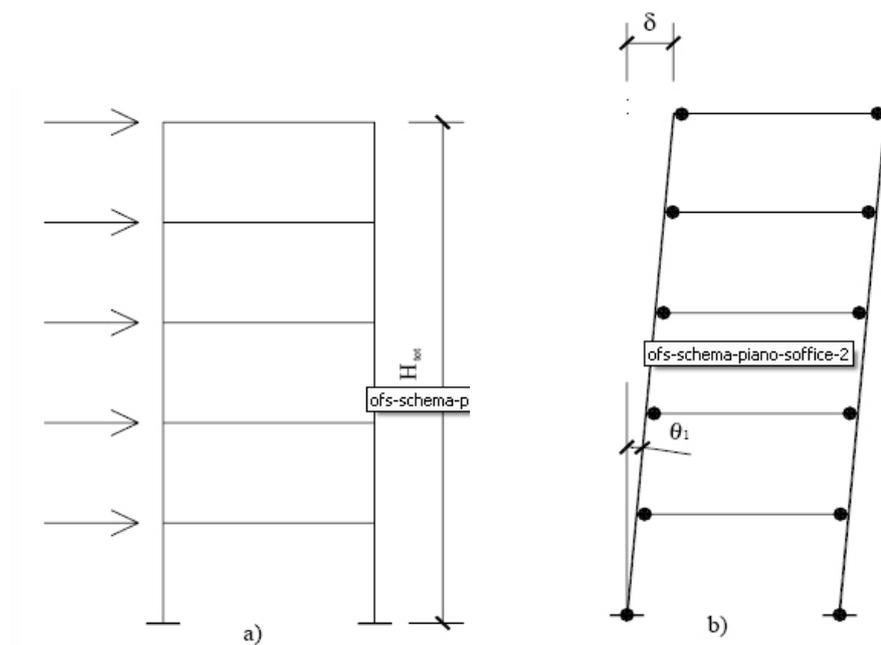


Figura 2.8: Esempio di formazione di cerniere plastiche per grandi spostamenti (figura b) per una struttura soggetta ad azioni orizzontali (figura a).

## **CAPITOLO 3**

### **METODI DI ANALISI E VERIFICA DELLA RISPOSTA STRUTTURALE**

Le procedure per il calcolo e per la verifica della risposta strutturale possono essere di tipo lineare o non lineare. Le prime prevedono un'analisi di tipo elastico ed il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni su ciascun elemento, i risultati sono poi corretti con appositi coefficienti per tenere in conto gli effetti non lineari. Tali metodi forniscono risultati che si discostano dal comportamento reale, soprattutto nel caso in cui la struttura presenti irregolarità in pianta e in altezza.

Invece, le procedure non lineari, prevedono analisi dinamiche al passo, con integrazione diretta dell'equazione del moto, o statistiche, cioè applicando alle strutture forze orizzontali monotone crescenti fino ad un limite prefissato. Entrambe queste procedure prevedono una modellazione elasto-plastica dell'opera, permettendo quindi dei risultati più aderenti alla realtà. Possiamo individuare quattro categorie fondamentali di analisi per il calcolo della risposta strutturale nel caso di un evento sismico:

Analisi statica lineare (LSA)

Analisi dinamica lineare (LDA)

Analisi statica non lineare (NLSA – PUSHOVER)

Analisi dinamica non lineare (NLDA)

#### **Analisi statica lineare**

In questo tipo di analisi le forze sismiche di progetto sono rappresentate mediante un sistema di forze statiche orizzontali ed il calcolo delle sollecitazioni e spostamenti viene eseguito su un sistema elastico lineare.

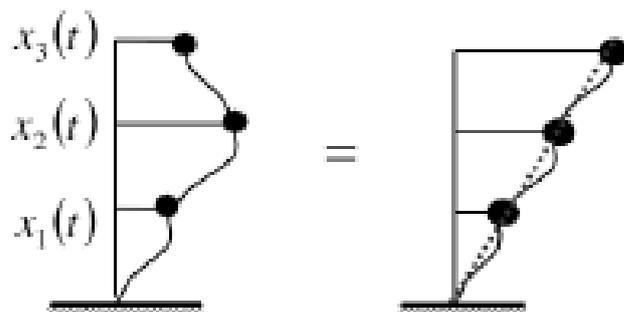


Figura 3.1: Primo modo di vibrare della struttura assunto lineare.

Il metodo prende in considerazione entrambe le direzioni principali della struttura, unicamente per il primo modo di vibrare. Dopo che sono stati calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, a partire dallo spettro di progetto, è possibile ricavare le massime forze di taglio agenti alla base della struttura, nelle due direzioni; adottando la formula:

$$V_b^{max} = S_A(T_1) W / g$$

Dove  $S_A$  è l'ordinata dello spettro di progetto in pseudo-accelerazione corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura, e  $W$  il peso complessivo della stessa. Nel caso di telaio multipiano, il taglio alla base è distribuito tra i vari piani in maniera proporzionale alle forze d'inerzia corrispondenti al modo fondamentale. Le NTC forniscono la seguente espressione:

$$F_i = \frac{F_h(z_i W_i)}{\sum(z_j W_j)}$$

Con:

$F_i$  forza applicata al i-esimo livello del telaio

$F_h$  forza di taglio alla base

$W_i$  e  $W_j$  pesi delle masse rispettivamente al livello i e k

$Z_i$  e  $z_j$  altezze dei piani i e k rispetto al piano di fondazione.

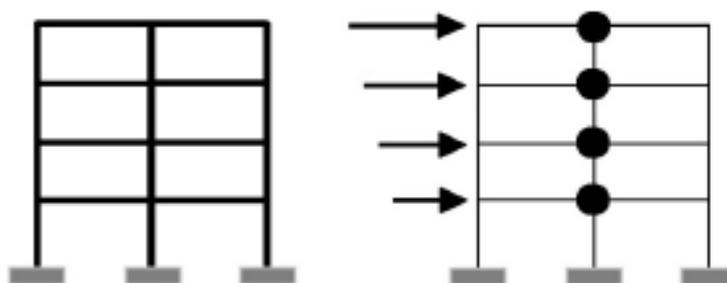


Figura 3.2: Distribuzione delle forze nell'analisi statica lineare.

## Analisi dinamica lineare

Viene chiamata anche Analisi modale spettrale, è attualmente considerata la normale procedura per la definizione delle azioni sismiche di progetto, in quanto considera tutti i modi di vibrare della struttura che danno un contributo significativo in termini di massa partecipante alla risposta strutturale.

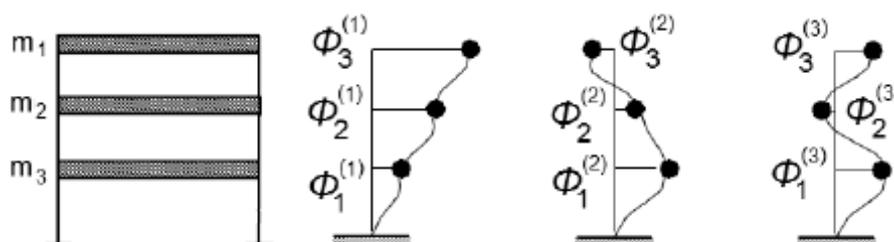


Figura 3.3: Esempi di modi di vibrare di una struttura.

Affinché la verifica sia soddisfatta la somma delle masse modali efficaci, per tutti i modi di vibrare che sono stati considerati, deve essere maggiore dell'85% della massa totale nelle due direzioni principali (x e y).

Una volta determinati i modi di vibrare principali della struttura, si calcola, per ciascuno di essi, la risposta sismica sfruttando uno spettro di risposta. La combinazione delle risposte sismiche per ottenere il valore massimo probabile di un qualsiasi effetto è dato da formule di derivazione statistica: SRSS, la radice quadrata della somma dei quadrati delle singole risposte modali; oppure CQC, combinazione quadratica completa.

La differenza sostanziale con l'analisi statica lineare è il fatto che con questa procedura vengono considerate anche le caratteristiche dinamiche della struttura nel calcolo dei parametri di risposta. La presenza di eventuali contributi duttili, e cioè non elastici, si considera attraverso un coefficiente, chiamato fattore di struttura ed indicato solitamente con la lettera  $q$ , con cui successivamente lo spettro elastico è abbattuto per ottenere lo spettro di progetto, a partire dunque dallo spettro di risposta iniziale.

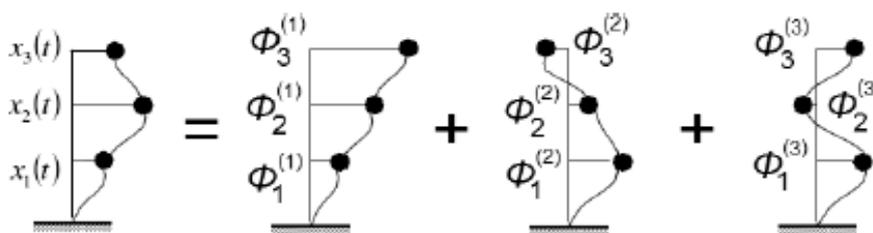


Figura 3.4: Combinazione dei modi di vibrare.

Questo approccio risulta più facilmente applicabile rispetto alla procedura lineare nel dominio del tempo; ma il risultato che si ottiene è dato solamente in termini di risposta massima, nessuna informazione viene fornita in merito alla frequenza o al numero di cicli a cui è sottoposta la struttura.

## Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, chiamata anche pushover, permette di ottenere informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità della struttura, rappresentando una valida alternativa alle procedure di dinamica lineare.

La curva di capacità della struttura (curva di taglio alla base con lo spostamento di un punto ritenuto significativo per il comportamento globale) viene valutata mediante l'applicazione di un sistema di forze monotone crescenti ad un modello della struttura, soggetto ai carichi gravitazionali, e ipotizzando un comportamento non lineare del materiale. La capacità viene confrontata con la domanda del sisma, ottenuta mediante la rappresentazione di spettri elastici di progetto.

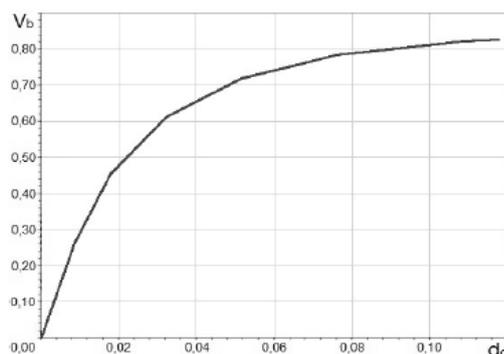


Figura 3.5: Esempio di una generica curva di capacità (curva di Pushover).

Questo tipo di analisi si basa generalmente sull'ipotesi che la risposta della struttura reale sia sempre confrontabile con quella di un oscillatore semplice ad un grado di libertà ad essa equivalente.

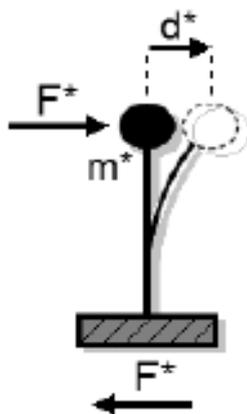


Figura 3.6: Oscillatore ad un grado di libertà equivalente.

Ciò sta a significare che la risposta stessa sia controllata da un unico modo di vibrare che rimane costante durante tutta la storia di carico. Tale ipotesi, in via generale, è poco attendibile: infatti la risposta sismica può essere fortemente influenzata dai modi di vibrare superiori, soprattutto nel caso la struttura presenta delle irregolarità. Un altro limite risiede nel fatto che le forze applicate, dipendenti dagli effetti che esse stesse provocano sulla struttura, dovrebbero variare ad ogni passo successivo dell'analisi. Tuttavia al giorno d'oggi i metodi di analisi pushover più diffusi si basano su una distribuzione fissa delle forze.

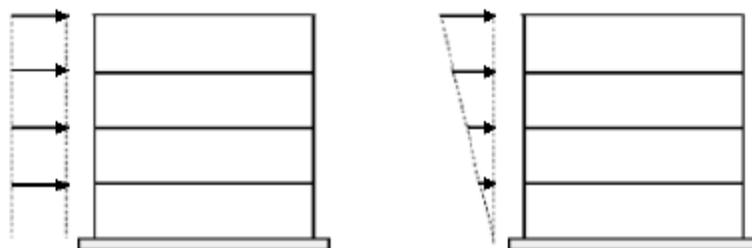


Figura 3.7: Esempi di distribuzione costante di forze e di distribuzione lineare di forze.

Essa può essere assunta costante, lineare o proporzionale alla massa o ad un modo di vibrare, solitamente il primo. Quest'ultima assunzione è generalmente attendibile fintantoché la struttura rimane in campo elastico; mentre, per grandi deformazioni, la forza dinamica può risultare meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

L'andamento della curva dipende dalla rigidità totale  $k$  della struttura (o dalla sua inversa, la flessibilità), che a sua volta deriva dalle caratteristiche geometriche e dei materiali che compongono le parti della struttura reale. La curva dipende da una misura di forza, che è una funzione non lineare e che interviene nella soluzione secondo la seguente legge generale:

$$F = k(D)$$

Dove si indica con  $D$  il valore degli spostamenti ed  $F$  quello delle forze.

La struttura, sottoposta ad un'analisi di spinta, nel grafico di risposta mostra sempre un tratto iniziale elastico, che poi si incurva quando inizia la fase plastica e non lineare.

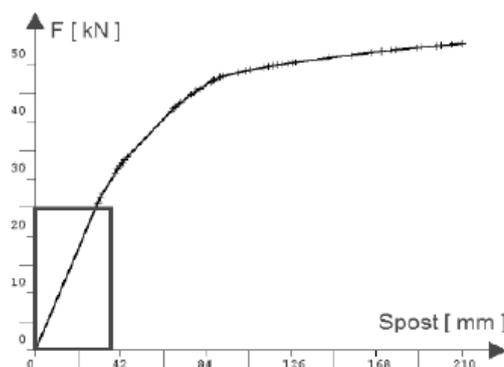


Figura 3.8: Tratto elastico della curva di Pushover.

La forma ed i valori presenti nella curva di pushover dipendono dalle capacità di resistenza e di deformazione dei singoli componenti che costituiscono la struttura. Il comportamento iniziale è sempre quindi quello elastico. In questa fase la risposta della struttura è di conseguenza completamente elastica: questo significa che ritornando alla condizione iniziale, in assenza di forze applicate, non si hanno deformazioni residue. In questo stadio allora le non linearità geometriche o di materiale non hanno influenza sulla soluzione. Dopo il ramo elastico la struttura inizia invece a sperimentare fasi non elastiche, che si possono manifestare in tre comportamenti tipici, rappresentati schematicamente dai tre rami numerati progressivamente:

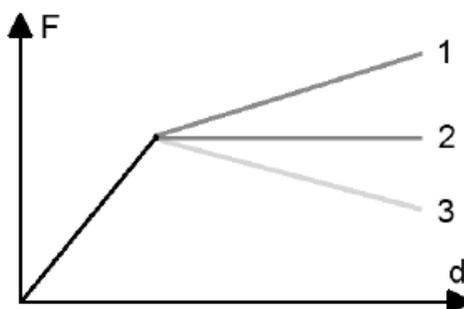


Figura 3.9: Tipico andamento della curva di Pushover.

Qualitativamente quello che cambia allora da un'opera ad un'altra è principalmente la fase post-elastica, che consiste nel ramo subito successivo allo stadio perfettamente elastico: può così esserci hardening (ramo 1), softening (ramo 3) oppure un comportamento plastico quasi perfetto (ramo 2).

Il punto che separa la fase elastica da quella non più elastica è convenzionalmente chiamato punto di snervamento.

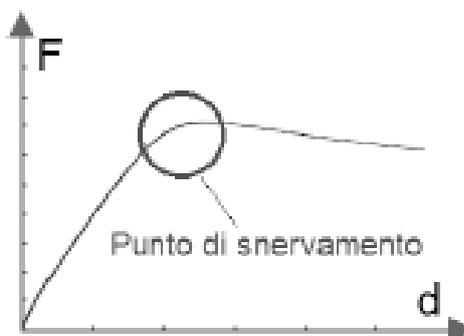


Figura 3.10: Punto di snervamento di una curva di Pushover.

Dopo questo punto, a cui corrispondono ovviamente una forza ed uno spostamento di snervamento, inizia il comportamento inelastico della struttura e le diversità elencate dopo questo limite sono date dalle caratteristiche intrinseche della struttura. Oltre a ciò, le differenze tra le curve possono ovviamente essere di tipo quantitativo, ovvero possono cambiare i valori di taglio massimo sopportabile alla base della struttura, i valori di spostamento relativi allo snervamento o alla rottura, o ancora le lunghezze dei rami elastici ed inelastici, in termini assoluti o relativi.

Qualsiasi richiesta di resistenza sismica al contrario non influenza la definizione della curva: essa non fa riferimento cioè ad alcuna azione sismica. In altre parole, si può pensare alla curva di pushover a grandi linee come una specie di legame costitutivo della struttura. Quando un terremoto induce uno spostamento orizzontale nella costruzione, il suo comportamento è sempre descritto da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura, ogni punto di questa curva definisce di conseguenza anche uno specifico stato di danno.

Nel caso di strutture reali (e soprattutto nella pratica comune e professionale) si tende a semplificare ancora di più il problema di definizione della capacità, linearizzando la curva di pushover in diversi modi. Si possono usare ad esempio approssimazioni trilineari o addirittura bilineari, come illustra il grafico attraverso la spezzata in nero, in cui viene bilinearizzata una curva di capacità di un sistema ad un grado di libertà SDOF:

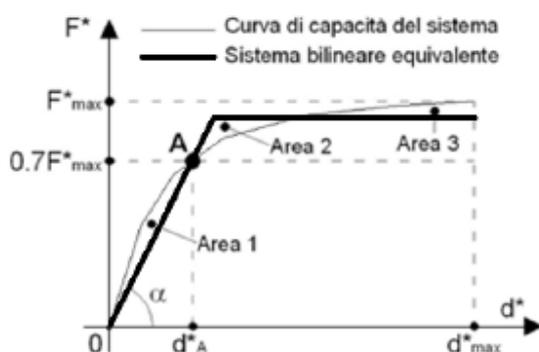


Figura 3.11: Rappresentazione bilineare della curva di Pushover.

La procedura di bilinearizzazione, che è quella seguita in ambito pratico nella maggior parte dei casi, consiste di solito in un criterio grafico. Attraverso questo

metodo, che si basa su un principio di uguaglianza delle aree indicate in figura come Area1, Area2 ed Area3, si costruisce una curva di capacità equivalente a quella di partenza, caratterizzata però da un tratto iniziale elastico a pendenza costante ed un tratto non elastico a pendenza nulla. Il metodo grafico è poi tradotto in formule analitiche, in modo da avere sempre una soluzione rapida ed univoca senza dover sempre attuare la procedura di uguaglianza delle aree. Un sistema di procedere di questo tipo è espressamente indicato e consigliato per il metodo chiamato N2, descritto nel paragrafo successivo. Questa convenzione di semplificazione non costituisce però un obbligo e scelte differenti possono essere effettuate. In linea di massima però un'approssimazione di un grafico di risposta è tanto più accurata quanto più è vicina alla curva originaria che rappresenta la vera risposta. All'aumentare dell'accuratezza aumentano però le difficoltà di rappresentazione ed interpretazione, quindi la scelta va fatta caso per caso. Generalmente la forma della spezzata sarà ancora o elasto-plastica perfetta, o elastica inelastica oppure elastica con successivo comportamento di softening, a seconda della struttura. Questa rappresentazione consente di identificare più agevolmente gli spostamenti della struttura e la resistenza di snervamento.

Come ultima osservazione a riguardo, si precisa che l'analisi statica lineare e l'analisi modale con l'utilizzo dello spettro di risposta possono essere generalmente interpretate come casi particolari dell'analisi statica non lineare.

## **Il metodo N2**

L'analisi statica lineare rappresenta solamente un primo step per la valutazione della risposta sismica di una struttura. A differenza degli altri metodi infatti, le sollecitazioni che essa presenta come risultati finali non sono riferite ad alcuna azione sismica, bensì sono quelle legate al solo comportamento strutturale a seguito dell'analisi di spinta compiuta. Si evidenzia infatti come, nella descrizione compiuta del procedimento di analisi, non si sia mai fatto riferimento ad alcun particolare parametro sismico o che comunque caratterizzi un qualche tipo di domanda in questo senso. Quello che però interessa nella progettazione e nella verifica è l'insieme delle sollecitazioni a cui la struttura sarà effettivamente

sottoposta all'accadere di un terremoto, molto più importanti in quest'ambito rispetto alle massime assolute sopportabili da essa.

Per ottenere questo risultato, sono stati proposti diversi metodi, tra cui ad esempio il metodo detto Capacity Spectrum e quello chiamato N2. Il secondo è quello adottato dalla normativa italiana e dagli eurocodici e per questo viene nel seguito descritto in tutti i suoi passaggi.

Nel metodo N2 sono più comunemente utilizzati elementi monodimensionali con plasticità concentrata alle estremità, ovvero si dice che si prevede l'uso di cerniere plastiche. Come dato iniziale è utile quindi avere il diagramma momento-curvatura delle sezioni sollecitate.

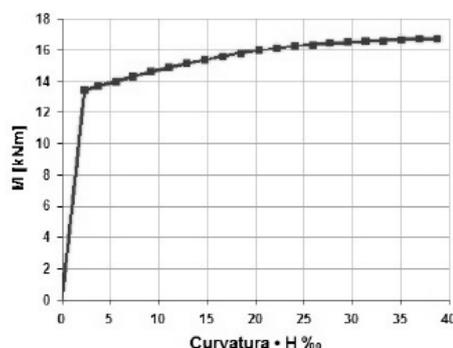


Figura 3.12: Esempio di diagramma Momento-Curvatura.

In modo da calibrare la risposta del modello numerico su quella della struttura realmente esistente. La domanda sismica, che darà quindi la misura delle sollecitazioni della struttura, è di solito definita nella forma di uno spettro elastico in accelerazione. In esso le accelerazioni spettrali  $S_e$  sono in funzione dell'accelerazione di gravità (solitamente indicata come multiplo del suo valore  $g$ ) e sono presenti in ordinata, mentre il periodo naturale della struttura  $T$ , in secondi, è riportato in ascissa.

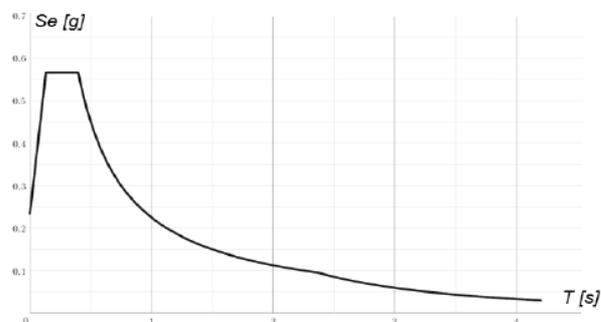


Figura 3.13: Spettro iniziale elastico di partenza.

Il coefficiente di smorzamento  $\xi$  è tenuto in considerazione all'interno dello spettro, attraverso dei parametri necessari alla sua definizione iniziale.

A partire dallo spettro in accelerazione precedente (la cui ascisse sono sempre rappresentate dai periodi  $T$  e le ordinate dalle accelerazioni spettrali chiamate d'ora in poi  $S_{ael}$ , in quanto elastiche), si determina lo spettro elastico in spostamento nel formato A-D (Acceleration-Displacement), che rappresenterà ancora la domanda sismica a cui la struttura verrà sottoposta, in questo caso però in relazione ad una misura di spostamento e non più di periodo in secondi.

Per un sistema elastico ad un grado di libertà (SDOF), si applica la seguente relazione per il passaggio dallo spettro iniziale a quello in formato A-D:

$$S_{del} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ael}$$

In cui  $S_{ael}$  e  $S_{del}$  rappresentano rispettivamente i valori di accelerazione nello spettro elastico e di spostamento sempre nello spettro elastico, corrispondenti al periodo  $T$  ed ad uno smorzamento fissato.

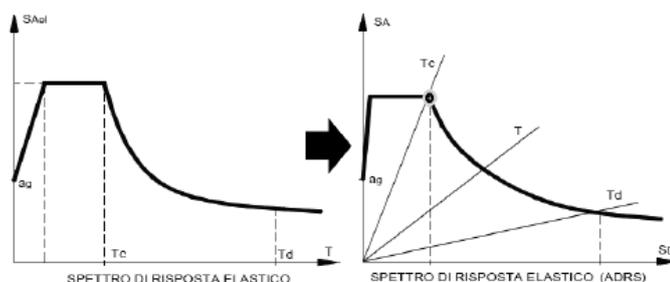


Figura 3.14: Passaggio da spettro nel formato A-T a spettro nel formato A-D.

Nel grafico in formato A-D i periodi sono rappresentati attraverso rette radiali uscenti dall'origine, la cui pendenza è data dal valore del periodo  $T$ , ancora in secondi. La retta di pendenza  $T_C$  passa per il punto dello spettro in formato A-D in cui si ha la transizione tra il tratto di accelerazione costante ed il segmento a velocità costante.

Il metodo N2 prevede però, nel caso sia necessario, l'utilizzo di uno spettro inelastico, sempre in formato A-D. Esso si ottiene attraverso l'utilizzo di un fattore

di riduzione  $q$ , che non coincide in generale con il fattore di struttura, anch'esso però chiamato  $q$ , dell'analisi dinamica lineare, ma che è funzione dell'energia isteretica dissipata dalla struttura duttile.

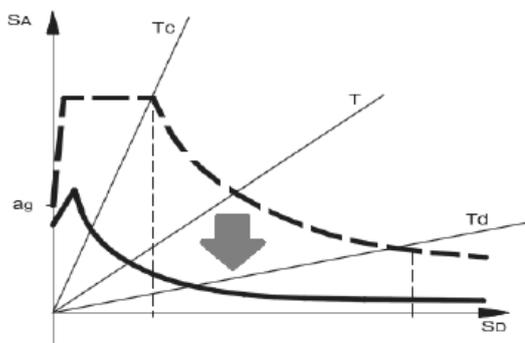


Figura 3.15: Passaggio da spettro elastico a spettro inelastico.

Per un sistema inelastico ad un grado di libertà SDOF, definito con una relazione bilineare forza-spostamento come la curva di capacità, l'accelerazione spettrale  $S_{apl}$  e lo spostamento spettrale  $S_{dpl}$  (che rappresentano rispettivamente ordinata ed ascissa dello spettro inelastico utilizzato per il metodo N2) possono essere determinati con le seguenti formule:

$$S_{apl} = \frac{S_{ael}}{q}$$

E:

$$S_{dpl} = \frac{\mu}{q} S_{del}$$

In cui  $\mu$  prende il nome di fattore di duttilità ed è definito come il rapporto tra il massimo spostamento, chiamato  $\delta_u$ , e lo spostamento che determina lo snervamento della struttura, detto  $\delta_y$ :

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Il fattore  $q$  è invece un termine di riduzione ed è funzione, come accennato, della duttilità (cioè della dissipazione di energia dovuta alla duttilità della struttura).

Molte formulazioni sono state proposte per il fattore di riduzione  $q$  (ad esempio da Vidic e Fajfar) ed operando diverse semplificazioni, in relazione al metodo N2 ora descritto, si arriva alle seguenti formule per  $q$ :

$$q = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{Per } T < T_C$$

$$\mu = q \quad \text{Per } T > T_C$$

Il fattore di riduzione  $q$  non ha quindi un valore sempre costante, ma ha il seguente andamento, al variare in ascissa del rapporto  $T / T_C$  ed anche del valore di  $\mu$ .

Osservando le precedenti espressioni per il fattore di riduzione  $q$ , si nota come per  $T > T_C$  gli spostamenti del sistema inelastico corrispondano a quelli del sistema elastico, mentre per  $T < T_C$  gli spostamenti sono in generale diversi, a meno di casi particolari che nel caso saranno descritti al momento opportuno durante le analisi. I diversi aspetti che assume lo spettro in formato A-D, in funzione del fattore di riduzione  $q$ , sono esposti nel seguente grafico:

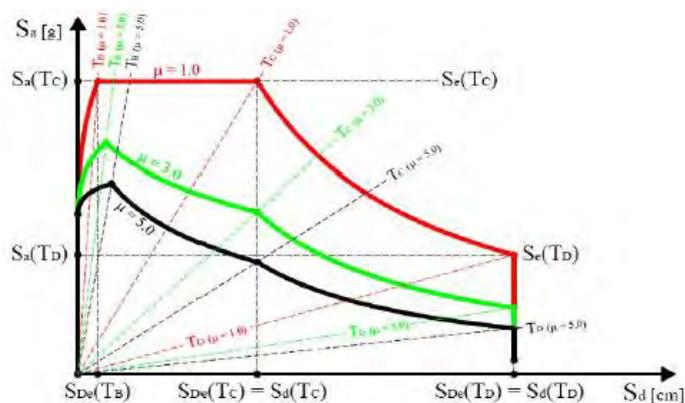


Figura 3.16: Spettri di risposta inelastici al variare di  $q$ .

Ovviamente se  $\mu$  ha valore unitario, così sarà anche quello di  $q$  e lo spettro inelastico in formato A-D coinciderà con quello elastico, che nel grafico è quello più in alto degli altri. Quelli che sono al di sotto di esso sono invece corrispondenti a fattori di duttilità  $\mu$  pari a 3 ed a 5, a cui ovviamente corrispondono i relativi fattori di riduzione  $q$ , ora maggiori di 1.

In questo disegno si osservano le rette di pendenza  $T_C$ , che all'aumentare del fattore di duttilità  $\mu$  diminuiscono la loro pendenza. In più si nota che per tutti gli spettri, sia cioè per quello elastico sia per quelli inelastici, vale sempre la proprietà:

$$S_{del}(T_C) = S_{apl}(T_C)$$

Ovvero che per  $T_C$ , ed in realtà anche per tutti i punti successivi fino a  $T_D$ , gli spostamenti elastici coincidono con quelli inelastici, a conferma anche della formula precedente.

### **Forma della capacità strutturale**

Per il metodo N2, la capacità sismica della struttura in esame è considerata sotto forma della curva di pushover, in cui la struttura è soggetta a forze laterali o a spostamenti monotonicamente crescenti. Si ricorda come la curva sia definita dalla relazione che interviene tra lo sforzo di taglio alla base e lo spostamento di un punto in sommità della struttura, detto punto di controllo. Il grafico della curva è dunque sempre derivato da un'analisi di spinta statica non lineare. Sotto l'azione di questo sistema di forze applicate, gli elementi della struttura sono portati progressivamente fino allo snervamento, ottenendo così il disegno della curva, poiché come conseguenza ad ogni incremento del carico la struttura perde progressivamente rigidità. Tale grafico solitamente rappresenta il comportamento di un sistema MDOF, e quindi necessiterà di una conversione di tutte le grandezze da tale sistema a più gradi di libertà a quelle relative ad un sistema SDOF. Questo perché sia la formula della conversione dello spettro elastico in formato A-D sia il conseguente passaggio da spettro elastico a spettro inelastico sono derivati da un sistema ad un grado di libertà.

Non esiste tuttavia una scelta univoca riguardo la distribuzione di queste forze o degli spostamenti utilizzati per l'analisi statica non lineare, anzi assunzioni diverse possono anche portare a risultati simili. In generale si stabilisce che il vettore di tali forze sia proporzionale alla forma determinata per il vettore degli spostamenti, ottenuto considerando la massa  $m_i$  ai vari livelli della struttura.

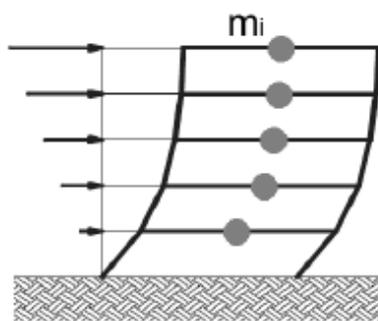


Figura 3.17: Distribuzione delle forze proporzionali alle masse.

E tramite la seguente relazione:

$$P = p \cdot M \cdot \Delta$$

Dove:

$P$  è il vettore delle forze laterali

$p$  è il fattore moltiplicativo incrementale delle forze

$M$  la matrice diagonale delle masse del sistema

$\Delta$  è il vettore degli spostamenti assunti (che possono coincidere o meno con quelli del primo modo di vibrare della struttura)

All'interno della matrice diagonale  $M$  saranno presenti tutti i termini delle masse ai vari livelli, chiamati prima  $m_i$ .

Oltre a questa, come già discusso, sono possibili altre distribuzioni di forze e di spostamenti, come quella uniforme o quella lineare (o triangolare).

### **Passaggio da sistema MDOF a sistema SDOF**

Nel metodo N2, la domanda sismica è determinata utilizzando lo spettro di risposta ed il comportamento inelastico è tenuto in conto in maniera esplicita. Di conseguenza la struttura dovrebbe, almeno in principio, essere modellata come un sistema ad un grado di libertà (SDOF). Questo per ovvi motivi non sempre è possibile, ed allora è necessaria una trasformazione della relazione forza-

spostamento del sistema MDOF (cioè quello creato per l'analisi sismica, corrispondente a quello reale) ad un equivalente, riferita però ad un sistema SDOF.

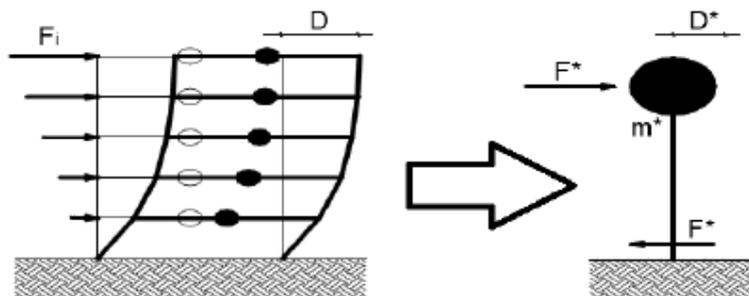


Figura 3.18: Passaggio da MDOF a SDOF.

Quindi, ottenuta dall'analisi statica non lineare la relazione forza-spostamento attraverso la curva di capacità (o curva di pushover) per il sistema MDOF, nel caso sia essenziale si deve trasformare la relazione trovata in una per un sistema SDOF, attraverso le relazioni:

$$D^* = D/\Gamma$$

E:

$$F^* = F/\Gamma$$

Con il termine:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_i m_i \Delta_i^2}$$

Che prende il nome di coefficiente di partecipazione, definendo con:

$D$  lo spostamento del sistema MDOF

$F$  il taglio alla base del sistema MDOF

$D^*$  lo spostamento del sistema equivalente SDOF

$F^*$  il taglio alla base del sistema equivalente SDOF

E per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  invece:

$m^*$  la massa equivalente del sistema SDOF

$m_i$  le masse relative ad ogni termine del vettore di spostamenti

$\Delta_i$  le componenti del vettore di spostamenti assunto.

Va notato che è possibile utilizzare ogni ragionevole forma per il vettore di spostamenti, sia costante che lineare, giudicando quale sia quella corretta a seconda della forma della struttura iniziale. Il vettore degli spostamenti è solitamente espresso in forma normalizzata, cioè lo spostamento del livello più alto è assunto unitario e gli altri sono calcolati con delle proporzioni, utilizzando come pesi le altezze relative dei vari piani dal livello di base. La scelta deve comunque essere sempre adeguata alla struttura da esaminare.

### **Bilinearizzazione della domanda sismica**

La bilinearizzazione della domanda sismica della struttura, espressa ora quindi come curva di capacità per un sistema equivalente SDOF, è necessaria per ottenere una rappresentazione semplificata e diretta all'interno del metodo N2. Infatti nel caso di analisi pushover di un sistema MDOF, la curva in generale non si presenterà sotto forma di una spezzata ma avrà un andamento piuttosto continuo, a meno di casi particolari. Così come si presenta, l'interpretazione della curva non è però spesso molto agevole. Il metodo prevede allora la procedura grafica già illustrata in questo capitolo, che si basa sull'uguaglianza di aree sottese dalla bilineare finale e dalla curva di capacità iniziale e sulla determinazione del punto di snervamento e di rottura del sistema, e cioè:

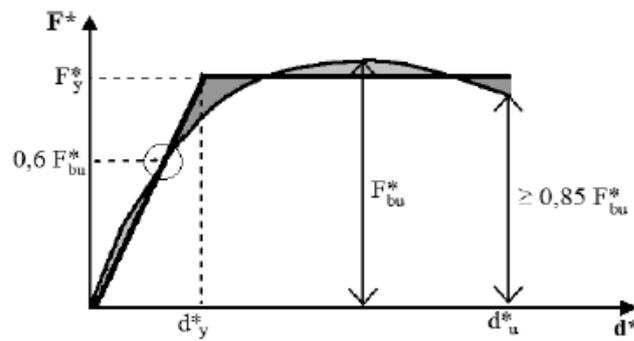


Figura 3.19: Procedura grafica di bilinearizzazione.

In pratica, si impongono una pendenza costante per il primo tratto di curva e una pendenza nulla per il secondo tratto. In molti testi, a riguardo, si legge che è possibile dimostrare che la presenza di un moderato strain-hardening non ha un rilevante effetto sulla domanda in termini di spostamento, mentre nel caso di strain-softening gli spostamenti massimi si incrementano, riportandosi per questo motivo in condizioni a favore della sicurezza e quindi più restrittive per l'analisi sismica. Ad ogni modo questa è una rappresentazione generalmente accettata per la bilinearizzazione della curva di capacità e di conseguenza per il suo utilizzo pratico. Il periodo elastico legato alla bilinearizzazione della struttura è:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_i D_y^*}{F_y^*}}$$

Con:

$T^*$  il periodo elastico

$m^*$  la massa del sistema equivalente SDOF

$D_y^*$  spostamento allo snervamento del sistema equivalente SDOF

$F_y^*$  forza di snervamento del sistema equivalente SDOF.

## Espressione della curva di capacità in formato A-D

Come ultima modifica alla relazione di capacità, il diagramma bilineare appena ricavato viene trasformato da legame in forma F-D (forza F e spostamento D) a

relazione in formato A-D (accelerazione  $S_a$  e spostamento  $D$ ), in modo da poterlo direttamente confrontare con lo spettro inelastico A-D ottenuto in precedenza relativamente alla domanda sismica. La trasformazione si ottiene con l'espressione:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

## Valutazione della performance della struttura

Nel passaggio finale del metodo N2 si valuta il punto di performance della struttura, confrontando la sua capacità con la domanda sismica. Lo spostamento di performance sarà chiamato  $S_d$ , è il risultato finale del processo e costituisce anche quello terminale della valutazione della risposta della struttura nei confronti della sollecitazione sismica. In questo particolare punto si ha dunque uguaglianza tra domanda sismica e capacità della struttura e riproduce quindi la piena rappresentazione della risposta del sistema.

Sullo stesso grafico si disegnano lo spettro elastico di domanda, quello inelastico (nel caso sia necessario) e la curva di capacità bilineare, tutti espressi nel formato A-D. Si indicano anche la retta di pendenza  $T_C$  e quella di pendenza  $T^*$ , utili per successivi confronti:

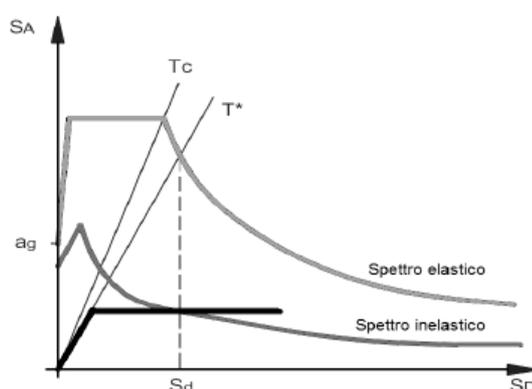


Figura 3.20: Definizione di domanda e capacità.

L'intersezione della retta radiale, uscente dall'origine, corrispondente al periodo  $T^*$  calcolato per la bilinearizzazione e lo spettro elastico di domanda definisce l'accelerazione spettrale  $S_{ael}$  richiesta per un comportamento elastico. In

corrispondenza dell'ordinata  $S_{ael}$  si trova l'ascissa  $S_{del}$ , ovvero il corrispondente spostamento spettrale. La formula che lega le due grandezze è la stessa del passaggio da spettro iniziale a spettro in formato A-D:

$$S_{del} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ael}$$

È ora necessario confrontare il valore del periodo  $T^*$  con il periodo  $T_C$ , e possono esserci di conseguenza due casi:

$$T^* > T_C$$

$$T^* < T_C$$

Nel caso la risposta del sistema sia però elastica, lo spostamento di performance  $S_d$  è pari a quello elastico appena calcolato, in quanto la duttilità strutturale non ha influenza sulla soluzione. Il confronto tra i due periodi non ha quindi effetto sui risultati, perché il modello non presenta stati di inelasticità per l'intensità della richiesta sismica, definita tramite lo spettro di domanda.

Se invece la struttura risulta avere un comportamento anche oltre il limite elastico, se  $T^* > T_C$  allora si ha che  $S_d = S_{del}$ , ossia lo spostamento inelastico richiesto è uguale allo spostamento elastico richiesto, come confermato ed ottenuto dal criterio di equivalenza degli spostamenti, citato in precedenza.

Se invece  $T^* < T_C$  allora la duttilità richiesta dalla struttura si può calcolare attraverso:

$$q = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1$$

Avendo denominato  $q^*$  la quantità, chiamata nel seguito anche  $q(T^*)$ :

$$q^* = q(T^*) = \frac{S_{ael}(T^*)m^*}{F_y^*}$$

In cui tutti i termini si riferiscono a quantità note.

Dal confronto dei due periodi, se dovesse risultare che  $T^* < T_C$ , il sistema viene definito rigido, mentre in caso contrario è detto flessibile. Una distinzione ulteriore è data confrontando i due valori:

$$\frac{S_e(T^*)}{F_y^*/m^*}$$

E nel caso di sistema rigido, si presentano le due possibilità di posizione relativa, mostrate nel seguito:

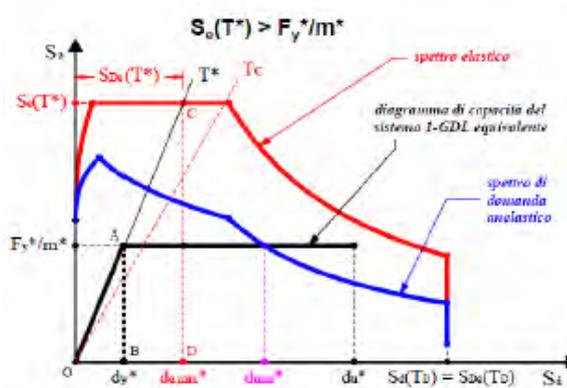


Figura 3.21: Sistema rigido, caso 1.

In questo e nei successivi grafici sono disegnati assieme la curva di capacità (assunta per semplicità bilineare), lo spettro elastico di partenza e quello inelastico, ottenuto con un generico fattore di riduzione  $q$ . La seconda possibilità per un sistema rigido è:

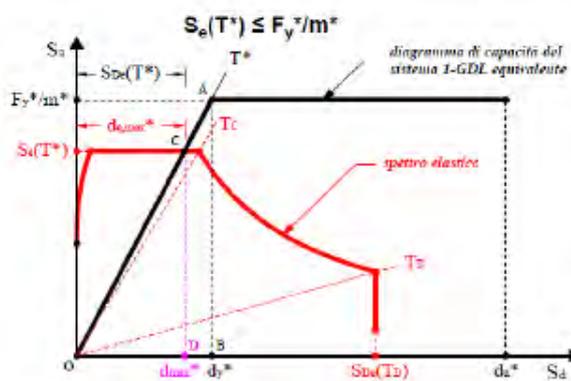


Figura 3.22: Sistema rigido, caso 2.

Se invece  $T^* > T_C$ , il sistema è detto flessibile, e si possono verificare i seguenti casi:

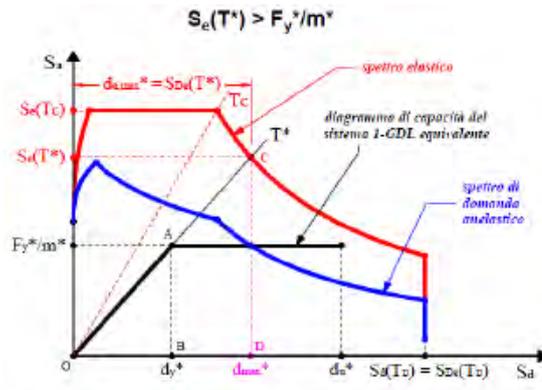


Figura 3.23: Sistema flessibile, caso 1.

