UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

Curve di fragilità di ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo

Fragility curves and of steel-concrete composite bridges

Relatore:

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Correlatori:

Prof. Ing. Fabrizio Gara

Ing. Lucia Minnucci

Tesi di laurea di:

Alessandra Strappa

A.A. 2018 / 2019

Sommario

Introduzione 5

1. Metodologia di indagine 7

1.1. Cos'è la funzione di fragilità 8

1.2. Metodologia applicata per la stima della funzione di fragilità 10

1.2.1. Misure di intensità (IM) 14

1.2.2. Livelli di prestazione 16

1.2.3. Metodi di analisi 17

1.3. Caratterizzazione della fragilità per le classi di ponti 18

2. Definizione dei casi studio 23

2.1. Evoluzione della normativa italiana in ambito sismico 24

2.1.1 Pre '90 24

2.1.2 Post '90 30

2.2. Descrizione del caso studio 36

2.2.1. Impalcato 36

2.2.2. Analisi dei carichi 38

2.2.3. Pile 40

2.2.4. Appoggi 45

2.3. Capacità 50

3. Modellazione in OpenSees 56

3.1. Legami costitutivi dei materiali 58

3.2. Nodi e condizioni al contorno 62

3.3. Sezioni 66

3.4. Elementi 70

3.5. Carichi applicati 74

3.6. Validazione del modello attraverso modellazione in SAP 75

3.6.1. Geometria 76

3.6.2. Materiali 77
3.6.3. Sezioni 78
3.6.4. Elementi e condizioni al contorno 81
3.6.5. Carichi applicati 85
3.7. Analisi modale 85
3.8. MSA 89
4. Primi risultati ottenuti dal caso analizzato 91
4.1. Elaborazione dei risultati 91
4.1.1. Costruzione delle curve di fragilità 105
Conclusioni 124
Bibliografia 126

Introduzione

I ponti rappresentano una delle componenti chiave della rete infrastrutturale italiana dove, in caso di evento sismico, possono concentrarsi danni e crolli tali da compromettere l'efficienza di tutta la rete. La perdita di prestazione delle reti stradali nelle fasi post terremoto può, in cascata, essere responsabile dell'inefficienza delle procedure di soccorso e gestione dell'emergenza. Risulta quindi di particolare interesse definire il quadro della situazione nazionale (ma anche regionale) in termini di vulnerabilità, o meglio fragilità, delle principali reti viarie. Questa operazione necessita della valutazione e dell'analisi della fragilità dei ponti esistenti, attraverso la quale è possibile, attraverso framework di più ampio respiro, definire i costi associati al rischio dovuto a possibili scenari sismici.

La valutazione della fragilità delle opere esistenti richiede approcci di analisi di tipo probabilistico, essendo la fragilità definita come la probabilità che un evento indesiderabile (i.e. un certo danno, un crollo) si verifichi per un certo elemento dell'opera o per l'intera struttura che si sta monitorando. L'onere computazionale associato a questo tipo di valutazioni non permette una analisi puntuale delle strutture sul territorio e da un punto di vista ingegneristico si procede di fatto alla definizione di classi di strutture rispetto alle quali calcolare curve di fragilità da impiegare nel contesto dei suddetti framework di valutazione di rischi e costi. La suddivisione delle opere in classi è stata trattata da diversi studiosi nel corso degli ultimi decenni, tuttavia dalla ricerca non emerge una univoca classificazione delle strutture.

Lo scopo del presente lavoro di tesi è stato quello di indagare, attraverso un approccio probabilistico, il comportamento di una specifica tipologia di ponte sottoposto a sollecitazioni sismiche. La tipologia selezionata è ampiamente diffusa lungo 2 delle principali arterie della regione Marche (la SS76 e la SS77). Il comportamento della struttura è stato valutato in termini di fragilità di diversi componenti dell'opera, nei quali sono state individuate le vulnerabilità dell'intera struttura.

La classe di opera presa in esame è quella dei ponti con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo e sottostrutture (pile e spalle) in cemento armato.