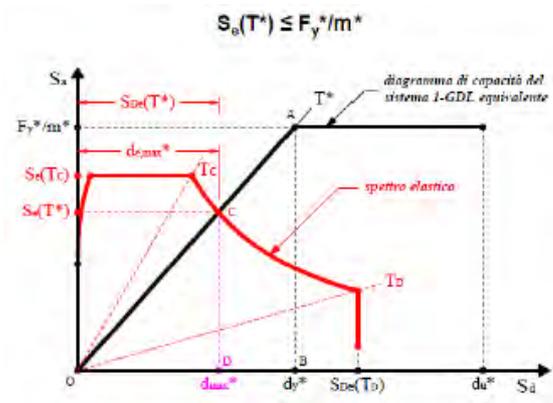


Figura 3.24: Sistema flessibile, caso 2.

Dopo tutte queste valutazioni, e nel caso il termine  $q^*$  sia maggiore di 1, si determina infine la domanda di spostamento inelastica come:

$$S_d = \frac{S_{del}}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right]$$

Comunque, a prescindere dal valore che assume  $T^*$  relativamente a  $T_c$ , in entrambi i casi la domanda inelastica  $S_d$  può, in modo equivalente, essere calcolata graficamente come l'intersezione tra la curva di capacità bilineare e lo spettro di domanda inelastico corrispondente al relativo fattore di duttilità  $\mu$ .

Lo spostamento in corrispondenza dell'intersezione è generalmente chiamato punto prestazionale o performance point (abbreviato con la sigla PP oppure anche con P.P.):

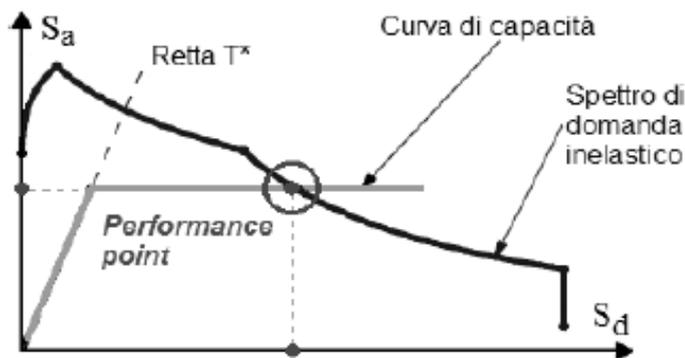


Figura 3.25: Performance Point.

### Determinazione del performance point nel caso di sistema MDOF

Se la struttura di partenza è stata fin dal principio modellata attraverso un sistema SDOF, il metodo N2 termina qui e lo spostamento trovato è quello di performance per la struttura. Se invece la struttura di partenza creata consiste in un sistema MDOF, si deve trasformare lo spostamento appena trovato, indotto dal sisma nel sistema SDOF, in quello atteso per il punto di controllo del sistema MDOF, cioè nello spostamento  $S_d$  della struttura reale. Il tutto avviene attraverso la relazione:

$$D = D^* \Gamma$$

E cioè, avendo nel secondo caso chiamato allora preventivamente  $S_d^*$  il punto di performance per il sistema SDOF:

$$S_d = S_d^* \Gamma$$

### Richiesta di prestazione della struttura e calcolo delle sollecitazioni

In corrispondenza allo spostamento massimo calcolato  $S_d$  finale, si valutano le prestazioni della struttura, sia a livello locale sia a livello globale. Questo viene fatto attraverso una nuova analisi di spinta pushover, in controllo di spostamento, in cui si assegna allo spostamento monitorato al punto di controllo un valore pari a quello corrispondente al performance point, determinato precedentemente con il metodo N2.

Come output dell'analisi saranno forniti, oltre alla solita curva di capacità (che consisterà in un ramo più o meno esteso della precedente, che ora però non ha più interesse) i valori degli spostamenti e dei parametri della sollecitazione di tutta la struttura, relativi a quello spostamento di performance assegnato, con cui si procederà ad effettuare tutte le verifiche ed i confronti con i limiti imposti del caso di studio.

## **Analisi dinamica non lineare**

In questo metodo si prevede sia la variazione della rigidità strutturale sia delle forze orizzontali: per rappresentare il complesso di eventi che affronta la struttura durante un sisma, è necessario integrare nel dominio del tempo l'equazione generale del moto; includendo gli effetti di non linearità per materiale e per geometria.

Per risolvere il problema si fa riferimento ad algoritmi numerici di integrazione al passo che forniscono la funzione spostamento al variare del tempo. Per avere risultati attendibili occorre ricreare un modello quanto più aderente possibile alla struttura reale: rappresentando geometricamente gli elementi strutturali e caratterizzandoli da un punto di vista meccanico con legami di tipo anelastico, definendo i vincoli interni ed esterni e l'azione sismica.

Dato che l'azione sismica è aleatoria, così come avviene per l'analisi time history, la normativa italiana prevede che sia effettuato lo studio della risposta strutturale della struttura per almeno tre accelerogrammi spettro compatibili diversi, agenti nelle tre direzioni principali.

Dalla descrizione del metodo si può facilmente intuire che tale procedura è, in assoluto, la più complessa tra quelle finora descritte ma parallelamente è anche quella che fornisce risultati più attendibili e verosimili.

## **Analisi time history**

In questa procedura si utilizzano un modello tridimensionale con elementi elasto-plastici per calcolare la risposta sismica mediante l'integrazione delle equazioni del moto; si applicano alla struttura accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro di risposta elastico. Poiché i risultati sono suscettibili degli accelerogrammi di risposta utilizzati, la normativa impone l'utilizzo di tre terne di accelerogrammi (ciascuna terna è composta da tre accelerogrammi contemporaneamente agenti nelle tre direzioni principali) per calcolarne la condizione più gravosa. Come si può facilmente intuire tale metodologia comporta un onere computazionale piuttosto elevato per cui, nelle analisi ordinarie, è poco utilizzata.

## **Analisi dinamica non lineare nelle norme tecniche per le costruzioni**

Si riporta di seguito quanto specificato all'interno delle Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008, per quanto concerne le analisi time history.

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

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e di quello di SS (sono dei parametri interni). In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 secondi; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 secondi. Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione.

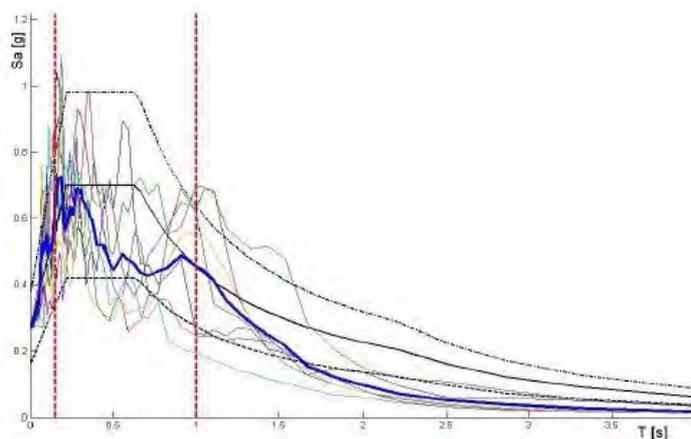


Figura 3.26: Accelerogramma e relativo spettro di risposta elastico di riferimento.

La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15 s \div 2,0 s$  e  $0,15 s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, e  $0,15 s \div 1,5 T$ , per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo Stato Limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici. L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione. L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

La complessità delle ipotesi alla base di un'analisi dinamica non lineare e delle equazioni alla base di essa sono opportunamente tralasciate, poiché costituirebbero solamente una descrizione strettamente matematica e poco importante per l'argomento trattato, al contrario di quanto si è fatto invece per l'analisi statica non lineare. Per contenuti più specifici, sono comunque disponibili moltissime trattazioni e pubblicazioni molto dettagliate.

L'analisi dinamica non lineare, come la statica non lineare, sarà utilizzata per l'analisi sismica della struttura esaminata all'interno di questo studio. Nello specifico, nel caso delle analisi effettuate sul ponte in osservazione, sono stati utilizzati per ogni analisi dinamica non lineare cinque diversi accelerogrammi, relativi ad ogni spettro di risposta del singolo sito considerato, per una durata totale di 20 secondi ciascuno.



## **CAPITOLO 4**

### **EFFETTO SISMICO SUI PONTI**

Per poter valutare correttamente la vulnerabilità sismica di una rete infrastrutturale, innanzitutto è necessario valutare la fragilità degli elementi che la compongono.

Infatti in una rete infrastrutturale, spesso, i componenti più critici sono i ponti, poiché sono gli unici elementi a rischio nel caso di evento sismico.

I ponti sono opere, che pur essendo a volte complesse, possono essere schematizzate attraverso semplici schemi strutturali, rispetto ad altre opere di ingegneria civile.

Questa peculiarità nei ponti comporta una serie di sfaccettature sia positive che negative.

L'aspetto favorevole consiste nella possibilità di sviluppare analisi e modelli teorici sicuramente più aderenti alla realtà, vista la semplicità dello schema a cui può essere ricondotta la struttura esistente. La risposta prevista nella teoria è, cioè, più coerente con quella reale; soprattutto se confrontata con altri sistemi più complessi, come gli edifici. L'aspetto negativo, al contrario, è dato dal fatto che i sistemi strutturali negli edifici, come si è detto sicuramente più complessi rispetto a quelli dei ponti, spesso possono evitare conseguenze disastrose anche per terremoti d'intensità molto elevata, a causa dell'elevato numero di vincoli sovrabbondanti presenti in essi. Le strutture da ponte sono in effetti di norma strutture isostatiche, o comunque a basso livello di iperstaticità, mentre le strutture utilizzate per gli edifici, a causa del loro alto grado di iperstaticità, permettono ampie escursioni oltre il campo elastico.

Inoltre va considerata la loro importanza strategica all'interno della rete infrastrutturale, poiché oltre al rischio di perdite di vite umane, caratteristica comune a tutte le opere civili, può avere anche un impatto negativo nei soccorsi, sulla viabilità e a livello economico per il trasporto di merci.

## **Cause di danni sui ponti**

Attraverso l'analisi dei danni provocati dai vari eventi sismici che si sono succeduti all'estero (così come in Italia), si nota come le rotture subite dalla struttura sono in generale riconducibili a difetti progettuali. La maggior parte delle inefficienze della struttura è infatti una diretta conseguenza delle norme di progetto e delle analisi generalmente adottate prima degli anni 70, non caratterizzate pertanto dalla precisione e dall'approccio attuali.

Come risultato di una progettazione o di una realizzazione inadeguata della struttura, gli errori generalmente più commessi sono:

- Sottostima degli spostamenti
- Sottostima delle forze sismiche
- Mancata considerazione delle riserve della struttura oltre il campo elastico.

## **Effetti della sottostima degli spostamenti**

La stima degli spostamenti in presenza di forze orizzontali, associata per esempio alla invece che fessurate (come invece si presentano nella realtà), risulta considerazione di sezioni in calcestruzzo interamente reagenti fortemente ridotta rispetto a quelli che si verificano effettivamente.

L'effetto principale di avere, in fase progettuale, stimato per difetto gli spostamenti attesi durante le condizioni di operatività della struttura consiste quasi sempre in una lunghezza inadeguata della sede d'appoggio e in un dimensionamento errato dei giunti. In generale infatti le sedi sono spesso molto più corte: in presenza di forti terremoti possono portare alla perdita d'appoggio dell'impalcato o più frequentemente a spostamenti relativi eccessivi. Un giunto mal progettato produce invece un effetto di martellamento tra le varie parti costituenti la struttura, oppure tra la struttura stessa ed altre opere adiacenti.



Figura 4.1: Esempio di perdita di appoggio dell'impalcato a seguito di un evento sismico.



Figura 4.2: Esempio di perdita di appoggio dell'impalcato con resistenza della sovrastruttura.

## **Effetti della sottostima delle forze sismiche**

L'assunzione di forze sottostimate derivanti dal sisma ha come conseguenza la produzione di un rapporto tra carichi statici e forze sismiche non corretto, che condiziona in senso negativo il dimensionamento degli elementi strutturali. Alcune parti possono allora presentare sezioni inadeguate o non sufficienti a resistere alle sollecitazioni a cui esse sono sottoposte in circostanze particolari, come lo sono quelle di un terremoto.

L'aver considerato forze dinamiche più basse di quelle reali ha portato spesso ad un sottodimensionamento degli elementi portanti oppure all'omissione di vincoli adatti a resistere a forze che di natura sono in direzione orizzontale, a differenza dei carichi gravitazionali agenti sempre in direzione verticale. Un caso ancora più grave si verifica quando, specialmente in strutture di realizzazione molto datata nel tempo,

le forze sismiche non sono proprio prese in considerazione al momento del progetto o della realizzazione.

Le forze agenti nelle due direzioni si combinano infatti in questo modo:

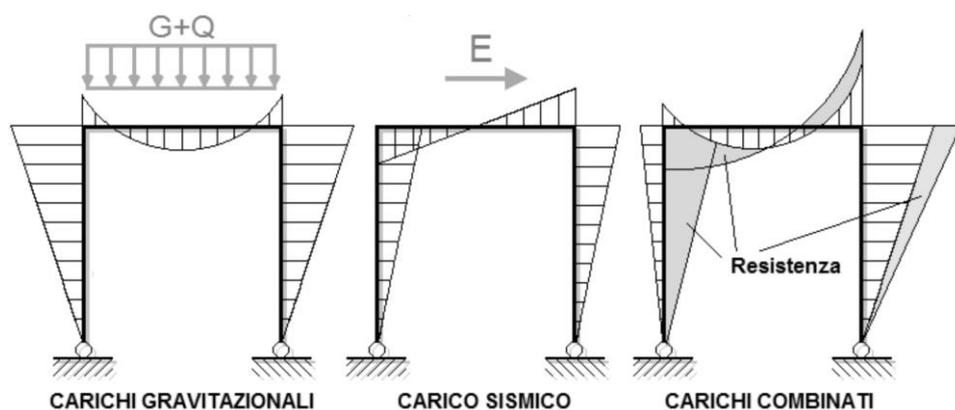


Figura 4.3: Combinazione delle forze agenti nelle due direzioni, orizzontale e verticale.

E se tale combinazione non è considerata, si ha una stima globale per difetto delle forze agenti sulla struttura. Nelle opere realizzate si possono quindi riscontrare travi di dimensioni non adeguate o pile e spalle non correttamente armate. A seguito di ciò, all'accadere del sisma si hanno rotture per flessione o per taglio per intensità di forze ben inferiori a quelle previste (cioè quelle per cui si era originariamente previsto il collasso). Inoltre si può riscontrare appunto una totale mancanza di vincoli orizzontali atti a bloccare gli spostamenti della struttura in questa direzione.



Figura 4.4: rottura per taglio di una pila.

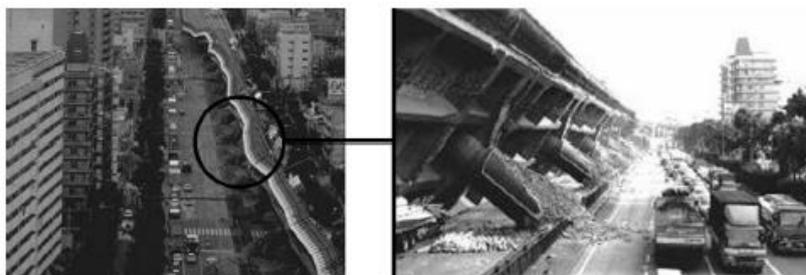


Figura 4.5: rotture per flessione delle pile.



Figura 4.6: rotture per presso-flessione delle pile e mancanza di staffatura.

### **Mancata considerazione del comportamento plastico**

La mancata considerazione del campo plastico di operatività della struttura non tiene in conto delle ulteriori risorse di resistenza della costruzione e della presenza di una certa sua duttilità. Le rotture che avvengono non sono allora controllate e si possono presentare in forme o parti dell'opera non previste in fase progettuale.

Gli effetti di questo errore progettuale sono prevalentemente presenti nelle strutture meno recenti. Come conseguenza della progettazione completamente e solo in campo elastico della costruzione, l'eventuale collasso della struttura non avviene nelle modalità previste. Nelle normative più moderne, relativamente alla progettazione delle opere nuove, si è infatti introdotto il concetto di gerarchia delle resistenze (o capacity design), che ovviamente non è quasi mai stato preso in considerazione al momento della realizzazione di opere datate nel tempo. Si riporta a riguardo un estratto delle Norme Tecniche per le Costruzioni, esposto in linea del

tutto generale in quanto argomento non strettamente collegato al presente lavoro. Si può però già da queste righe comprenderne i principi basilari.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- Comportamento strutturale non dissipativo
- Comportamento strutturale dissipativo

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli Stati Limite di Esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche), se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo invece, cui ci si riferisce quando si progetta per gli Stati Limite Ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (quelle di materiale sempre, quelle geometriche quando rilevanti e comunque sempre da considerare quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dalla risposta della struttura ad esse relativa e su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di Duttilità Alta (CD"A")
- Classe di Duttilità Bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione. Per ambedue le classi di duttilità, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile, evitando rotture fragili (ad esempio per sollecitazioni di taglio) e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone specifiche, a tal fine individuate e progettate, dette dissipative o critiche, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse devono formarsi dove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovreresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo devono essere in grado di sostenere una ben determinata forza, ottenuta assumendo un adeguato coefficiente di sovreresistenza, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC (Stato Limite di Collasso).

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di tipo scorrevole, il supporto deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate, determinato in base alle azioni allo Stato Limite Ultimo; si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo. I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Spesso, soprattutto nelle costruzioni meno recenti, le risorse in campo plastico (oltre cioè quello elastico) non sono mai state considerate. Per questo motivo, in casi simili, le rotture nelle strutture non avvengono più in linea di massima prima in forma duttile (per flessione) ed in punti ben determinati, ma al contrario possono

avvenire con comportamento fragile (per taglio) ed in maniera incontrollata e diffusa in tutta la struttura.

## **Criteri generali di progetto**

Dopo aver scorso i principali danni subiti dai ponti o le lacune più comuni riguardanti la progettazione si elencano, in maniera sintetica, dei criteri generali di progetto utili affinché la struttura abbia le caratteristiche necessarie per un adeguato comportamento sismico:

- L'impalcato deve essere se possibile dritto, in quanto curvature in pianta della linea d'asse hanno effetti notevoli sulla risposta sismica
- L'impalcato deve essere preferibilmente retto, perché impalcati sghembi generano rotazioni nel piano orizzontale ed incrementano l'entità degli spostamenti trasversali
- L'impalcato deve essere per quanto possibile continuo e con il minor numero di giunti realizzabile, poiché gli impalcati in semplice appoggio i più sono soggetti a scivolamento dalla sede
- Il terreno di fondazione deve essere preferibilmente roccioso o almeno alluvionale compatto, al fine di evitare i cedimenti (soprattutto quelli differenziali, molto pericolosi)
- Le pile devono essere di uguale altezza per evitare variazioni di rigidezza e di concentrazione del danno nelle pile più rigide
- Le pile devono possedere rigidezza e resistenza uguale nelle due direzioni in pianta, perché differenze tra di esse possono generare inefficienze
- Le luci devono essere il più possibile corte, perché grandi luci generano grandi sforzi assiali e flessionali su di esse
- Le cerniere plastiche previste devono formarsi nelle pile (e non alle estremità delle travi) al fine di garantire un'eventuale ispezione o riparazione

Queste regole costituiscono norme del tutto generiche e la loro applicabilità deve comunque essere sempre valutata caso per caso, a seconda cioè della situazione considerata e delle sue specifiche caratteristiche.

## **Definizione dell'azione sismica di progetto**

Per poter valutare le condizioni di una struttura, sia nel caso statico sia in quello sismico, occorre innanzitutto definire l'azione per la quale si vuole valutarne la risposta.

Le azioni sismiche sono definite essenzialmente attraverso il valore di accelerazione al suolo, e l'entità di queste sollecitazioni dipende da numerosi fattori tra cui: le caratteristiche morfologiche e topografiche del terreno, le caratteristiche della struttura, lo stato limite considerato e il periodo di riferimento della struttura. Per quanto riguarda gli stati limite nei confronti delle azioni sismiche la norma ne individua quattro (NTC 2008 par. 3.2.1):

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni

orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

➤ Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I primi due sono considerati Stati Limite di Esercizio, mentre gli ultimi due sono Stati Limite Ultimi. Per ciascuno di questi stati limite la normativa fornisce dei valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno dei quattro stati limite.

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

Tabella 4.1: Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

Per quanto riguarda il periodo di riferimento ( $V_R$ ) di una struttura questo dipende da due parametri fondamentali:

- la vita nominale dell'opera ( $V_N$ ), ossia il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata;
- la classe d'uso, che fornisce una misura delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 2.4.1, forniscono i seguenti valori di vita nominale.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 4.2: Vita nominale per i diversi tipi di opere.

Le classi d’uso individuate dalla normativa al par. 2.4.2 sono quattro e sono così classificate:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione,

particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per ciascuna classe d'uso viene fornito un valore del coefficiente d'uso  $C_U$ .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.3: Valori del coefficiente d'uso in funzione della classe d'uso.

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ottiene, per ciascuna costruzione, come prodotto tra la vita nominale dell'opera e la classe d'uso, come segue:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Per i ponti si assume come valori di vita nominale 50 anni o 100 anni, e come coefficiente d'uso 1 oppure 1,5. Nel caso di ponti con vita nominale 100 anni di importanza strategiche si può considerare una classe d'uso IV con  $C_U$  pari a 2.

I valori dei periodi di riferimento per strutture da ponte più utilizzati sono riassunti nella seguente tabella.

	$C_U = 1$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2$
$V_N = 50$ anni	50	75	-----
$V_N = 100$ anni	100	150	200

Tabella 4.4: "Valori dei periodi di riferimento per le strutture da ponte, in anni"

Una volta definito il periodo di riferimento e lo stato limite ultimo per il quale si vuole verificare la struttura si può calcolare il tempo di ritorno con la seguente formula:

$$Tr[anni] = - \frac{V_R}{(\ln(1 - 0.01 Pr[\%]))}$$

Se consideriamo un valore di  $Pr = 10\%$ , corrispondente ad uno stato limite ultimo di salvaguardia della vita, otteniamo, per le combinazioni di valori riportate in tabella, i seguenti valori di  $Tr$ :

	CU = 1	CU = 1,5	CU = 2
$V_N = 50$ anni	475	712	-----
$V_N = 100$ anni	950	1428	1900

Tabella 4.5: "Valori del tempo di ritorno per le strutture da ponte, in anni"

Definito il tempo di ritorno e le coordinate geografiche del sito ove si trova la struttura è possibile ottenere il valore di accelerazione orizzontale massima al sito, espressa in  $g/10$ , utilizzando le tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica riportate nell' Allegato B delle NTC 2008.

I valori di  $a_g$  riportati in queste tabelle sono definiti in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria topografica A (ammassi rocciosi o terreni molto rigidi). Questo valore deve essere poi modificato a seconda della tipologia di sottosuolo effettivamente presente nel sito dove sorge l'opera, secondo la procedura descritta al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

In questo modo è possibile ottenere il valore di PGA per il quale si vuole verificare la struttura, che verrà utilizzato nella costruzione delle curve di fragilità.

## Verifica sismica in generale

Qualunque sia l'analisi adottata, il criterio generale per eseguire una verifica sismica è confrontare domanda e capacità. La domanda sismica è l'insieme delle azioni a cui è soggetta la struttura interessata, come conseguenza di un terremoto,

mentre la capacità è rappresentata dalle sue risorse di resistenza che contrastano le sollecitazioni sismiche. Il collasso si definisce come il primo meccanismo che si sviluppa, e per identificare la presenza o meno di danni strutturali è fondamentale il confronto tra capacità e domanda.

Per questo, dopo aver riassunto tutti i possibili metodi di analisi sismica ed evidenziato quelli che saranno utilizzati in questo lavoro di tesi in relazione alle analisi effettuate, che saranno cioè del tipo statico non lineare (pushover) e dinamico non lineare (time history), si passa alla definizione dei parametri necessari per la verifica sismica. Essi saranno descritti in riferimento ad ognuna delle tre opere rappresentative analizzate.

## **Parametri per la domanda dell'opera in esame**

Per il calcolo della domanda sismica si devono definire le caratteristiche del suolo ed alcuni parametri sulla vita e sull'uso della struttura, secondo le indicazioni fornite nella normativa.

Per questo scopo lo strumento utilizzato è lo spettro in periodo ed accelerazione, nel formato dato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. Per la caratterizzazione dello spettro di riferimento sono necessari diversi parametri preliminari, alcuni dei quali sono comuni a tutte le opere, mentre altri sono specifici per ogni ponte (ad esempio la sua localizzazione).

A causa di ciò, si sono considerati per il ponte master che è stato analizzato i seguenti valori, classificati quindi convenzionalmente come parametri comuni:

- Stato Limite: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Vita nominale  $V_N$ : 50 anni
- Classe d'uso: III (ovvero costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza, dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso)
  - Coefficiente d'uso  $c_u = 1,5$
  - Periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni

- Categoria di terreno: tipo C (categoria che la normativa descrive come formata da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità); non avendo informazioni sul tipo di terreno relativo all'opera trattata, si è scelta questa tipologia che presenta caratteristiche intermedie all'interno delle varie classi di terreno

In base a questi criteri, si arriva alla definizione del tempo di ritorno dell'evento sismico utilizzato per il calcolo della domanda sismica:

$T_r = 712$  anni

Ciò significa che un terremoto dell'intensità scelta accade mediamente, cioè con una probabilità strettamente statistica, una volta ogni 712 anni.

## **Livelli di danno**

I danni che provoca un evento sismico possono essere sia di natura strutturale che non strutturale. I primi interessano gli elementi portanti della struttura, mentre gli altri riguardano componenti della struttura, che, anche se vengono danneggiati, non compromettono la stabilità ed il funzionamento della stessa.

L'entità del danno, oltre a dipendere dall'azione sismica, è legato alle caratteristiche della struttura; dipende quindi da come questa viene progettata. Pertanto risulta difficile prevedere con precisione l'entità dei danni subiti da un'opera, poiché essi dipendono da molteplici fattori.

I parametri che maggiormente vengono presi in considerazione per definire il danneggiamento strutturale dal punto di vista quantitativo sono la duttilità richiesta e l'energia dissipata plasticamente. In entrambi i casi si procede associando al collasso della struttura un prefissato valore di duttilità o di energia dissipata. In tal modo, noti i risultati dell'analisi, è possibile stabilire se il collasso avvenga o meno, valutando uno dei due parametri sopra espressi.

In molti studi presenti in letteratura, per la definizione del danno, si prende in considerazione la duttilità cinematica:

$$D = \mu_s = \frac{x_{max}}{x_y}$$

Dove:

$x_{max}$ : massimo spostamento raggiunto del punto di controllo, nel caso della pila da ponte coincide con il punto in sommità

$x_y$ : spostamento del punto di controllo in corrispondenza del raggiungimento della condizione di snervamento della pila.

Un problema complesso è quello di definire i livelli intermedi di danneggiamento: tale problematica, essendo connessa all'applicazione di metodi di identificazione strutturale non lineare su strutture esistenti, va collegata con l'analisi del danno subito da ponti reali, facendo riferimento, quindi, a database ricavati a partire da osservazioni in sito dopo l'evento sismico. In diversi studi americani, basati su pile in calcestruzzo armato costruite con modalità autoctone, si è cercato di definire i diversi livelli di danno cercando di creare una corrispondenza con i livelli descrittivi di danno Hazus, che rispecchiano quelli del metodo RISK-UE (per esempio Choi, 2002):

Definition of damage states for bridge components

Damage state	Slight damage	Moderate damage	Extensive damage	Complete damage
Columns ( $\mu$ )	$1.0 < \mu < 2.0$	$2.0 < \mu < 4.0$	$4.0 < \mu < 7.0$	$7.0 < \mu$
Steel bearings ( $\delta$ , mm)	$1 < \delta < 6$	$6 < \delta < 20$	$20 < \delta < 40$	$40 < \delta$
Expansion bearings ( $\delta$ , mm)	$\delta < 50$	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$
Fixed dowels ( $\delta$ , mm)	$8 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Expansion dowels ( $\delta$ , mm)	$\delta < 30$	$30 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$

Tabella 4.6: Definizione del livello di danno per le pile da ponte.

Il livello di danno da verificare durante l'analisi è legato all'importanza del ponte, vale a dire al ruolo che svolge nel mantenimento del sistema viario a seguito di un sisma. I ponti di fondamentale importanza, quelli che devono assicurare il mantenimento della viabilità anche in condizioni di emergenza dopo un terremoto, devono essere tali da subire solo un danno lieve che non ne comprometta l'utilizzo,

gli altri ponti invece, possono subire anche un livello di danno maggiore, evitando in ogni caso il collasso strutturale.

Sono definiti quindi a priori quattro livelli di danno per questo tipo di strutture (si precisa che in realtà questi livelli sono comuni anche ad altre opere, seppur presentino descrizioni differenti in base al tipo di struttura), oltre al livello 0 in cui non si registra nessun danno. Essi sono chiamati:

- Danno lieve o minore (slight/minor damage)
- Danno moderato (moderate damage)
- Danno esteso (extensive damage)
- Danno completo o collasso (complete damage)

I livelli di danno possono riferirsi sia alla perdita di funzionalità di parti della struttura sia ad un vero e proprio danno fisico riportato dalle sue componenti, a seconda delle situazioni.

Si vuole ora descrivere alcune caratteristiche di danni visibili a cui vengono associati questi livelli di danno, in maniera da rendere facilmente identificabile un livello di danno a seguito di un evento sismico.

Il livello di danno lieve comprende: crepe ridotte e scheggiatura della spalla, crepe nelle connessioni a taglio (chiavi di taglio) delle spalle, crepe ridotte e scheggiature sulle cerniere, scheggiature ridotte alle colonne (il danno è solo esteriore), crepe minori alla soletta o nell'impalcato.

Il danno moderato definisce: crepe per rottura a taglio limitate in qualche colonna (con scheggiatura) senza danneggiare seriamente la parte strutturale, moderati movimenti delle spalle (< 5 cm), crepe estese e scheggiature delle connessioni a taglio, qualche connessione crepata relativamente alle chiavi di taglio, bulloni piegati, rottura dei ritegni senza movimenti relativi dalla sede, limitati movimenti o limitate rotture di alcuni tipi di appoggio

Perché la struttura sia soggetta a danno esteso devono essere presenti: colonne danneggiate ma non collassate, rottura a taglio, rotture interessanti la parte strutturale, significativi spostamenti residui alle connessioni, sovrapposizione della soletta, spostamenti della spalla, differenti sovrapposizioni alle connessioni, rottura delle connessioni a taglio sulla spalla.

Infine il collasso, detto anche danno completo, avviene quando le colonne e connessioni perdono completamente l'appoggio, avviene un eventuale collasso dell'impalcato, si ha rottura delle fondazioni.

Questi livelli di danno sono poi ovviamente associati, secondo qualche criterio, al livello di funzionalità del ponte oppure anche al tempo che sarebbe necessario a ripristinare la corretta funzionalità del ponte, a seguito di un determinato livello di danno. Ad esempio, si può assumere che una deformazione di 25 mm nell'appoggio avrà come conseguenza la chiusura del ponte per circa una giornata, in modo che l'impalcato sia riposizionato nella sua sede originaria. Al contrario, uno spostamento dell'ordine dei 200 mm potrebbe comportare il collasso della campata del ponte ed una conseguente chiusura al traffico per diversi mesi.

## **CAPITOLO 5**

### **CURVE DI FRAGILITA'**

La valutazione della vulnerabilità sismica è un passaggio fondamentale per la quantificazione del rischio sismico.

La risposta ad un evento sismico può essere valutata in modo deterministico, se si fanno delle assunzioni sulle proprietà del materiale, sulle caratteristiche del sito, sui parametri che influenzano la capacità della struttura e l'entità dell'azione sismica, ovvero della domanda.

Tali supposizioni hanno sempre un certo margine d'incertezza e di casualità che rendono il problema di natura probabilistica. Un modo molto utilizzato per tenere in conto dell'aleatorietà delle variabili in esame è l'uso delle curve di fragilità (fragility curves).

La fragilità di una struttura è intesa come la probabilità d'insuccesso, ossia il non soddisfacimento delle prestazioni richieste al manufatto, per un assegnato evento sismico.

Le curve di fragilità sono un utile strumento che esprime in modo grafico la probabilità, per la struttura, di eguagliare o superare un prefissato livello di danno per una determinata accelerazione sismica.

Tale strumento è quindi utilizzato con lo scopo di indagare la fragilità di una struttura. Poiché la fragilità è un elemento fondamentale nella valutazione della sicurezza sismica e quindi della vulnerabilità sismica, possiamo concludere che le curve di fragilità sono semplicemente una rappresentazione grafica della vulnerabilità.

Le curve di fragilità, oltre a definire la probabilità che la struttura raggiunga o ecceda un determinato livello di danno se soggetta ad azione sismica, sono uno strumento di previsione del danno, in quanto consentono di associare ad un

determinato valore dell'evento sismico, espresso attraverso un qualsiasi parametro, la probabilità che si verifichi uno qualsiasi dei quattro livelli di danno definiti in precedenza. Esse, quindi, possono essere adottate come strumenti per la stima delle prestazioni della struttura.

In letteratura esistono diversi metodi che permettono la costruzione delle curve di fragilità, ma sostanzialmente si possono dividere in metodi empirici ed analitici. I primi forniscono un'indicazione sulle prestazioni dell'opera senza la necessità di condurre specifiche analisi sulla struttura; mentre i metodi analitici si basano sulla realizzazione di modelli ad elementi finiti che permettono di condurre analisi approfondite.

I metodi empirici basano sulla raccolta di dati in seguito ad eventi sismici (Basoz, terremoto di Northridge 1994; Shinouzuka, terremoto di Kobe 1995) a cui fanno riferimento le procedure americana Hazus e quella europea Risk-UE. Questi metodi sono attendibili nel caso si disponga di una raccolta consistente di dati; tuttavia i dati a disposizione nel caso italiano sono scarsi; perciò risulta necessario procedere successivamente con il metodo analitico ottenendo i dati con analisi statiche o dinamiche.

## **Costruzione e impiego delle curve di fragilità**

In letteratura i metodi per la costruzione delle curve di fragilità sono diversi, ma possono essere essenzialmente distinti in metodi empirici e metodi analitici.

I metodi empirici danno un'indicazione sulle prestazioni dell'opera senza la necessità di condurre analisi specifiche sulla struttura, mentre i metodi analitici si basano sulla realizzazione di modelli agli Elementi Finiti che consentano di condurre analisi approfondite.

I metodi empirici si basano sulla raccolta di dati in seguito ad eventi sismici (Basoz, terremoto di Northridge 1994, Shinouzuka, terremoto di Kobe 1995), cui si rifanno la procedura americana HAZUS e quella europea Risk-UE.

Questi metodi sono attendibili nel caso in cui si disponga di una raccolta consistente di dati. Nel caso italiano i dati a disposizione sono molto scarsi, perciò si rende

necessario l'uso di un approccio analitico, ricavando i dati mediante analisi statiche o dinamiche.

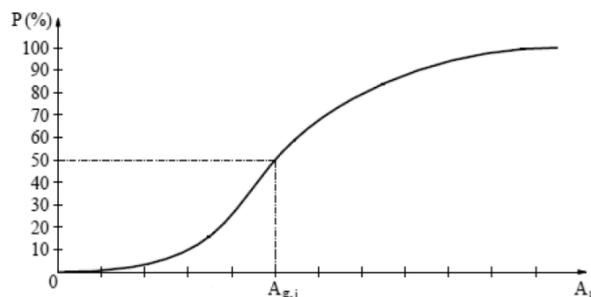


Figura 5.1: Impiego delle curve di fragilità.

In ascissa troviamo un parametro identificativo dell'intensità sismica, in questo caso l'accelerazione al suolo, in ordinata invece troviamo la probabilità di eccedenza del valore limite di danno, che può essere espressa sia in termini assoluti (con valori da 0 a 100), sia in termini relativi (con valori da 0 a 1).

E' possibile tracciare le curve di fragilità, che descrivono la probabilità che una struttura raggiunga o ecceda uno stato di danno o uno stato limite, al variare dell'intensità sismica, solo dopo aver definito le soglie di danno per i diversi performance levels. Per ogni livello di danno si può, infatti, tracciare la corrispondente curva di fragilità che individua la probabilità che l'opera subisca i danneggiamenti previsti da quello specifico performance level al variare dell'intensità sismica.

La funzione di stato limite, o di livello di danno, può essere espressa confrontando la domanda sismica, che fornisce una misura della prestazione richiesta alla struttura, con la capacità della struttura stessa, rappresentata in termini di spostamento o resistenza.

La curva di fragilità viene calcolata con la seguente espressione:

$$F(S_d) = P \left[ \frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right]$$

con  $S_d$  domanda e  $S_c$  capacità, descritte attraverso una distribuzione lognormale.

La probabilità di raggiungimento di uno stato limite può essere quindi espressa come:

$$F(S_d) = \Phi \left[ \frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Dove:

- $\Phi[\cdot]$  è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- $S_d$  è il valore mediano della domanda espresso in termini di accelerazione spettrale;
- $S_c$  è il valore mediano della capacità strutturale espresso in termini di accelerazione;
- $\beta_c$  e  $\beta_d$  sono le rispettive deviazioni standard lognormali.

La deviazione standard lognormale composta viene posta pari a 0.6 sulla base degli studi fatti da Peckan, Dutta e Mander, e Basöz e Mander.

La formulazione della curva di fragilità viene espressa come segue:

$$F(PGA) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta} \ln \frac{PGA}{A_i} \right]$$

Dove:

- $\Phi[\cdot]$  è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- $PGA$  è il valore mediano della domanda espresso in termini di accelerazione orizzontale massima al suolo;
- $A_i$  è il valore mediano della capacità strutturale per l'i-esimo stato limite espresso in termini di accelerazione;
- $\beta$  è la deviazione standard lognormale composta, assunta costante e pari a 0.6.

Imponendo l'uguaglianza tra capacità e domanda si ricava il valore di  $A_i$ :

$$A_i = \max \left[ \frac{C_c}{S \cdot \eta_i \cdot F_o}, \frac{2\pi}{S \cdot \eta_i} \sqrt{\frac{C_c \cdot \Delta_i}{g} \frac{K_{3D}}{F_o \cdot T_c}} \right]$$

Dove:

- $C_c$  è la capacità del ponte normalizzata rispetto al peso;
- $S, \eta, F_o, T_c$  sono parametri spettrali;
- $\Delta_i$  è lo spostamento/rotazione limite per ogni stato di danno;
- $K_{3D}$  è un coefficiente che tiene conto degli effetti tridimensionali della struttura.

La valutazione della capacità  $C_c$  di un ponte, soggetto a carico laterale, dipende dalla sua tipologia costruttiva. Si è osservato che gli elementi più vulnerabili di un ponte sono le pile, le spalle, gli appoggi e le fondazioni, se suscettibili alla liquefazione del terreno.

Dutta e Mander hanno dimostrato che la capacità di una spalla (o di una pila), soggetta a una forza orizzontale, può essere calcolata come:

$$C_c = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H}$$

Dove:

- $\lambda_Q$  è un fattore di riduzione della resistenza dovuto ai carichi ciclici;
- $k_p$  è il contributo alla resistenza fornito dall'armatura;
- $D/H$  è il rapporto tra diametro e altezza dell'elemento verticale.

Nel caso di scorrimento dell'impalcato sui dispositivi di appoggio, o nel caso di appoggi ad attrito, la capacità del ponte è espressa tramite l'utilizzo indiretto del coefficiente di attrito e dipende quindi dal tipo d'impalcato, dal tipo di appoggi e dal materiale con cui sono realizzati.

Quindi dall'uguaglianza tra la capacità e la forza di attrito agente si ottiene:

$$C_c \cdot W = \mu \cdot W$$

Dove:

- $C_c$  è la capacità del ponte normalizzata rispetto al peso;
- $W$  è il peso dell'impalcato;
- $\mu$  è il coefficiente d'attrito.

Semplificando il peso dell'impalcato si ottiene:

$$C_c = \mu$$

Il coefficiente  $K_{3D}$  tiene conto degli effetti tridimensionali della struttura e dipende dal tipo di ponte e dal tipo di appoggio, come si evince da studi di Basöz e Mander. Nel caso di ponte a campata singola il coefficiente  $K_{3D}$  è funzione della lunghezza dell'impalcato ( $B$ ), della lunghezza della campata ( $L$ ), e dei coefficienti di attrito trasversale e longitudinale ( $\mu_t$  e  $\mu_l$ ) e vale:

$$K_{3D} = \sqrt{1 + \frac{0.9B}{L} \cdot \frac{\mu_l}{\mu_t}}$$

Nelle situazioni studiate, i due valori del coefficiente di attrito coincidono e si ha che:

$$\mu_l = \mu_t = \mu$$

Alcuni valori tipici del coefficiente  $K_{3D}$  sono riportati nella seguente tabella, tratta da Basöz e Mander.

Deck Type	Bearing Type	$K_{3D}$
Concrete Deck	Neoprene Bearing Pads	1.2
Steel Girder – $L > 20\text{m}$ .	High Rocker Bearings	1.05
Steel Girder – $L \leq 20\text{m}$ .	Low Steel Bearings	1.1

Tabella 5.1: Valori tipici del coefficiente  $K_{3D}$  secondo Bazos e Mander.

Una volta costruite le curve di fragilità, si può avere una visione chiara della vulnerabilità sismica della struttura. Nella pratica l'uso di queste curve è finalizzato all'individuazione di un valore esatto di probabilità di eccedenza del danno per un determinato valore di PGA.

## Il metodo Hazus

Il metodo HAZUS (1999) sviluppato dalla U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) rappresenta la pratica corrente della analisi di rischio sismico su scala territoriale; tale approccio fa riferimento al confronto di capacità e domanda. L'obiettivo è calcolare la probabilità che una classe di strutture subisca un determinato livello di danno (leggero, moderato, esteso o totale) per una certa accelerazione sismica. La domanda sismica della struttura è valutata per mezzo delle caratteristiche strutturali dell'opera stessa, dell'accelerazione spettrale e dalle proprietà dei materiali. Tali parametri non sono però esatti, ma presentano una certa aleatorietà nella loro determinazione.

Per cui tale natura probabilistica della capacità del ponte rispetto alla domanda può essere colta mediante l'utilizzo delle curve di fragilità.

In un'analisi deterministica, sovrapponendo la curva di capacità di un ponte con lo spettro di accelerazione-spostamento di un terremoto otterremmo l'atteso valore di performance del ponte.

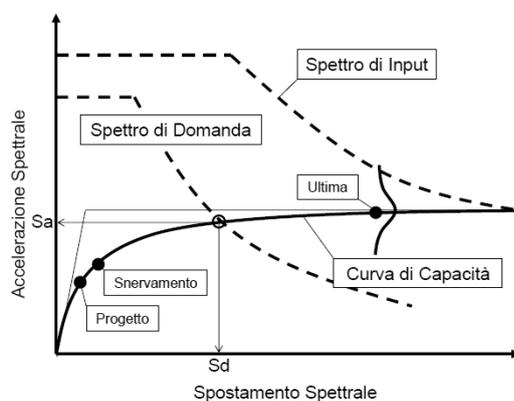


Figura 5.2: Il metodo Hazus.

Tuttavia è stato affermato che, sia la curva di domanda che di capacità, possiedono una distribuzione probabilistica, per tale ragione non esiste un unico valore, bensì un campo di variazione della risposta del ponte.

La distribuzione probabilistica è espressa sotto forma di una curva di fragilità in una densità di probabilità cumulativa in funzione lognormale.

$$F[S_A] = \Phi \left[ \frac{1}{B_C} \ln \left[ \frac{S_a}{A_i} \right] \right]$$

$\Phi$  : funzione lognormale cumulata

$S_a$  : accelerazione spettrale per  $T=1s$

$A_i$  : mediana dell'accelerazione spettrale necessaria ad arrecare il primo stato di danno

$B_C$ : è la deviazione standard composita della distribuzione lognormale, in essa rientrano sia gli effetti di casualità ed incertezza della domanda che della risposta.

Il parametro  $B_C$  è stato calibrato da Peckman (1998), Dutta and Mander (1998) e Dutta (1999) secondo una prospettiva teorica ed è stato validato da Basoz and Mander (1999) con le curve di fragilità sperimentali ottenute dopo i terremoti di Loma Prieta (1989) e Northridge (1994). Da tali studi si suggerisce di porre  $B_C=0,6$ . I valori medi della PGA per i 5 stati di danno sono valutati usando un algoritmo basato sul capacity-spectrum method. Tale analisi statica non lineare, a spostamento imposto, assume una tipica forma di spettro di un terremoto AASHTO, che successivamente viene modificato in base alle caratteristiche del sito, o del suolo. I 5 stati di danno e il loro livello di performance associato è riportato nella sottostante tabella:

Stato di danno	Descrizione stato di danno	Condizioni della struttura dopo il terremoto	Riparazioni richieste	Tempo di fuori servizio della struttura
1	Nessuno (prima dello snervamento)	Normale	Nessuna	
2	Minore/leggero	Leggermente danneggiata	Ispezione, aggiustare	<3 giorni
3	Moderato	Danno riparabile	Riparare componenti	>3 giorni
4	Maggiore/esteso	Danno irreparabile	Ricostruire componenti	<3 mesi
5	Completo/collasso	Danno irreparabile	Ricostruire la struttura	>3 mesi

Tale metodo suddivide i ponti in categorie in base al materiale, allo schema statico, al numero di campate, all'anno di costruzione, al tipo di spalla e al tipo di pile.

CLASS	NBI Class	State	Year Built	# Spans	Length of Max. Span (meter)	Length less than 20 m	K <sub>30</sub> (See note below)	I <sub>shape</sub> (See note below)	Design	Description
HWB1	All	Non-CA	< 1990		> 150	N/A	EQ1	0	Conventional	Major Bridge - Length > 150m
HWB1	All	CA	< 1975		> 150	N/A	EQ1	0	Conventional	Major Bridge - Length > 150m
HWB2	All	Non-CA	>= 1990		> 150	N/A	EQ1	0	Seismic	Major Bridge - Length > 150m
HWB2	All	CA	>= 1975		> 150	N/A	EQ1	0	Seismic	Major Bridge - Length > 150m
HWB3	All	Non-CA	< 1990	1		N/A	EQ1	1	Conventional	Single Span
HWB3	All	CA	< 1975	1		N/A	EQ1	1	Conventional	Single Span
HWB4	All	Non-CA	>= 1990	1		N/A	EQ1	1	Seismic	Single Span
HWB4	All	CA	>= 1975	1		N/A	EQ1	1	Seismic	Single Span
HWB5	101-106	Non-CA	< 1990			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB6	101-106	CA	< 1975			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB7	101-106	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB7	101-106	CA	>= 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Concrete
HWB8	205-206	CA	< 1975			N/A	EQ2	0	Conventional	Single Col., Box Girder - Continuous Concrete
HWB9	205-206	CA	>= 1975			N/A	EQ3	0	Seismic	Single Col., Box Girder - Continuous Concrete
HWB10	201-206	Non-CA	< 1990			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB10	201-206	CA	< 1975			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB11	201-206	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB11	201-206	CA	>= 1975			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB12	301-306	Non-CA	< 1990			No	EQ4	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB13	301-306	CA	< 1975			No	EQ4	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB14	301-306	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB14	301-306	CA	>= 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB15	402-410	Non-CA	< 1990			No	EQ5	1	Conventional	Continuous Steel
HWB15	402-410	CA	< 1975			No	EQ5	1	Conventional	Continuous Steel
HWB16	402-410	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Steel
HWB16	402-410	CA	>= 1975			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Steel

CLASS	NBI Class	State	Year Built	# Spans	Length of Max. Span (meter)	Length less than 20 m	K <sub>30</sub> (notes below)	I <sub>shape</sub> (notes below)	Design	Description
HWB17	501-506	Non-CA	< 1990			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB18	501-506	CA	< 1975			N/A	EQ1	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB19	501-506	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB19	501-506	CA	>= 1975			N/A	EQ1	0	Seismic	Multi-Col. Bent, Simple Support - Prestressed Concrete
HWB20	605-606	CA	< 1975			N/A	EQ2	0	Conventional	Single Col., Box Girder - Prestressed Continuous Concrete
HWB21	605-606	CA	>= 1975			N/A	EQ3	0	Seismic	Single Col., Box Girder - Prestressed Continuous Concrete
HWB22	601-607	Non-CA	< 1990			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB22	601-607	CA	< 1975			N/A	EQ2	1	Conventional	Continuous Concrete
HWB23	601-607	Non-CA	>= 1990			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB23	601-607	CA	>= 1975			N/A	EQ3	1	Seismic	Continuous Concrete
HWB24	301-306	Non-CA	< 1990			Yes	EQ6	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB25	301-306	CA	< 1975			Yes	EQ6	0	Conventional	Multi-Col. Bent, Simple Support - Steel
HWB26	402-410	Non-CA	< 1990			Yes	EQ7	1	Conventional	Continuous Steel
HWB27	402-410	CA	< 1975			Yes	EQ7	1	Conventional	Continuous Steel
HWB28										All other bridges that are not classified

Grazie a questa partizione è possibile determinare le curve di fragilità di ciascuna categoria inserendo le caratteristiche specifiche del ponte e poi svolgere la funzione di probabilità lognormale per ciascun livello di danno.

Per ottenere la cumulata del ponte si utilizza la seguente formula:

$$A_i = K_{skew} K_{3D} \frac{a_i}{S}$$

Mentre in caso di danno leggero la mediana della curva di fragilità si ottiene utilizzando la formula:

$$A_2 = K_{shape} \frac{a_2}{S}$$

Per ciascuna categoria del ponte è possibile ottenere le mediane delle curve di fragilità modificando quelle dei ponti standard, dei quali sono stati ricavati i valori di  $S_a$  per gli stati di danno  $a_2, a_3, a_4, a_5$ .

Le quali sono state tabulate nella tabella in base alla tipologia del ponte:

CLASS	Sa [1.0 sec in g's] for Damage Functions due to Ground Shaking				PGD [inches] for Damage Functions due to Ground Failure			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight	Moderate	Extensive	Complete
HWB1	0.40	0.50	0.70	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB2	0.60	0.90	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB3	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB4	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB5	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB6	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB7	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB8	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB9	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB10	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB11	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB12	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB13	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB14	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB15	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB16	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB17	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB18	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB19	0.50	0.80	1.10	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB20	0.35	0.45	0.55	0.80	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB21	0.60	0.90	1.30	1.60	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB22	0.60	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB23	0.90	0.90	1.10	1.50	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB24	0.25	0.35	0.45	0.70	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB25	0.30	0.50	0.60	0.90	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB26	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB27	0.75	0.75	0.75	1.10	3.9	3.9	3.9	13.8
HWB28	0.80	1.00	1.20	1.70	3.9	3.9	3.9	13.8

Questi valori vengono adeguati al ponte in esame per mezzo dei coefficienti:

$K_{skew}$ : che tiene conto dell'inclinazione del ponte e si assume pari a

$$K_{skew} = \sqrt{\alpha_{skew}}$$

$\alpha_{skew}$ : angolo misurato da una linea normale al centro del ponte ad una linea parallela alla mezzzeria degli appoggi

$K_{3D}$ : che dipende dalla tipologia di appartenenza del ponte, ed è definito dalle

tabella sottostante:

Equation	A	B	$K_{SD}$
EQ1	0.25	1	$1 + 0.25 / (N - 1)$
EQ2	0.33	0	$1 + 0.33 / (N)$
EQ3	0.33	1	$1 + 0.33 / (N - 1)$
EQ4	0.09	1	$1 + 0.09 / (N - 1)$
EQ5	0.05	0	$1 + 0.05 / (N)$
EQ6	0.20	1	$1 + 0.20 / (N - 1)$
EQ7	0.10	0	$1 + 0.10 / (N)$

$K_{shape}$ : rapporto delle accelerazioni spettrali ottenute nel sito del ponte per un periodo pari a  $T=1s$  e per  $T=0.3s$

$$K_{shape} = 2.5 \frac{S_a(T = 1)}{S_a(T = 0.3)}$$

Infine  $S$  è l'amplificazione dovuta al terreno.

## Il metodo Risk-UE

Questa procedura prende spunto dal sistema americano di gestione delle infrastrutture Hazus ed ha lo scopo di ottenere le curve di fragilità di un ponte specifico utilizzando una serie disponibile di dati senza dover ricorrere a complesse analisi strutturali. Infatti, come col metodo precedentemente esposto, la capacità strutturale e la richiesta sismica delle variabili aleatorie si adattano ad una distribuzione normale o lognormale, per il teorema del limite centrale, il loro punto d'intersezione è rappresentabile con una distribuzione di tipo lognormale. Considerando tale rappresentazione si può ottenere la funzione di densità di probabilità cumulativa che si identifica con la curva di fragilità. Per identificare tale curva sono necessari due parametri: il valore medio (valore con probabilità di accadimento del 50%) e la deviazione standard. La formula adottata in questo caso risulta presa dal metodo Hazus per cui si rimanda semplicemente al paragrafo precedente per l'espressione e i simboli.

Nel metodo Risk-UE lo sviluppo delle curve di fragilità per la valutazione della vulnerabilità di un ponte è basato su tre tipi di dati:

1. dati relativi alle caratteristiche geometriche – strutturali del ponte e della sua collocazione geografica;
2. dati sul sisma atteso per il sito di collocazione del ponte considerato;
3. informazioni sul tipo di suolo dove poggia la struttura.

Per facilitare la costruzione delle curve, preventivamente si ha una suddivisione dei ponti in diverse categorie in funzione della tipologia e delle caratteristiche geometrico-strutturali; tuttavia risultano minore rispetto al metodo Hazus, ciò significa una minor suddivisione dei ponti con conseguente aumento dell'accorpamento per ciascuna sotto categoria. Viene ora presentata la tabella con le 15 categorie:

Material	Column bent type	Span continuity	Design	Category
All	Single Span	-	Conventional	1
			Seismic	2
Concrete bridges	Single	Simple Support	Conventional	3
			Seismic	4
		Continuous	Conventional	5
			Seismic	6
	Multiple	Simple Support	Conventional	7
			Seismic	8
Continuous	Conventional	9		
	Seismic	10		
Steel bridges	Multiple	Simple Support	Conventional	11
			Seismic	12
	All	Continuous	Conventional	13
			Seismic	14
	Other			15

La costruzione della curva di uno specifico ponte avviene attraverso l'adattamento della curva riferita ad un ponte standard, ovvero ad un ponte abbastanza lungo da poter trascurare gli effetti tridimensionali. Per ciascuno dei ponti standard individuati dalla suddivisione precedente vengono individuate le medie delle accelerazioni spettrali a 1 secondo  $[S_a(1s)]$  necessarie ad individuare i diversi livelli di danno: questi valori, poi, vengono modificati per ciascun ponte specifico con l'utilizzo di fattori che tengono conto delle caratteristiche e della collocazione del ponte oggetto di studio. I fattori che entrano in gioco, anch'essi uguali alla metodologia americana Hazus, sono:

-  $K_{skew} = \sqrt{\sin(90 - \alpha_{skew})}$  considera la sgambatura del ponte valutata in pianta;

-  $K_{shape} = 2.5 \frac{S_a(T=1s)}{S_a(T=0.3s)}$  considera il sito dove è collocata la struttura: le accelerazioni spettrali vengono ricavate dallo spettro di riferimento;

-  $K_{3D}$  considera gli effetti tridimensionali e dipende dal numero N di campate del ponte e dalla tipologia; nascono così diverse equazioni per questo valore che sono indicate nella sottostante tabella.

I valori dei fattori e delle medie modificate per la costruzione delle curve relative ad un ponte specifico sono riportati nella tabella seguente:

Skew angle ( $K_{skew}$ )	3-dimensional arch action in the deck ( $K_{3D}$ )						
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
$\sqrt{\sin(90-\alpha)}$	$1 + \frac{0.25}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.05}{N}$	$1 + \frac{0.20}{N-1}$	$1 + \frac{0.10}{N}$

Typology	Damage state			
	Minor	Moderate	Extensive	Complete
Category	Median SA at 1.0 s (g) with $\beta=0.6$			
1-2	$0.8 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$1.0 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.2 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.7 \times K_{skew} \times EQ1$
3	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
4	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
5	0.35	$0.45 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.55 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.80 \times K_{skew} \times EQ2$
6	0.60	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.30 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.60 \times K_{skew} \times EQ3$
7	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
8	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
9	$0.60 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ2$
10	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
11	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ4$
12	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
13	$0.75 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ5$
14	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
15	0.80	1.00	1.20	1.70

Quindi, in conclusione, per la costruzione delle curve secondo questo metodo sono necessari i seguenti passaggi:

- individuazione delle caratteristiche del ponte, vale a dire localizzazione, tipologia strutturale secondo le classi sopra definite, numero di campate ( $N$ ), angolo di incidenza ( $\alpha_{skew}$ ), larghezza dell'impalcato ( $W$ ), lunghezza totale ( $L$ ), lunghezza massima della campata ( $L_{max}$ );
- valutazione del tipo di suolo del sito dove è situata la struttura per la costruzione dello spettro di risposta, e individuazione delle accelerazioni spettrali a  $T = 1s$  e  $T = 0,3s$ ;
- calcolo dei fattori del ponte specifico e delle medie modificate rispetto ai ponti standard;
- ottenimento delle curve di fragilità per ciascun livello di danno assumendo una deviazione standard pari a 0,6.

I livelli di danno (performance level, o PL) sono sostanzialmente quattro: Minor, Moderate, Extensive, Complete.

La descrizione di ciascun livello è riportata qui di seguito:

Damage state description (Hazus '99)	
Complete	Any column collapsing and connection losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse, tilting of substructure due to foundation failure.
Extensive	Any column degrading without collapse – shear failure - (column structurally unsafe), significant residual movement at connections, or major settlement approach, vertical offset of the abutment, differential settlement at connections, shear key failure at abutments
Moderate	Any column experiencing moderate (shear cracks) cracking and spalling (column structurally still sound), moderate movement of the abutment (<5cm), extensive cracking and spalling of shear keys, any connection having cracked shear keys or bent bolts, keeper bar failure without unseating, rocker bearing failure or moderate settlement of the approach
Minor	Minor cracking and spalling to the abutment, cracks in shear keys at abutments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling at the column (damage requires no more than cosmetic repair) or minor cracking to the deck
None	/



## CAPITOLO 6

### IL DATABASE ANAS

Questo studio di analisi viene svolto in collaborazione con ANAS Spa (Azienda Nazionale Autonoma per le Strade), la quale ha messo a disposizione dell'Università di Padova il loro archivio composto da diverse strade statali di loro gestione; su queste sono stati estrapolati i ponti in maniera da poterli analizzare. Ad oggi la rete viaria nazionale in gestione all'ANAS comprende km 25.203,584 di Strade Statali e di Autostrade in gestione diretta, compresi svincoli e complanari: in particolare, le Strade ed Autostrade gestite direttamente da ANAS sono state individuate dal Decreto Legislativo 29 Ottobre 1999 n.461 e successive modifiche; è possibile riassumere la rete stradale di loro competenza nel seguente modo:

<b>Autostrade in gestione diretta</b>	km 937,748
<b>Raccordi Autostradali</b>	km 372,414
<b>Strade Statali</b>	km 19.283,816
<b>Strade in corso di classifica o declassifica (NSA)</b>	km 221,235
<b>Totale</b>	km 20.815,213

Per quanto riguarda esclusivamente la regione Veneto: la società ha in gestione 19 strade statali corrispondenti a km 718,564 e 3 nuove strade ANAS (NSA) di km 16,420, avendo quindi un totale di 22 strade e km 734,984. Le principali arterie della regione Veneto sono riportate nella tabella sottostante, sulla quale sono

indicate anche alcune indicazioni sulla loro estensione e tratta di competenza della società ANAS Spa:

Strada	Tratto gestito da Km	Tratto gestito a Km	Estesa m
S.S. 12 – dell'Abetone e del Brennero	245,820	264,200	60,507
	268,853	326,180	
S.S. 12 VAR. - Variante dell'isola della Scala	0,000	5,700	5,700
S.S. 13 - Pontebbana	7,252	63,297	42,648
S.S. 14 - della Venezia Giulia	1,560	76,061	64,709
S.S. 14 VAR. - Variante di Portogruaro	0,000	8,858	8,858
S.S. 14 VAR./A - Variante di Musile di Piave	0,000	6,760	6,760
S.S. 14 VAR./B - Variante di San donà di Piave	0,000	5,600	5,600
S.S. 16 - Adriatica	4,340	69,514	62,754
S.S. 47 – della Valsugana	29,950	73,000	43,050
S.S.50 – del Grappa e del passo Rolle	0,000	43,860	32,857
S.S. 50 bis/var - del Grappa e del passo Rolle	0,000	19,818	19,818
S.S. 51 – di Alemagna	0,000	118,150	110,870
S.S. 51 bis - di Alemagna	0,000	12,480	12,480
S.S. 52 - Carnica	64,137	110,200	46,063
S.S. 53 -Postumia	4,065	22,950	18,885
S.S.309 - Romea	55,730	126,770	71,040
S.S. 434 - Transpolesana	2,500	82,870	80,370
S.S. 516 – Piovese	4,690	26,4	19,9
S.S 516 Dir - dei Vivai	0,000	5,600	5,600
NSA 215 - ex S.S 51	53,280	63,800	10,520
NSA 309-ex S.S 51(cavallera)	67,000	70,700	3,700
NSA 383 – via Bonfadini	0,000	2,200	2,200

All'interno di queste arterie sono stati individuati tutti i ponti che possiedono una lunghezza di impalcato superiore ai 6 m di lunghezza sono stati catalogati ed inizialmente suddivisi in virtù del loro materiale di cui sono principalmente composti.

In queste strade sono stati rilevati un totale di 354 ponti di questi:

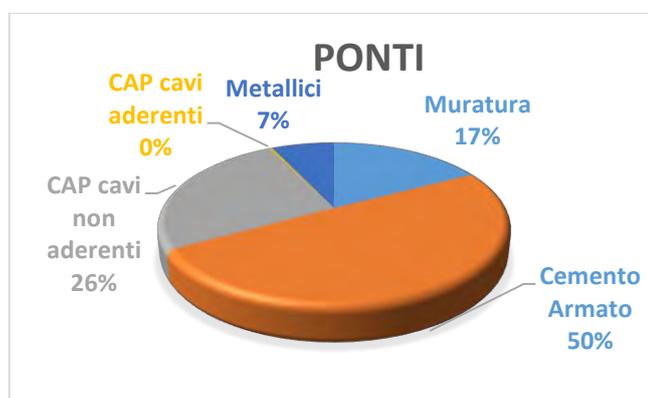
61 sono in muratura;

176 sono in cemento armato;

91 sono in cemento armato precompresso con cavi aderenti;

1 in cemento armato precompresso con cavi scorrevoli;

25 sono in metallo;



La mia ricerca vuole prendere in esame i ponti multi-campata che risultano essere i più vulnerabili secondo i metodi Hazus e Risk-UE. Per tale motivo vengono trascurati i mono-campata (217 ponti in totale), già ampiamente analizzati in diversi studi anche recenti; e sono stati presi in considerazione i restanti 137 manufatti, suddivisi nel seguente modo:

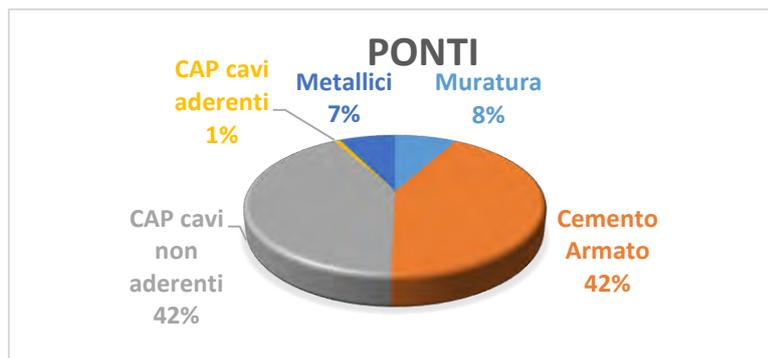
11 ponti in muratura;

58 ponti in cemento armato;

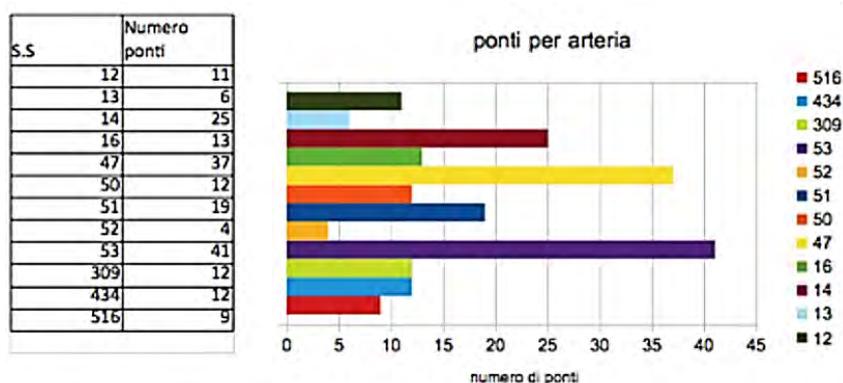
57 ponti in cemento armato precompresso a cavi aderenti;

1 ponti in cemento precompresso a cavi scorrevoli;

10 ponti metallici.



Suddividendo tali opere multi-campata non per materiale ma in base alla loro arteria stradale di appartenenza si ottiene una suddivisione del tipo:



Di seguito vengono fatte delle valutazioni su questo database di ponti analizzando alcune arterie specifiche tra tutte quelle in gestione alla società ANAS Spa: nello specifico sono state selezionate le strade:

**SS 13, SS 14, SS 16, SS 50, SS 50 BIS VAR, SS 51, SS 52, SS 434.**

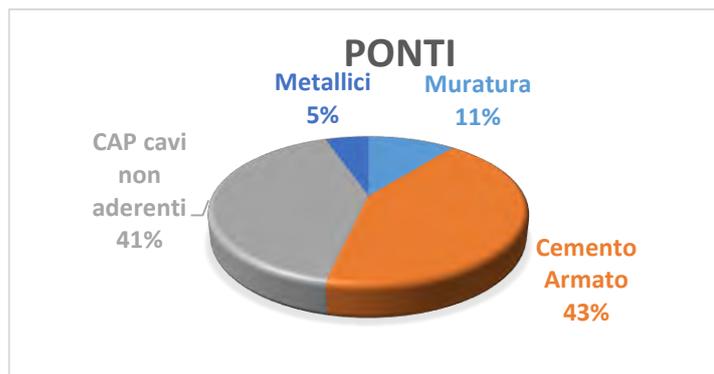
Studiando i ponti di queste otto strade statali otteniamo un'ulteriore suddivisione del database di partenza. In base al materiale otteniamo:

24 ponti in cemento armato

23 ponti in cemento armato precompresso

3 ponti metallici

6 ponti in muratura



Nella cartina sottostante si può visualizzare la posizione di ciascun ponte all'interno del territorio veneto.

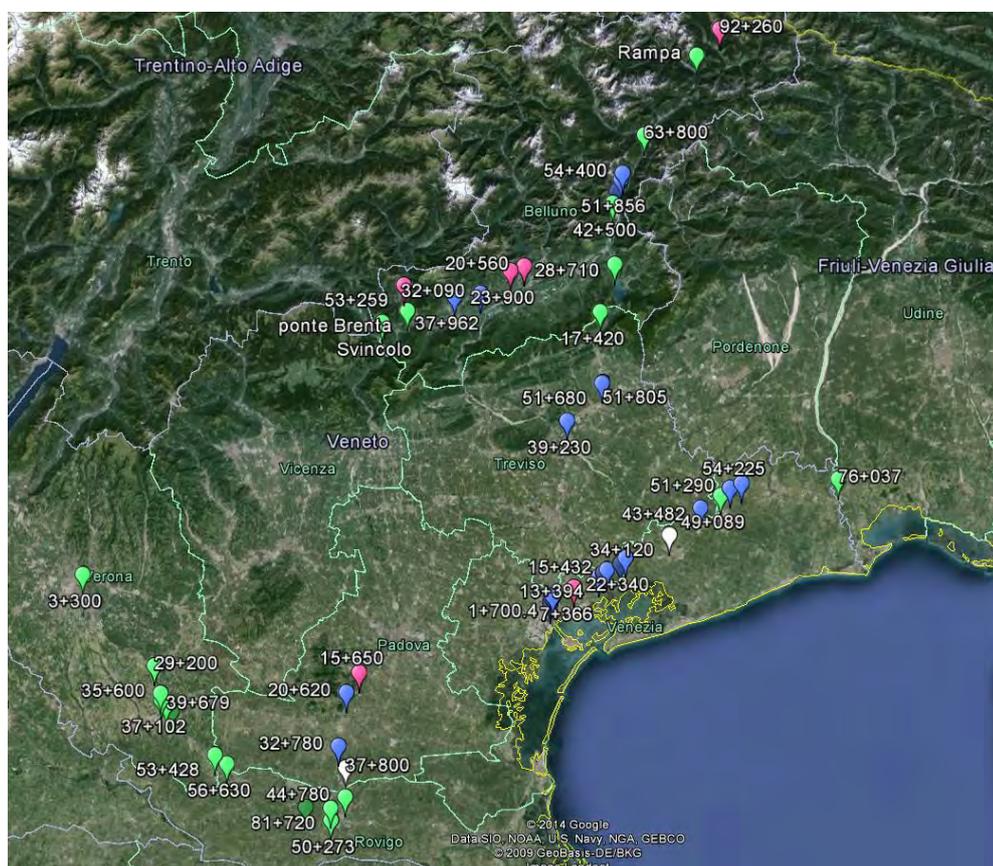


Figura 6.1: Posizione dei ponti presi in esame.

Questi 56 ponti vengono suddivisi in base alle sottocategorie proposte dai metodi Hazus e Risk-UE e successivamente vengono costruite le curve di fragilità con entrambi questi metodi, ad eccezione dei ponti in muratura che presentano dei differenti meccanismi di collasso.

Prima di procedere con il presentare i risultati ottenuti con le curve di fragilità vengono proposte alcune tabelle indicanti la suddivisione di queste opere in base ad alcune caratteristiche geometriche: la lunghezza totale dell'opera, il numero di campate, inoltre viene considerato anche l'anno di costruzione; infine tale studio viene riproposto suddividendo tali opere in relazione alla loro strada di appartenenza; in maniera da avere una prima idea del tipo di ponte e della sua posizione all'interno della rete.

Lunghezza totale impalcato:

Lunghezza	0-30m	30-60m	60-100m	100-150m	150-200m	>200m
Numero ponti	10	10	12	10	5	9
Percentuale	17.9%	17.9%	21.4%	17.9%	8.8%	16.1%

Numero di campate:

Numero campate	2-5	6-10	11-15	>15
Numero di ponti	37	9	2	8
Percentuale	66.1%	16.1%	3.6%	14.2%

Anno di costruzione:

Anni	<1930	1930-'60	1960-'80	>1980	Non datati
Numero di ponti	3	9	6	10	28
Percentuale	5.4%	16.1%	10.6%	17.9%	50%

Come si può notare dai numeri e dalle percentuali che risultano da queste tabelle il database di questi ponti multi-campata è molto vario e differenziato; pertanto è difficile raggrupparli in grandi categorie, quanto piuttosto analizzare delle sotto categorie analizzando più aspetti come lo schema statico del ponte ed il numero di pile che sorreggono l'impalcato.

Per tale ragione, seguendo le tabelle Hazus e RiskUE, sono state redatte delle categorie in cui i manufatti possono rientrare per poterli meglio studiare, avendo ottenuto una più stretta selezione di ponti per ciascuna delle categorie che sono state individuate.

## Analisi dei ponti

Vengono presentate le tabelle, suddivise per arteria stradale, presentando, oltre alle caratteristiche del ponte, anche la sottocategoria in cui rientra data sia dal metodo Risk-UE che con il metodo Hazus; i livelli di danno (lieve, moderato, esteso, completo) di ciascun ponte vengono presentati successivamente con l'analisi del rischio sismico collegata ad un determinato evento. Inoltre ciascuna tabella delle opere viene accompagnata da una cartina con indicata la posizione geografica di ciascun ponte, riconoscibili in base al diverso chilometraggio progressivo che lo identifica in maniera univoca.

Per meglio comprendere le tabelle e le cartine sotto proposte è stata creata una piccola suddivisione di colori in base al materiale con cui è costruito il ponte:

Azzurro/Blu: ponte in cemento armato

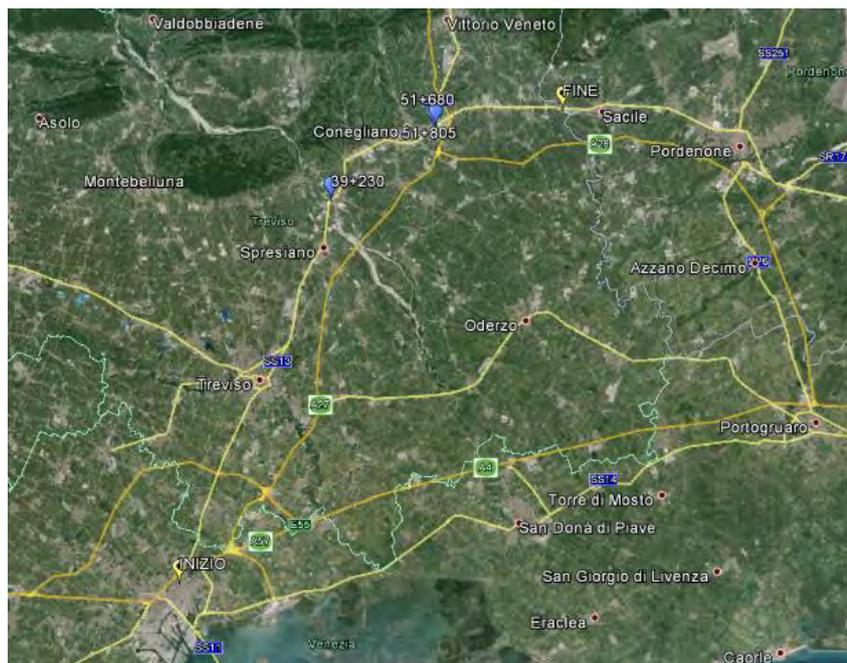
Verde: ponte in cemento armato precompresso

Bianco: ponte in metallo

Rosa: ponte in muratura

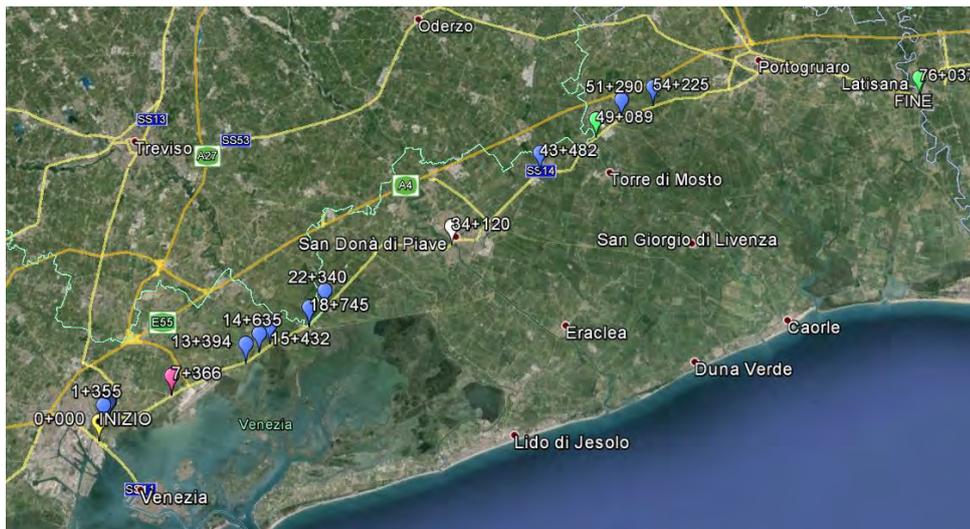
### SS 13

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
13	39+230	PONTE	1922	20	432,00	7	HBW 1
13	51+680	PONTE	1960	2	20,00	7	HBW 1
13	51+805	CAVALCAVIA-CAVALCAFERROVIA	1960	18	206,00	7	HBW 1



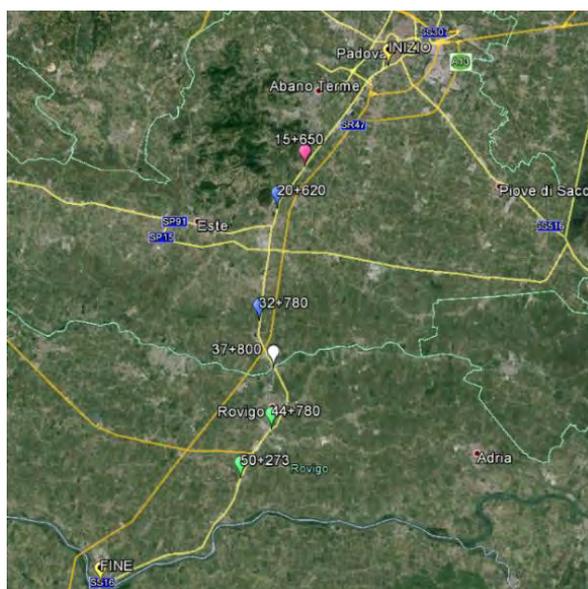
## SS 14

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
14	0+000	CAVALCAVIA		21	169,70	7	HBW 1
14	1+700	CAVALCAVIA		7	76,10	5	HBW 10
14	1+700 ,2	CAVALCAVIA		14	136,10	7	HBW 5
14	1+700 ,3	CAVALCAVIA		11	126,40	7	HBW 5
14	1+700 ,4	CAVALCAVIA		4	83,00	7	HBW 5
14	3+055	PONTE		4	28,50	9	HBW 10
14	13+394	PONTE		3	67,75	7	HBW 5
14	14+635	PONTE		3	68,10	9	HBW 10
14	15+432	PONTE		4	62,10	7	HBW 5
14	18+745	PONTE		4	57,85	7	HBW 5
14	22+340	PONTE		4	25,90	7	HBW 5
14	34+120	PONTE		4	229,30	11	HBW 12
14	43+482	PONTE	1962	3	30,00	7	HBW 5
14	49+089	PONTE		4	102,50	7	HBW 17
14	51+290	PONTE	1933	5	57,60	7	HBW 5
14	54+225	PONTE	1978	5	47,50	7	HBW 5
14	76+037	PONTE	1949	5	166,70	7	HBW 1



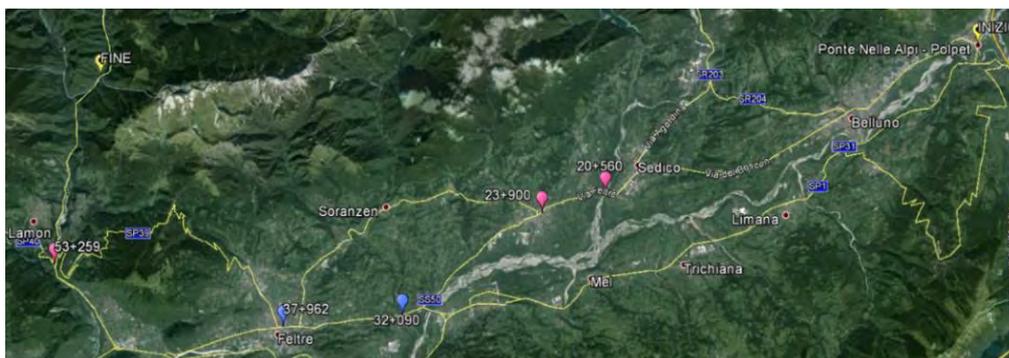
## SS 16

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
16	20+620	PONTE	1970	3	19,10	7	HBW 1
16	32+780	PONTE	1950	3	45,00	5	HBW 10
16	37+800	PONTE		3	123,50	11	HBW 12
16	44+780	VIADOTTO		20	384,00	7	HBW 1
16	50+273	PONTE		3	77,00	5	HBW 10



## SS 50

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
50	32+090	PONTE	1919	3	36,00	9	HBW 10
50	37+962	PONTE	1960-65	3	28,00	5	HBW 10
50	60+608	VIADOTTO	1994	6	199,00	13	HBW 12



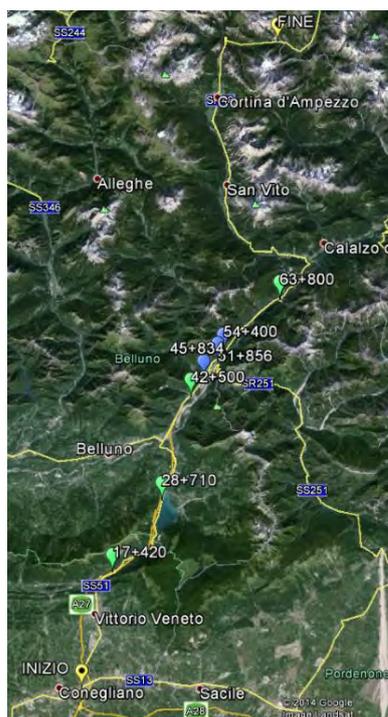
## SS 50 BIS VAR

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
50 BIS VAR	SVINCOLO VALSUGANA	CAVALCAVIA - CAVALCAFERROVIA - PONTE	1984	4	101,00	7	HWB 17
50 BIS VAR	SVINCOLO VALSUGANA	VIADOTTO - CAVALCAFERROVIA	1984	5	107,00	7	HWB 17
50 BIS VAR	"	VIADOTTO - CAVALCAFERROVIA	1984	5	85,00	7	HWB 17
50 BIS VAR	"	PONTE	1984	2	44,00	7	HWB 17



## SS 51

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
51	17+420	VIADOTTO	1991	6	135,00	7	HBW 17
51	28+710	VIADOTTO		3	56,20	7	HBW 17
51	42+500	PONTE		3	80,30	7	HBW 17
51	45+834	PONTE		5	100,00	7	HBW 5
51	51+856	VIADOTTO		8	124,50	7	HBW 5
51	54+400	VIADOTTO		7	80,00	7	HBW 5
51	63+800	VIADOTTO	1986	10	360,00	5	HBW 1



## SS 52

SS	PROGRESSIVA	TIPO	ANNO COSTR	CAMPATE	LUNGHEZZA	RISK UE	HAZUS
52	RAMPA	VIADOTTO	1985	4	79,70	7	HBW 17



Dalle tabelle sopra presentate otteniamo un totale cinque categorie differenti in cui rientrano tutti i manufatti analizzati, ottenute a partire dal metodo Risk-UE. Vengono quindi presentate più nel dettaglio queste classi di ponti portando degli esempi pratici con relative curve di fragilità, ottenute con i due differenti metodi: Risk-UE e Hazus.

#### PONTE DI CATEGORIA 5

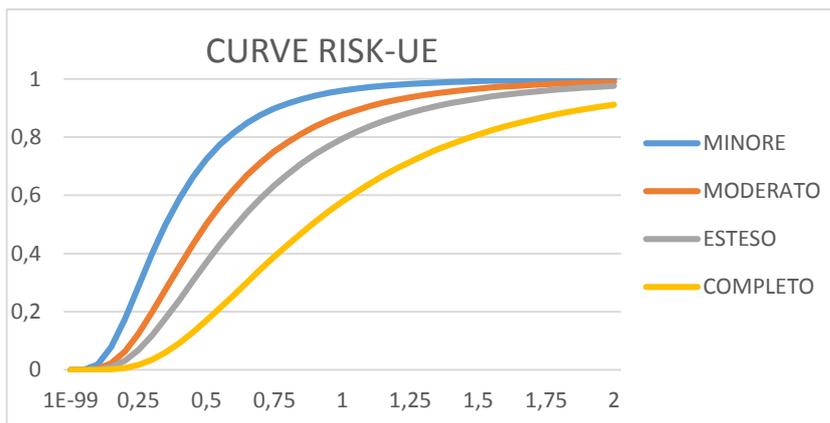
Viene presentato un esempio di ponte di categoria 5 secondo il metodo Risk-UE: si tratta di un ponte in cemento armato con impalcato continuo poggiate su colonne singole sito lungo la SS 16 al chilometro 32+780, è composto da tre campate della lunghezza complessiva di 45 m.



Figura 6.2: ponte sulla SS16 al Km 32+780.

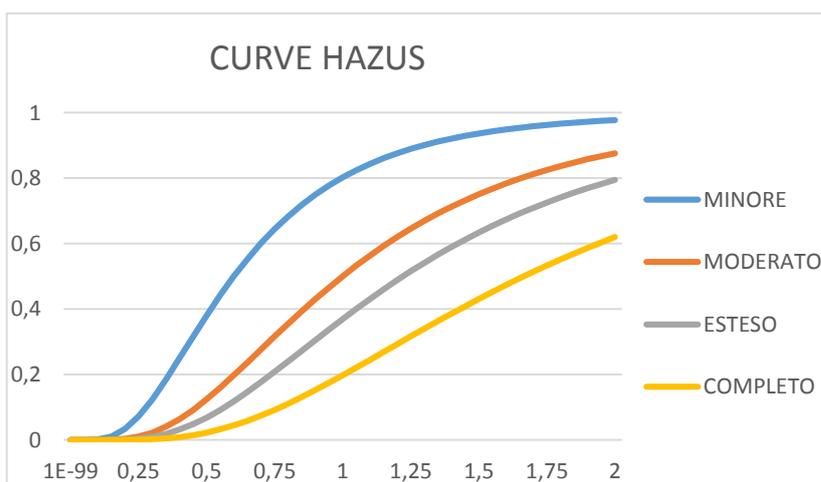
A questo ponte si associano le relative curve di fragilità ottenute con il metodo europeo Risk-UE.

Stato di danno	
Lieve	0.35
Moderato	0.4995
Esteso	0.6105
Completo	0.888



In seguito vengono anche proposte le curve di fragilità ottenute con il metodo americano Hazus, si può facilmente notare che i valori vengono differenti poiché le categorie dei due metodi presentano dei coefficienti diversi tra loro; significa che il ponte rientra in due differenti categorie in base al livello di dettaglio con il quale sono state create le sottocategorie dei due metodi.

Stato di danno	
Lieve	0.6
Moderato	0.999
Esteso	1.221
Completo	1.665



## PONTE DI CATEGORIA 7

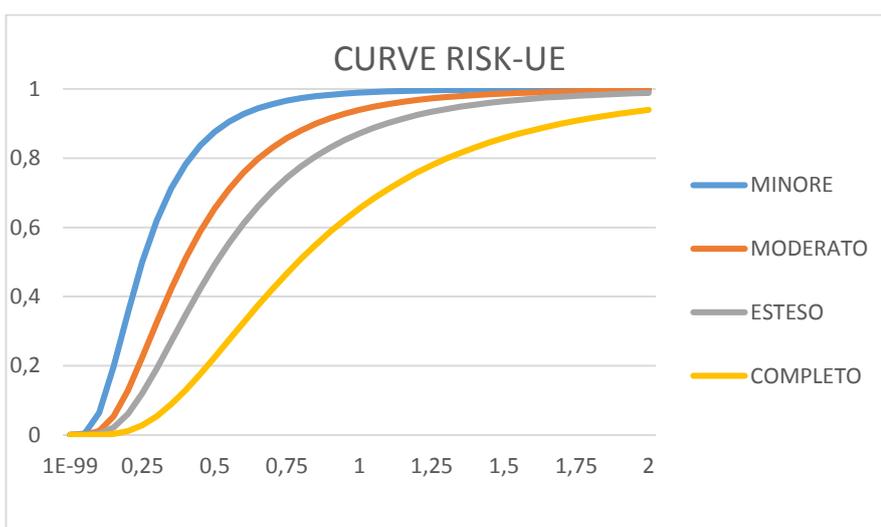
Per la categoria 7 si presenta il ponte sulla SS 434 al progressivo 40+324, composto da travi in cemento armato precompresso semplicemente appoggiate su pile composte da più colonne.



Figura 6.3: ponte sulla SS434 al Km 40+324.

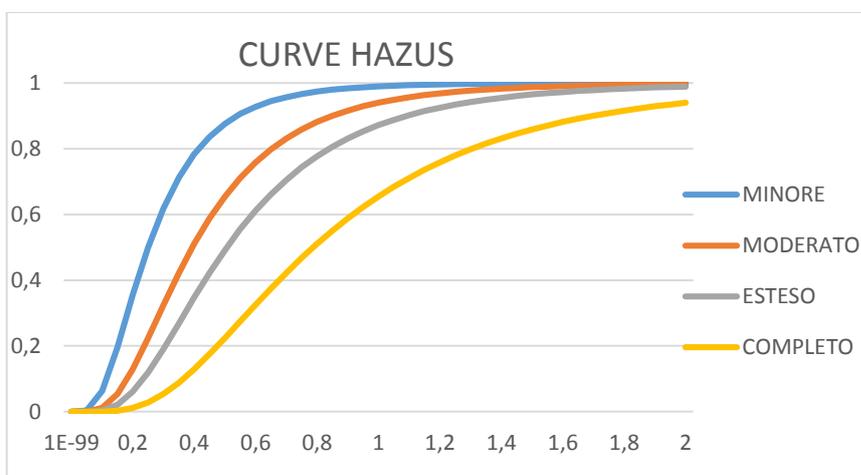
Nella tabella sottostante vengono indicati i valori ottenuti con il metodo Risk-UE e successivamente le curve di fragilità ottenendo con una distribuzione cumulativa di densità lognormale.