Lo sviluppo dei ponti con impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo si può attribuire ad un'epoca recente, immediatamente successiva agli anni '90. È stato reputato interessante operare un confronto tra la normativa vigente prima degli anni '90, sui cui criteri

è basata la progettazione della maggior parte dei ponti presenti nel parco infrastrutturale esistente, e quella introdotta successivamente, sulla quale è ragionevole ipotizzare che siano stati progettati i ponti con impalcato a sezione mista esistenti.

All'interno di questa categoria, sono stati individuati diversi casi di interesse, che differiscono per geometria e coprono la maggior parte delle situazioni realmente riscontrate sul territorio regionale. Lo studio proposto in questo lavoro prende in considerazione uno dei suddetti casi studio.

Le informazioni poste come obiettivo di ricerca sono state ottenute seguendo un metodo analitico. È stato quindi realizzato un modello del ponte con il software *OpenSees*, sviluppato dal PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) e sono state condotte analisi dinamiche non lineari, in particolare è stata adottata la MSA (*multiple-stripe analysis*).

I risultati dalle applicazioni sono stati elaborati con approccio probabilistico: assumendo diverse soglie prestazionali per le componenti vulnerabili delle strutture è stato possibile valutare la probabilità di eccedenza della capacità per una fissata misura di intensità dell'azione sismica. Si può affermare quindi che sono stati valutati gli effetti della domanda sismica sull'opera rispetto alle sue capacità di risposta.

I risultati delle analisi sono proposti in termini di curve di fragilità, redatte per ogni componente monitorato rispetto ad ogni soglia di prestazione definita.

La costruzione delle curve di fragilità presuppone la conoscenza dei livelli di prestazione dei componenti del ponte, della misura di intensità che si ritiene più adatta ai fini dello studio e dei parametri della funzione di fragilità.

I risultati emersi dallo studio, da considerarsi validi in generale per questa categoria di ponti con questa geometria, hanno messo in luce la suscettibilità agli eventi sismici di elevate intensità delle pile centrali dell'opera.

1. Metodologia di indagine

Il metodo di indagine sulla risposta sismica dei ponti adottato nel presente lavoro di tesi è basato su un approccio probabilistico riconducibile al framework del PEER. Questo consente di stimare la fragilità, la vulnerabilità e il rischio di qualsiasi opera sottoposta a carichi sismici.

Il PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) è un centro di ricerca americano, situato in California, la cui missione è quella di sviluppare, convalidare e diffondere tecnologie di progettazione sismica basate sulle prestazioni di edifici e infrastrutture per soddisfare le diverse esigenze economiche e di sicurezza. La ricerca del PEER definisce obiettivi di prestazione appropriati e sviluppa strumenti e criteri di ingegneria che possono essere utilizzati dai professionisti per raggiungere tali obiettivi, come la sicurezza, i costi e la funzionalità post-terremoto.

Nello schema di seguito è riportato un approccio ingegneristico per stimare il danno, quindi la vulnerabilità di un'opera (Figura 1.1):