Stato di danno	
Lieve	0.25
Moderato	0.39375
Esteso	0.50625
Completo	0.7875



Vengono proposte anche le curve di fragilità con il metodo Hazus, in questo caso i valori e le curve ottenute risultano uguali, perché le sottocategorie dei due metodi presentano gli stessi coefficienti moltiplicativi.

Stato di danno	
Lieve	0.25
Moderato	0.39375
Esteso	0.50625
Completo	0.7875



## PONTE DI CATEGORIA 9

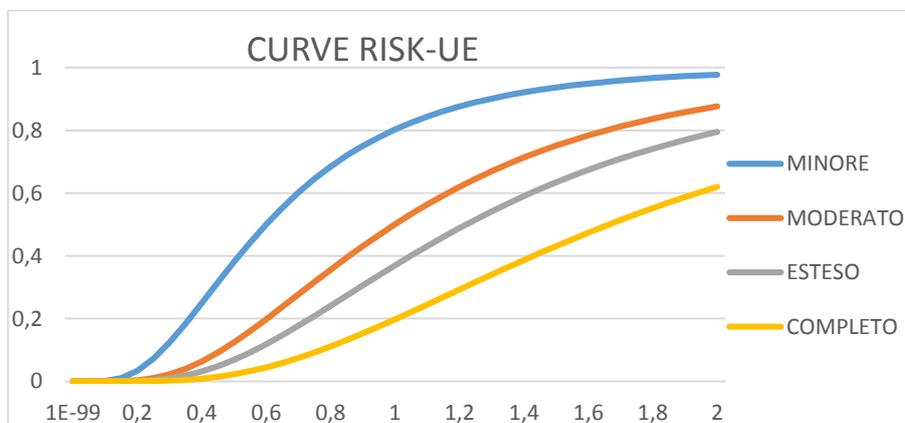
Nella categoria 9 è presentato il ponte sulla SS 14 al chilometro 14+635, presenta un impalcato continuo in cemento armato poggiante su più colonne con una lunghezza di 68.10 m suddivisa su tre campate. Si nota che l'impalcato risulta simile al caso della categoria 5 con una riduzione della sezione verso il centro della campata, la differenza è data dal numero di colonne per ciascuna pila.



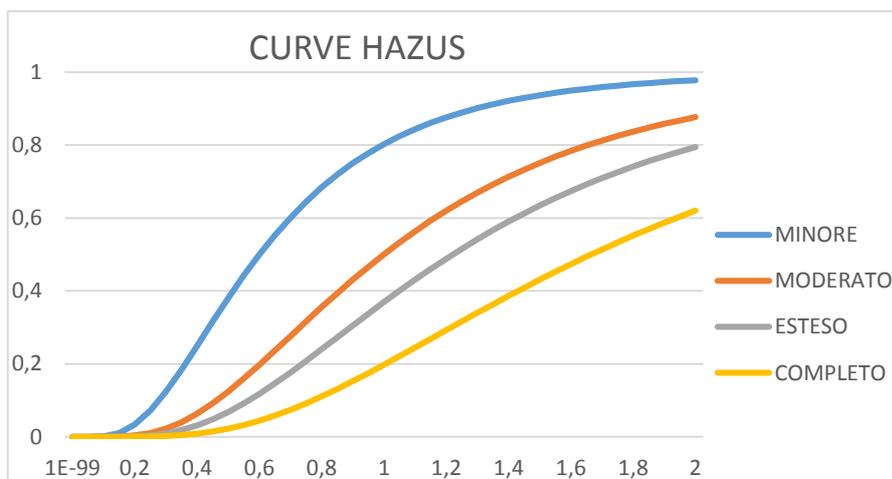
Figura 6.4: ponte sulla SS14 al Km 14+635.

Anche in questa categoria di ponte scelta vengono presentati i risultati ottenuti con il metodo Risk-UE e successivamente con il metodo Hazus.

Stato di danno	
Lieve	0.6
Moderato	0.999
Esteso	1.221
Completo	1.665



Stato di danno	
Lieve	0.6
Moderato	0.999
Esteso	1.221
Completo	1.665



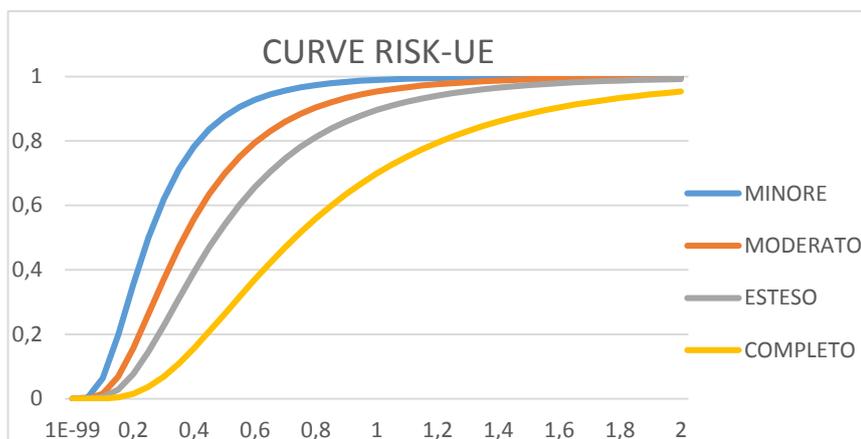
### PONTE DI CATEGORIA 11

In questa categoria rientrano i ponti metallici con impalcato composto da travi in semplice appoggio, nello specifico questo ponte è situato sul fiume Adige lungo la SS 16 al progressivo 37+800.

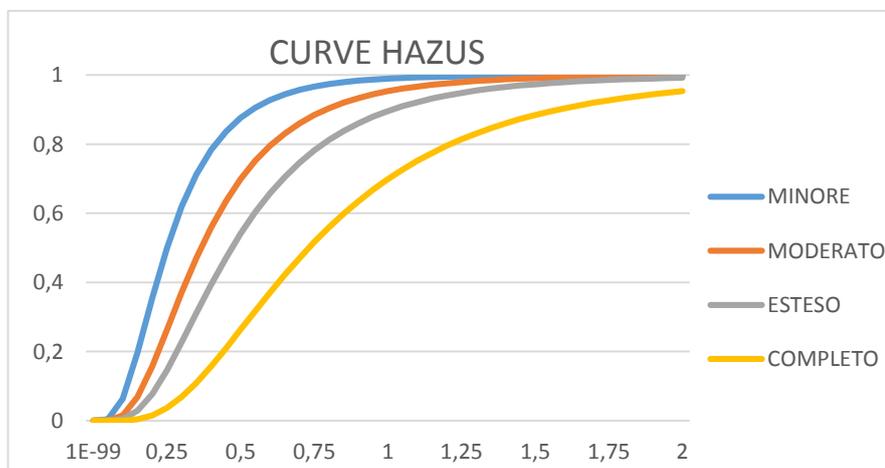


Figura 6.5: ponte sulla SS16 al Km 37+800.

Stato di danno	
Lieve	0.25
Moderato	0.40775
Esteso	0.52425
Completo	0.8155



Stato di danno	
Lieve	0.25
Moderato	0.40775
Esteso	0.52425
Completo	0.8155



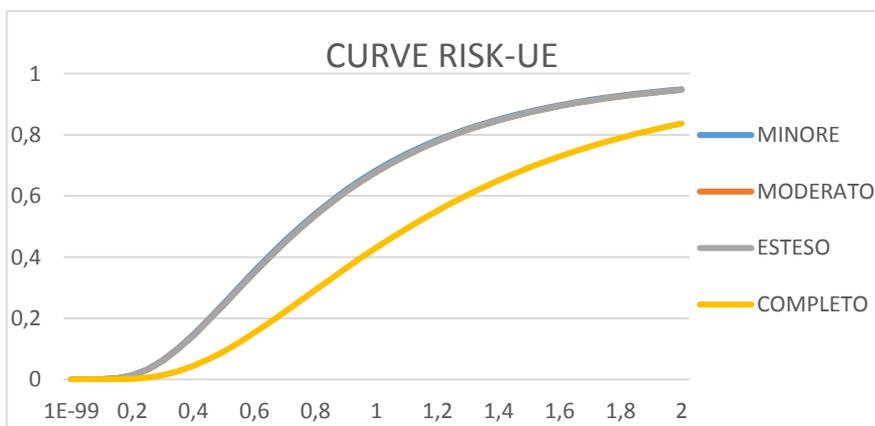
### PONTE DI CATEGORIA 13

Nella categoria 13 sono raggruppati i ponti metallici con impalcato composto da travi continue e nella foro viene proposto il ponte sulla SS 50 al chilometro 60+108.

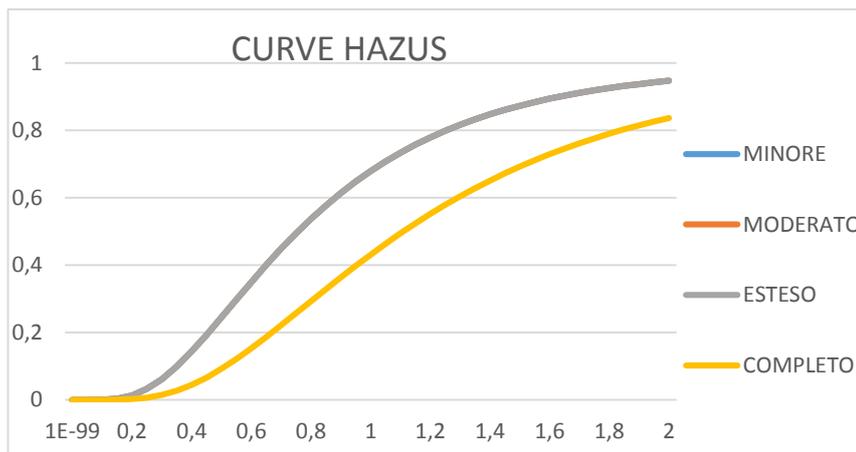


Figura 6.6: ponte sulla SS50 al Km 60+108.

Stato di danno	
Lieve	0.75
Moderato	0.75725
Esteso	0.75725
Completo	1.109167



Stato di danno	
Lieve	0.75725
Moderato	0.75725
Esteso	0.75725
Completo	1.109167

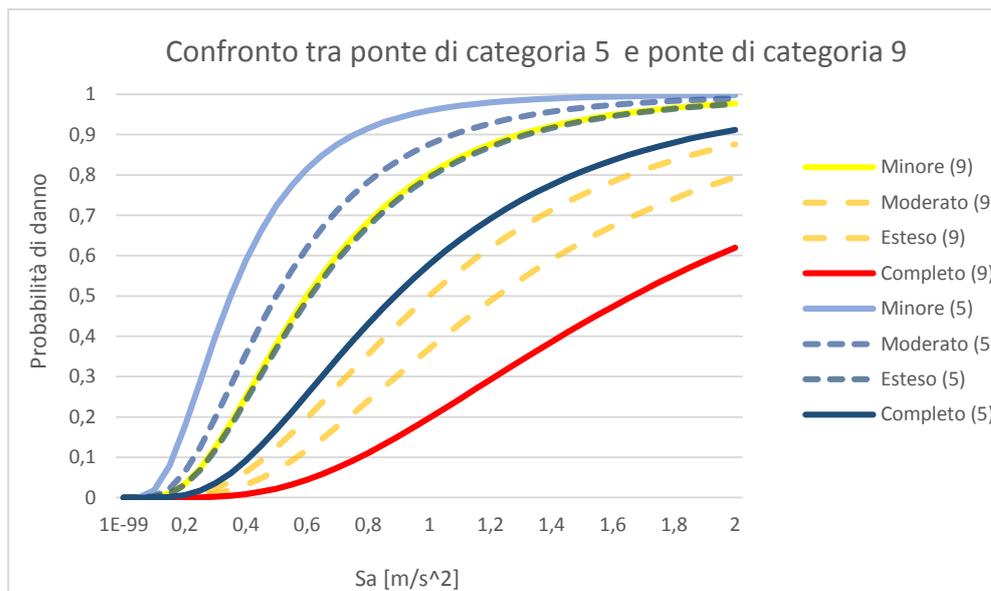


### CONFRONTO TRA LE CURVE DI DIVERSE CATEGORIE

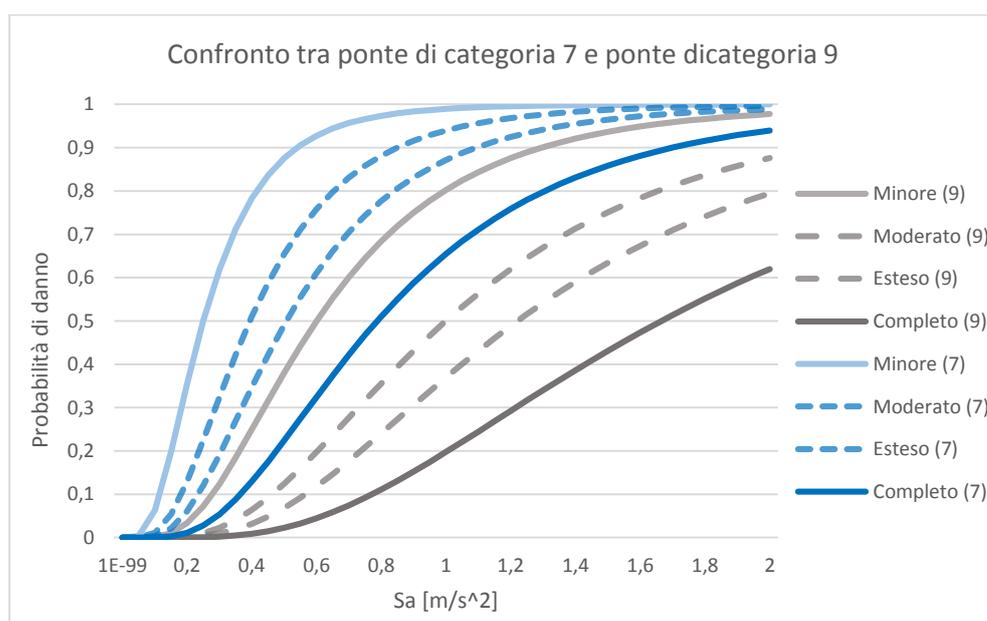
Come ulteriore esempio viene presentato un confronto delle curve di fragilità semplificate tra le diverse categorie di ponte.

Il primo grafico confronta le curve di fragilità di ponti in cemento armato, ad impalcato continuo, la differenza risiede nel numero di colonne che compongono le pile: nel ponte di categoria 5 sono colonne singole, invece nella categoria 9 le pile sono composte da colonne multiple.

Si espongono solamente le curve di danno minore e completo, le restanti (moderato ed esteso) sono all'interno del range considerato; si utilizzano due diversi colori per differenziare le categorie di ponte confrontate il colore giallo per la categoria 5 e azzurro per la categoria 9. Il ponte che presenta le colonne singole risulta essere quello più vulnerabile, infatti il raggruppamento di curve è leggermente più elevato; mentre la categoria di ponte che presenta pile composte da colonne multiple risulta essere meno vulnerabile e le curve si posizionano leggermente più in basso. Tuttavia vi è un certo livello di interazione tra le due categorie di ponte.



Un secondo esempio prende in considerazione le due tipologie di ponti in cemento armato con pile costituite da colonne multiple: la categoria 7 definisce ponti con impalcato formato da travi appoggiate, mentre la categoria 9 presenta un impalcato continuo. Dalle curve di fragilità proposte si nota che il ponte con schema isostatico è notevolmente più vulnerabile rispetto al ponte iperstatico con impalcato continuo. Si nota che quasi tutto il range di curve del ponte di categoria 7 è sopra rispetto alla categoria 9, solamente la curva di danno minore per il ponte ad impalcato continuo è leggermente maggiore rispetto alla curva di danno completo del ponte isostatico.



## Il rischio sismico per i ponti analizzati

Di ciascun ponte vengono calcolati i livelli di danno o performance levels (lieve, moderato, esteso, completo), secondo il metodo europeo Risk-UE; ed indicanti i coefficienti che verranno inseriti nel calcolo delle curve di fragilità sopra esposte; sono un probabile valore dell'intensità del sisma per quello specifico valore di danno in base alla categoria di appartenenza, la quale dipende dalle caratteristiche geometriche nelle quali rientra l'opera in esame.

I valori trovati tramite le formule esposte in precedenza vengono poi mediati attraverso una distribuzione di probabilità di tipo lognormale che, al variare dell'intensità sismica agente, ci permette di ottenere una curva di danno al variare dell'azione sismica, permettendoci così di costruire delle curve di fragilità semplificate anche con pochi dati a disposizione.

Nella tabella sotto esposta vengono presentati, per tutti i ponti del database da me presi in esame, i valori calcolati con le formule del metodo Risk-UE, per ciascun livello di danno.

SS	PROGRES SIVA	TIPO	NOTE	MINORE	MODERATO	ESTESO	COMPLETO
13	39+230	PONTE	PONTE SUL FIUME PIAVE	0,25000	0,35460	0,45590	0,70920
13	51+680	PONTE		0,25000	0,43750	0,56250	0,87500
13	51+805	CAVALCAVIA- CAVALCAFER ROVIA	LINEA TV- UD	0,25000	0,35515	0,45662	0,71029
14	0+000	CAVALCAVIA	SAN GIULIANO- SALITA DA VENEZIA E DISCESA PER PADOVA	0,25000	0,35167	0,45215	0,70335
14	1+700	CAVALCAVIA	DISCESA PER VENEZIA	0,35000	0,47121	0,57593	0,83771
14	1+700 ,2	CAVALCAVIA	SALITA DA PADOVA	0,25000	0,33198	0,42683	0,66395
14	1+700 ,3	CAVALCAVIA	DISCESA PER TRIESTE E PER TREVISO	0,25000	0,35875	0,46125	0,71750
14	1+700 ,4	CAVALCAVIA		0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
14	3+055	PONTE	PONTE SUL CANALE OSELLINO	0,60000	0,97425	1,19075	1,62375
14	13+394	PONTE	PONTE SUL CANALE DESE	0,25000	0,39375	0,50625	0,78750

14	14+635	PONTE	PONTE S. MARIA	0,60000	0,99900	1,22100	1,66500
14	15+432	PONTE		0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
14	18+745	PONTE	PONTE SUL SILE	0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
14	22+340	PONTE	PONTE VELA	0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
14	34+120	PONTE	PONTE SUL FIUME PIAVE	0,25000	0,38182	0,49092	0,76365
14	43+482	PONTE	TRAVI S.A.	0,25000	0,33428	0,42479	0,66857
14	49+089	PONTE		0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
14	51+290	PONTE	TRAVI S.A.	0,25000	0,37188	0,47813	0,74375
14	54+225	PONTE	TRAVI S.A.	0,25000	0,37188	0,47813	0,74375
14	76+037	PONTE	TRAVI S.A.	0,25000	0,37188	0,47813	0,74375
16	20+620	PONTE	PONTE SUL CANALE BISATTO	0,25000	0,39375	0,50625	0,78750
16	32+780	PONTE	PONTE SUL CANALE GORZONE	0,35000	0,49950	0,61050	0,88800
16	37+800	PONTE	PONTE SUL FIUME ADIGE	0,25000	0,40775	0,52425	0,81550
16	44+780	VIADOTTO	VIADOTTO DI VIA DELLE INDUSTRIE	0,25000	0,35190	0,45244	0,70380
16	50+273	PONTE	PONTE SUL CANAL BIANCO	0,25000	0,39375	0,50625	0,78750
434	3+300	sovrapp. A4	Ponte a travata in c.a.p. di proprietà della concessionari a (Bs-Pd) a cui spettano gli oneri manutentivi delle opere	0,25000	0,43750	0,56250	0,87500
434	29+200	Sovrapp. SP 45	Manufatto a 2 luci passanti la statale in località Valcarezza in Comune di s. Pietro di Murubio a servizio della SP 45	0,25000	0,40775	0,52425	0,81550
434	35+600	Sovrapp. rotatoria SS 10		0,25000	0,36250	0,46607	0,72500
434	37+102	Viadotto Legnago		0,25000	0,35460	0,45592	0,70921
434	38+679	Viadotto scolo Mulino		0,25000	0,36094	0,46406	0,72188
434	40+324	Viadotto vangodizza		0,25000	0,39375	0,50625	0,78750
434	53+428	Viadotto Menà		0,25000	0,37188	0,47813	0,74375
434	56+630	Viadotto Badia Polesine		0,25000	0,35350	0,45450	0,70700
434	76+423	Viadotto autostrada		0,25000	0,35515	0,45662	0,71029

434	81+720	Viadotto ferrovia		0,25000	0,37917	0,48750	0,75833
50	32+090	PONTE	TORRENTE CAORAME; ARCATE	0,60000	0,99900	1,22100	1,66500
50	37+962	PONTE	TORRENTE COLMEDA	0,35000	0,47318	0,53433	0,77721
50	60+608	VIADOTTO	SOLETTA IN CA	0,75000	0,75625	0,75625	1,10917
50 BIS VA R	SVINCOLO VALSUGA NA	CAVALCAVIA - CAVALCAFER ROVIA - PONTE	S.S.47; FIUME BRENTA; T.S.A.	0,25000	0,31884	0,40994	0,63738
50 BIS VA R	SVINCOLO VALSUGA NA	VIADOTTO - CAVALCAFER ROVIA	RAMPA DA BELLUNO PER TRENTO; T.S.A.	0,25000	0,33657	0,43274	0,67315
50 BIS VA R	"	VIADOTTO - CAVALCAFER ROVIA	RAMPA DA PADOVA PER BELLUNO; T.S.A.	0,25000	0,36266	0,46628	0,72532
50 BIS VA R	"	PONTE	FIUME BRENTA	0,25000	0,35076	0,45098	0,70152
51	17+420	VIADOTTO	VIADOTTO BOTTEON; T.S.A.	0,25000	0,36750	0,47250	0,73500
51	28+710	VIADOTTO		0,25000	0,39375	0,50625	0,78750
51	42+500	PONTE	PONTE TORRENTE RIO FRARI	0,25000	0,39375	0,50625	0,78750
51	45+834	PONTE	TORRENTE DESEDAN	0,25000	0,35972	0,46250	0,71944
51	51+856	VIADOTTO	VIADOTTO DI CASTELLAV AZZO	0,25000	0,36250	0,46607	0,72500
51	54+400	VIADOTTO	TERMINE DI CADORE - NUOVI PONTI I° LOTTO CASTELAVA ZZO - MACCHIETT O	0,25000	0,36458	0,46875	0,72917
51	63+800	VIADOTTO		0,25000	0,35972	0,46250	0,71944
52	RAMPA	VIADOTTO	VIADOTTO DELLA RAMPA DI SVINCOLO IN LOC. TARVISSE TRA LE SS48 E SS52	0,25000	0,34104	0,43848	0,68209

Parallelamente ai valori forniti dalla tabella si vuole offrire anche un approccio grafico a tale metodo. Per ciascun ponte si vuole presentare il probabile livello di danneggiamento che l'opera subirebbe a causa di un evento sismico; inoltre si

modifica il valore della PGA per prendere visione di come il manufatto risponderrebbe a seguito di terremoti di intensità crescenti.

Si pone quindi una legenda per indicare il livello di danno che una struttura subirebbe in seguito ad un evento sismico:



Sisma inferiore al danno lieve



Sisma compreso tra danno lieve e danno moderato



Sisma compreso tra danno moderato e danno esteso



Sisma compreso tra danno esteso e danno completo

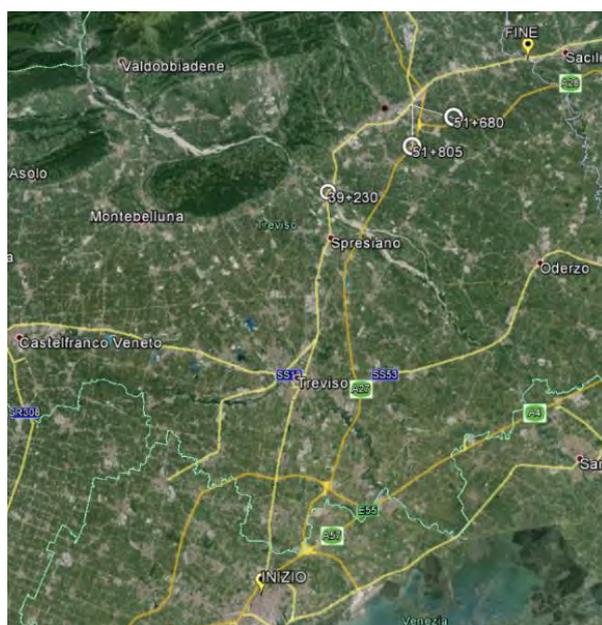


Sisma superiore al danno completo

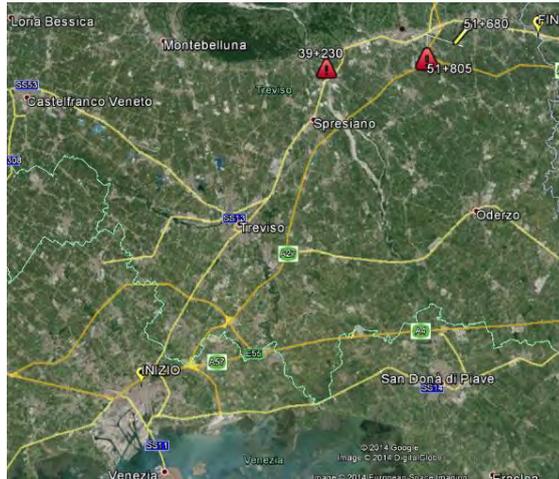
Per ciascuna strada statale analizzata sono state prese diverse intensità sismiche ( $0.3 \text{ m/s}^2$ ,  $0.5 \text{ m/s}^2$ ,  $0.7 \text{ m/s}^2$ ,  $0.9 \text{ m/s}^2$ ) analizzando, tramite i dati raccolti con il metodo Risk-UE, come rispondono i ponti di quella strada sotto questa forza sismica.

SS 13

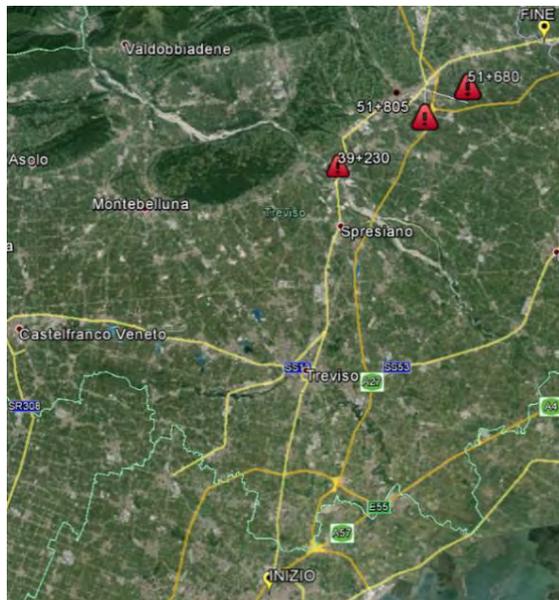
$$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$$



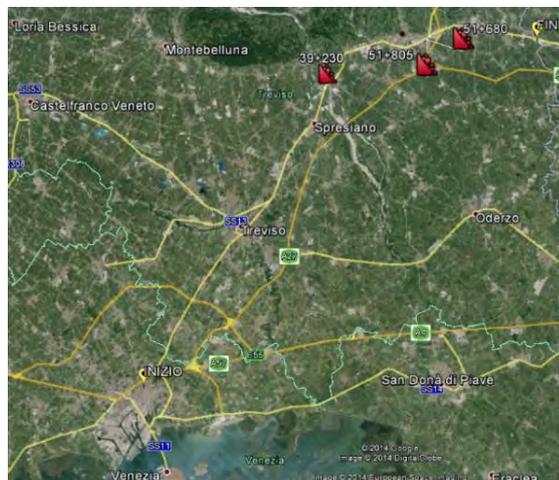
$$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$$



$$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$$

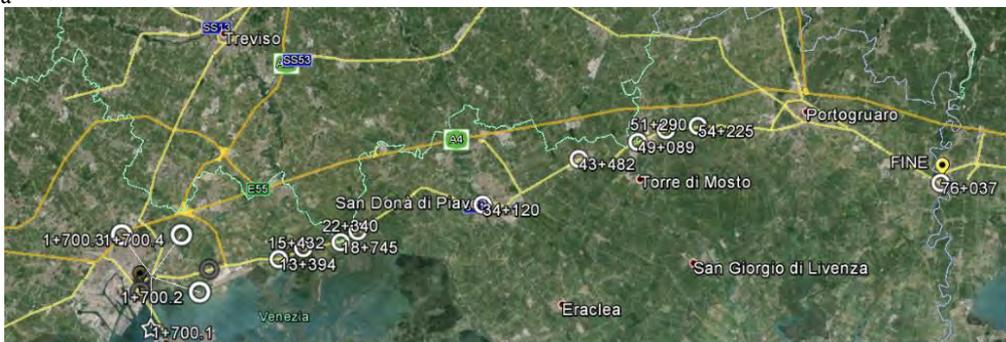


$$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$$

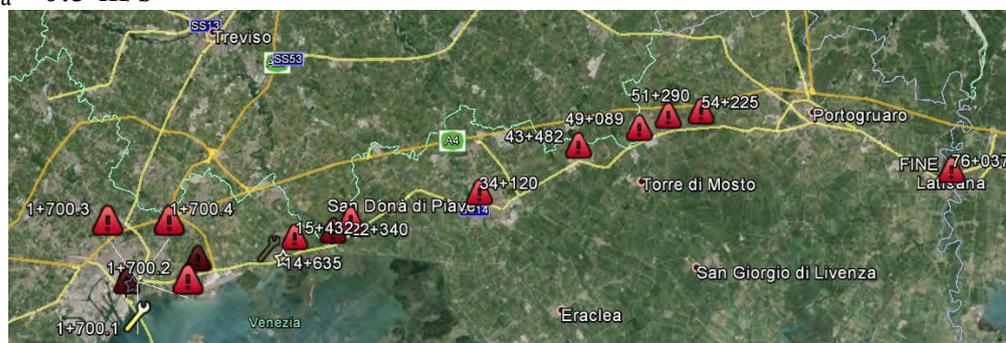


SS 14

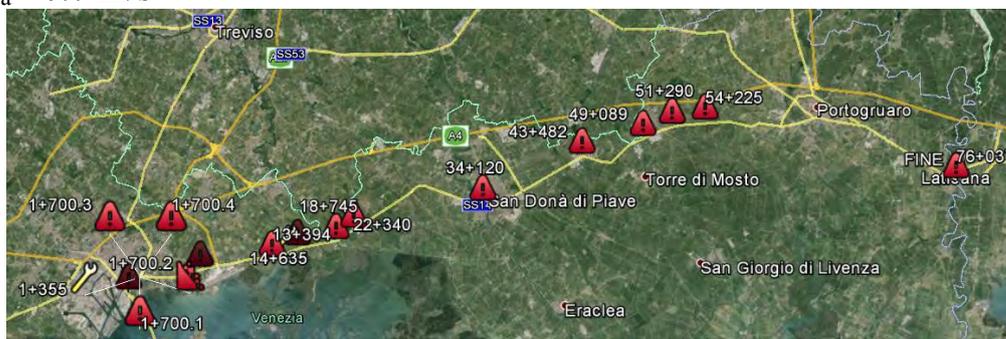
$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



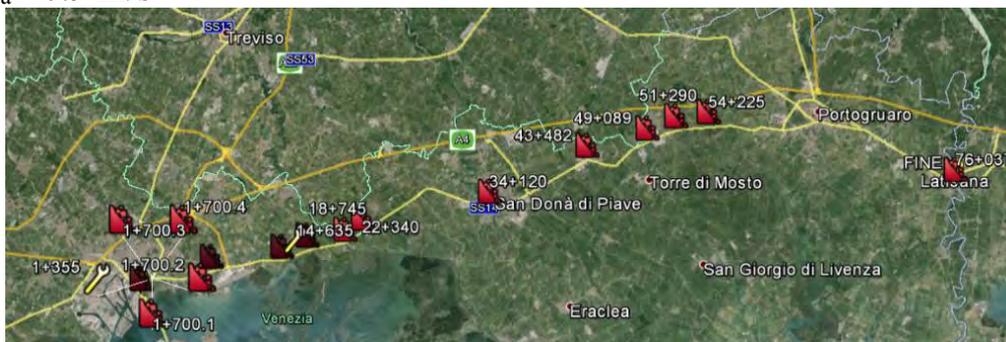
$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$

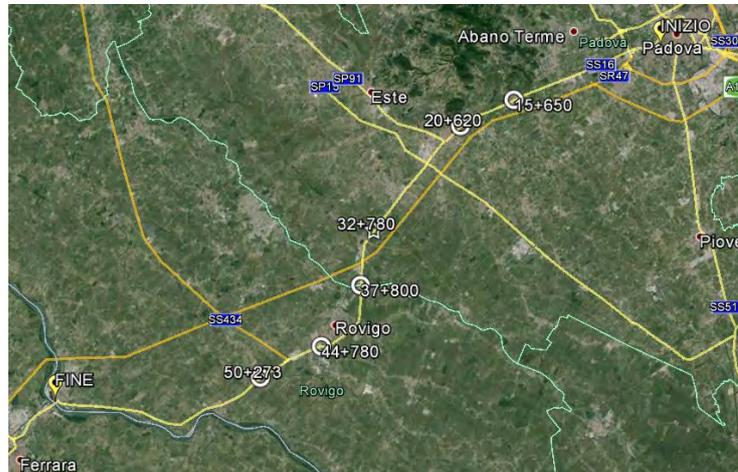


$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$

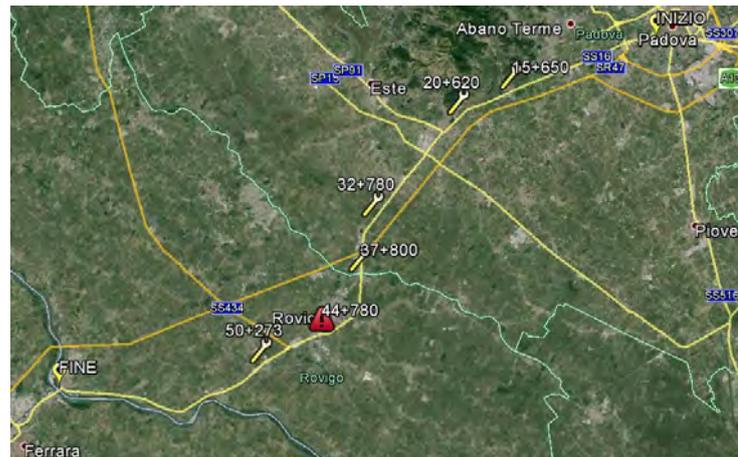


SS16

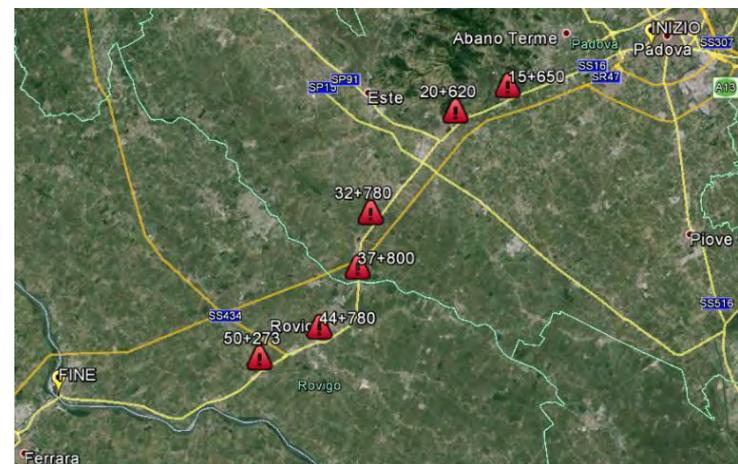
$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



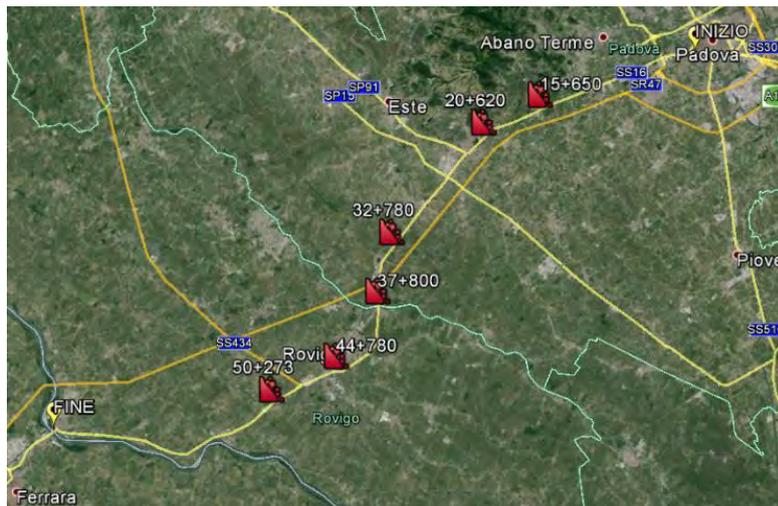
$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$

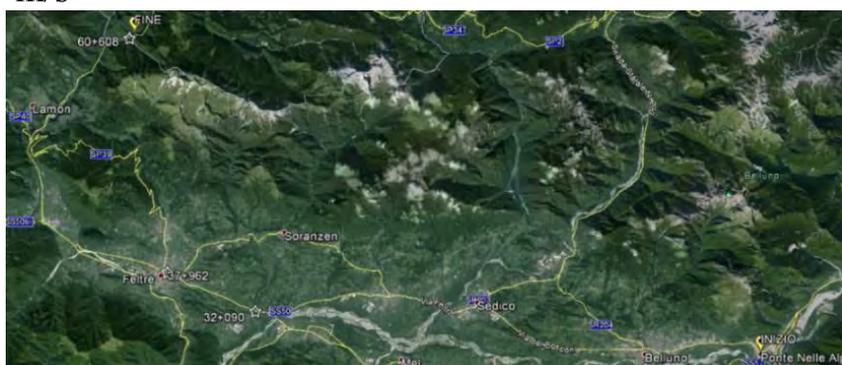


$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$



SS50

$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$



SS50 BIS VAR

$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$

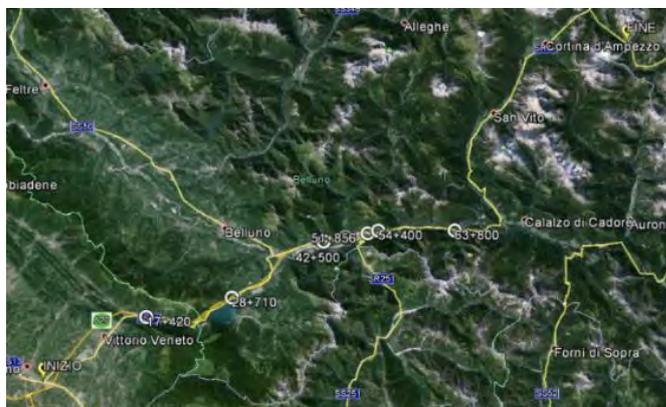


$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$

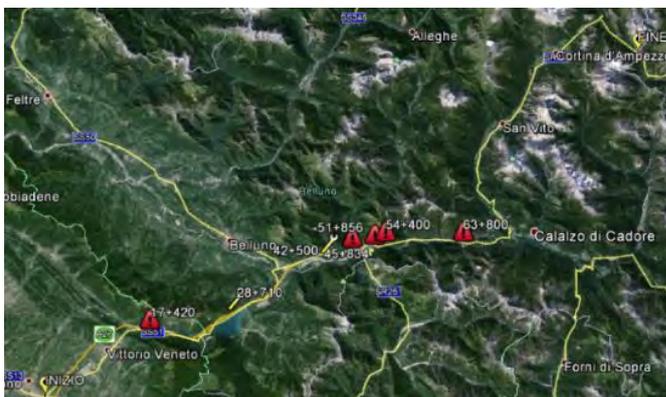


SS51

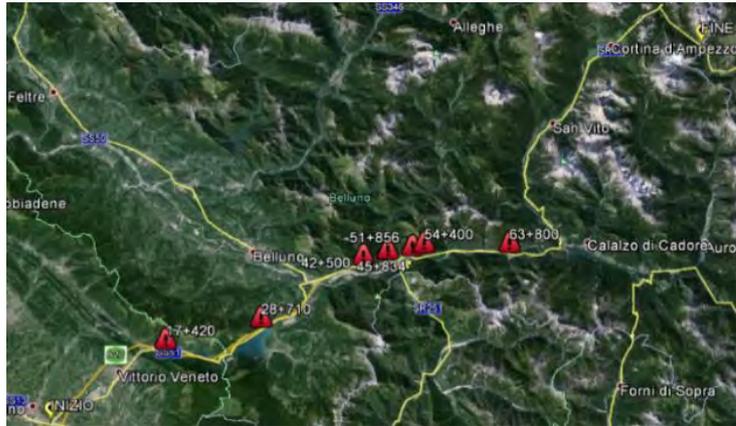
$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



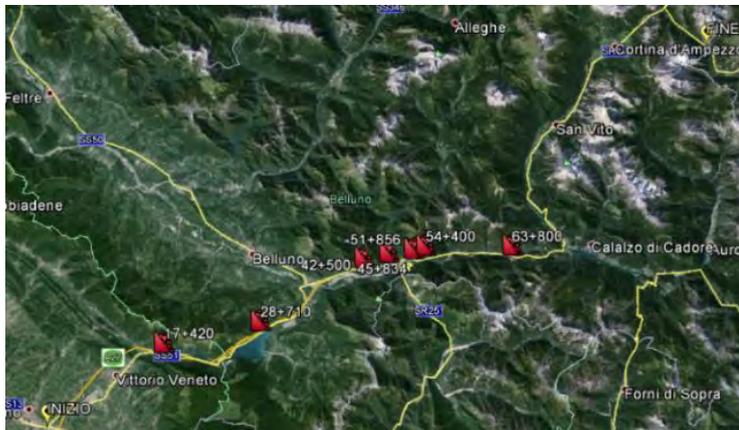
$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$

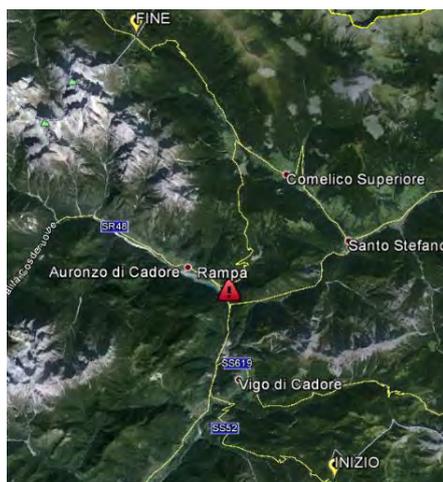


SS52

$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



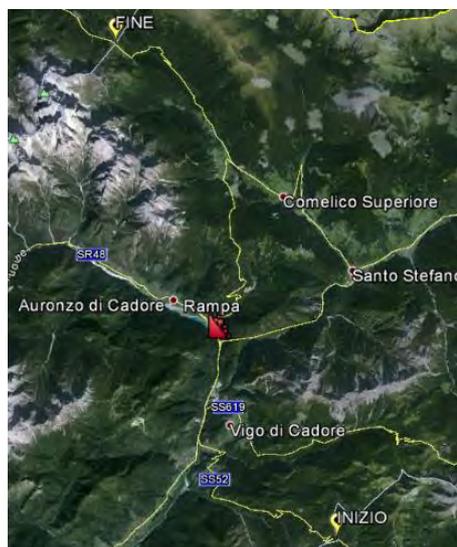
$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$

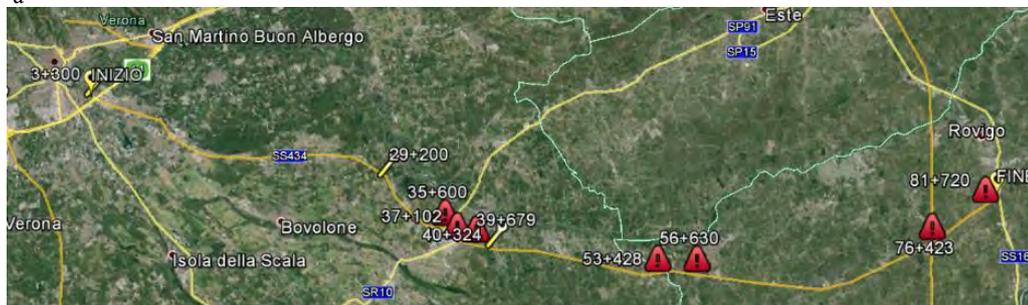


SS434

$S_a = 0.3 \text{ m/s}^2$



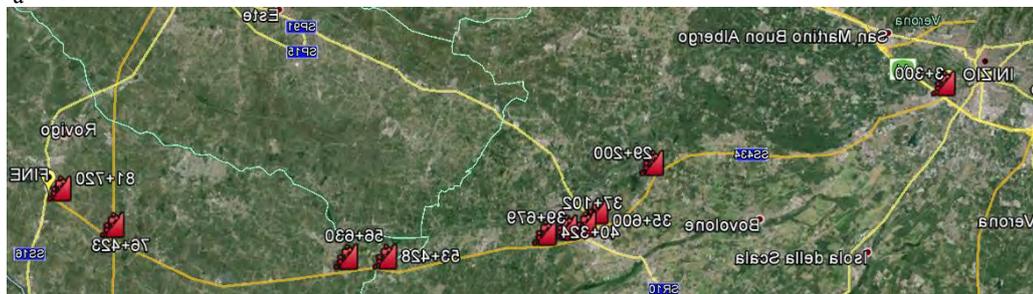
$S_a = 0.5 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.7 \text{ m/s}^2$



$S_a = 0.9 \text{ m/s}^2$





## CAPITOLO 7

### IL PONTE MASTER

La scelta del ponte master è dipesa da molteplici fattori, primo fra tutti il cercare un ponte all'interno del database ANAS che ne raggruppasse altri molto simili a quello scelto per caratteristiche geometriche e di materiale. Dalle tabelle riassuntive indicanti le percentuali, si è visto che la maggior parte dei ponti presenti nella rete stradale presa in esame è composta di cemento armato o cemento armato precompresso e presenta una lunghezza compresa tra i 60 m e i 150 m. Sempre da tali tabelle si possono ricavare ulteriori dati che esprimono la qualità del database: come ad esempio il numero campate, che nella maggior parte dei casi in esame è inferiore a 6, inoltre dalle categorie oltre l'80% di ponti risulta essere composto da pile multi colonne e da impalcato di travi appoggiate. Riassumendo quindi, si vuole cercare un ponte in cemento armato (normale o precompresso) che presenta una lunghezza di interesse compresa tra 80 m e 150 m. Altri fattori hanno inciso sulla decisione di prendere in considerazione questo ponte, la situazione nell'archivio dell'ANAS non è stata favorevole; per cui sono stati reperiti anche pochi modelli di ponte dai quali scegliere quello più idoneo. Il ponte si trova sulla strada statale 14 "del Friuli Venezia Giulia", la quale parte da Mestre ed arriva fino in Friuli Venezia Giulia costeggiando per buona parte l'autostrada A4. Il ponte si trova al km 49+089, sul fiume Livenza.

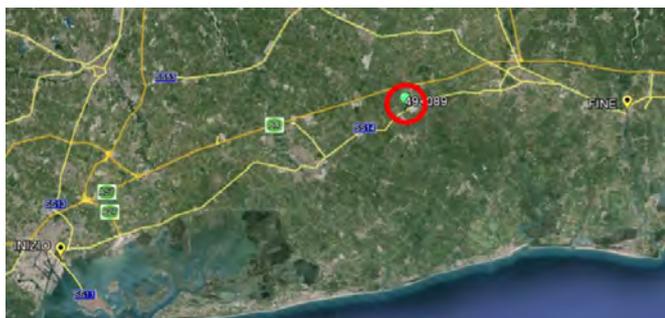


Figura 7.1: Ubicazione del ponte in esame.

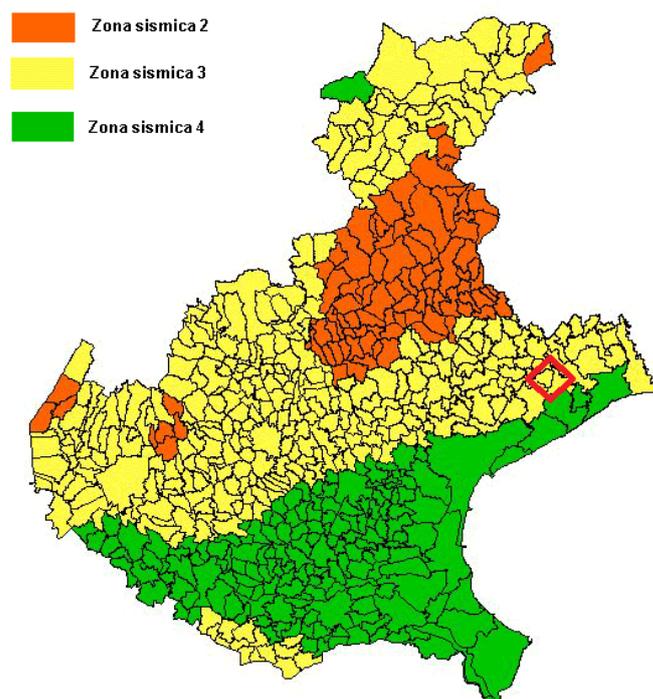


Figura 7.2: Zona sismica in cui è situato il ponte in esame.

È composto da un impalcato formato da cinque travi IPE in cemento armato precompresso appoggiate alle spalle e sui pulvini delle pile. Le travi presentano uno schema appoggio-appoggio, uguale per le quattro campate che formano il ponte. Le pile sono costituite da due colonne e un pulvino che formano un portale in direzione trasversale; presentano un'elevazione fuori terra di 20 m rispetto al piano campagna (nei disegni è il fondo dell'alveo).

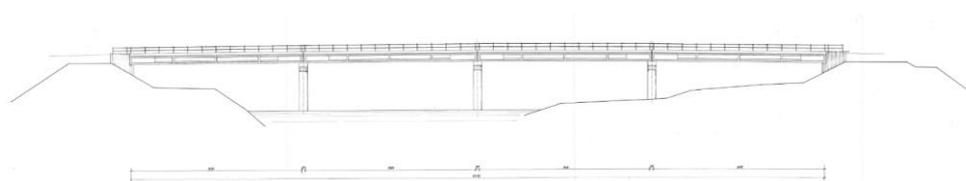


Figura 7.3: Profilo del ponte.

Le pile proseguono sotto terra per diventare pali di fondazione affondando di 21 m nel terreno.

Due delle pile sono situate all'interno dell'alveo mentre la terza si trova nella zona golenale.

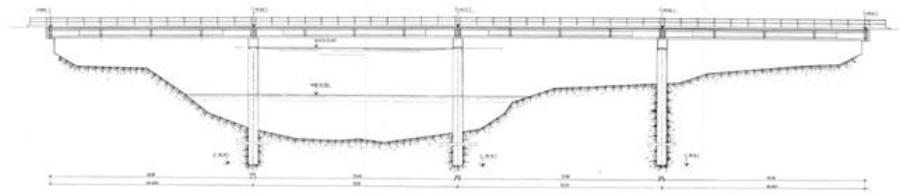


Figura 7.4: Sezione longitudinale del ponte.

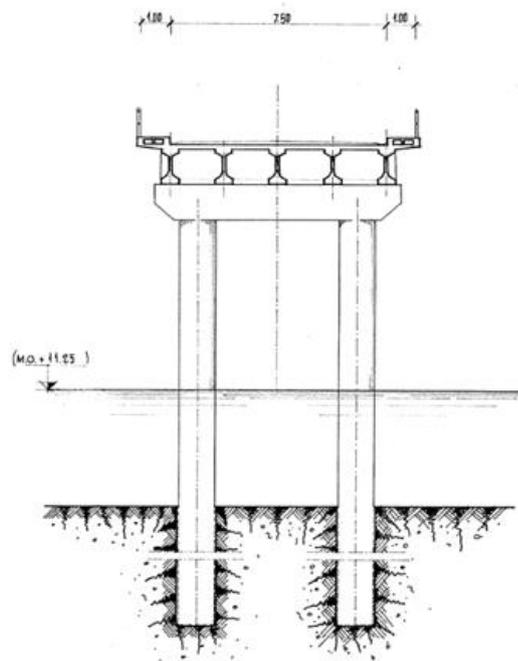


Figura 7.5: Sezione trasversale del ponte.

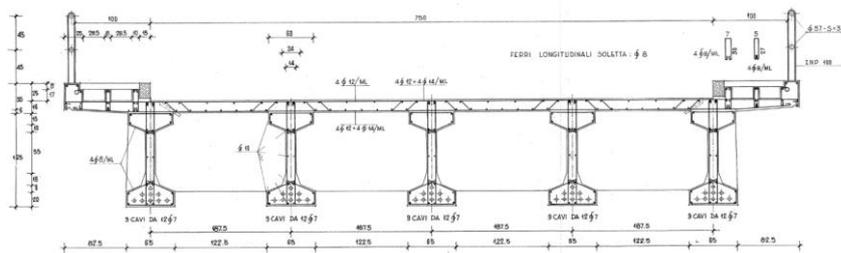


Figura 7.6: Impalcato del ponte.



Figura 7.7: Foto del profilo del ponte.



Figura 7.8: Vista del ponte.



Figura 7.9: Foto del ponte in senso longitudinale.

## Pile

Le pile sono composte in cemento armato C28/35, presentano un'armatura longitudinale di  $28\Phi 26$  e staffatura a spirale per tutta la lunghezza della colonna con staffe  $\Phi 14$  e passo 160 mm.

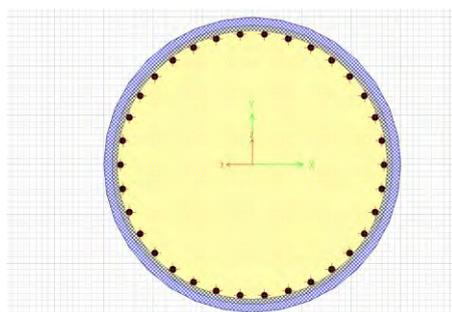


Figura 7.10: Modello a fibre della colonna.

## Pulvino

La sezione misura 1.5 m in larghezza e 1.35 m di altezza, è composto da 16  $\Phi 26$  con staffe  $\Phi 14$  a passo 180 mm.

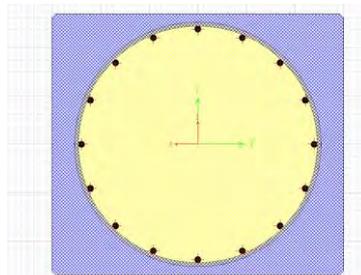


Figura 7.11: Modello a fibre del pulvino.

## Pali

Se si carica un palo con un carico orizzontale, esso sarà soggetto alle forze interne di taglio  $T$  e momento  $M$ . Il momento si correla a sua volta con le tensioni normali e con le deformazioni. Tali deformazioni normali si correlano a loro volta con la flessione laterale del palo lungo  $y$ , ottenendo così la relazione:

$$E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = M$$

in cui

$E_p$ =modulo di Young del palo

$I_p$ = momento d'inerzia della sezione piena del palo

$M$ = momento flettente

Tuttavia il diagramma del momento non è noto, e bisogna trovare una correlazione tra la flessione del palo e la rigidità del suolo. Si ipotizza allora la variazione di forza lungo un elemento di lunghezza infinitesimale  $dz$  sia dovuto alla resistenza del suolo  $p$ . Tale forza  $p$  è distribuita lungo il palo e agisce nel verso opposto della flessione del palo. Tale contributo  $p$  si divide secondo la formula:

$$p = p_c + p_s$$

$p_c$  = resistenza a compressione del suolo, poiché tutti gli strati del suolo sono compressi attorno al palo, una volta che il palo spinge contro di essi.

$p_s$  = resistenza a taglio del suolo. La variazione della deflessione del palo con la profondità crea un'azione tagliante tra i vari strati di suolo interessati.

La resistenza totale del terreno va così a bilanciare la forza di taglio  $dH$  lungo un tratto infinitesimo  $dz$ . Se si considera l'equilibrio dell'elemento di palo a contatto con il suolo a profondità  $z$  e di lunghezza  $dz$  risulta:

$$dH = -pdz$$

Se si correla la variazione di momento flettente con il taglio con la formula:

$$dM = Hdz$$

Si può riscrivere la relazione nel modo:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -p$$

in cui

$E_p$  = modulo di Young del palo

$I_p$  = momento d'inerzia della sezione piena del palo

$M$  = momento flettente

$p$  = resistenza totale del palo

La resistenza  $p$  del suolo è correlata con la flessione laterale del palo. Maggiore è la flessione. Tanto più grande è la resistenza mobilitata. Si determina ora una relazione tra  $p$  ed  $y$  per ottenere un'equazione differenziale in termini di  $y$ . Se si vuole tenere in conto della rigidità a taglio si ha la relazione:

$$p = p_c + p_s = ky - 2t \frac{d^2 y}{dz^2}$$

in cui:

$k$  = modulo di reazione per la deflessione laterale

$t$  = è un coefficiente correlato con la rigidezza a taglio del suolo in direzione orizzontale

Nell'analisi con il metodo  $p$ - $y$  tuttavia non si prende in considerazione l'iterazione a taglio tra le molle che vanno a reggere lateralmente il palo. Il coefficiente  $t$  è posto pari a 0 e la relazione  $p$ - $y$  diventa:

$$p = p_c + p_s = ky$$

Ne segue che l'equazione differenziale che regge il fenomeno diventa ora:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + ky = 0$$

Tuttavia poiché tale equazione differenziale può essere risolta numericamente si caratterizzano i vari tipi di suoli con differenti curve  $p$ - $y$  anche diverse da questo semplice legame lineare.

### Stratigrafia

Si ipotizza una stratigrafia del terreno al di sotto della quota di scalmamento. In prima approssimazione il terreno era stato ipotizzato di categoria C nel ricavare lo spettro del ponte. Tale tipologia di sottosuolo è caratterizzata da terreni a grana grossa mediamente addensati o da terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m. Essi inoltre presentano un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con le profondità e hanno valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180m/s e 360m/s (ovvero  $15 < N_{spt,30} < 30$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina). Per rimanere coerenti con tale ipotesi si ipotizza la stratigrafia lungo i 20 m di palo sia composta da 2 stati di sabbia. Per ogni di tali stati si ipotizza una resistenza di punto  $q_c$ . Entrambi tali dati sono ricavabili da una prova penetrometrica CPT.

I dati ipotizzati si riportano in tabella:

	qc (kpa)	H (m)	$\gamma_m$ (KN/m <sup>3</sup> )
strato 1	1000	8,15	17
strato 2	2000	10	18

Si determina successivamente l'angolo d'attrito viene valutato secondo le relazioni di CAQUOT

$$\phi = 9,8 + 4,96 \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

in cui

$q_c$ = resistenza di punta

$\sigma'_v$ = tensione verticale efficace

Noto l'angolo d'attrito si passa a valutare la densità relativa delle sabbie secondo la formula:

$$D_r = \frac{\ln \frac{q_c}{p_A} - 0,4947 - 0,1041\phi_c - 0,841 \ln \frac{\sigma_h}{p_A}}{0,0264 - 0,002\phi_c - 0,0047 \ln \frac{\sigma_h}{p_A}}$$

in cui:

$q_c$ = resistenza di punta

$\sigma_h$ = tensione orizzontale efficace

$p_A$ = 100kPa tensione di riferimento

$\phi_c$ = angolo di attrito critico del terreno

da tali formule il valore dell'angolo d'attrito e della densità relativa risulta

	$\sigma'_v$ (metà terreno)	K0	$\sigma' h$	$\Phi$	Dr %
strato 1	29,31555	0,45	13,192	27,307	35,772
strato 2	107,7511	0,45	48,488	24,289	30,964

Per il calcolo del modulo di reazione si sfrutta il grafico dell'API che fornisce  $K_g$  in funzione della densità relativa  $D_r\%$ :

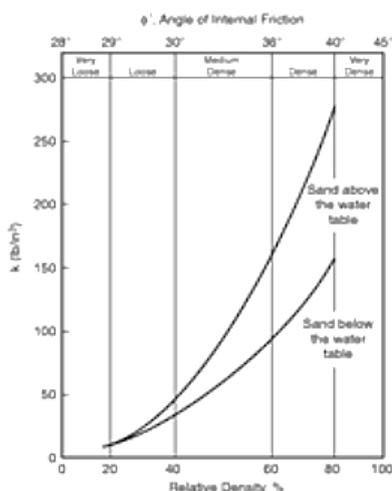


Figura 7.12: Grafico fornito da API.

$K_g$  risulta allora:

	$K_g$ (kpa/m)
strato 1	9000
strato 2	8500

Si può notare dalla figura che l'ipotesi di terreno di categoria C è confermato dal grafico in quanto le densità tra il 20% ed il 40% appartengono a sabbie mediamente addensate.

Ipotizzati tali dati, si determinano le curve  $p$ - $y$  per i 2 strati di terreno. Se si sfruttano i modelli API (1993) per le sabbie (Matlock 1970 e Reese 1974) la relazione  $p$ - $y$  utilizzata è la seguente:

$$p = C p_L \tanh\left(\frac{K_g z y}{C p_L}\right)$$

$$c = \begin{cases} 3 - 0,8 \frac{Z}{B} \geq 0,9 & \text{per carichi statici} \\ 0,9 & \text{per carichi ciclici} \end{cases}$$

in cui  $p_L$  è definita sempre in accordo con API nel caso di terreno di tipo sabbioso da:

$$p_L = (C_1 z + C_2 B) \sigma'_v$$

$$C_1 = 0,115 \times 10^{0,0405\phi_p}$$

$$C_2 = 0,571 \times 10^{0,0422\phi_p}$$

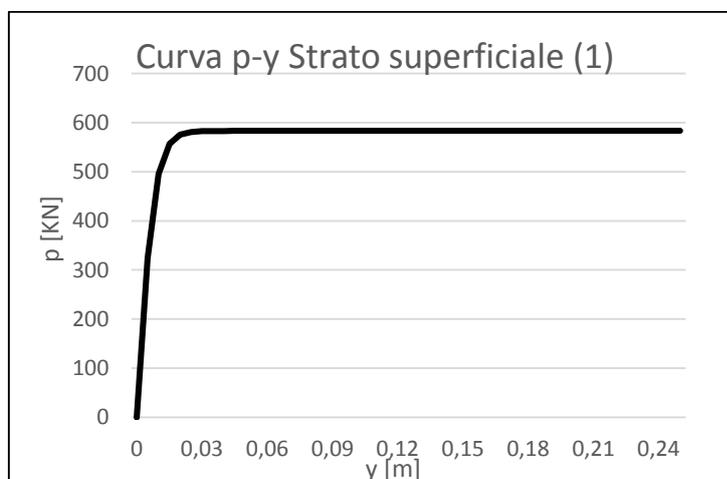
in cui

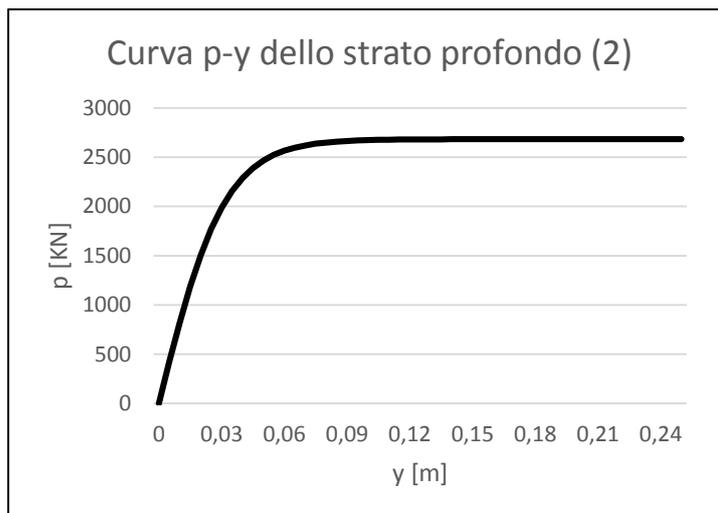
$kg$ = modulo di reazione per la deflessione laterale

$p_L$ =resistenza limite laterale alla profondità  $z$  in KN/m

Da tale impostazione derivano le seguenti costanti, mentre si determinano 2 curve  $p$ - $y$ , una per ogni strato.

	z (m)	Kg (kpa/m)	C1	C2	pL	p
strato 1	11	9000	1,46768	8,10945	647,83	583,04
strato 2	21	8500	1,10760	6,04802	2980,72	2682,65





## Il Modello

Tramite il programma a elementi finiti CSI Bridge viene costruito il modello del ponte in esame; le caratteristiche geometriche già esposte in precedenza prevedono cinque travi IPE in cemento armato precompresso che poggiano direttamente sui pulvini delle pile e sulle spalle.

L'appoggio risultante è un collegamento ad attrito cls-cls tra l'impalcato e le pile. Le pile sostengono l'impalcato ad un'altezza di circa 20 m rispetto al fondo dell'alveo per poi proseguire al di al di sotto di esso diventando dei pali di fondazione per una lunghezza di circa 21 m.

Il ponte viene costruito con elementi beam sia per l'impalcato che per le pile. Per gli elementi verticali quali le colonne e i pulvini è stata utilizzata una modellazione a fibre dividendo così la sezione in base al materiale. In tal modo è stato possibile creare un modello più preciso e dettagliato.

Per gli appoggi è stato modellato un link plastico non lineare, come varrà specificato più avanti.

Anche il terreno viene modellato con link elasto-plastico non lineare, il quale vuole simulare le molle traslazionali. All'interno del link vengono inserite le curve  $p-y$  precedentemente studiate ed esposte.

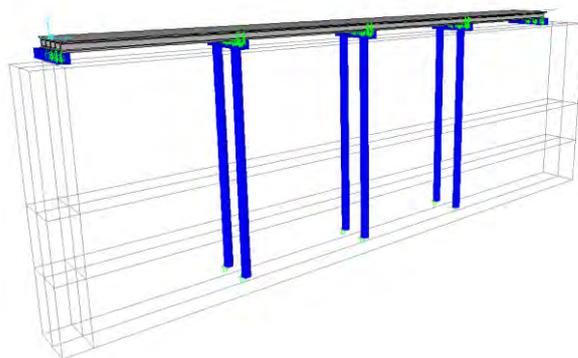


Figura 7.13: Modello tridimensionale del ponte.

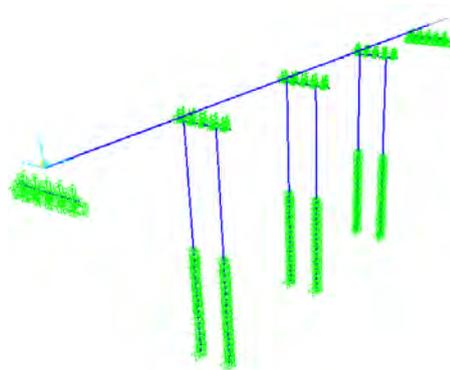


Figura 7.14: Modello del ponte con molle traslazionali.

## Carichi agenti

Per gli appoggi il parametro che più influisce sul loro funzionamento è il peso dell'impalcato che può essere correlato con le dimensioni dell'impalcato.

Per quanto riguarda il peso dell'impalcato si è scelto di considerare:

- Impalcato di larghezza 10 m, corrispondente ad una piattaforma stradale di tipo C1, secondo D.M. 5 Novembre 2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

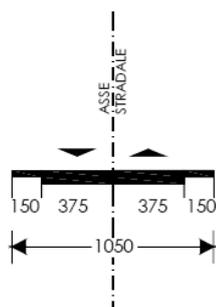


Figura 7.15: Schema della piattaforma stradale considerata tipo C1 extraurbana secondaria.

L'analisi dei carichi è stata condotta secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche par. 5.3.1.

Peso proprio della struttura (G1)

Si è ipotizzata una struttura con soletta piena in calcestruzzo armato di spessore 0,16 m, collegata direttamente alle travi che compongono l'impalcato.

Il peso del calcestruzzo è stato assunto pari a  $25\text{kN/m}^3$ .

I valori ottenuti sono:

	G1 [kN]
Impalcato di 10 m	100.76 * Luce

Tabella 7.1: "Valori dei carichi permanenti strutturali"

Carichi permanenti non strutturali (G2)

Fa parte di questa categoria la pavimentazione stradale, i marciapiedi, i sicurvia, i parapetti, le attrezzature stradali, i rinfianchi e simili.

Gli elementi considerati per l'impalcato largo 10 m sono:

- 2 cordoli in calcestruzzo nelle due banchine laterali, aventi larghezza di 1,0 m (pari a quella della banchina) e spessore di 0,25 m;
- due guard-rail laterali aventi il peso di  $1,5\text{kN/m}$ ;

- due blocchi laterali costituiti da parapetto di protezione e rete dal peso complessivo di 0,5kN/m.

I valori ottenuti sono:

	G2 [kN]
Impalcato di 10 m	35 * Luce

Tabella 7.2: "Valori dei carichi permanenti non strutturali"

Azioni variabili da traffico (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli schemi di carico descritti nelle NTC08 al par. 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel seguente prospetto.

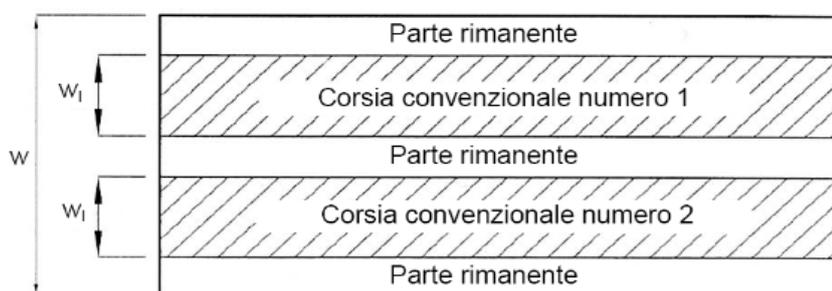


Figura 7.16: Esempio di numerazione delle corsie convenzionali.

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 7.3: "Numero e larghezza delle corsie convenzionali"

## Cerniera plastica

Nel programma agli Elementi Finiti CSI Bridge, per gli elementi frame, la non linearità del materiale si implementa attraverso la creazione di cerniere plastiche.

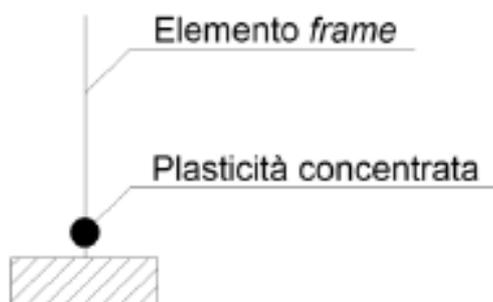


Figura 7.17: Cerniera plastica.

Una formulazione di questo tipo è chiamata a plasticità concentrata, giacché esistono altri modi di assegnare la plasticità all'elemento, come ad esempio attraverso l'uso di fibre. L'utilizzo di fibre prevede quella che si chiama una plasticità distribuita. Con l'utilizzo della plasticità concentrata quindi si suppone che tutto l'elemento si comporti in maniera lineare, ad eccezione di alcune sue parti in cui viene assegnata una legge non lineare.

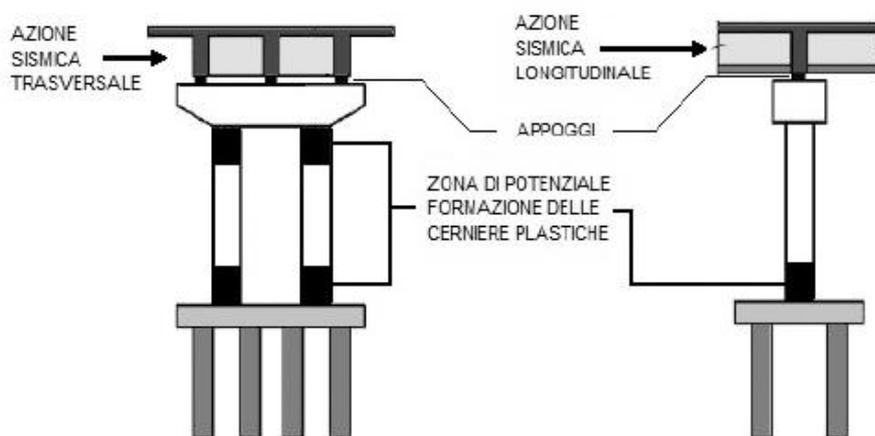


Figura 7.18: Possibili zone di formazione di una cerniera plastica in una pila da ponte.

La cerniera plastica è definita attraverso un set di sue proprietà, che compongono un legame non lineare, il quale può essere quindi successivamente assegnato ad uno o più elementi frame nella posizione desiderata. In questo caso si è scelto di utilizzare il rapporto tra momento e curvatura della sezione, definendo la

dimensione della sezione e la relativa armatura nella posizione corretta, si ottengono così il corrispondente grafico, con la curvatura in ascissa (in realtà si tratta di una curvatura espressa in maniera proporzionale all'altezza H della sezione).

Si precisa che i valori di momento e curvatura sono sempre introdotti in maniera adimensionale: sono riferiti cioè alla curvatura di snervamento della sezione, che costituisce tale fattore di scala FS (abbreviazione per Scale Factor). I valori immessi di Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) ed infine Collapse Prevention (CP) servono, anche in questa situazione, solo come indicazione grafica nei successivi risultati dell'analisi e non hanno alcuna influenza sulla soluzione finale.

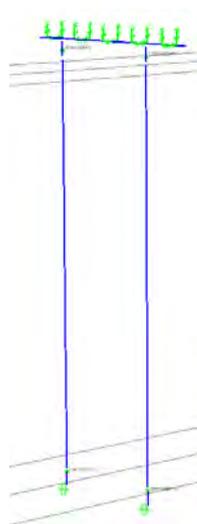


Figura 7.19: Particolare di una pila con cerniere plastiche.

In quanto convenzionalmente si accetta che la lunghezza  $l_p$  della cerniera non lineare che si forma sia circa pari al 10% dell'altezza totale dell'elemento, valore dovuto alla semplificazione della formula:

$$l_p = 0,10H_S + 0,015f_y d_S \cong 0,10H_S$$

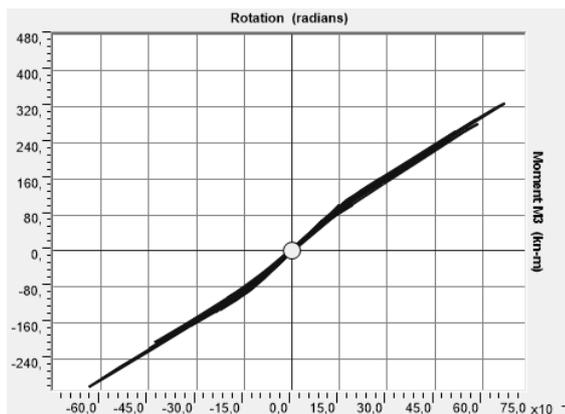


Figura 7.20: Esempio di cerniera plastica in time history.

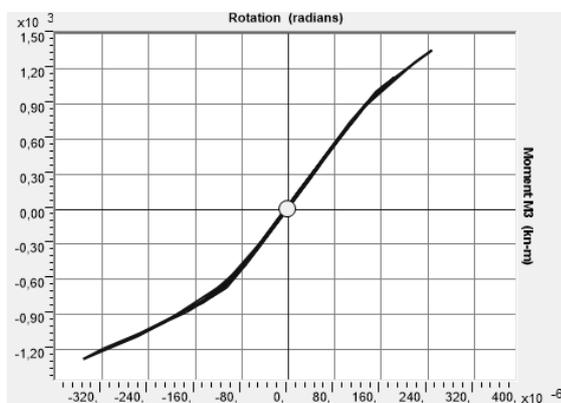


Figura 7.21: Cerniera plastica alla base del ponte.

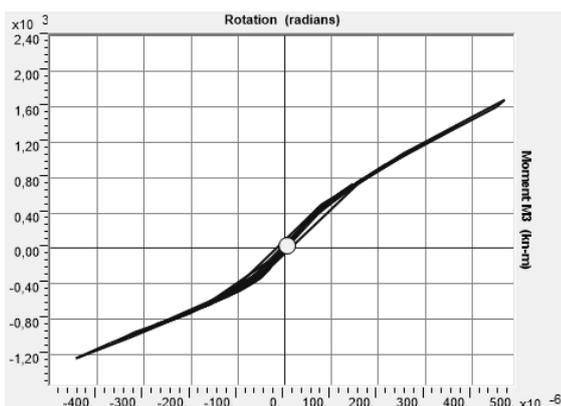


Figura 7.22: Andamento di una cerniera plastica.



## **CAPITOLO 8**

### **GLI APPOGGI**

#### **Tipologie di appoggi e disposizioni generali**

Una prima suddivisione degli apparecchi d'appoggio può essere fatta classificandoli come:

- Appoggi fissi
- Appoggi mobili

Gli appoggi, in linea generale, sono dispositivi che consentono la rotazione tra due elementi strutturali e trasmettono i carichi richiesti impedendo qualsiasi spostamento, nel caso si tratti di appoggi completamente fissi. Possono però in alcuni casi consentire lo spostamento in una sola direzione (nel caso di appoggi mobili unidirezionali) oppure in tutte le direzioni di un piano (si tratta allora di appoggi mobili multi direzionali). Una scelta accurata del tipo giusto di appoggio da utilizzare garantisce il funzionamento previsto del ponte ed impedisce la nascita di pericolose sollecitazioni iperstatiche non previste in fase progettuale.

Gli appoggi, relativamente al loro utilizzo nel campo dei ponti, possono trovare impiego sia nel collegamento tra l'impalcato e le spalle sia in quello tra l'impalcato e le pile, nel caso di ponti a più di una campata. Si dà ora un breve elenco, per ciascuna categoria, dei tipi più comuni di appoggi.

#### **Appoggi fissi**

Gli appoggi fissi svolgono la funzione di vincolare l'impalcato alle spalle o alle pile consentendo però, se necessario, rotazioni relative lungo una o più direzioni. Al

contrario, non consentono o limitano fortemente lo spostamento relativo tra le due parti che connettono. Gli appoggi fissi trasmettono sia le azioni verticali provenienti dai carichi permanenti e accidentali sia quelle orizzontali dovute al vento, all'azione frenante dei veicoli, all'attrito degli appoggi mobili (se presenti, oltre a quelli fissi, all'interno della stessa opera), alle forze centrifughe nel caso di impalcato in curva ed ovviamente all'azione in direzione orizzontale del sisma. Gli appoggi fissi in generale si suddividono in:

- Appoggi a contatto lineare
- Appoggi a contatto puntuale
- Appoggi fissi a disco elastomerico
- Appoggi a calotta sferica

Nel caso degli appoggi a disco elastomerico, uno o più spostamenti possono essere consentiti: questi dispositivi non sono infatti in grado di bloccare completamente gli spostamenti relativi dell'impalcato, ma se dimensionati adeguatamente la differenza che li distingue dagli appoggi mobili è che mentre per questi ultimi gli spostamenti voluti sono lasciati completamente liberi e svincolati, nel caso di appoggi elastomerici essi sono eventualmente dovuti solo alla rigidità dei materiali, e per questo limitati da quest'ultima.

## **Appoggi mobili**

Gli appoggi mobili svolgono invece, oltre alle stesse funzioni in alcune direzioni degli appoggi fissi, anche il compito di consentire in modo completo degli spostamenti relativi tra le superfici a cui sono innestati. Questi movimenti possono essere causati da variazioni termiche, deformazioni viscoso differite nel tempo, deformazioni in campo elastico, deformazioni date dal ritiro del calcestruzzo ed infine da spostamenti risultanti dall'azione orizzontale di un terremoto. Questi apparecchi si dividono ulteriormente in:

Appoggi mobili unidirezionali

Appoggi mobili multidirezionali

A seconda che gli spostamenti che essi consentono siano rispettivamente uno oppure più di uno. All'interno di ciascuna categoria di appoggi mobili, altre distinzioni sono, ad esempio:

- Appoggi a cerniera cilindrica, con appoggio a rullo
- Appoggi a cerniera cilindrica semplici
- Appoggi a sella cilindrica
- Appoggi a cerniera sferica
- Appoggi mobili a disco elastomerico
- Appoggi a calotta sferica

## **Regole generali per i dispositivi di appoggio**

Prima di passare all'esame in particolare dei dispositivi esistenti, si riportano alcune generiche regole relative ai dispositivi d'appoggio. Esse sono prescritte all'interno di normative specifiche e sono integrate con alcuni concetti comuni, applicabili ad ogni tipologia realizzata nei ponti.

Tutti i tipi di appoggio devono quindi sottostare a regole e principi importanti come:

- Devono essere progettati in modo da garantire l'ispezione in maniera agevole
- Devono essere di facile manutenzione e, nel caso si ritenga opportuno, sostituzione
- Devono essere progettati per resistere alle sollecitazioni previste con il minimo spostamento possibile
- Viceversa, devono consentire gli spostamenti previsti in fase di progetto fornendo le minime reazioni possibili
- Non devono causare la nascita di forze non previste in fase progettuale
- La pre-regolazione deve essere evitata a meno di casi eccezionali

Ed anche:

- Gli appoggi di gomma semplice o armata possono, in certi casi, fungere sia da appoggi mobili con limitazione di spostamento, sia da dispositivi fissi con limitazioni di forze orizzontali
- Gli appoggi a cerniera cilindrica possono essere utilizzati solo se le rotazioni trasversali sono impedito, come ad esempio nei ponti a travi prefabbricate con traversi di testata rigidi
- Per tutti gli altri tipi di struttura si possono impiegare in maniera preferenziale appoggi a cerniera sferica, seguendo sempre le limitazioni date dal progetto.

Queste ed altre regole, dettate anche dall'esperienza costruttiva, dall'avanzare degli studi in questo settore e delle tecnologie di realizzazione garantiscono un buon funzionamento dei dispositivi durante la vita del ponte.

## **Azioni a cui sono sottoposti gli appoggi**

Si riprende in questo paragrafo un concetto già accennato, analizzandolo ora in maniera più dettagliata. Gli appoggi da ponte sono generalmente soggetti a due tipi di azioni:

Quelle trasmesse dall'impalcato per azioni in fase di servizio.

Quelle trasmesse dalle sottostrutture e dalle fondazioni per azioni sismiche.

Nel primo caso le azioni trasmesse agli appoggi dall'impalcato sono trasferite alle sottostrutture fino alle fondazioni, mentre nel secondo le sollecitazioni derivanti dal terremoto devono, per quanto possibile, essere assorbite per evitare che si trasmettano all'impalcato ed alle altre sovrastrutture. Il dimensionamento e la scelta dell'appoggio devono quindi essere valutati a seconda delle sollecitazioni a cui si prevede sarà sottoposto.

Le azioni verticali, in pratica, dovranno sempre essere trasmesse dall'impalcato alla sottostruttura attraverso il dispositivo, senza che intervengano deformazioni o cedimenti tali da pregiudicarne la sicurezza e la stabilità globale. I cedimenti e gli spostamenti verticali differenziali sono, dei vari tipi che si possono verificare, i più pericolosi: la rigidità nei confronti delle sollecitazioni verticali deve allora essere

relativamente elevata. Nel caso le deformazioni in questa direzione siano previste, come nel caso di appoggi completamente o parzialmente costituiti da materiale elastomerico, la realizzazione finale dell'opera ed i dimensionamenti strutturali devono tener conto di questi spostamenti e cedimenti iniziali. In ogni caso gli appoggi ormai sono sempre dimensionati in modo da limitare, per quanto possibile, gli spostamenti differenziali verticali, molto pericolosi per la struttura.

Le azioni orizzontali invece devono essere assorbite dall'appoggio senza che intervengano rotture o eccessive deformazioni, nel caso di appoggi fissi, nella direzione di applicazione della forza. Se le deformazioni sono consentite per l'appoggio, ad esempio nel caso di appoggio fisso elastomerico, esse devono rientrare nei limiti definiti per ogni particolare dispositivo e non provocare alcun danno al suo materiale costituente. Se l'appoggio scelto dovesse essere invece di tipo mobile, le due parti devono essere completamente svincolate attraverso una connessione di rigidità adeguata (in ogni caso molto bassa o al limite praticamente nulla) per evitare il generarsi di forze e sollecitazioni iperstatiche non previste in fase progettuale. Nella direzione di mobilità dell'appoggio, in altre parole, i movimenti devono essere del tutto liberi.

## **Appoggio ad attrito**

Nei ponti che presentano appoggi chiamati ad attrito, le travi che sostengono la soletta dell'impalcato (oppure unicamente la soletta stessa, per i ponti che presentano lo schema statico cosiddetto "a solettone") sono direttamente appoggiate sulle spalle o sulle pile, senza alcun materiale interposto tra le due superfici di contatto.

Non risulta quindi all'interno della struttura un vero e proprio dispositivo d'appoggio, inteso come un sistema presente fisicamente. Tuttavia in alcuni casi possono esserci dei cuscinetti, sempre però di calcestruzzo, realizzati in sommità, su cui si appoggia l'impalcato. Anche in questo caso si parla comunque di appoggio ad attrito.



Figura 8.1: Esempio di un appoggio ad attrito.

Il meccanismo di funzionamento di questo tipo di appoggi è dovuto quindi esclusivamente all'attrito che si sviluppa tra i due materiali a contatto, solitamente entrambi costituiti da calcestruzzo: la resistenza allo scorrimento dell'impalcato deve essere allora sempre valutata attraverso coefficienti d'attrito giustificati dall'analisi della documentazione di progetto o, se questa non fosse disponibile, da opportuni sopralluoghi o ispezioni. In mancanza di informazioni possono essere utilizzati, per diverse situazioni, i seguenti coefficienti di attrito:

- Calcestruzzo e calcestruzzo: 0,80
- Acciaio e calcestruzzo: 0,45
- Gomma e calcestruzzo: 0,45
- Acciaio e acciaio: 0,30

Se la conoscenza della superficie di contatto dovesse essere di natura incerta, deve essere utilizzato il valore più conservativo di quelli ipotizzati, in modo da agire sempre a favore di sicurezza. Il meccanismo di scivolamento dell'appoggio ad attrito deve essere considerato rigido-plastico e la resistenza d'attrito dinamica può essere considerata uguale a quella statica. Si tratta comunque di una soluzione non attuale, in quanto al giorno d'oggi si preferisce sempre predisporre una serie di appoggi strutturali nei punti di contatto.

La capacità di scorrimento dell'appoggio ad attrito, se accettata, deve essere limitata dalla condizione di scivolamento dell'impalcato, oppure da una deformazione ritenuta accettabile rispetto allo Stato Limite considerato. Lo spostamento corrispondente allo Stato Limite Ultimo di scivolamento dell'impalcato deve essere determinato con considerazioni precise, in relazione alla geometria ed alle

dimensioni della spalla o della pila in corrispondenza della quale si sviluppano le forze d'attrito valutate.

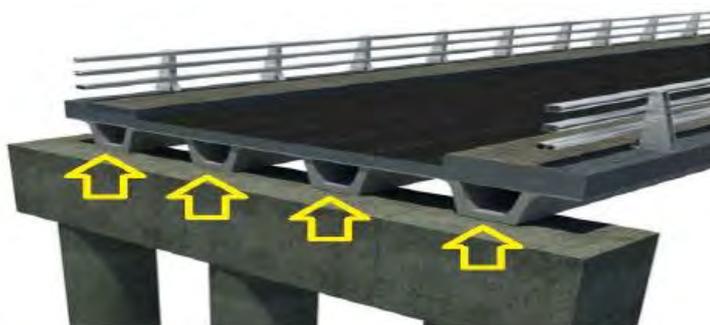


Figura 8.2: Esempio di appoggio ad attrito tra impalcato e pila.

Nel caso dell'appoggio ad attrito, tutti i movimenti e le reazioni vincolari sono quelli che nascono e che dipendono dalla forza d'attrito che si genera a causa del contatto delle due superfici, e sono legati dai materiali con cui esse sono costituite.

I movimenti relativi e la loro tipologia, per questa situazione, sono:

- Spostamento in direzione x: attrito
- Spostamento in direzione y: attrito
- Spostamento in direzione z: nessuno
- Rotazione rispetto all'asse x: attrito
- Rotazione rispetto all'asse y: attrito
- Rotazione rispetto all'asse z: attrito

Mentre le reazioni vincolari che nascono sono le seguenti:

- $V_x$
- $V_y$
- $N$

Si precisa che le azioni di taglio orizzontali  $V_x$  e  $V_y$  si presentano solamente nel caso di spostamenti dell'impalcato in queste direzioni, dovuti all'azione frenante dei veicoli, all'azione sismica o ad altre cause accidentali orizzontali, mentre la reazione verticale  $N$  è sempre presente, poiché derivante dal peso proprio dell'impalcato e dai carichi permanenti ed accidentali presenti su di esso.

Oltre al peso dell'impalcato un parametro che influenza il loro funzionamento è il valore del coefficiente d'attrito, che dipende dal materiale di cui sono costituite le due superfici poste a contatto.