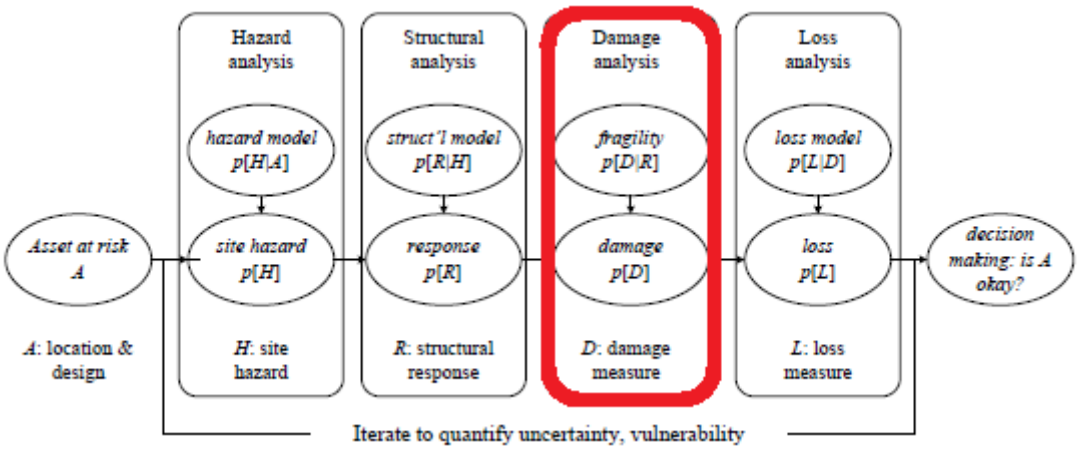

Figura 1.1- Metodo analitico per stimare la vulnerabilità

1- Si descrive l'opera a rischio definendo alcuni suoi dettagli: ubicazione, progetto strutturale, architettonico, inventario degli elementi meccanici, elettrici e idraulici danneggiabili, arredamento, infissi, attrezzature e persone presenti nella struttura;
2- Si effettua un'analisi di pericolosità stimando la probabilità con cui si verificano vari livelli di eccitazione ambientale. In particolare, nell'ingegneria sismica si selezionano molte time-history ognuna delle quali rappresenta una misura di intensità;

3- Successivamente si esegue un’analisi strutturale in cui vengono stimate le forze e le deformazioni degli elementi, per ogni livello di accelerazione.
4- Le risposte strutturali vengono poi inserite nelle funzioni di fragilità dei componenti della struttura monitorati per stimare i danni probabilistici a ciascun componente danneggiabile ad ogni livello di eccitazione;
5- Il danno probabilistico si inserisce in un'analisi delle perdite, in cui si stima il costo incerto della riparazione del danno, gli impatti sulla sicurezza della vita e il tempo di riparazione del danno.

Il passaggio intermedio tra lo studio della pericolosità sismica di uno specifico sito e la definizione della vulnerabilità è la fragilità, focus del presente studio.

1.1. Cos’è la funzione di fragilità

Le funzioni di fragilità possono essere usate per descrivere le condizioni di vulnerabilità di una struttura.

Si può definire una funzione di fragilità come una funzione matematica che esprime la probabilità che si verifichi qualche evento indesiderabile in funzione di qualche misura di eccitazione ambientale (tipicamente una misura di accelerazione, deformazione o forza in un terremoto, uragano o altre condizioni di carico estremo). Un’altra definizione, equivalente, è quella che definisce la funzione di fragilità come una funzione di distribuzione cumulativa della capacità di un elemento di resistere a uno stato limite indesiderato.

Per "funzione di distribuzione cumulativa" si intende la probabilità che un certo parametro monitorato, sia inferiore o uguale a un dato valore di soglia.

Di seguito sono riportate due curve di fragilità relative a due stati di danno differenti (Figura 1.1.1):

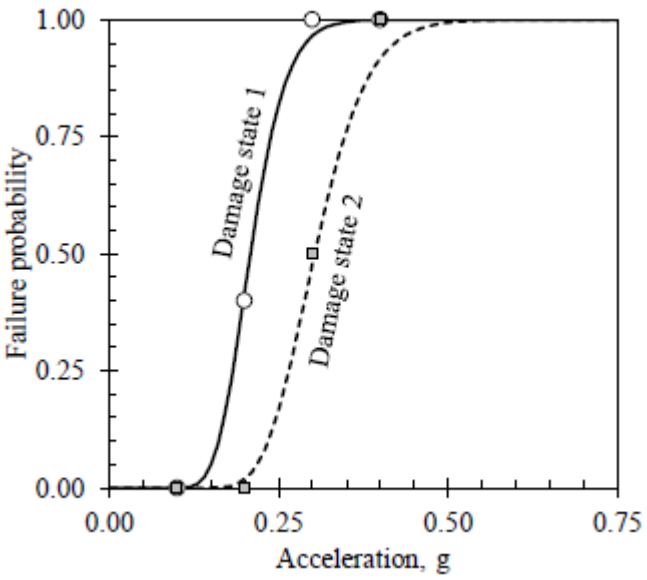

Figura 1.1.1-Esempio di curve di fragilità per due stati limite

Gli stati di danno e i livelli di scuotimento sono descritti in seguito (paragrafo 1.2.1 e 1.2.2).