Le tipologie di attrito considerate sono state tre:

- attrito calcestruzzo - calcestruzzo  $\mu = 0.8$
- attrito calcestruzzo - acciaio  $\mu = 0.45$
- attrito acciaio - acciaio  $\mu = 0.3$

Per il calcolo della domanda di spostamento al variare dell'accelerazione al sito si è proceduto nel seguente modo.

Partendo da semplici equazioni di equilibrio si ha che:

$$\begin{cases} F_H = S_a \cdot W_{impalcato} \\ F_{attrito} = \mu \cdot W_{impalcato} \\ F_H = F_{attrito} \end{cases}$$

Considerando uno stato limite ultimo, corrispondente alla perdita di appoggio e al collasso, è possibile individuare uno spostamento ultimo accettabile. Tale valore di spostamento è stato assunto pari a  $d/2$ , dove  $d$  è la lunghezza di appoggio dell'impalcato sulla pila come rappresentato in figura, ed è quindi dipendente dallo spessore del pulvino.

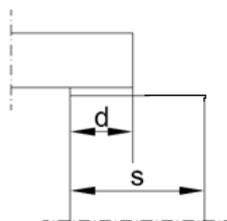


Figura 8.3: Definizione dello spostamento limite.

L'assunzione di uno spostamento ultimo consente di determinare la rigidezza equivalente di un oscillatore semplice, la cui massa è stata assunta pari a quella dell'impalcato.

$$k_{eff} = \frac{F_H}{\delta_{LIM}}$$

$$\delta_{DOM} = \frac{S_a \cdot W_{impalcato}}{k_{eff}}$$

Il valore del danno è pari a:

$$D = \frac{\delta_{DOM}}{\delta_{LIM}} = \frac{S_a}{\mu}$$

## Livelli di danno per gli appoggi ad attrito

Per gli appoggi ad attrito non esiste una vera e propria scala di definizione per il livello di danno, proveniente dalla letteratura o da studi specifici, visto che con l'aumentare dello spostamento relativo tra pila ed impalcato si ha essenzialmente un graduale scivolare di quest'ultimo, fino alla completa ed improvvisa perdita di appoggio. L'enorme variabilità dei parametri geometrici delle pile che si dovrebbero associare a questo tipo di vincolo, che in realtà non è neppure un vero e proprio dispositivo, non consente una definizione comune, per tutti i ponti con tali supporti, di una sequenza di danneggiamento. Non ci sono per questo tipo di appoggio parti che si deformano in maniera crescente o si rompono progressivamente.

Fino a che quindi lo spostamento si mantiene al di sotto di quello limite per la perdita d'appoggio, non si registra alcun danno concreto al vincolo, poiché un vero e proprio dispositivo non è in effetti fisicamente presente. Si potrebbero valutare i livelli di danno su una scala di spostamenti relativi, ma non sarebbero facilmente quantificabili e univoci per un largo insieme di strutture dello stesso tipo. Si ipotizza allora che, raggiunto lo spostamento limite (che si determina secondo considerazioni geometriche sulle dimensioni effettive della parte in sommità della

pila) avvenga il collasso della struttura, dovuto alla mancanza d'appoggio ed allo scivolamento dell'impalcato. Questo spostamento sarà assunto come quello associato al livello di danno pari al danno completo, unico stato di danno considerato.

## **Modellazione dell'appoggio ad attrito**

Per gli appoggi ad attrito, presenti nel ponte, si utilizza lo stesso link non lineare a comportamento rigido-plastico impiegato nei modelli delle spalle.

Il legame forza-spostamento viene però definito ora anche per la componente trasversale all'impalcato, nonostante questa sia sicuramente la direzione meno interessata dal pericolo di collasso a seguito di un evento sismico, in modo da descrivere l'appoggio in modo completo.

Il ponte in esame non presenta alcuna tipologia particolare di dispositivo: non essendo presenti materiali o apparecchi specifici la soletta, che da sola costituisce l'impalcato, è direttamente appoggiata in cima alle spalle e sui pulvini in sommità alle pile, realizzando quello che comunemente è detto un appoggio ad attrito. In questo caso quindi è solo l'attrito tra la sommità della pila e l'impalcato (dato dal peso di quest'ultimo) a garantire un vincolo tra le due parti strutturali.

Con il quale si ottengono quindi, per prima cosa, le condizioni iniziali per costruire un modello adatto a rappresentare questo tipo di appoggio:

Spostamento limite: 250 mm

Coefficiente d'attrito: 0,6

Lo spostamento limite è stato stimato a partire dalla dimensione della parte della spalla che effettivamente sorregge l'impalcato: se infatti questo si spostasse di più della misura considerata, si avrebbero la totale perdita di appoggio ed il conseguente collasso completo della struttura. Nonostante lo spazio a disposizione per lo scivolamento dell'impalcato, prima di arrivare alla perdita completa dell'appoggio, sia di 375 mm (come si osserva nel progetto iniziale) si è scelto di assumere uno spostamento limite di 250 mm per due motivi:

Il primo è a favore della sicurezza, volendo definire un limite più stringente per la verifica al collasso.

Il secondo è perché, essendo la modellazione agli Elementi Finiti basata sulla rappresentazione degli assi baricentrici degli elementi e non degli elementi nella loro interezza, tale limite appare più adeguato nella definizione dello spostamento limite.

Il coefficiente d'attrito pari a 0,6 è invece quello tra due superfici di calcestruzzo leggermente umido: in questo modo il coefficiente è volutamente sottostimato, sempre a favore della sicurezza, come valutato anche per il modello del pulvino e dell'appoggio.

Da questi dati iniziali, e dal valore del peso di 50 % dell'impalcato, è possibile allora stimare la forza orizzontale massima  $F_H$  esplicabile dal vincolo ad attrito:

In cui:

$\mu$  è il coefficiente d'attrito tra le due superfici in calcestruzzo

$F_V$  è la forza verticale derivante dai pesi dell'impalcato

Si ottiene allora il valore della forza orizzontale massima:

$$F_H = 330000 \text{ N}$$

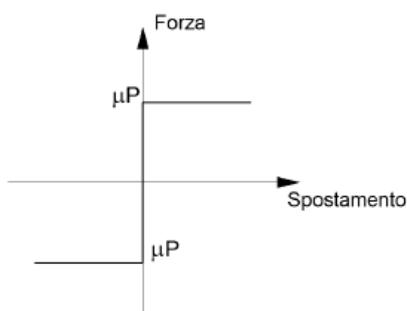


Figura 8.4: Legame forza-spostamento dell'appoggio ad attrito.

A questo punto si definiscono le proprietà dell'entità fisica che andrà a rappresentare l'appoggio ad attrito, nel caso del modello completo. È scelto un elemento link a cui sono attribuite proprietà non lineari e che è collocato sopra il

nodo che si trova all'estremità superiore della spalla e delle pile, e cioè del suo corrispettivo elemento frame.

I link sono elementi di collegamento tra due nodi oppure tra un nodo ed il terreno. In questo caso si sceglie ovviamente il primo tipo. Essi sono dotati di sei gradi di libertà, indipendenti l'uno dall'altro, a cui corrispondono le relative deformazioni.

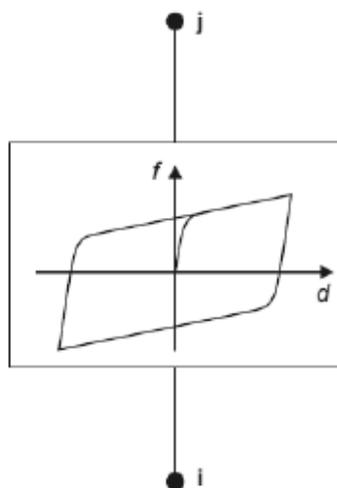


Figura 8.5: Comportamento del link plastico non lineare.

In questo particolare caso si assegna all'elemento di collegamento un comportamento di tipo rigido-plastico al grado di libertà che è collegato alla deformazione trasversale del link (chiamata nel disegno precedente  $u_2$ ) ed anche a quella perpendicolare a quest'ultima, sempre in direzione trasversale (chiamata  $u_3$ ). Il link si suppone infinitamente rigido per deformazioni assiali, mentre la deformazione effettiva che deriva dalle sollecitazioni è quella a taglio.

In cui il link esplica subito tutta la forza disponibile, data dall'attrito tra le due superfici, non appena avviene anche il minimo movimento, forza che successivamente rimane costante all'aumentare dello spostamento. L'indice  $P$  rappresenta sempre la percentuale di peso, derivante dall'impalcato, stimata e gravante sull'appoggio ad attrito.

In sostanza l'elemento link non lineare, sia per la direzione  $u_2$  (in direzione dell'asse dell'impalcato) che per la direzione  $u_3$  (in direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato).

## CAPITOLO 9

### LE ANALISI SVOLTE

#### Analisi modale

Il software ha la possibilità di svolgere una grande quantità di analisi. Inizialmente viene fatta un'analisi statica lineare con i pesi propri della struttura e i carichi agenti, specificati in precedenza. Si passa poi ad eseguire un'analisi modale spettrale, dove il software analizza i diversi modi di vibrare della struttura. In particolare si è voluto proporre il primo modo di vibrare che comporta un'oscillazione trasversale di tutta la struttura. Questo modo mette in azione il 56% della massa totale; considerando il fatto che una percentuale di massa è costituita dalle pile confinate dal terreno e quindi difficilmente spostabili. È interessante vedere come tutto il ponte subisce lo spostamento trasversale ed in particolare l'andamento globale dell'impalcato mostra anche gli andamenti degli spostamenti delle pile. Infatti, la pila centrale risulta essere quella che si flette maggiormente rispetto all'asse iniziale dell'impalcato.

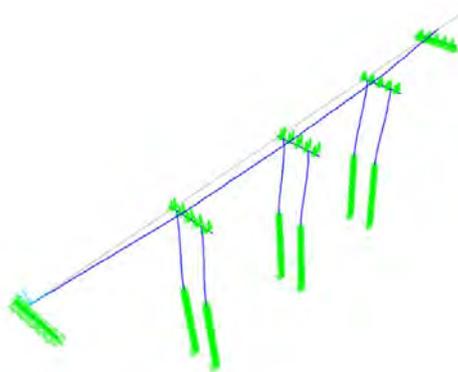


Figura 9.1: Primo modo di vibrare.

Anche il secondo modo di vibrare risulta interessante perché mette in moto il 48% della massa del ponte e si muove in direzione longitudinale. Anche in questo caso viene attivata un'elevata massa e tutto il ponte subisce lo spostamento.

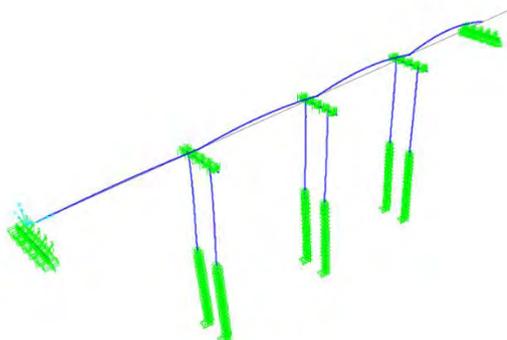


Figura 9.2: Secondo modo di vibrare.

## Le curve di Pushover

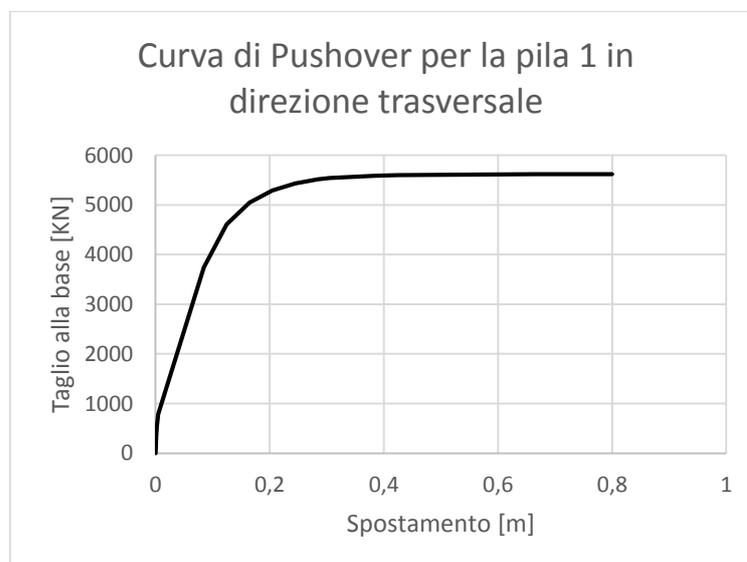
In via del tutto generale, la curva di pushover che un programma agli Elementi Finiti fornisce ha tipicamente una forma nella quale il primo ramo di essa (o della spezzata, a seconda dei casi) corrisponde ad un livello di intensità sismica per cui la risposta della struttura rimane in campo elastico. Questo tratto poi termina con la formazione della cerniera plastica: il punto che separa i due tratti della curva è convenzionalmente detto punto di snervamento. Il successivo ramo della curva di pushover (o i successivi, sempre a seconda del sistema iniziale considerato) invece è in relazione alla formazione della cerniera plastica, cioè allo sviluppo di un meccanismo non più lineare. Infine si arriva alla rottura del sistema analizzato, con la conseguente perdita totale di resistenza, indicata come un improvviso decadimento del valore di taglio alla base della pila. Vengono di seguito proposte le curve di pushover svolte per ciascuna pila del ponte sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Vengono presentate le curve di pushover per ciascuna delle pile del ponte sia in direzione trasversale che in quella longitudinale; inoltre

vengono proposte tali curve per due modelli del ponte: nel primo caso il suolo viene considerato infinitamente rigido e quindi, a livello del piano campagna, è presente un vincolo di incastro che simula il collegamento tra pile e terreno. Le seconde curve proposte invece risultano dal modello con la presenza del terreno, il quale è stato considerato come un insieme di molle traslazionali collegate con le pile al di sotto del piano campagna; è stato modellato con un link elastoplastico non lineare, inserendo le curve  $p-y$  precedentemente esposte.

### CASO CON PILE INCASTRATE AL SUOLO

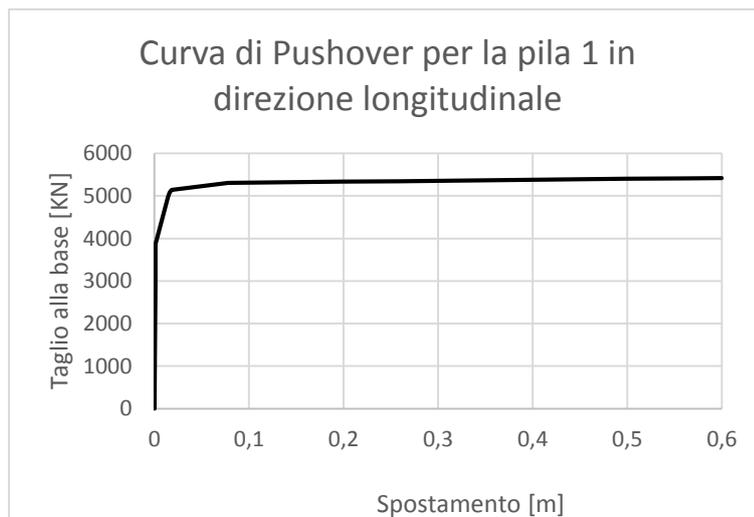
#### PILA 1, DIREZIONE TRASVERSALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	124	4628
Ultimo	784	5618



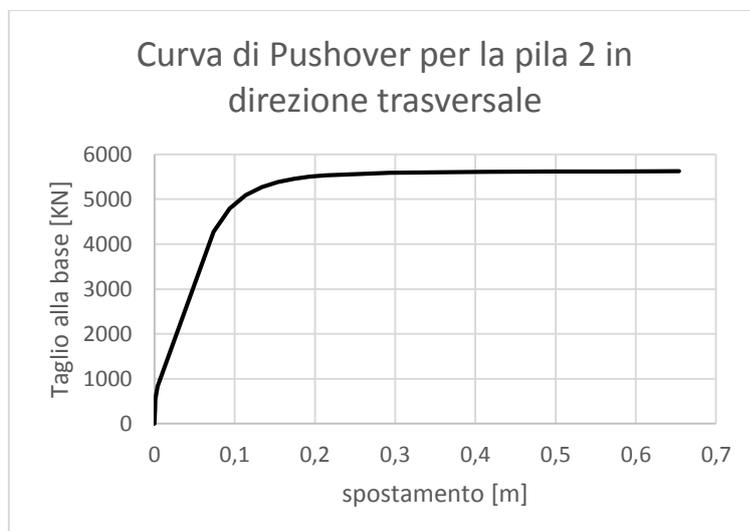
#### PILA 1, DIREZIONE LONGITUDINALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	20	5144
Ultimo	600	5321



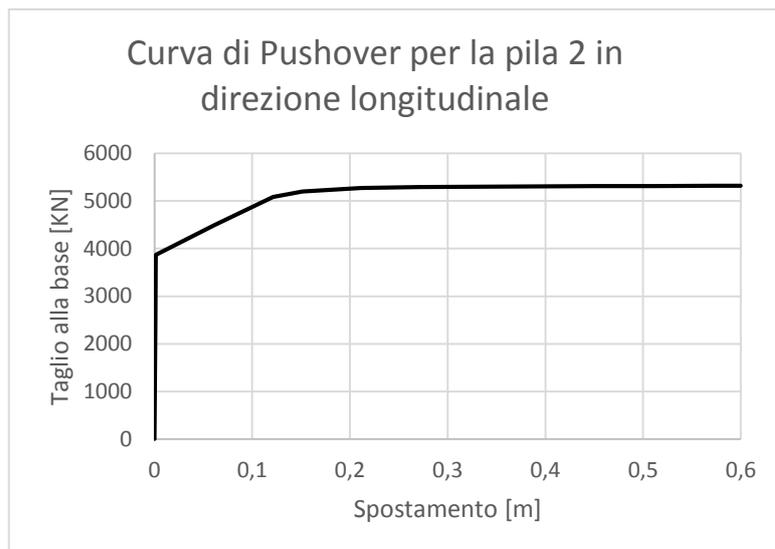
#### PILA 2, DIREZIONE TRASVERSALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	113	5083
Ultimo	654	5620



#### PILA 2, DIREZIONE LONGITUDINALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	62	4499
Ultimo	598	5320



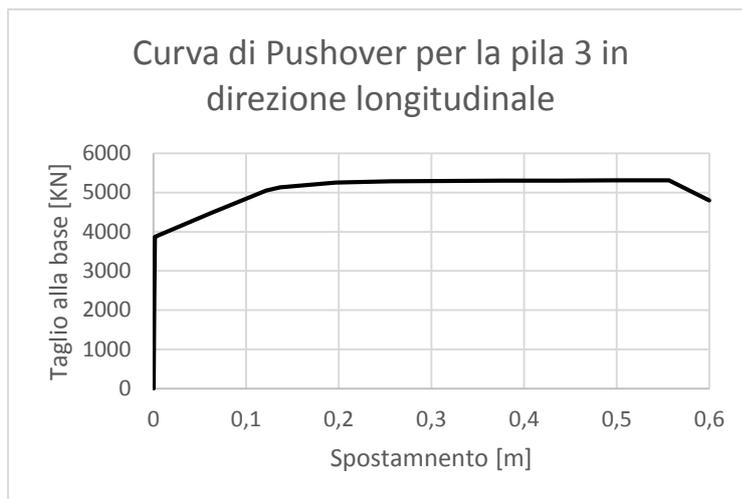
### PILA 3, DIREZIONE TRASVERSALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	164	5048
Ultimo	800	5615



### PILA 3, DIREZIONE LONGITUDINALE

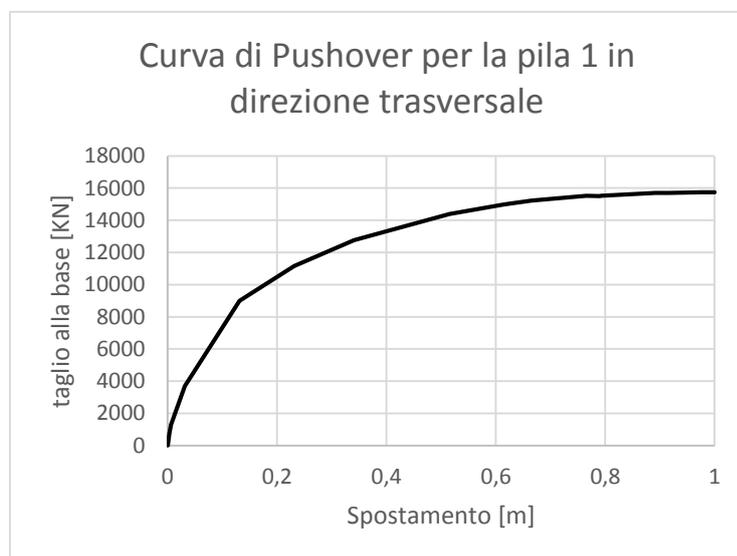
	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	61	4475
Ultimo	595	4800



## CASO CON TERRENO MODELLATO

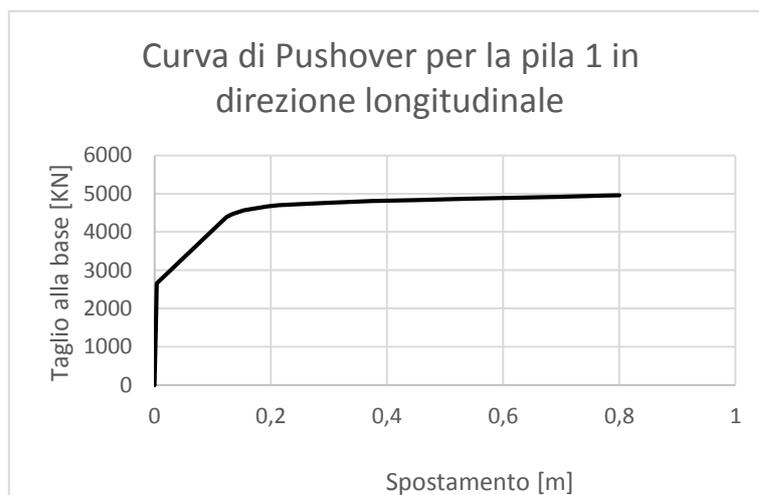
### PILA 1, DIREZIONE TRASVERSALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	340	12761
Ultimo	987	15732



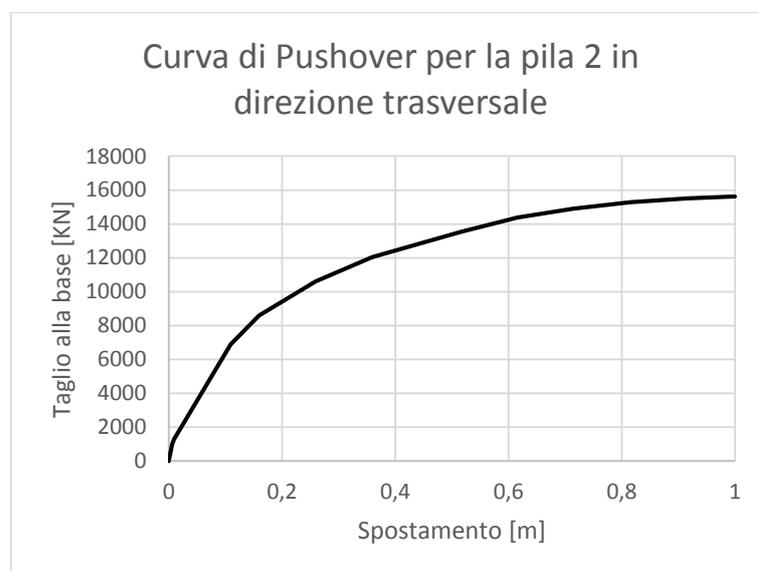
### PILA 1, DIREZIONE LONGITUDINALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	84	4188
Ultimo	800	4956



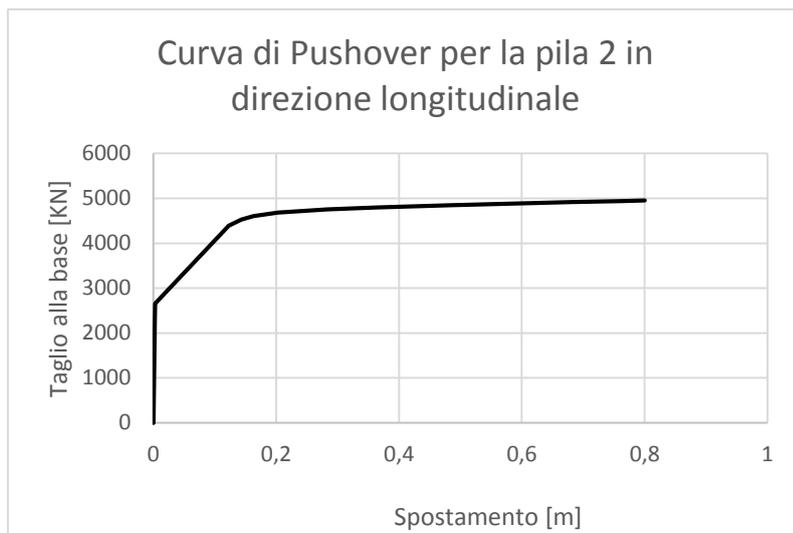
**PILA 2, DIREZIONE TRASVERSALE**

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	359	12045
Ultimo	974	15621



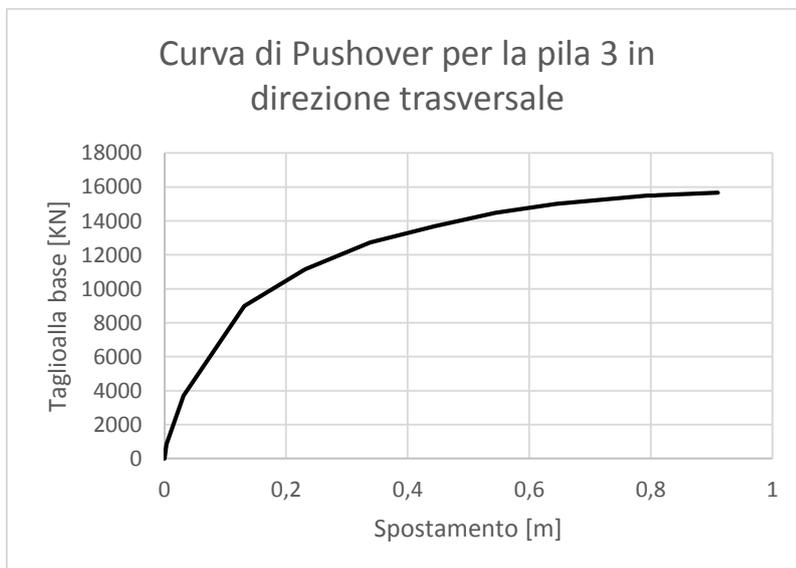
**PILA 2, DIREZIONE LONGITUDINALE**

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [kN]
Snervamento	74	4245
Ultimo	800	4955



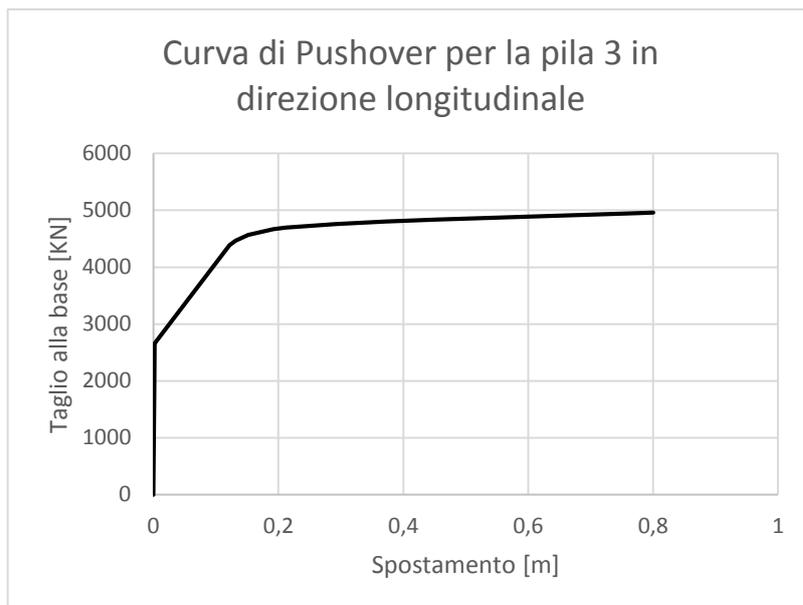
PILA 3, DIREZIONE TRASVERSALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	238	12472
Ultimo	910	15661



PILA 3, DIREZIONE LONGITUDINALE

	Spostamento [mm]	Taglio alla base [KN]
Snervamento	82	4265
Ultimo	800	4957



Osservando le curve si nota che in entrambi i casi, quello con incastro alla base e quello con terreno modellato con molle traslazionali, le curve di pushover presentano un andamento simile tra loro. In direzione longitudinale entrambi i casi presentano un chiaro punto di snervamento con un ramo incrudente e successivamente tratto orizzontale fino a giungere a rottura. Mentre per la direzione trasversale le curve risultano essere più curve ed il punto di snervamento presenta alcune difficoltà di individuazione. Tuttavia i valori ottenuti presentano alcune differenze: in direzione longitudinale i risultati sono simili tra loro anche se il caso con incastro alla base delle pile presenta valori di taglio leggermente più alti rispetto al caso con terreno modellato, infatti mentre il primo supera i 5000 KN, nel secondo caso i valori sono minori e si arriva a rottura prima di raggiungere tale valori. Per quanto riguarda la direzione trasversale invece, i valori ottenuti sono nettamente differenti tra loro e nel caso di terreno modellato essi raggiungono valori più che doppi rispetto al caso precedente.

Confrontando le curve tra loro, all'interno dello stesso caso, esse sono molto simili tra loro e non vi sono particolarità evidenti, per cui una volta scelto il tipo di modello i risultati che si ottengono per le curve di capacità relative alle pile sono analizzabili tra loro. Nel paragrafo successivo si completa la procedura ed utilizzando il metodo N2 si giunge ad ottenere i performance point di ciascuna curva.

## Il metodo N2

Viene ora svolto il metodo N2 che consente un diretto confronto tra la domanda a cui la struttura è sottoposta e la sua capacità di resistenza alle sollecitazioni.

Ottenute le curve di pushover del modello per le varie pile si passa a determinare il performance point.

Tramite un foglio di calcolo excel precompilato è stato possibile velocizzare tale metodologia inserendo alcuni dati di partenza come i vari spettri elastici del sito in cui si trova il ponte in esame, i rapporti di massa partecipanti modale, i fattori di partecipazione modale e la curva di capacità.

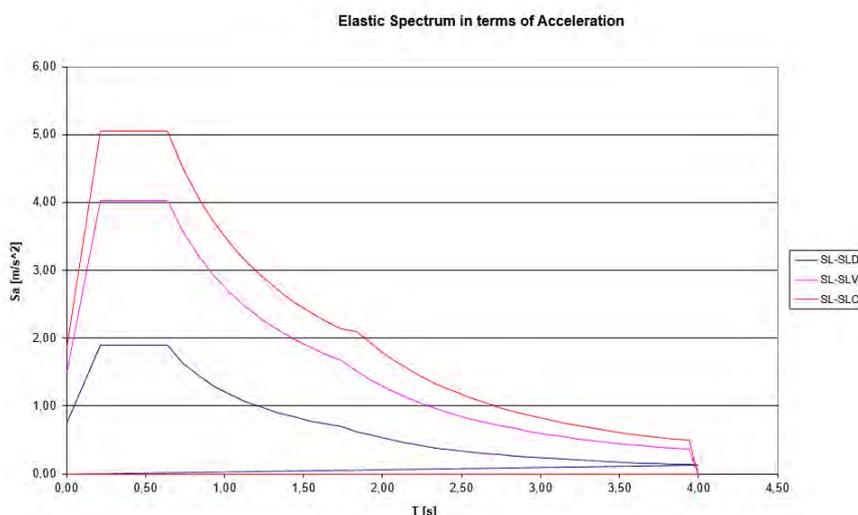


Figura 9.3: Spettri elastici in termini di accelerazioni per il sito in esame.

Il passo successivo è trasformare la relazione di capacità forza-spostamento, ottenuta dall'analisi pushover per un sistema a più gradi di libertà (MDOF), ad una per un sistema ad un grado di libertà (SDOF) equivalente.

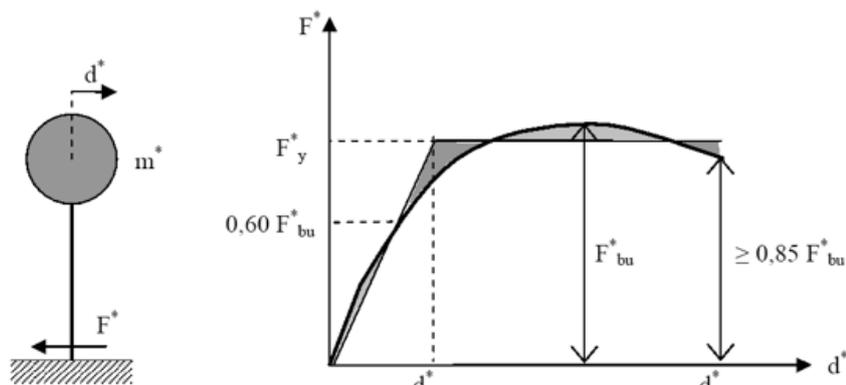


Figura 9.4: Schematizzazione dell'oscillatore elastico equivalente.

Si ottengono così una serie di informazioni legate al SDOF come la massa del sistema equivalente e la sua rigidezza, la frequenza ed il periodo del sistema equivalente. Con le formule esposte in precedenza sul metodo N2 si ricavano i valori della curva che poi verrà bilinearizzata ed il fattore di partecipazione  $\Gamma=1.330$ .

Infine si determina il punto di performance point incrociando la curva di capacità con lo spettro elastico di domanda, in tal caso dal foglio di calcolo excel, avendo inserito gli spettri di domanda del luogo in esame per lo stato limite di danno, di salvaguardia della vita e di collasso si determinano tre diversi performance point. Tuttavia il nostro studio interessa gli stati limiti ultimi, in particolare le analisi sui modelli da me svolte sono state fatte adottando lo spettro SLV.

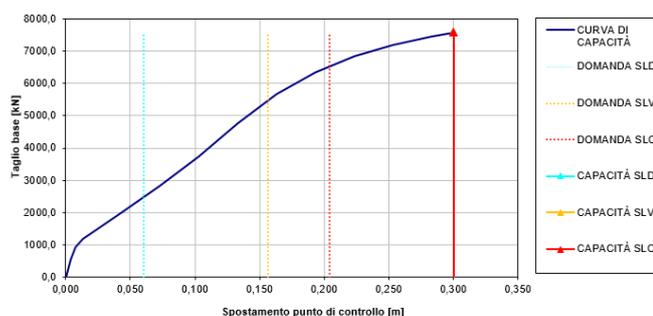


Figura 9.5: Determinazione del performance point.

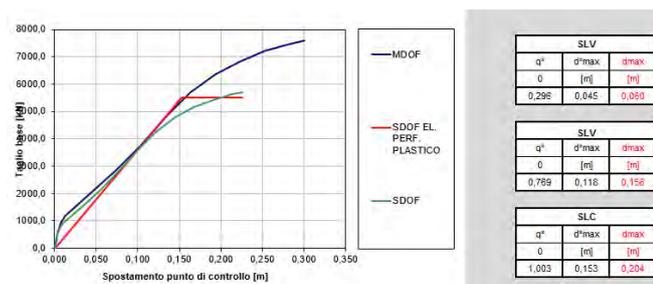


Figura 9.6: Spostamento e valori del punto di controllo.

Una volta determinato il punto di performance, si effettua una nuova analisi di pushover impostando per il punto di controllo uno spostamento monitorato pari proprio a quello di performance. L'analisi statica non lineare è identica alla precedente, semplicemente al punto di controllo si impone un valore uguale a quello appena calcolato con il metodo N2.

In questo modo si ottengono le sollecitazioni relative alla struttura: non più però quelle massime, date dalla sua capacità totale, ma quelle risultanti nel caso essa sia sottoposta ad un'azione sismica di intensità pari a quella definita dallo spettro di risposta considerato.

Tale lavoro si svolgerà poi in maniera analoga per la successive pile del ponte e in entrambe le direzioni sia longitudinalmente (nella direzione dell'impalcato) che trasversalmente (ortogonale alla direzione dell'impalcato).

Si propongono i risultati per le tre pile del ponte nelle due direzioni.

	Spostamento massimo [mm]	Taglio alla base [KN]
Pila 1 Longitudinale	56	3647
Pila 1 Trasversale	101	5104
Pila 2 Longitudinale	54	3624
Pila 2 Trasversale	117	4958
Pila 3 Longitudinale	52	3578
Pila 3 Trasversale	98	5021

## Le analisi in time history

All'interno del programma FEM è possibile costruire lo spettro di risposta indicando le coordinate geografiche del punto da esaminare, inserendo le caratteristiche del terreno e quelle dell'opera da esaminare.

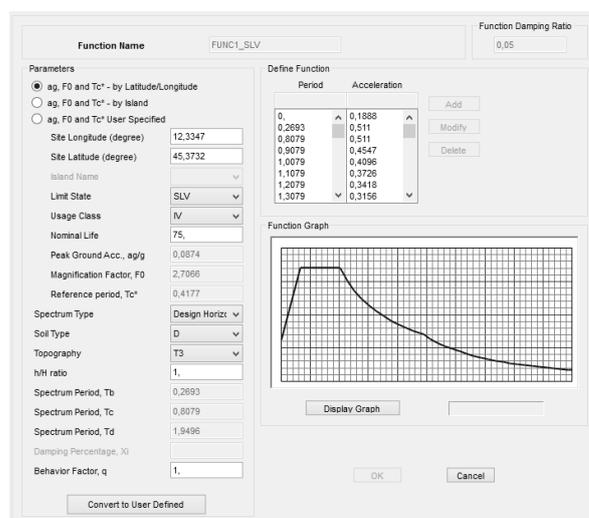


Figura 9.7: Spettro di progetto costruito con il software CSI Bridge.

Per confermare i risultati è stato creato lo spettro di risposta anche con il programma SIMQKE, inserendo le stesse caratteristiche esposte sopra otteniamo un ugual risultato.

Inoltre con tale programma è stato possibile costruire gli accelerogrammi che poi verranno utilizzati nell'analisi time history.

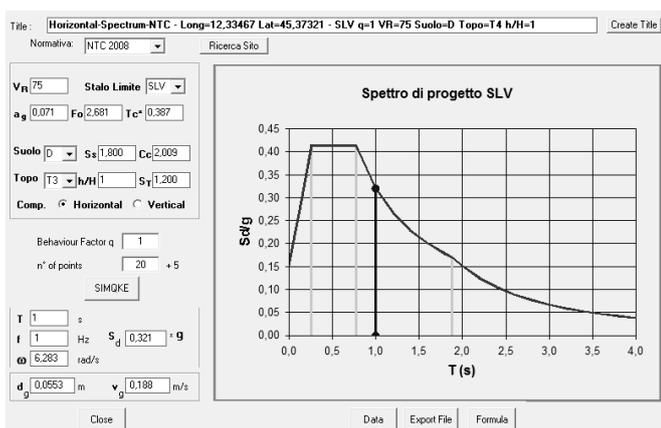


Figura 9.8: Spettro elastico costruito con il programma SIMQKE.

I cinque accelerogrammi impiegati per l'analisi dinamica non lineare, detta anche time history per chiari motivi, sono riprodotti per mezzo di un grafico che presenta valori di tempo in ascissa e valori di accelerazione in ordinata, con al suo interno una serie di punti che indicano quindi il variare dell'accelerazione a cui sarà soggetto il modello della struttura, al procedere del tempo. I cinque accelerogrammi in esame sono i seguenti, riportati assieme allo stesso spettro di risposta elastico di partenza:

1

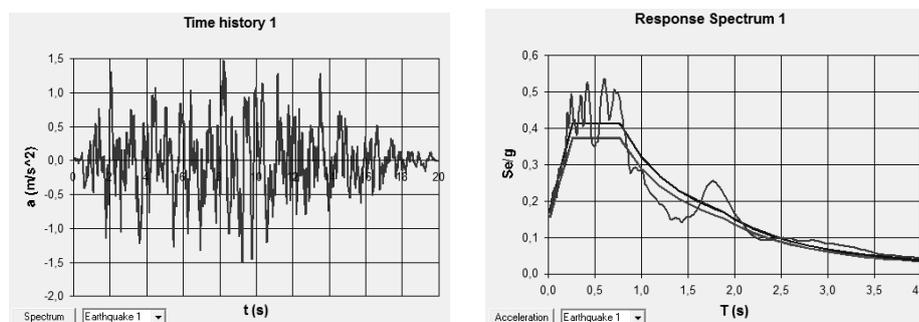


Figura 9.9: Accelerogramma 1 e relativo spettro.

2

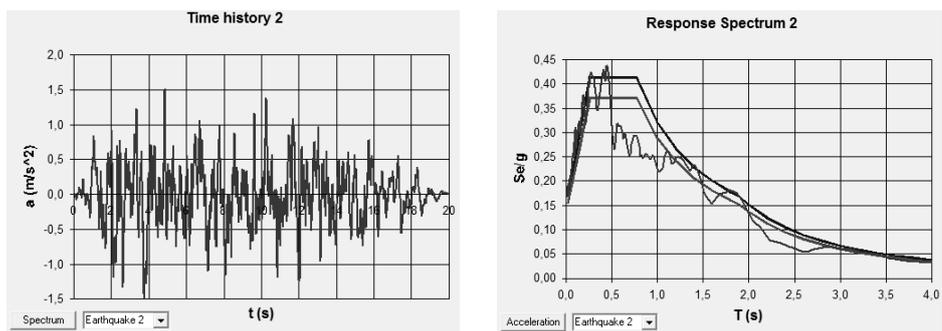


Figura 9.10: Accelerogramma 2 e relativo spettro.

3

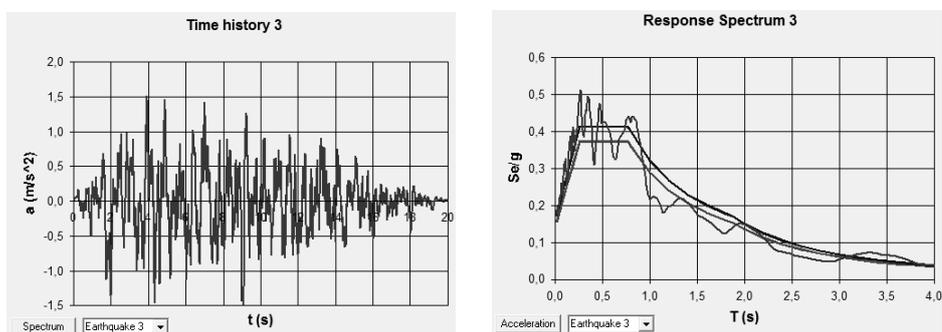


Figura 9.11: Accelerogramma 3 e relativo spettro.

4

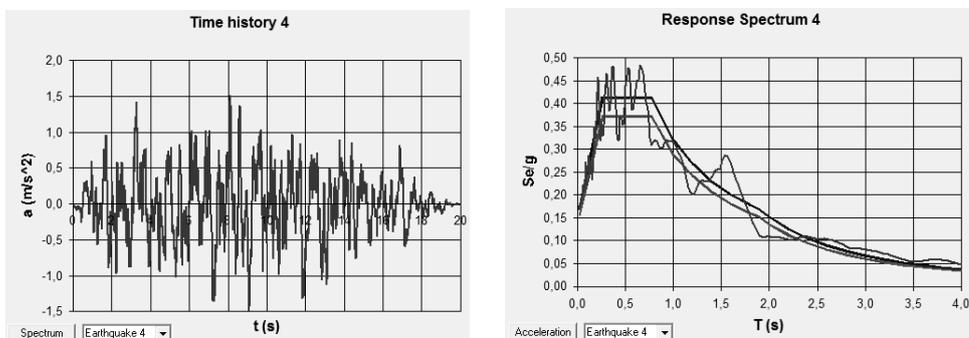


Figura 9.12: Accelerogramma 4 e relativo spettro.

5

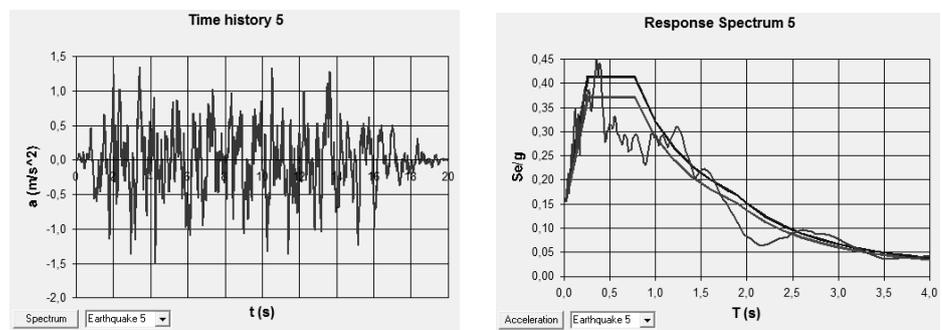


Figura 9.13: Accelerogramma 5 e relativo spettro.