Le curve di fragilità sono generalmente descritte da una funzione di distribuzione di probabilità log-normale:

$$P(ds > ds_i|IM) = \phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} ln \frac{IM}{IM_{mi}}\right]$$

Dove:

- $P(ds > ds_i|IM)$ è la probabilità di raggiungere o superare un determinato stato di danno ds_i per un dato livello di intensità sismica definito dalla misura di intensità IM;
- IM è la misura di intensità, determinata con approccio probabilistico. L'eccitazione del terreno può assumere diverse terminologie: DP secondo la terminologia FEMA P-58, EDP secondo la terminologia adottata dai ricercatori del PEER. Il significato è lo stesso.
- Φ è la funzione standard di probabilità cumulativa;
- IM_{mi} è la mediana della misura di intensità del terremoto che causa lo stato di danno i-esimo;
- β_{tot} è la deviazione standard totale.

Nei parametri delle curve di fragilità sono presenti diverse incertezze, così come nella relazione tra lo stato di danno fisico e le prestazioni (LP) dell'elemento a rischio. Le incertezze sono solitamente classificate in aleatorie ed epistemiche. L'incertezza aleatoria è quella che si presume sia dovuta alla casualità intrinseca di un fenomeno. Un'incertezza epistemica è un'incertezza che si presume sia causata dalla mancanza di conoscenza.

In generale, l'incertezza dei parametri di fragilità viene stimata attraverso la deviazione standard β_{tot} che descrive la variabilità totale associata ad ogni curva di fragilità.

Affermazioni probabilistiche di questo tipo stanno diventando strumenti importanti per una serie di attività pre e post terremoto.

1.2. Metodologia per la stima della funzione di fragilità

Il riconoscimento dell'utilità delle informazioni sulla fragilità dei ponti per valutare, gestire e ridurre il rischio sismico ha portato allo sviluppo di diverse metodologie di generazione di curve di fragilità.

Per stimare una funzione di fragilità si possono usare diversi metodi. È possibile classificarli in quattro gruppi generici: empirico, basato sull'opinione di esperti e analitico.

- Empirico: è l'approccio più utilizzato e semplice basato su dati raccolti durante i terremoti passati. Le osservazioni possono fornire alcuni dettagli sul tipo di guasto che viene poi tradotto in uno stato di danno (la cui definizione cambia a seconda dello studio). Il verificarsi di uno stato di danno viene poi inserito in una funzione di probabilità rispetto alla misura di intensità IM selezionata, assumendo la forma di una distribuzione log-normale con due parametri (deviazione mediana e deviazione standard);
- Basato sull'opinione degli esperti: la funzione di fragilità è creata sulla base del parere di esperti che giudicano la probabilità di fallimento in funzione dell'eccitazione ambientale. L'ATC-13 (Applied Technology Council 1985) compila un gran numero di funzioni di fragilità basate sul giudizio per gli edifici della California;
- Analitico: Le curve di fragilità sono costruite a partire dall'analisi di un modello strutturale sottoposto ad un crescente livello di intensità sismica.

A causa di alcune limitazioni inerenti sia alle curve di fragilità basate sull'esperienza che a quelle empiriche, sono stati ampiamente studiati e usati i metodi analitici.

I primi studi importanti, attribuibili a Nielson e DesRoches, relativi alla costruzione delle curve di fragilità, sono stati condotti in America; in particolare per i ponti situati negli Stati Uniti centrali e sud-orientali (CSUS).

Sono state sviluppare curve di fragilità con il metodo analitico per nove classi di ponti individuate nella "regione" di studio CSUS che include 11 Stati.

La metodologia di generazione di curve di fragilità analitica utilizzata in questo studio si è basata su analisi di time-history non lineari, utilizzate per stimare le richieste sismiche sui componenti dei diversi ponti.