## **CAPITOLO 10**

### **I RISULTATI OTTENUTI**

Gli accelerogrammi sono immessi all'interno del software agli Elementi Finiti per mezzo di finestre simili a quelle già illustrate nei precedenti capitoli.

Essi sono poi, in maniera successiva, utilizzati dal programma per eseguire cinque diverse analisi dinamiche non lineari, ognuna delle quali fornirà, per ogni valore del passo temporale (chiamato anche step) a priori definito, gli indici di spostamento e di sollecitazione degli elementi della struttura. Verrà successivamente fatta una media di tutti i dati, al fine di determinarne il valore medio di cui servirsi in verifiche in termini di spostamento ed in specifiche considerazioni ulteriori sui dispositivi d'appoggio.

Il numero di passi decisi per l'analisi e la durata di ogni singolo passo sono:

- Numero di passi: 500
- Dimensione del passo: 0,05 s

Questi valori forniscono un'analisi dinamica non lineare della durata di:

Durata dell'analisi time history: 25 s

Con tale suddivisione, poiché gli accelerogrammi sono stati presi in un tempo di 20 s, si può vedere dai diversi grafici che verranno presentati in seguito che si tende ad uno smorzamento in seguito all'evento sismico e quindi ci si attesta verso un valore definito.

Al termine delle cinque distinte analisi time history, effettuate sono disponibili all'interno del software i diagrammi denominati plot functions. Essi, si è detto, sono uno strumento più che valido per capire l'evoluzione di un qualsiasi parametro

scelto, al variare degli step temporali, in riferimento dello studio della struttura compiuto attraverso il metodo dinamico non lineare.

Dopo aver scelto l'indice specifico di interesse, viene automaticamente generato un grafico in cui in ascissa è presente il tempo, mentre in ordinata il valore del parametro selezionato al variare del tempo.

Nella legenda di queste plot functions, inoltre, si possono leggere i massimi ed i minimi della funzione preferita ed il tempo di analisi (e quindi di sollecitazione sismica indotta) corrispondente ad essi.

Vengono ora presentati una serie di grafici per il caso del ponte con studiato con coefficiente d'attrito  $\mu=0.6$  confrontando tra loro alcuni punti del modello.

Nel primo grafico viene mostrato l'andamento in sommità alle tre pile in direzione longitudinale, si nota che due di esse hanno andamento quasi uguale, mentre la terza presenta uno spostamento inizialmente simile alle altre ma poi tende verso uno spostamento ridotto. Questo dal ponte e da come è stato modellato, infatti mentre una spalla è stata incastrata, l'altra è stata lasciata libera di compiere degli spostamenti in senso longitudinale al ponte, per due ragioni: utilizzando questo schema statico il ponte può deformarsi in senso longitudinale e si possono ottenere dei valori di spostamento che poi possono essere confrontati con quelli che possono essere raccolti direttamente sul campo con specifica attrezzatura; inoltre si simula la presenza di giunti di dilatazione ed una poca compattazione del terreno a monte delle spalle, il quale a seguito del sisma non offre una resistenza rigida.

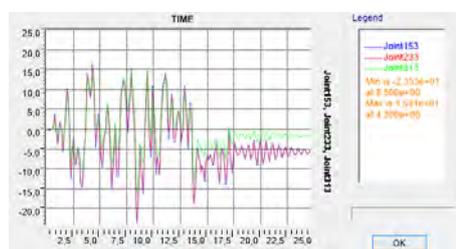


Figura 10.1: Andamento della sommità delle tre pile in direzione longitudinale.

Il secondo grafico proposto mostra invece l'andamento in senso trasversale della sommità delle pile del ponte; in questo caso le due pile esterne hanno uno spostamento minore rispetto alla pila centrale che è maggiormente soggetta a

spostamenti, pur avendo lo stesso andamento presenta dei picchi di spostamenti nella fasi di oscillazione in questa direzione.

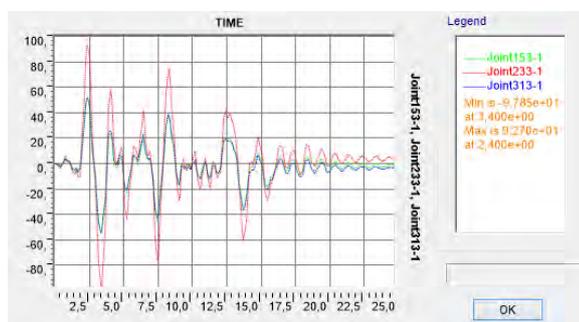


Figura 10.2: Confronto tra la sommità delle pile in direzione trasversale.

Ora vengono presentati dei grafici che, come è stato detto in precedenza, presentano già una deformazione di partenza dovuta ai pesi propri agenti della struttura, per cui gli spostamenti dovuti al sisma non partono da un valore nullo ma presentano una piccola deformazione di partenza.

Il primo grafico rappresenta l'andamento nel tempo dei punti in sommità alle tre pile in direzione longitudinale. Innanzitutto si nota che tali valori non partono dal valore di zero ma presentano alcuni millimetri di spostamento iniziale, questo perché le analisi in time history si è voluto farle partire dal carico gravitazionale già applicato, in altre parole il software applica gli accelerogrammi, da me importati, successivamente all'applicazione dei pesi propri e pesi dei manufatti della sovrastruttura; si ottiene così una piccola deformazione iniziale alla quale poi si sommerà lo spostamento dovuto all'azione sismica ed infine stabilizzarsi ad un valore definito.

Si è voluto adottare questa strada perché risulta più attinente al caso reale, in quanto l'opera è già costruita e si ipotizzano alcuni eventi sismici agenti, tuttavia la deformazione dovuta ai pesi propri è quasi istantanea durante la costruzione e la posa in opera della parte di sovrastruttura.

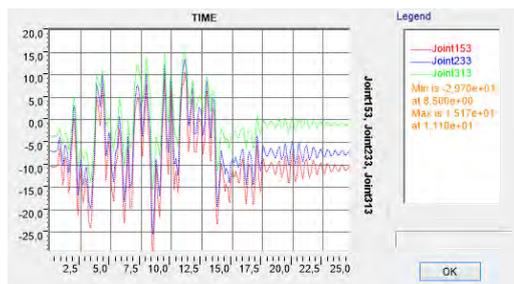


Figura 10.3: Confronto tra sommità delle pile in direzione longitudinale.

Si vuole portare un esempio, forse il più significativo, di questo lavoro: l'andamento in sommità delle pile in direzione trasversale. Si nota come le due pile più esterne presentano il medesimo andamento temporale mentre la pila centrale, pur presentando la medesima ondulazione, i valori di spostamento sono maggiori per cui con un'accelerazione sismica le pile centrali subiscono un'oscillazione maggiore rispetto a quelle che sono esterne e nella vicinanza delle spalle del ponte. Da ciò si può affermare che la diversa rigidezza, in questo caso tra le spalle e le pile, influisce su tutto il ponte infatti la flessibilità delle pile porta quella centrale a spostamenti di intensità maggiore. Si può ipotizzare che se il numero di campate del ponte fosse più elevato, così come di conseguenza il numero delle pile, esse presenterebbero un andamento simmetrico a coppie mano a mano che ci sposteremmo verso la campata centrale fino a quella pila (o coppia di pile) site in centro del manufatto che subiscono la stessa ondulazione di tutte le altre ma i valori di spostamento sono maggiori poiché subiscono gli effetti di tutte le altre pile a cui sono collegate.

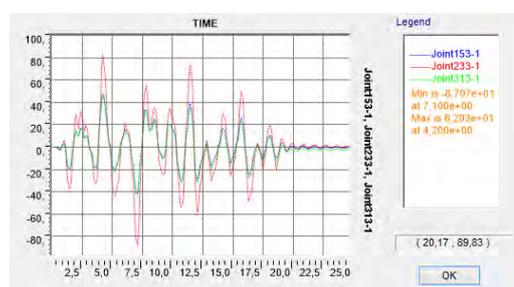


Figura 10.4: Confronto tra le sommità delle tre pile in direzione trasversale.

Ora si presentano i valori, sotto forma di tabelle, di questi punti in sommità alle diverse pile nelle due direzioni longitudinale e trasversale, per tutti e cinque gli accelerogrammi inseriti all'interno del software.

Nella direzione longitudinale:

$\mu=0,6$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
N° accelerogramma	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
1	29,7	11,7	25,3	12,5	15,4	15,2
2	21,5	41,5	16,8	43,7	12,3	37,7
3	45,3	14,7	43,5	15,8	33,5	15,5
4	33,9	24,3	29,9	27,1	23,1	23,8
5	29,1	21,6	24,5	23,7	16	24,2
Media	31,9	22,76	28	24,56	20,06	23,28

E nella direzione trasversale:

$\mu=0,6$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
N° accelerogramma	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
1	52,5	64,4	89	128,6	55,1	61,5
2	41,7	47,6	87,1	82	42,5	45,6
3	51,4	46,4	87,8	85,2	51,8	46
4	46,7	53,8	80,7	98,9	47,9	56,1
5	48,8	52,2	95,2	91,8	49,4	52
Media	48,22	52,88	87,96	97,3	49,34	52,24

Analogamente per quanto visto nel grafico precedente, ora si presenta l'andamento dei punti dell'impalcato al di sopra dei link di collegamento con le pile. Anche in questo caso si può notare come gli spostamenti dei due punti dell'impalcato più esterni presentino un andamento identico, mentre il punto centrale sito nel punto centrale dell'opera, data la sua simmetria, presenta dei valori di spostamento maggiori rispetto agli altri punti analizzati.

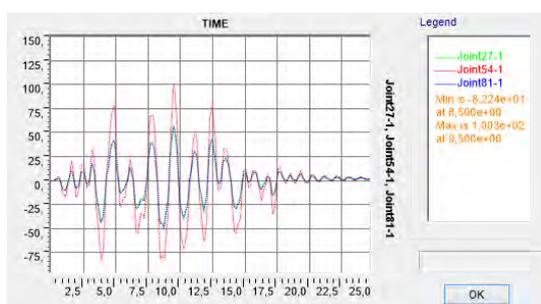


Figura 10.5: Confronto tra punti dell'impalcato sopra le pile.

Nel successivo grafico viene presentato l'andamento di un punto in sommità di una pila e del relativo punto sull'impalcato al di sopra del link, nella direzione trasversale. Si nota che i due punti presentano il medesimo andamento, il che significa che in tale direzione il link trasmette per intero gli spostamenti e le sollecitazioni provenienti dalla pila all'impalcato.

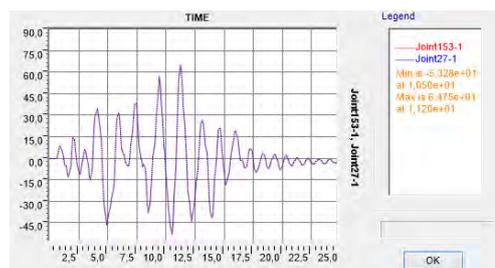


Figura 10.6: Confronto tra la sommità di una pila e dell'impalcato sopra il link in direzione trasversale.

Per gli stessi punti, in sommità della pila e del relativo punto dell'impalcato, si presenta il relativo andamento in senso longitudinale. Si vede che i due punti presentano medesimo andamento questo perché il vincolo ad attrito tra il pulvino e le travi non viene vinto ma le forze si trasmettono indisturbate tra pile e sovrastruttura.

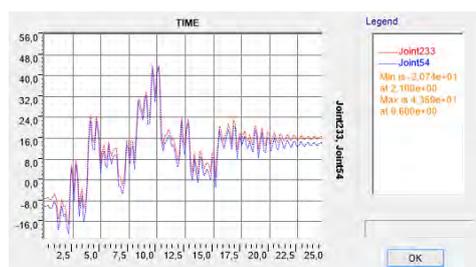


Figura 10.7: Confronto tra sommità della pila e dell'impalcato sopra il link in direzione longitudinale.

Nei successivi grafici viene analizzato più nel dettaglio il comportamento dell'impalcato.

Nel primo di questi grafici vengono presentati gli spostamenti trasversali di due punti nella mezzera delle due campate centrali del ponte. Come si può notare l'andamento dei due punti in mezzera è lo stesso, per cui lo spostamento delle pile

comporta un movimento delle travi dell'impalcato, che, data la simmetria dell'opera, presenta il medesimo andamento.

Il secondo grafico, invece, rappresenta la mezzeria delle due campate più esterne del ponte, quelle che sono collegate con le spalle. Infine un terzo grafico mostra il confronto tra gli andamenti nelle differenti campate quelle centrali e quelle più esterne. Risulta subito evidente dal confronto che le travi che poggiano sulle pile subiscono uno spostamento maggiore data la flessibilità e la snellezza di tali elementi, mentre le campate che sono appoggiate su un lato alle spalle dal ponte hanno uno spostamento minore perché questi elementi sono molto più rigidi essendo dei blocchi incastrati nel terreno.

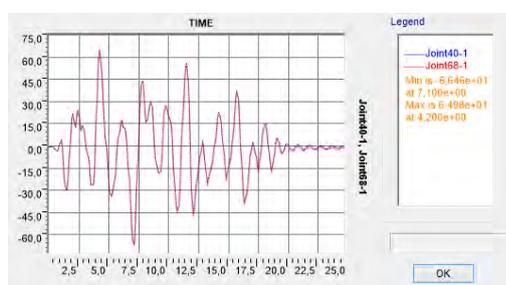


Figura 10.8: Confronto tra la mezzeria dell'impalcato nelle due campate centrali.

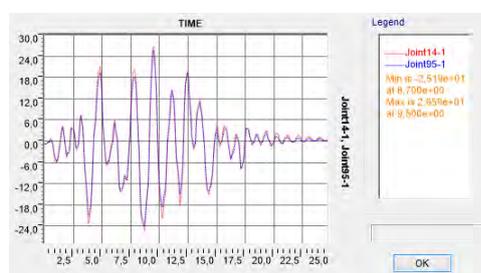


Figura 10.9: Confronto tra la mezzeria dell'impalcato nelle due campate esterne.

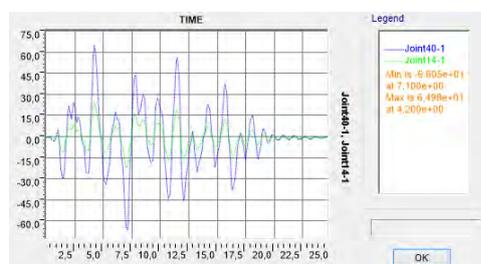


Figura 10.10: Confronto tra la mezzeria dell'impalcato nella prima campata e nella seconda campata.

Infine questo grafico vuole evidenziare come anche in direzione verticale si hanno degli spostamenti in seguito ad eventi sismici provenienti dalle due direzioni longitudinale e trasversale. Come nel caso precedente anche qui l'andamento dell'impalcato collegato con le spalle presenta uno spostamento ridotto rispetto alle campate centrali dove l'impalcato poggia sulle pile. Come è stato detto in precedenza si è voluto studiare il caso in cui i carichi gravitazionali del ponte sono già presenti e hanno comportato una deformazione permanente nell'impalcato; in questo ponte la sezione in mezzeria subisce uno spostamento di 16.2 mm per quanto riguarda la campata centrale mentre la campata laterale subisce una deformazione di 17.1 mm. Mentre l'oscillazione verticale dovuta al sisma, escludendo la deformazione dovuta ai pesi propri agenti, varia tra +7 mm e -6 mm per la campata centrale, mentre tra +2 mm e -2 mm per quanto riguarda la campata laterale.

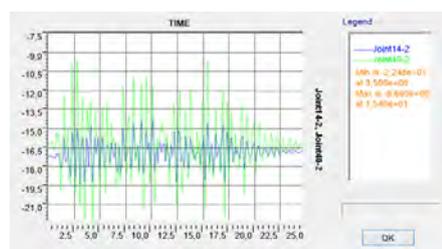


Figura 10.11: Andamenti verticali lungo z dell'impalcato in mezzeria di una campata centrale e di una campata laterale.

Ora vengono proposti alcuni andamenti di punti significati nel caso dello stesso modello di ponte con appoggio ad attrito ma con un coefficiente di attrito pari a  $\mu=0.4$ .

Anche in questo caso, ugualmente al caso precedente, un numero di passi pari a 500, ciascuno con dimensione 0.05 s; fornendo così un'analisi in time history della durata di 25 s.

Gli andamenti in questo caso sono uguali al caso precedente con diverso coefficiente di attrito, tuttavia in questa serie di grafici che vengono proposti gli spostamenti risultano essere lievemente maggiori rispetto al caso precedente, ma il confronto dei valori verrà fatto alcune pagine avanti.

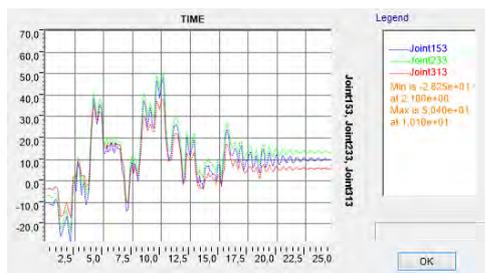


Figura 10.12: Confronto tra sommità delle pile in direzione longitudinale.

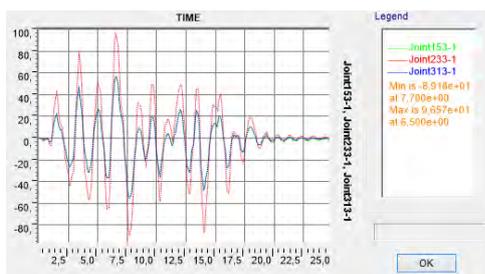


Figura 10.13: Confronto tra sommità delle pile in direzione trasversale.

Nella direzione longitudinale:

$\mu=0,4$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
N° accelerogramma	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
1	26,8	34,4	22,7	36,9	12,8	35,5
2	28,3	48,2	23,6	50,4	16,7	38
3	46,6	28,6	42,4	31,1	30,1	27,4
4	41,9	43,1	37,5	45,8	27,9	37,5
5	25,4	38	21	40,8	11,7	37,7
Media	33,8	38,46	29,44	41	19,84	35,22

E nella direzione trasversale:

$\mu=0,4$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
N° accelerogramma	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
1	83,8	78,4	130,7	151,5	86,5	77,1
2	68,5	54,9	123,4	88,6	68,9	54,9
3	64,2	53,5	111,7	95,1	66,6	52,1
4	61,6	65,1	102,5	119,6	61,5	64,7
5	53,3	56,9	89,2	96,6	54,8	56,9
Media	66,28	61,76	111,5	110,28	67,66	61,14

Il grafico sottostante mostra l'andamento dei punti in sommità alle pile nella direzione trasversale. Come nel caso precedente, anche qui, le pile esterne subiscono uno spostamento minore rispetto alla pila centrale maggiormente sollecitata in tale direzione.

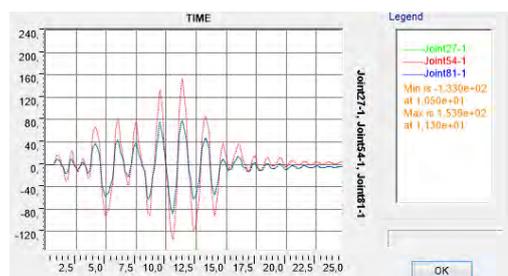


Figura 10.14: Confronto tra i punti dell'impalcato sopra le pile.

Nel prossimo grafico si presentano gli spostamenti in sommità alle pile e il relativo punto dell'impalcato sopra il link. Anche qui l'andamento è simile al caso precedente con uguale andamento, lo scostamento è dovuto alla deformazione di partenza che subisce la struttura ad opera dei carichi agenti.

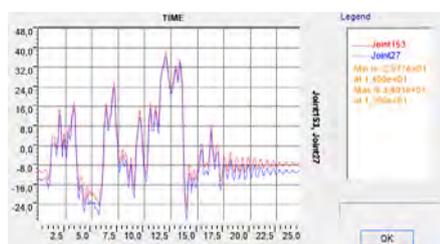


Figura 10.15: Confronto tra sommità di una pila e dell'impalcato sopra il link in direzione longitudinale.

Di seguito vengono presentati gli andamenti nel tempo di alcuni punti del ponte in direzione trasversale confrontando tra loro i punti in mezzera delle due campate centrali, delle due campate esterne e un confronto tra la mezzera di una campata esterna e una campata centrale.

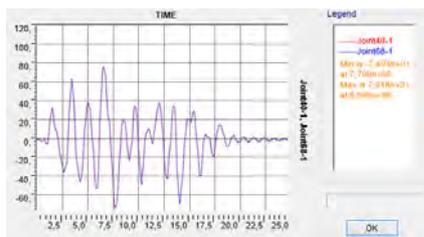


Figura 10.16: Confronto tra le mezzerie delle due campate centrali.

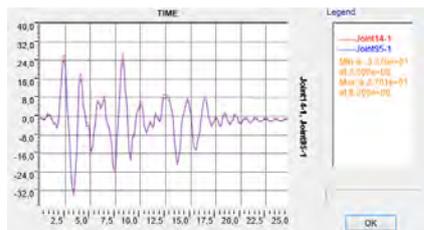


Figura 10.17: Confronto tra la mezzeria delle due campate esterne.

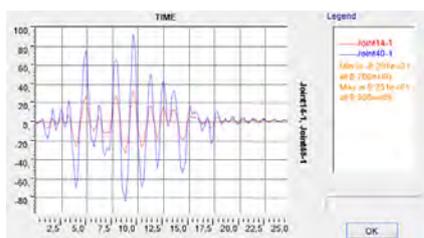


Figura 10.18: Confronto tra le mezzerie della prima campata e della seconda campata.

Viene presentato l'andamento anche in senso verticale della mezzeria di due campate, una centrale tra le pile e l'altra laterale compresa tra pila e spalla.

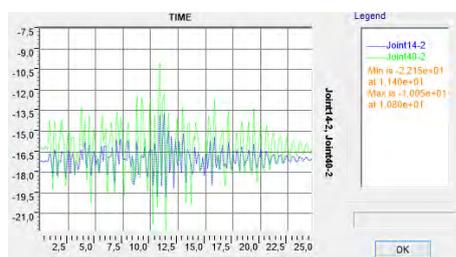


Figura 10.19: Andamenti verticali lungo z dell'impalcato in mezzeria di una campata centrale e di una campata laterale.



## CAPITOLO 11

### CONFRONTO TRA I MODELLI

#### Confronto tra i modelli con diverso coefficiente d'attrito

Si analizzano ora due casi che presentano un differente coefficiente d'attrito collegato all'appoggio dell'impalcato sui pulvini.

L'analisi particolareggiata del link verrà fatta alcune pagine più avanti, adesso viene presentato brevemente l'andamento in termini di spostamenti in senso longitudinale e trasversale; i valori dei cinque accelerogrammi sono stati mediati fornendo così due tabelle ridotte e più semplificate per poter subito presentare un confronto tra questi due casi studiati.

$\mu = 0,6$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
Media Longitudinale	31,9	22,76	28	24,56	20,06	23,28
Media Trasversale	48,22	52,88	87,96	97,3	49,34	52,24

$\mu = 0,4$	PILA 1		PILA 2		PILA 3	
	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]	min [mm]	max [mm]
Media Longitudinale	33,8	38,46	29,44	41	19,84	35,22
Media Trasversale	66,28	61,76	111,5	110,28	67,66	61,14

Confrontando tra loro i valori nelle due tabelle sia in senso trasversale che longitudinale si vede che gli spostamenti sono maggiori nel caso di  $\mu=0.4$ ; in alcuni

casi anche di diversi millimetri. Si può pensare che il coefficiente d'attrito maggiore offra una più alta resistenza allo spostamento e aiuti tutta la struttura a rispondere al sisma, mentre con un più basso coefficiente d'attrito l'impalcato contribuisce in misura minore a rendere stabile tutta la struttura e si hanno degli spostamenti maggiori data la minor resistenza che tale appoggio offre.

Successivamente verrà analizzato nel dettaglio la tipologia di appoggio di questo ponte fornendo anche dei risultati specifici per il link con entrambi i coefficienti d'attrito potendo così svolgere ulteriori confronti a riguardo.

Viene inoltre fornito un piccolo esempio grafico, in quale raffigura l'andamento dei punti in sommità alle pile in direzione trasversale dell'applicazione dell'accelerogramma quattro.

Si nota come i due grafici presentano molte somiglianze nel loro andamento sia in termini di picchi di spostamenti che in termini temporali, la differenza risiede nei valori poiché il caso con coefficiente d'attrito pari a 0.4 (secondo grafico) presenta spostamenti maggiori rispetto al caso con coefficiente d'attrito 0.6 (primo grafico).

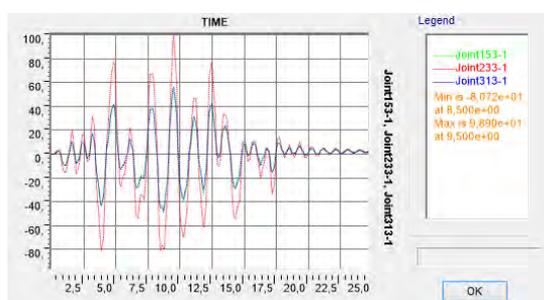


Figura 11.1: Spostamento in sommità delle pile con  $\mu=0.6$ .

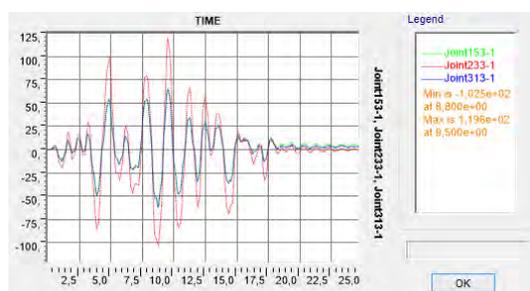


Figura 11.2: Spostamento in sommità alle pile con  $\mu=0.4$ .

## **Confronto tra Pushover e time history**

Presentati tutti gli aspetti relativi alla dinamica non lineare si vuole confrontare tale metodo con la statica non lineare e le curve di capacità ad essa collegate, le quali sono state analizzate e presentate in precedenza.

Prendendo quindi i risultati ottenuti dalle curve di pushover e dal metodo N2 si sono confrontati tali valori con quelli ottenuti dalle analisi in time history sul modello in termini di spostamento in sommità alle pile, sia in direzione trasversale che in quella longitudinale.

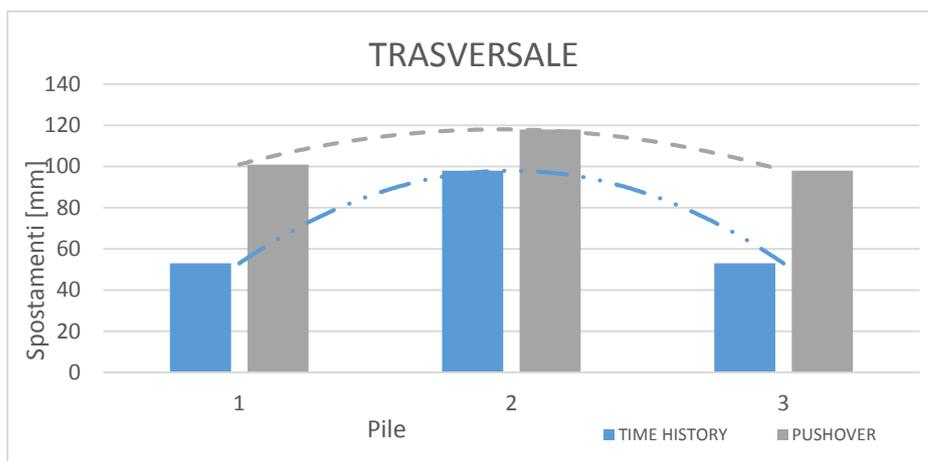
Come primo grafico viene presentato l'andamento degli spostamenti delle tre pile che compongono il ponte in direzione trasversale.

In blu vengono presentati i valori di spostamento nelle time history mentre in grigio i valori ottenuti dalla statica non lineare.

Si nota in tutti i casi che i risultati ottenuti dalle analisi time history sono minori rispetto a quelli ottenuti con il metodo N2; tuttavia l'analisi dinamica non lineare è più attinente alla realtà rispetto l'analisi statica non lineare inoltre le masse che nel primo caso vengono distribuite lungo tutti gli elementi, nel caso statico esse sono concentrate nei nodi; così come sarà stata calcolata in maniera più precisa la massa dell'impalcato nel caso dinamico rispetto a quello statico. Infine lo stesso programma, anche in base a come è stato modellato il ponte, può aver svolto alcune semplificazioni per agevolare gli oneri computazionali.

Analizzando l'andamento complessivo delle tre pile si vede in entrambi i casi che gli spostamenti delle due pile più esterne dall'opera (nominate 1 e 3) presentano valori simili tra loro, inoltre la pila centrale (indicata col termine 2) ha valori maggiori rispetto alle restanti pile. Questo aspetto vale sia per l'analisi dinamica che per quella statica, infatti la linea di tendenza che mostra l'andamento degli spostamenti presenta in entrambi i casi un picco nella pila centrale.

Questi risultati sono poi confrontabili con i grafici mostrati in precedenza dell'andamento dei punti in sommità alle pile nel tempo, anche in quel caso la pila centrale presentava spostamenti maggiori rispetto alle altre.



Ora si analizzano i valori ottenuti con i due metodi nella direzione trasversale:

#### Pila 1

- Time history: 53 mm
- Pushover: 101 mm

La differenza tra i due valori è di 48 mm, il che significa un errore di circa il 42%.

#### Pila 2

- Time history: 98 mm
- Pushover: 118 mm

La differenza tra i due valori è di 20 mm, significa che si ha un errore del 17%.

#### Pila 3

- Time history: 53 mm
- Pushover: 98 mm

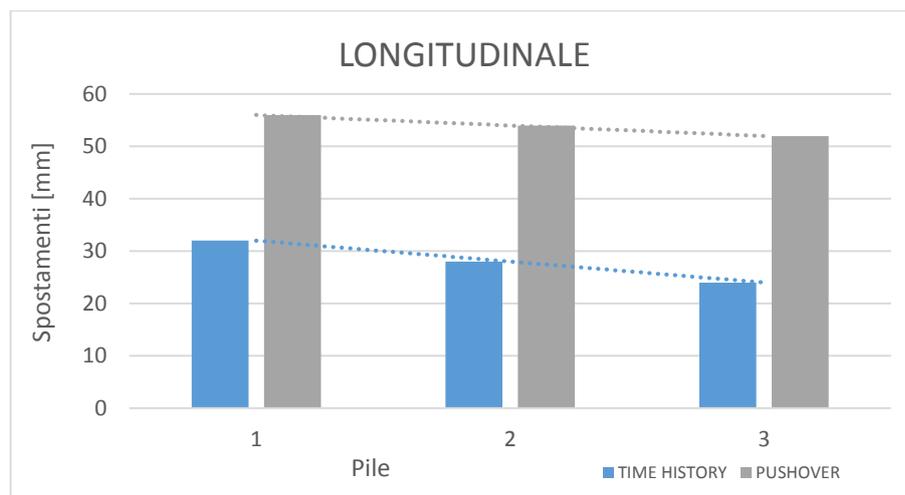
La differenza tra questi due valori è di 45 mm, ottenendo un errore del 45%.

Viene proposto anche il confronto nella direzione longitudinale tra il modello dinamico e statico.

In questo caso dipende dallo schema statico del ponte il quale, come già esposto in precedenza, presenta una spalla libera di traslare mentre l'altra è vincolata rigidamente. Da questo si vede che gli spostamenti si riducono a mano a mano che ci si allontana dal punto labile e si tende verso l'estremo incastrato.

Ugualmente a prima le analisi in time history presentano tutti valori minori rispetto alle analisi con curve di pushover, che tuttavia risultano essere più affidabili rispetto agli ultimi.

Anche qui si evidenziano le linee di tendenza degli spostamenti delle pile, le quali hanno un andamento che si riduce spostandosi dalla spalla con libertà traslazionale a quella che invece è stata vincolata in maniera rigida.



Si presentano i risultati dei due diversi metodi nella direzione longitudinale:

#### Pila 1

- Time history: 32 mm
- Pushover: 56 mm

La differenza tra i due valori è di 24 mm, il quale significa un errore del 42%.

#### Pila 2

- Time history: 28 mm
- Pushover: 54 mm

La differenza tra questi valori è di 26 mm, con un errore pari al 48%.

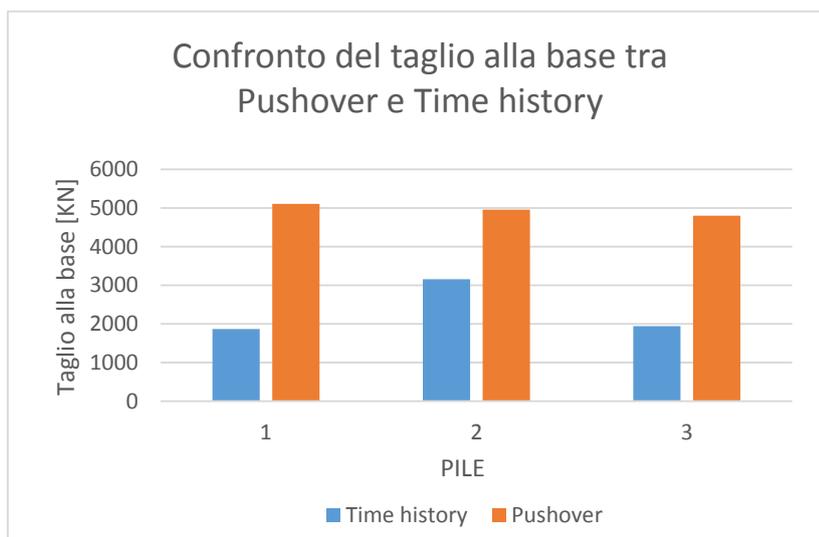
#### Pila 3

- Time history: 24 mm
- Pushover: 52 mm

La differenza tra questi valori è di 28 mm, con un errore che è del 53%.

Riassumendo, quindi, i due approcci portano ad avere risultati differenti; tuttavia gli errori che vengono commessi sono compresi tra il 16 e il 53%.

Infine si vuole portare un ulteriore confronto tra time history e curve di capacità: il taglio alla base delle pile, nella direzione trasversale.



Si presentano ora le differenze tra i due modelli in termini di taglio alla base delle pile, con indicata anche la differenza tra i valori ed il relativo errore.

	TH [KN]	PO [KN]	differenza	errore %
Pila 1	1867	5104	3237	63,42
Pila 2	3158	4954	1796	36,25
Pila 3	1941	4802	2861	59,58

I valori proposti presentano una notevole differenza tra loro, infatti gli errori commessi tra i due metodi sono compresi tra il 36% ed il 63%. Tuttavia tali percentuali non sono molto diverse da quelle risultanti dagli spostamenti delle pile precedentemente esposte, ciò a significare che si mantiene una certa disparità tra i due metodi di analisi, i quali risultano sostanzialmente diversi tra loro, è necessario cercare quindi il giusto compromesso tra il tipo di analisi ed il tempo necessario a svolgerle.

## CAPITOLO 12

### LE VERIFICHE

Gli elementi vulnerabili in un ponte sono molteplici: le spalle, le pile, gli appoggi e le fondazioni. In questo tutto questo elaborato ci si è concentrati sulle pile poiché presentano un'elevata snellezza avendo una lunghezza di 18 m rispetto al piano campagna. Vengono ancora prese in esame per quanto riguarda la loro verifica alle sollecitazioni agenti: sia per quanto riguarda i pesi propri, quindi le sollecitazioni derivanti dai pesi dell'impalcato, i pesi accessori e i carichi accidentali; che per le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche agenti su di esso.

Seguendo le "Norme tecniche per le costruzioni 2008" si svolgono le verifiche a flessione, pressoflessione e taglio.

#### Verifica a flessione e a pressoflessione

La prima verifica che è eseguita è quella a flessione della pila, soggetta ai pesi derivanti dalla statica lineare ottenendo un momento massimo del valore di  $M_S = 174.2$  KNm

Per calcolare il momento resistente nella sezione critica si svolge un equilibrio tra la zona di calcestruzzo compressa e le armature longitudinale di acciaio sia tese che compresse; ottenendo la formula generale:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} 0.9d \left(1 - \frac{x}{d}\right)$$

Dove:

$d$  altezza utile della sezione

$x$  altezza dell'asse neutro rispetto al bordo superiore

$A_s$  area di acciaio longitudinale

$f_{yd}$  forza di snervamento dell'acciaio

Mentre a pressoflessione, si ha sempre il momento agente del valore di 174.2 KNm e le pile subiscono una compressione pari a  $N_{Ed}=2658.86$  KN.

Adottando la formula esposta sotto si determina il momento resistente;

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} 0.9d \left(1 - \frac{x}{d}\right) + N_{Ed} 0.9d \left(0.5 - 0.4 \frac{x}{d}\right)$$

Tramite il programma VCASLU è stato possibile velocizzare la verifica e determinare se la verifica veniva soddisfatta o meno tramite il diagramma M-N.

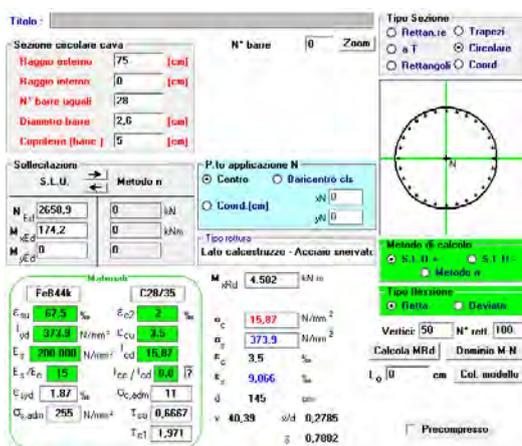


Figura 12.1: Schermata del programma VCASLU.

Ottenendo quindi il valore dell'asse neutro, ad una distanza  $x=403.9$  mm, e un'altezza utile  $d=1450$  mm,

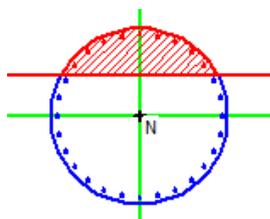


Figura 12.2: Posizione dell'asse neutro.

Ed ottenendo un momento resistente che è pari a 4582 KNm

Viene quindi verificata la sezione per pressoflessione nel caso statico, poiché:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

Così come si può vedere dal diagramma M-N sottostante, il punto determinato dalle sollecitazioni agenti rientra nel diagramma per cui la sezione è verificata.

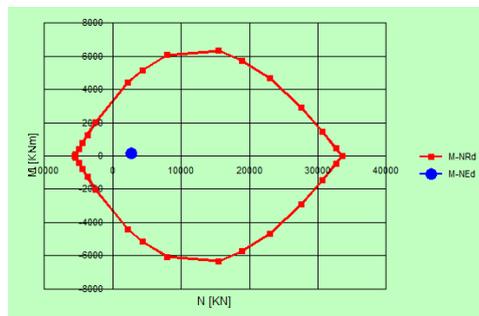


Figura 12.3: Diagramma M-N.

Si passa ora ad analizzare il caso dinamico, quindi con le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica.

Considerando il caso del ponte studiato con un'accelerazione al suolo pari a 0.154g, si vanno a valutare sempre le azioni agenti sulle pile del ponte. Tramite il programma ho estrapolato dal modello direttamente le sollecitazioni massime agenti sulle pile:

Sforzo normale  $N_{Ed} = 5455.13 \text{ KN}$

Momento flettente

$M_{Sd} = 4612.4 \text{ KNm}$  in direzione longitudinale

$M_{Sd} = 1079.7 \text{ KNm}$  in direzione trasversale. Sempre con il programma VCASLU vengono inseriti questi valori nella parte dei carichi agenti, verificando ancora la sezione in entrambe le direzioni, con la presentazione del diagramma M-N, nel caso di momento massimo agente sulla sezione.

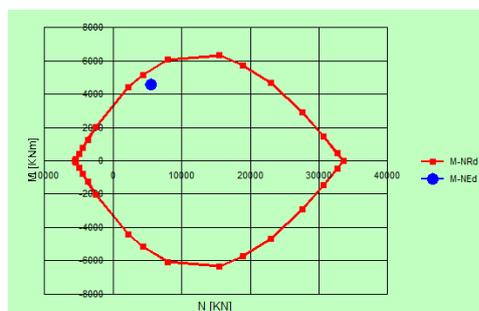


Figura 12.4: Diagramma M-N.

In questo caso viene ancora verificato per pressoflessione ma siamo vicini al limite di resistenza offerto dalla sezione.

## Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio nel caso statico non si hanno rilevanti azioni sulle pile, infatti lo schema statico del ponte formato da travi semplicemente appoggiate permette di avere una buona distribuzione dei pesi verticali sulle pile che vengono trasmesse al terreno soprattutto per compressione delle colonne.

Si riporta comunque il fatto che dall'analisi statica si ha un taglio agente sulle colonne pari a 170 KN, ma non essendo di rilevante interesse la staffatura delle pile rende la verifica abbondantemente superata.

Per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio dovute alle azioni sismiche agenti con  $PGA = 0.154g$ , si estraggono dal programma due valori di taglio massimo ciascuno perle due direzioni, longitudinale e trasversale.

Tuttavia le pile presentano tutte le medesime dimensioni e caratteristiche anche come quantitativi di acciaio, che ricordo essere una staffatura a spirale con  $\Phi 14$  e passo 160 mm.

Solo per seguire le norme tecniche per le costruzioni si propongono le formule nel caso in cui non fosse presente armatura specifica per il taglio

$$V'_{Rd} = \left( \frac{0.18}{\alpha_{cls}} k (100 \rho_L f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right) b_w d$$

$$V''_{Rd} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd} = \max (V'_{Rd}; V''_{Rd})$$

La verifica a taglio si compone di due fasi: la verifica a taglio-trazione, in cui si verificano le armature poste nella sezione ed atte a resistere a questo tipo di sollecitazione, e quella a taglio-compressione, dove si verifica la resistenza del calcestruzzo. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Le parti resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$\blacktriangleright \quad 1 < \cotg \theta < 2,5$$

Con riferimento all'armatura trasversale (o orizzontale), la resistenza di calcolo a taglio-trazione si quantifica con:

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

Mentre per il calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione è data da:

$$V_{Rcd} = 0,9db_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm)

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, di cui si definisce la cotangente nei limiti imposti

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo, che dipende da  $\sigma_{cp}$  ed  $f_{cd}$

$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione.

Mentre la resistenza da considerare per il calcestruzzo è quella ridotta, cioè quella relativa ad un comportamento fragile (come in effetti è la rottura per taglio degli elementi).