Successivamente anche nel resto del mondo sono stati condotti studi inerenti la fragilità. In Europa, uno dei principali contributi nello sviluppo delle curve di fragilità e nella classificazione dei ponti è stato fornito dal progetto SYNER-G.

Un gran numero di funzioni di fragilità è stato raccolto nel contesto del progetto SYNER-G

Le funzioni di fragilità esistenti sono state indagate con lo scopo di valutare l'omogeneizzazione tra le diverse curve. Curve omogenee rilevate da strutture differenti individuano una classe. Questo sta a significare che opere con una risposta all'azione sismica simile sono catalogabili all'interno di una stessa classe. Questa metodologia è denominata tassonomia SYNER-G.

La classificazione delle opere quindi, deriva sì da caratteristiche geometriche ma può essere anche figlia della stima della fragilità. I diversi criteri di classificazione dei ponti sono riportati nel paragrafo 1.3.

I metodi analitici sopra descritti, usati per costruire le curve di fragilità, includono analisi statiche non lineari e analisi dinamiche non lineari.

L'analisi statica non lineare (Pushover) consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, applicate separatamente nelle due direzioni, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia e aventi risultate V_b (taglio alla base). Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale o locale, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo d_c coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

Il diagramma $d_c - V_b$ rappresenta la curva di capacità della struttura. Questa deve essere confrontata con la domanda imposta dall'azione sismica di progetto, cioè con lo spettro. Il criterio di progetto proposto dalle NTC18 per la determinazione della capacità e della domanda, si basa sulla trasformazione del sistema MDOF non lineare al sistema SDOF non lineare equivalente.

La verifica viene fatta in termini di spostamento. L'analisi pushover considera in modo esplicito il ruolo fondamentale dello spostamento e della deformazione che sono i reali effetti del sisma su una struttura e permette di monitore il reale percorso di plasticizzazione della struttura

L'analisi dinamica non lineare consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante l'integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare e gli accelerogrammi. Ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti dei possibili comportamenti fragili.

In questo modo la struttura modellata è sottoposta al movimento del terreno. La sostanziale differenza tra le due analisi risiede infatti nella modellazione dell'azione sismica.

Gli accelerogrammi sono usati in analisi sismiche non lineari per avere una storia temporale del comportamento di una struttura sotto azione sismica.

L'accelerogramma è uno dei dati fondamentali per la descrizione di un'azione sismica da riprodurre in fase di analisi di una struttura.

Si definisce accelerogramma il grafico dell'accelerazione nel dominio del tempo (Figura 1.2.1), misurata in una determinata direzione di un dato sito. Per ogni evento sismico vengono registrate le tre componenti dell'accelerazione: una verticale (UP-DW) e due orizzontali (N-S, E-W).

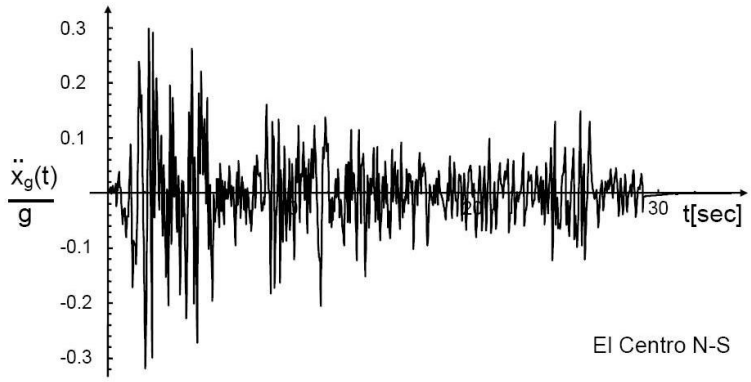

Figura 1.2.1- Esempio di un accelerogramma

Esistono accelerogrammi di diversa genesi:

- Accelerogrammi artificiali: sono registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere uno spettro di risposta praticamente coincidente, entro una certa tolleranza, con uno spettro definito "target", attraverso manipolazione nel dominio delle frequenze *(Bommer e Acevedo, 2004;*
- Accelerogrammi sintetici: vengono generati attraverso una modellazione capace di simulare dei processi fisici connessi col moto al suolo.
- Accelerogrammi naturali: sono la più diretta rappresentazione del moto al suolo in quanto riportano caratteristiche (ampiezza, contenuto in frequenza, energia, durata e fase) di eventi reali.