Omettendo tutti i passaggi intermedi ed i parametri necessari al loro calcolo, specificando però che si sono assunti per gli angoli degli elementi del traliccio ideale i dati:

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$\cot \theta = 1$$

I due valori del taglio resistente a trazione  $V_{Rsd}$  ed a compressione  $V_{RCd}$  risultano, rispettivamente:

- $V_{Rsd} = 9875.7 \text{ KN}$
- $V_{RCd} = 35382.9 \text{ KN}$

Il valore del taglio resistente  $V_{Rd}$  della sezione è il minore dei due, cioè:

- $V_{Rd} = 9875.7 \text{ kN}$

La verifica a taglio della sezione in calcestruzzo armato è quindi compiuta, in quanto è soddisfatta la disuguaglianza:

- $V_{Sd} < V_{Rd}$

## Modello di taglio USCD

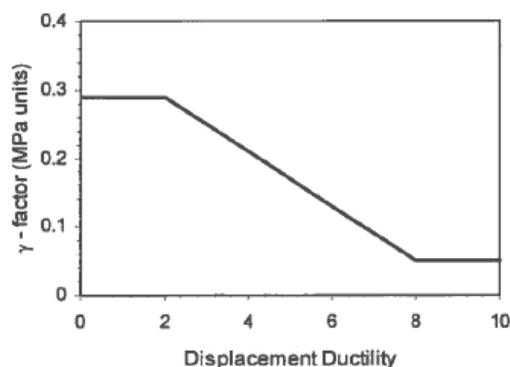
Viene svolto ora un piccolo studio riguardo le sollecitazioni di taglio resistente, il quale decresce con l'aumento della duttilità. La resistenza di taglio deriva dalla somma di tre componenti distinte ed indipendenti: il meccanismo del calcestruzzo ( $V_C$ ), il meccanismo offerto dalle staffe trasversali di acciaio ( $V_S$ ) ed il contributo del carico assiale ( $V_p$ ).

$$V_A = V_C + V_S + V_p$$

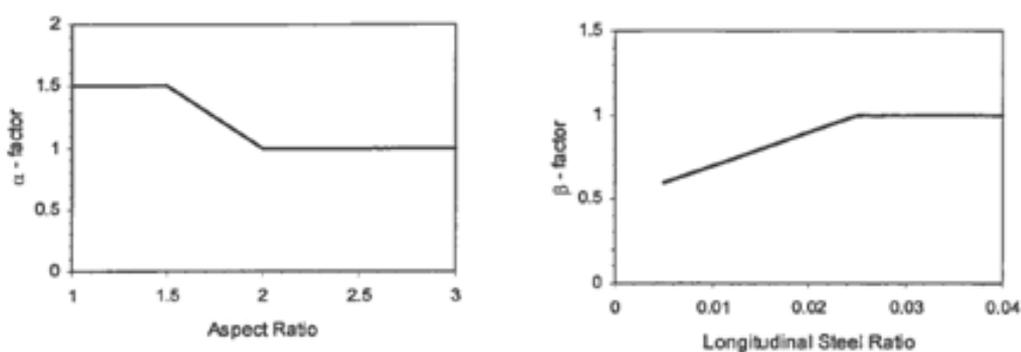
Il meccanismo del calcestruzzo si basa sul prodotto dell'effettiva area di taglio e sulla resistenza a taglio del cemento, secondo la seguente espressione:

$$V_C = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(A_C)$$

Con  $A_C$  effettiva area di taglio, presa come  $0,8A_g$ ; mentre il termine di resistenza del cemento è dato dai valori  $\gamma\sqrt{f'_c}$ , che decresce con il crescere della duttilità come mostrato nella figura sottostante:



I due fattori  $\alpha$  e  $\beta$  sono due coefficienti che considerano rispettivamente gli effetti di rotazione della colonna e la rotazione dell'acciaio longitudinale, secondo i diagrammi qui riportati:

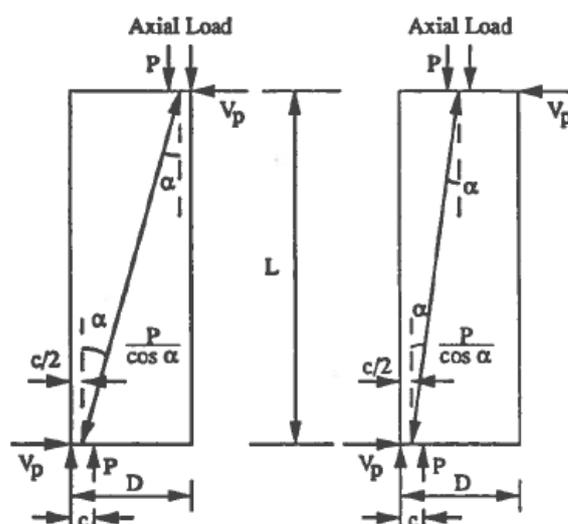


Il contributo delle staffe trasversali di acciaio dipende dall'espressione seguente:

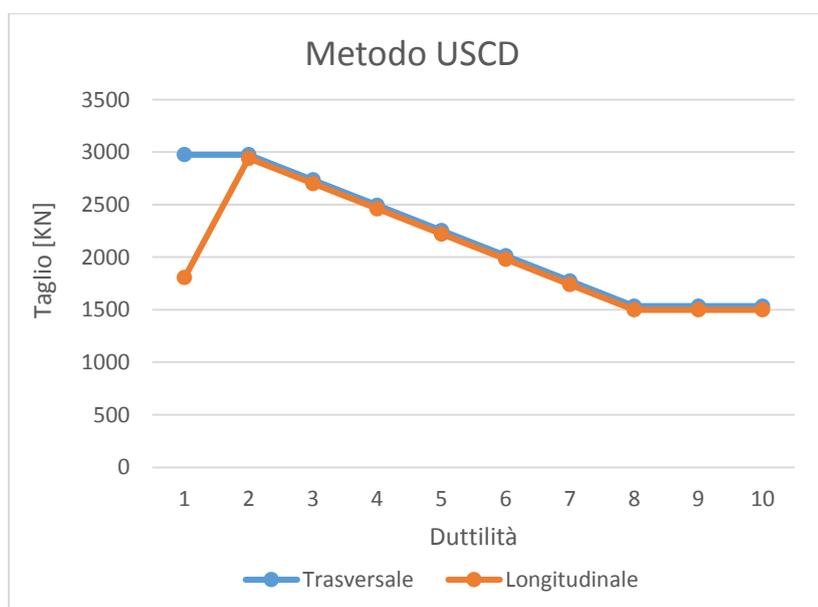
$$V_S = \frac{A_{st}f_{yh}D'}{s} \cot \theta$$

Infine la componente del carico assiale del modello riflette il contributo della resistenza di taglio che deriva dall'inclinazione compressione lungo l'altezza della colonna:

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D - c}{2L} P$$



Si ottiene il seguente grafico; dove in ascissa vi è la duttilità e in ordinata il valore del taglio. Si nota che con l'aumentare della duttilità esso diminuisce.

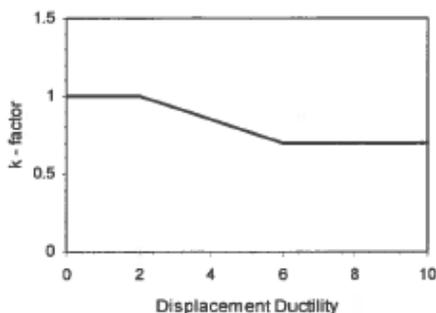


## Sezen method

In questo modello invece la resistenza a taglio è data dalla somma di due componenti distinte: il meccanismo del calcestruzzo e quello delle staffe di acciaio. L'effetto del carico assiale è incluso nella componente del cemento.

$$V_n = \Delta_k (V_c + V_s)$$

Il parametro  $k$  relaziona la resistenza a taglio con il livello di duttilità, secondo il seguente schema:

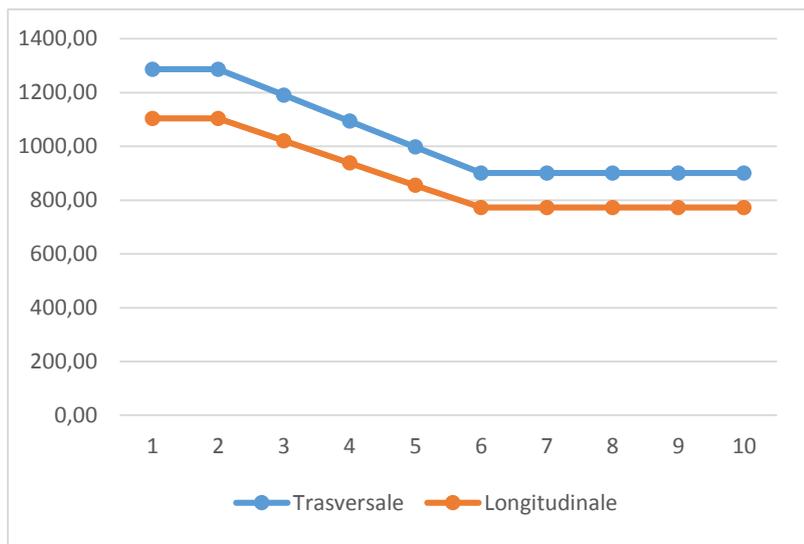


Il contributo offerto dal meccanismo del cemento è basato sul prodotto tra l'effettiva forza di taglio e la resistenza a taglio del calcestruzzo:

$$V_c = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} (A_c)$$

Mentre il contributo dell'acciaio è il seguente:

$$V_s = \frac{A_{st}f_y h d}{s}$$



## **CAPITOLO 13**

### **CURVE DI FRAGILITA'**

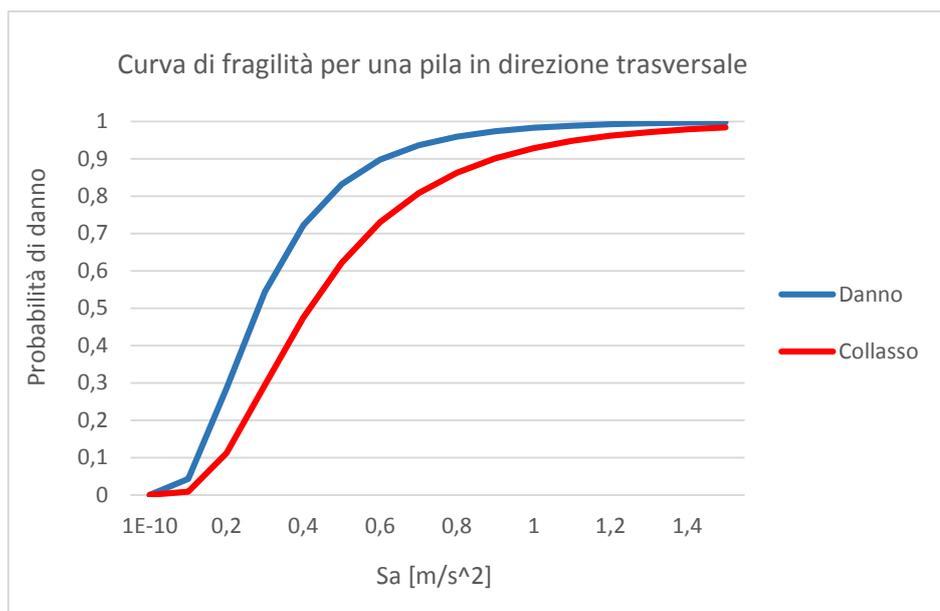
#### **Curve di fragilità in termini di rotazioni**

Un primo studio delle curve di fragilità viene fatto sulle rotazioni che le pile subiscono alla base.

Le rotazioni ottenute con le analisi time history vengono messe in relazione con quelle ottenute tramite le spinte nelle analisi statiche non lineari per ciascuna pila. Tra queste, spicca per importanza la pila centrale poiché in tutte le analisi risulta quella che si deforma maggiormente; per cui nel calcolare le curve di fragilità è stata scelta proprio quest'ultima.

Tale procedimento viene svolto variando la PGA del terreno e quindi la rotazione che subisce ciascuna pila nelle analisi dinamiche non lineari, ottenendo così una probabilità di danno variabile con l'azione sismica agente.

Tali rotazioni sono poste in relazione con quelle definite di snervamento e ultima, ricavate dalle curve di pushover; si differenzia perciò una curva di danno nella quale si ha il rapporto tra la rotazione ottenuta con il metodo time history e la rotazione di snervamento relativa alle curve di capacità. Una seconda curva di fragilità di collasso, invece, pone in relazione la rotazione ricavata dall'analisi dinamica e la rotazione ultima consentita dalla pila con l'analisi statica. Dal grafico sottostante si possono osservare il variare dei valori in termini di probabilità di danno e di collasso per la pila.



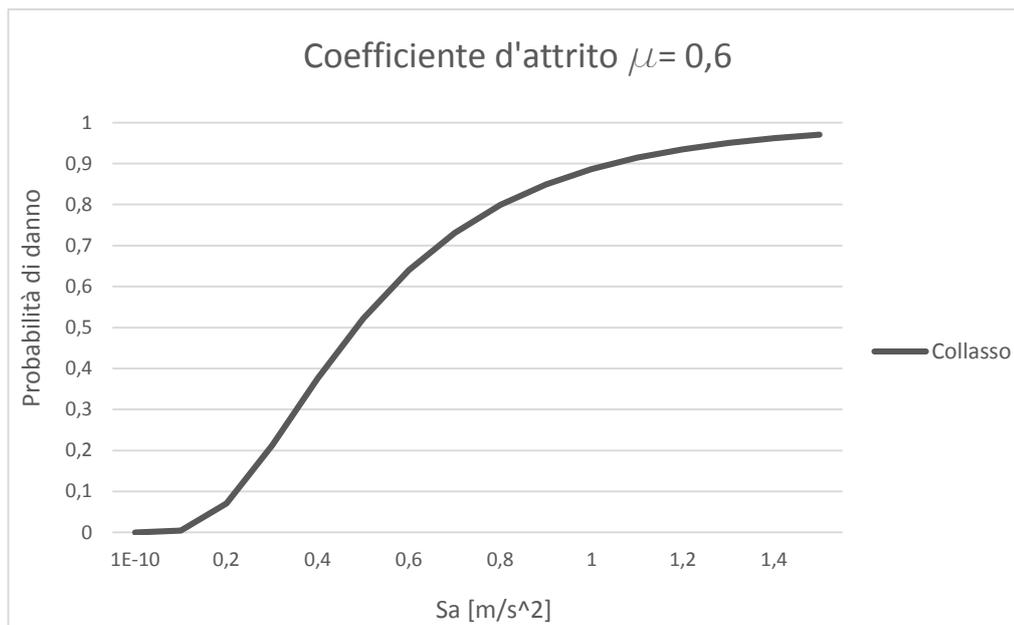
## Curve di fragilità per perdita di appoggio

Si porta un secondo esempio di curve di fragilità nel quale si vuole analizzare in maggior dettaglio la possibile perdita di appoggio da parte delle travi che formano l'impalcato.

Come specificato in precedenza in questo elaborato, l'appoggio è garantito da un collegamento ad attrito cls-cls tra impalcato e pile; le ridotte dimensioni del pulvino non permettono dei grandi spostamenti della sovrastruttura; oltretutto, poiché lo schema statico è di tipo appoggio-appoggio per le travi dell'impalcato, lo spazio in sommità alla pile per appoggiare le travi di ciascuna campata è di 250 mm.

Viene presentata una sola curva di fragilità per il collasso per indicare la perdita o meno dell'appoggio a seguito di un evento sismico.

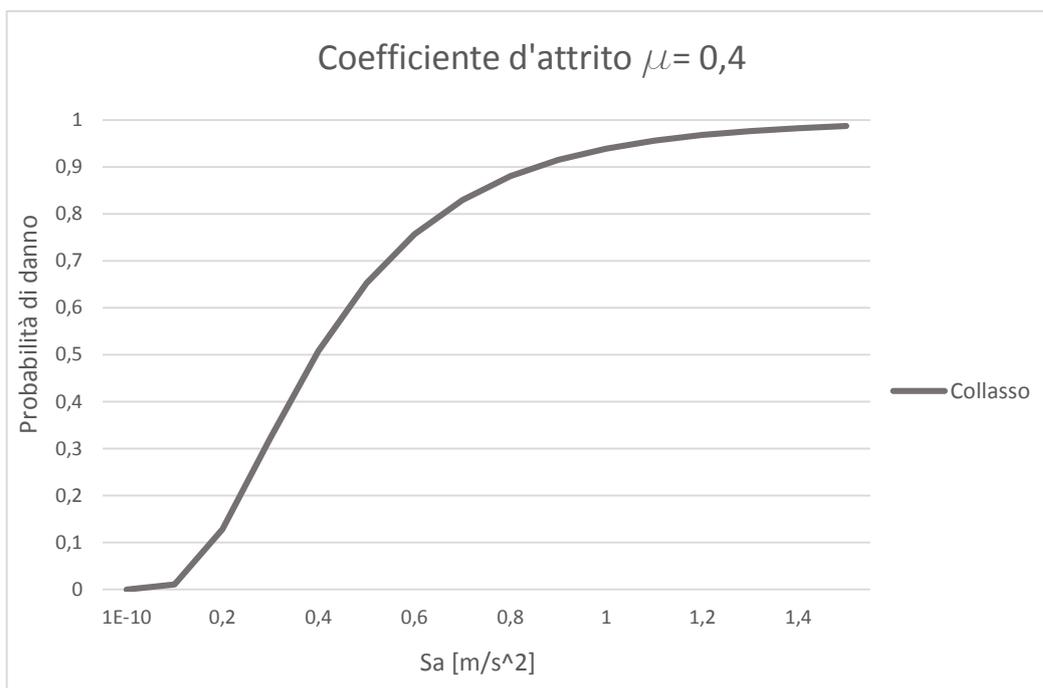
In questo caso si vogliono portare entrambi gli esempi studiati cioè quello con coefficiente d'attrito 0.6 e il secondo con coefficiente d'attrito 0.4.



La curva di fragilità esprime quindi la probabilità di danno, in questo caso la perdita di appoggio dell'impalcato, al variare dell'accelerazione al suolo. Tuttavia la posizione in cui sorge il ponte ed il tipo di terreno, ci permette calcolare una PGA del valore di 0.154g, il che corrisponde ad una probabilità di perdita di appoggio pari al 3% nel caso di  $\mu=0.6$ .

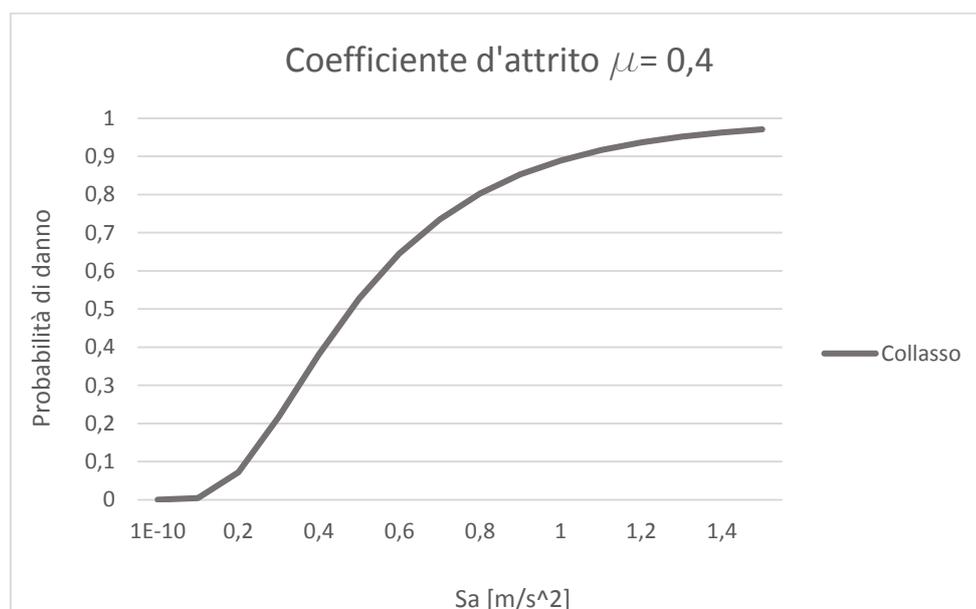
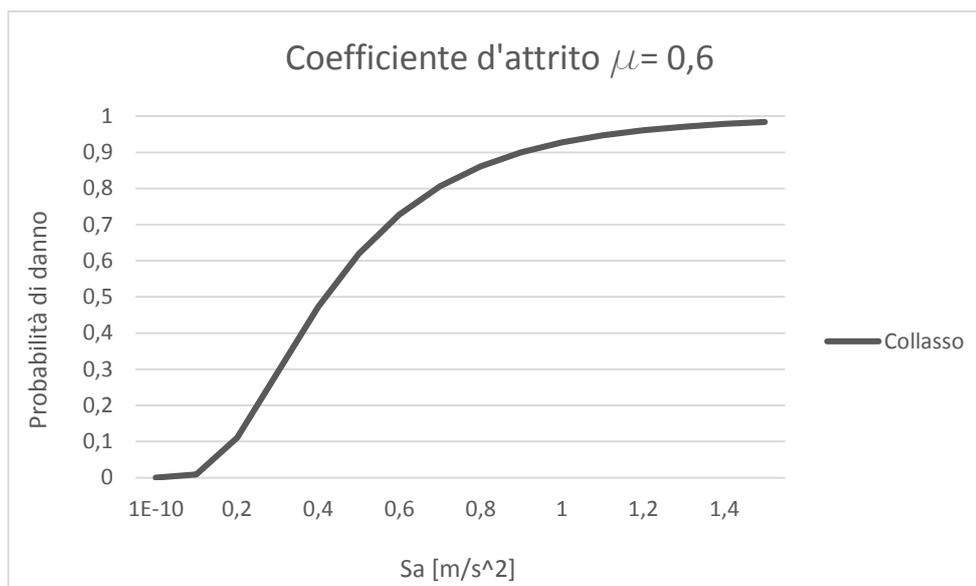
Invece con un coefficiente d'attrito  $\mu=0.4$ , per la stessa accelerazione al suolo, si ottiene una probabilità di eccedere lo stato di danno pari al 6%.

I valori ottenuti sono bassi per cui non vi è un vero e proprio pericolo per la perdita di appoggio delle travi dell'impalcato, tuttavia variare il coefficiente d'attrito può incidere molto, come si può vedere dalle due probabilità in questi casi.



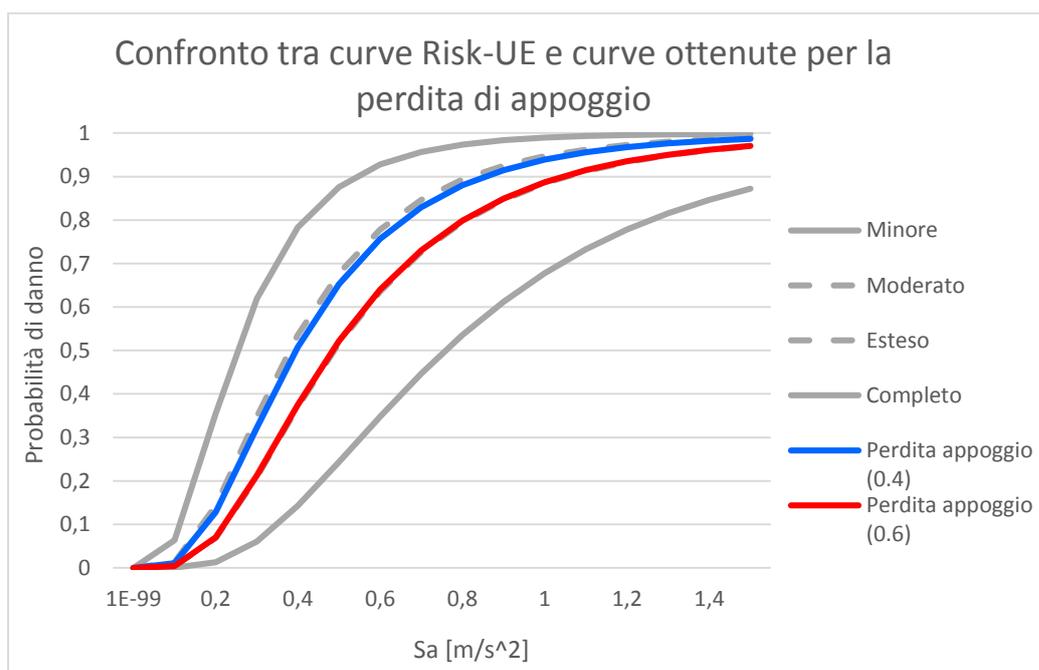
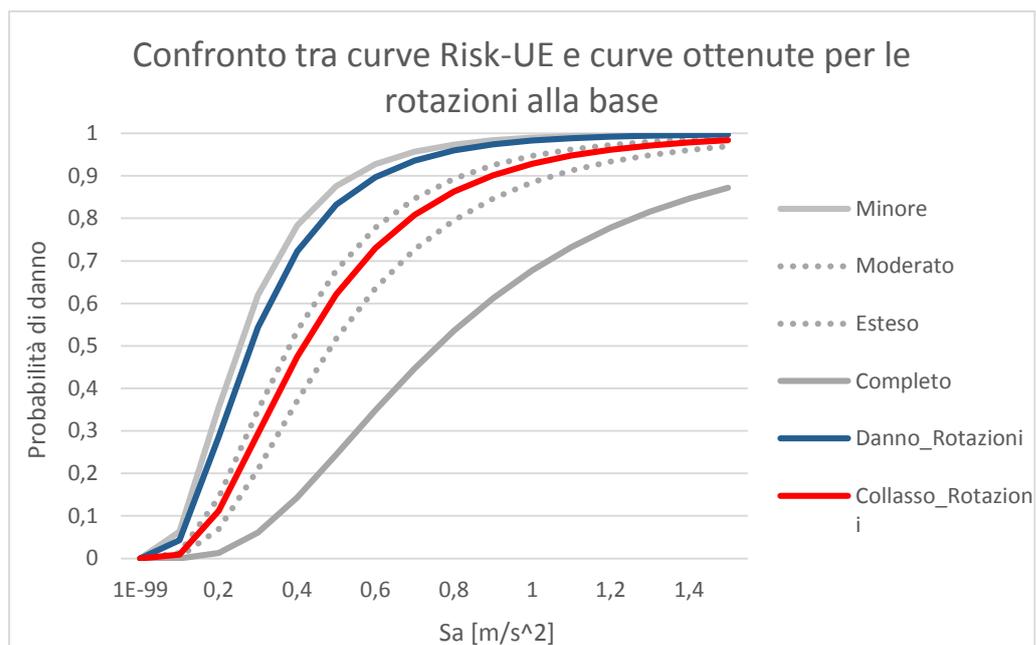
## Curve di fragilità per il taglio agente

Infine si vuole portare anche un esempio di curva di fragilità applicata alle sollecitazioni agenti. Nel caso specifico si portano gli esempi delle sollecitazioni taglianti alla base delle pile; invece la componente di flessionale è stata analizzata per quanto riguarda le rotazioni alla base delle pile. Il valore della sollecitazione di taglio agente alla base delle pile viene confrontato con quello resistente offerto dagli elementi stessi.



### Confronto tra curve di fragilità semplificate e analitiche

Infine si propone un confronto tra le curve di fragilità analitiche appena trovate e le curve di fragilità semplificate ottenute con il metodo Risk-UE. In grigio ed i secondo piano vengono disegnate le curve ottenute con il metodo europeo per i quattro livelli di danno; mentre in primo piano a colori vi sono le curve di fragilità analitiche trovate nei paragrafi precedenti.



Si nota che le curve di fragilità analitiche sia per le rotazioni alla base delle pile che per la perdita di appoggio, rientrano nelle curve di fragilità semplificate, tuttavia le curve colorate proposte sono relative ad uno stato di collasso mentre il livello di danno completo nelle curve semplificate è più in basso come valori di probabilità. Per cui le curve ottenute con il metodo Risk-UE non approssimano in maniera corretta le curve analitiche che vengono costruite.

## **CAPITOLO 14**

### **CONCLUSIONI**

Dalle informazioni, dalle immagini e dalle descrizioni esposte nei capitoli introduttivi, è chiaro che i problemi riguardanti la verifica sismica, e quindi strettamente collegati con la sicurezza e con la vulnerabilità, in Italia dovrebbero essere dei temi molto sentiti. Tuttavia spesso così non accade. Nonostante ciò, parallelamente, il lavoro dei professionisti e degli esperti in questo settore di ricerca è in crescita ed in continuo sviluppo.

I ponti, che rappresentano elementi di vitale importanza all'interno della rete viaria, sia di grande sia di piccola scala, necessitano di una particolare attenzione nell'insieme generale delle diverse analisi di vulnerabilità sismica delle strutture esistenti: la loro mancanza improvvisa di funzionalità causerebbe infatti, oltre al rischio di perdita di vite umane (come del resto accadrebbe anche esaminando una qualsiasi altra opera civile), anche un grande impatto sull'efficienza del sistema delle strade e dei collegamenti a cui fanno riferimento.

Nell'ambito di questo lavoro di tesi per la laurea magistrale in Ingegneria Civile, l'attività di verifica sismica e quella della relativa analisi di vulnerabilità sono state compiute in riferimento all'insieme costituito dai ponti multi campata e realizzati interamente in calcestruzzo armato, i quali rappresentano la maggioranza delle opere esistenti adibite allo stesso o ad un simile scopo funzionale.

Vista, di conseguenza, la grande diffusione di questo tipo di strutture, si ritiene che quanto descritto e riportato possa essere valido sia nell'immediato per meglio comprendere i temi legati alla risposta sismica di questi ponti, sia successivamente in previsione di studi futuri su opere analoghe o meno a quelle trattate.

Tuttavia il database dell'Anas non aiuta in questo difficile compito di monitoraggio delle varie opere, poiché ancora in formato cartaceo ed attualmente senza un preciso ordine di catalogazione; si corre il rischio che alcuni importanti documenti vengono smarriti o tralasciati; ed ancor più che alle opere non venga data la debita importanza dato il ruolo che i ponti ricoprono nella rete stradale.

Da ciò anche il modello di ponte master da me scelto, le cui motivazioni sono state esposte in precedenza, presenta alcune incertezze nel suo compimento, data anche la non completezza dei disegni e degli elaborati. Tuttavia per le parti dubbie sono stati consultati dei manuali che permettessero di risolvere i problemi che sono sorti durante la costruzione del modello. Con le informazioni disponibili però si è cercato di creare un modello affidabile ed inerente la reale situazione del ponte, analizzando con particolare cura il dispositivo di appoggio: in questo caso si tratta di un collegamento ad attrito cls-cls tra l'impalcato e le pile.

I due tipi di analisi sismica scelti, cioè preliminarmente quella statica non lineare (pushover) e successivamente quella dinamica non lineare (time history), pur nella loro maggiore complessità ed onere computazionale rispetto ai tradizionali metodi lineari, sono stati i più adatti alla descrizione della risposta del modello del ponte e hanno fornito un appropriato numero di risultati e valori di interesse.

Per le analisi non lineari di tipo statico, al fine di ottenere i reali valori di sollecitazione e di spostamento del ponte master, si è resa necessaria la successiva applicazione del metodo N2. In questo modo, tramite un confronto tra domanda sismica e capacità strutturale, si sono acquisiti i valori dei parametri della sollecitazione delle pile del ponte e quelli degli spostamenti dei nodi di controllo scelti adeguatamente, risultati numerici che sono anche quelli poi utilizzati per i successivi commenti, verifiche e considerazioni. Questo tipo di analisi non lineare, ha condotto ad esiti accettabili e con ordini di grandezza in linea con le aspettative, specialmente osservando il tipo e le caratteristiche della struttura studiata.

Le analisi di tipo dinamico non lineare, invece, hanno portato in maniera diretta alla valutazione quantitativa dei parametri di interesse per il ponte, anche in questo caso sottoposti ad una richiesta di prestazione nella forma di un'azione sismica applicata. Questo secondo tipo di procedimento, ha consentito l'ottenimento di valori numerici confrontabili con quelli precedentemente forniti dalle analisi statiche non

lineari. In più, anche in questa situazione, i dati sono stati quantitativamente realistici. Le differenze tra i risultati delle due analisi rientrano nei limiti numerici, mediamente riscontrati ed accettati, che derivano dalla sostanziale diversità di approccio che contraddistingue queste due tipologie di indagine sismica.

Una volta completate le analisi sismiche si è passato alle verifiche delle pile del ponte, confrontando le sollecitazioni agenti con quelle resistenti offerte, che hanno portato alla completa verifica degli elementi per pressoflessione e per taglio.

Infine si è passato alla costruzione delle curve di fragilità, realizzate in maniera analitica, al fine di descrivere la vulnerabilità sismica del ponte studiato. Si è proceduto alla valutazione della capacità rotazionale alla base delle colonne, la possibile condizione ultima di perdita di appoggio o che causerebbe la mancata funzionalità dell'opera. Inoltre sono stati valutati i livelli di danno per le sollecitazioni di taglio agenti alla base delle pile che possono portare anche a rotture localizzate.

Infine si è svolto il confronto tra le curve semplificate proposte all'inizio di questo elaborato e le curve analitiche; da ciò si può notare che le prime non riassumono bene le effettive probabilità di danno, tuttavia se si dovesse analizzare un elevato numero di opere le curve semplificate possono fornire un primo livello di informazione sulla vulnerabilità dei ponti. Ovviamente creando il modello si possono ottenere risultati più attendibili e veritieri.

Le curve di fragilità create per il ponte master costituiscono, in ogni caso, un utile strumento per la previsione dei danni che si potrebbero verificare in queste strutture a seguito di un reale evento sismico e della loro possibile e conseguente importanza o gravità.

A causa di metodi e strategie di progettazione non recenti, molti ponti esistenti non presentano un adeguato dimensionamento nei confronti delle sollecitazioni sismiche e possono essere, a riguardo, molto vulnerabili.

Le analisi sismiche e le indagini sulla vulnerabilità del ponte hanno portato a conclusioni positive, evidenziando una buona resistenza alle azioni orizzontali.

I modelli di valutazione della vulnerabilità sono elementi di grande rilevanza nella mitigazione del rischio sismico.

La vulnerabilità dell'opera esaminata, posta nella forma di curve di fragilità, può costituire, come spesso ricordato, uno strumento semplice ed immediato per la previsione del livello di danno causato da un reale evento sismico che si dovesse verificare nella zona di esercizio di questa struttura.

In conclusione, in relazione al seguente studio svolto, tutti i dati raccolti, i modelli creati, le ipotesi fatte e gli esiti conseguiti si ritengono rilevanti e possono creare un punto di partenza per studi futuri, potendo realizzare analisi su larga scala del tipo di struttura considerata.

## **BIBLIOGRAFIA**

Vitaliani R., Scotta R., Sietta A., Il calcolo agli Stati Limite delle strutture in calcestruzzo armato, ed. Libreria Progetto Padova, 2002;

Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo;

Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;

D.M. del 14 gennaio del 2008, Nuove Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare del 2 Febbraio 2009, n°617, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni;

Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G., Valutazione ed adeguamento di ponti in cemento armato

Cosenza, Manfredi, Indici e misure di danno nella progettazione sismica

Modena C., Franchetti P., Linee guida per la progettazione ed esecuzione di ponti in zona sismica

Modena, Franchetti, Linee guida per la progettazione ed esecuzione di ponti a travata

Pietrangeli M. P., Progettazione e costruzione di ponti, Casa Editrice Ambrosiana

Xanthakos P. P., Theory and design of bridges

Barker R. M., Puckett J. A., Design of highway bridges an LRFD approach

Autori Vari, Linee guida per la progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma, Presidenza del Consiglio Superiore dei LL. PP., Dicembre 1998  
Paulay T., Priestley M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons

Autori vari, Highway bridge structures, McGraw-Hill

Lee R. G., Kiremidjian A. S., Uncertainty and correlation in seismic Risk Assessment of Transportation Systems

Autori vari, HAZUS-MH MR3 Technical Manual, Federal emergency management agency (FEMA), 2003

Autori vari, Risk-UE an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, report n° GTR-RSK 0101-152v7, 2004

Majorana C., Modena C., Franchetti P., Grendene M., Secchi S., Fondamenti di dinamica e di ingegneria sismica, McGraw-Hill

Hamutcuoglu M., Scott M., Finite element reliability analysis of bridges girders considering moment-shear interaction, Structural safety 31

Stewart M. G., Rosowsky D. V., Val D., Reliability-based bridge assessment using risk-ranking decision analysis, Structural safety 23

Clough R. W., Prenzien J., Dynamics of structures, McGraw-Hill

Cosenza E., Magliuolo G., Pecce M., Ramasco R., Progetto antisismico di edifici in ca, Iuss Press, 2004

Eunsoo C., Reginald DesRoches, Bryant N., Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones, Engineering Structures 26 (2004) 187–199

Danusa H. Tavares, Jamie E. Padgett, Patrick Paultre, Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada, Engineering Structures 40 (2012) 107–118

Dimitrios G. L., Emre Karamanci, Drift-based and dual-parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions, *Journal of Constructional Steel Research* 90 (2013) 209–220

V. Silva, H. Crowley, R. Pinho, H. Varum, Extending displacement-based earthquake loss assessment (DBELA) for the computation of fragility curves, *Engineering Structures* 56 (2013) 343–356

Huseyin Bilgin, Fragility-based assessment of public buildings in Turkey, *Engineering Structures* 56 (2013) 1283–1294

Calvi G. M., Sullivan T., AT1 linea di ricerca n°2 sviluppo di approcci agli spostamenti per la valutazione della vulnerabilità, 2° Workshop di coordinamento Progetto ReLuis-DPC 2010-2013, Bologna 10-11 settembre 2012

Mackie K., Stojadinovic B., Fragility curves for reinforced concrete highway overpass bridges, 13° world conference on earthquake engineering, Vancouver Canada 1-6 agosto 2004

Cardone D., Perrone G., Dolce M., Seismic risk assessment of highway bridges, 1° US-Italy Seismic Bridge Workshop

Ahmad Abo-El-Ezz, Marie-José Nollet, Miroslav Nastev, Analytical displacement-based seismic fragility analysis of stone masonry buildings, 3° ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu Greece 25-28 maggio 2011

Mander J. B., Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges, Fragility curve development

Karthik Ramanathan, Reginald DesRoches, and Jamie Ellen Padgett, Analytical Fragility Curves for Multispan Continuous Steel Girder Bridges in Moderate Seismic Zones, *Transportation Research Record* 2202 173-182

Stefanidou S. P., Kappos A. J., Optimum selection of retrofit measure for R/C bridges using fragility curves, 4° ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island Greece 12-14 giugno 2013

Nielson B. G., Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones, School of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology, December 2005

Porter K., Kennedy R., Bachman R., Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering, Earthquake Spectra, Volume 23, No. 2, pages 471–489, May 2007, Earthquake Engineering Research Institute

Nielson B. G., DesRoches R., Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2007, 36:823–839, 8 novembre 2006

Padgett J. E., DesRoches R., Sensitivity of Seismic Response and Fragility to Parameter Uncertainty, Journal of structural engineering, dicembre 2007

Tecchio G., Longo F., Donà M., Scapinello S., Modena C., Analisi di rischio a larga scala di ponti multicampata in c.a. con metodi agli spostamenti, DICEA Università di Padova

Kibboua A., Naili M., Benouar D., Fouad Kehila F., Analytical fragility curves for typical Algerian reinforced concrete bridge piers, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 39, No. 3 (2011) 411-425

Silva V., Varum H., Crowley H., Pinho R., Extending Displacement-Based Earthquake Loss Assessment (DBELA) for the Computation of Fragility Curves, 15° WCEE Lisboa Portugal 2012

Da Porto F., Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura, Convegno CIFI, 24 maggio 2013

Autori Vari, Criteri e metodologie per l'esecuzione delle verifiche sismiche di ponti ad arco in muratura e in cemento armato, Convenzione ReLuis, Unipd Unina per RFI

Autori Vari, Definizione dei criteri e della metodologia per l'effettuazione delle verifiche sismiche su opere di proprietà di RFI - Ponti in c.a., Convenzione Rete Ferroviaria Italiana (RFI), Consorzio ReLuis

C. A. Cornell, Fatemeh Jalayer, R. O. Hamburger, D. A. Foutch, Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines, *Journal of structural engineering*, april 2002

C. A. Cornell, Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 58, No. 5, pp. 1583-1606. October, 1968

Y. Zhou, S. Banerjee, M. Shinozuka, Socio-economic effect of seismic retrofit of bridges for highway transportation networks: a pilot study, *Structure and Infrastructure Engineering*, 6:1-2, 145-157

P. Franchin, A. Lupoi, P. E. Pinto, On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes, *Journal of earthquake engineering*, Vol. 10, No. 2 (2006) 195-206

M. A. Zanini, C. Pellegrino, R. Morbin, C. Modena, Seismic vulnerability of bridges in transport networks subjected to environmental deterioration, *Bull Earthquake Eng*

A. A. Kiremidjian, N. Basöz, Evaluation of Bridge Damage Data from Recent Earthquakes, *NCEER Bulletin*, Vol. 11, No. 2, april 1997

E. Choi, R. DesRoches, B. Nielson, Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones, *Engineering Structures* 26 (2004) 187–199

M. Torbol, M. Shinozuka, Effect of the angle of seismic incidence on the fragility curves of bridges, *Earthquake engineering & structural dynamics* (2012)

J. E. Padgett, R. DesRoches, Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges, *Earthquake engineering & structural dynamics* (2008) 1157-1174

K. A. Porter, Learning from Earthquakes: a Survey of Surveys, EERI Invitational Workshop: An Action Plan to Develop Earthquake Damage and Loss Data Protocols, September 19-20, 2002, Doubletree Hotel, Pasadena, California

G. Lupoi, P. Franchin, A. Lupoi, P. E. Pinto, Seismic Fragility Analysis of Structural Systems, *Journal of engineering mechanics*, april 2006, 385-395

B. G. Nielson, R. DesRoches, Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States, *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 3, pages 615–633, August 2007

Y. Pan, A. K. Agrawal, M. Ghosn, Seismic Fragility of Continuous Steel Highway Bridges in New York State, *Journal of bridge engineering*, November 2007

M. Shinozuka, M. Q. Feng, J. Lee, T. Naganuma, Statistical analysis of fragility curves, *Journal of engineering mechanics*, December 2000, 1224-1231

M. Shinozuka, M. Q. Feng, H. Kim, S. Kim, Nonlinear static procedure for fragility curve development, *Journal of engineering mechanics*, December 2000, 1287-1295

B. Nielson, Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships: A Requirement for Loss Estimation in Mid-America, CBE Institute, Jan 5-11, 2003, Texas A&M University

## **RINGRAZIAMENTI**

Così come si conclude questo elaborato, così anche il mio percorso di studi è giunto al termine e si comincia a rimembrare il tragitto che mi ha portato fin qui.

Ma cosa più importante si ricordano le persone con le quali sono entrato in contatto e mi sono confrontato, che mi hanno sostenuto e mi hanno fatto crescere in questi anni. Le persone, le scelte, tutto ha contribuito a tracciare il nostro cammino, perché nulla è stabilito, ma siamo in movimento verso una meta irraggiungibile, e nel tendere ad essa compiamo cose straordinarie; perché sono le persone che nessuno immagina quelle che fanno cose che nessuno può immaginare.

Inizialmente mi ero ripromesso di ringraziare senza esprimere nomi in queste pagine, tuttavia mi sono reso conto che non è possibile ciò, dato che ciascuno, a suo modo, ha contribuito in maniera differente, sia nel bene che nel male. Questo perché tutto, nel tragico vorticare della vita, ci ha fatto scontrare con altre persone e in questo contatto ognuno di noi ha lasciato un pezzo di sé in qualcun altro. A volte un ricordo felice altre invece qualcosa di triste ma nulla si perde, tutto si conserva in noi e ci permette di ergerci oltre le asperità per riuscire a raggiungere le proprie ambizioni. Io oggi sento di essere riuscito a fare un altro passo in questo percorso, che mai avrà fine; ma sono anche convinto che ciò non sarebbe stato possibile senza tutte le persone che hanno influito sulla mia persona.

Senza dilungarmi ulteriormente vorrei quindi esprimere un sentito ringraziamento e tutto il mio affetto per tutte le persone che sono entrate in contatto con me e hanno contribuito a rendermi ciò che sono oggi.

Ai miei genitori, artefici principali del mio essere, a loro devo molto e non saprò mai ringraziarli abbastanza per quello che hanno fatto per me e, non meno importante, alla possibilità che mi hanno offerto di poter svolgere questi studi.

Ai parenti tutti, che con la loro presenza e il loro affetto mi hanno aiutato a crescere; in particolare ai nonni dispensatori di saggi consigli e di parole di sostegno.

Agli amici del patronato, quelli con i quali sono cresciuto sotto diversi aspetti, insostituibili compagni di viaggio con i quali ho condiviso le esperienze più varie e

mai avrei potuto chiedere delle amicizie forti come con loro. Nonostante le difficoltà, le distanze e il tempo che gli impegni della vita vengono a frapporti tra noi, ancora oggi una stretta amicizia mi lega a loro in maniera inscindibile.

Al gruppo “tandui”: compagni di nuoto, colleghi di lavoro, amici sinceri, maestri di vita; persone meravigliose con le quali ho passato molte giornate, molte serate e anche nottate; e delle quali mai perderò il ricordo.

Alla persona che ogni giorno sta al mio fianco, che è entrata in maniera così prorompente nella mia vita; rivelandosi insostituibile, capace di comprendermi e motivarmi nei diversi aspetti della vita.

A tutti i compagni di scuola, con i quali ho condiviso le gioie e i dolori degli anni scolastici.

Ai professori tutti, ai quali devo la mia conoscenza e preparazione scientifica; in particolar modo al Professor Modena, relatore di questa tesi. Ai ricercatori, assistenti e compagni di università che in questi anni hanno saputo darmi un aiuto e un consiglio nei miei studi.

Infine desidero ringraziare tutte quelle persone che sono entrate in contatto con me e in qualche modo hanno influenzato la mia vita; sia nel bene che nel male. Quelle che mi sono rimaste accanto nei diversi momenti e spero anche in futuro e a quelle persone che si sono perse, come flebili stelle nel firmamento la loro luce ha brillato, fioca e per breve tempo, ma comunque si sono notate.

Nello scrivere il mio cammino nessuno sa quanto incisivo possa essere stato, per cui tutte le persone che mi hanno conosciuto, a tutti le persone che non vengono menzionate, ma sanno in loro di essere diventate parte di me, di loro serberò sempre un posto nei miei ricordi e nel mio cuore.