Si riporta di seguito una parte delle prescrizioni dell'OPCM 3431 relativa all'impiego degli accelerogrammi:

3.2.7 Impiego di accelerogrammi

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di ag e S. In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo – stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s. Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

4.5.5 -Analisi dinamica non lineare

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Questo tipo di analisi richiede più tempo ma si avvicina di più alla realtà. Rimane comunque il fatto che analisi sofisticate come quella dinamica non lineare sono legate all'utilizzo di campioni di storie accelerometriche che sono ben lungi dal rappresentare l'azione sismica che per sua natura si presenta altamente aleatoria.

1.2.1. Misure di intensità (IM)

Una questione principale legata alle curve di fragilità è la selezione della misura dell'intensità del terremoto (IM) che caratterizza il forte movimento del terreno.

Sono state sviluppate diverse misure della forza del movimento del terreno (IM). Ogni misura di intensità può descrivere diverse caratteristiche del movimento, alcune delle quali possono essere più sfavorevoli per la struttura o il sistema in esame. La selezione del parametro dell'intensità può essere anche legata all'approccio che viene seguito per la derivazione delle curve di fragilità. Poiché le curve empiriche mettono in relazione i danni osservati con l'intensità sismica, quest'ultima può essere descritta sulla base dell'intensità delle grandezze identificabili durante i movimenti sismici, quindi PGA (accelerazione di picco del terreno durante un terremoto), PGV (velocità di picco del terreno durante un terremoto), PGD (deformazione permanente del terreno), $S_a(T)$ (accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura), ASI (intensità dello spettro di accelerazione: area al di sotto della risposta elastica spettrale), SI (intensità spettrale), T_R (periodo di ritorno).

Le misure di intensità ottimali sono definite in termini di praticità, efficacia, efficienza e calcolabilità. La praticità si riferisce al riconoscimento che la IM abbia un "senso ingegneristico" (*Mackie e Stojadinivich, 2005; Mehanny, 2009*). L'efficacia è determinata dalla sua capacità di valutare la sua relazione con un parametro della domanda di ingegneria (EDP) in forma chiusa (*Mackie e Stojadinovich, 2003*), in modo che la frequenza media annuale di una data variabile decisionale che supera un dato valore limite (*Mehanny, 2009*) possa essere determinata analiticamente. La misura quantitativa più utilizzata per ottenere una IM ottimale è l'efficienza, ovvero la variabilità di un parametro di domanda di ingegneria (EDP) per una determinata IM.

La IM deve quindi essere scelta in relazione al problema che si vuole studiare. In ambito geotecnico, per studiare la vulnerabilità della struttura legata a cedimenti del terreno (liquefazione, frane, rottura delle faglie) la IM più appropriata è la PGD, in ambito strutturale, per studiare la vulnerabilità legata ad azioni sismiche, ha senso prendere come IM la PGA o la $S_a(T)$.

Esistono due classi principali: le misure di intensità empiriche e le misure di intensità strumentali. Per quanto riguarda le IM empiriche, si potrebbero utilizzare diverse scale di intensità macrosismiche per identificare gli effetti osservati dallo scuotimento del terreno su un'area limitata. Per quanto riguarda le IM strumentali, la gravità dell'agitazione del terreno può essere espressa come valore analitico misurato da uno strumento o calcolato mediante l'analisi di accelerogrammi registrati.

Per comprendere l'origine delle misure di intensità appena descritte, si deve introdurre il concetto di pericolosità sismica. La pericolosità sismica si riferisce ad una relazione tra il livello di eccitazione sismica di una certa misura (IM) e la probabilità che un particolare luogo subisca almeno quel livello di eccitazione. È dunque legata alla sismicità di uno specifico sito.

La pericolosità sismica è spesso espressa in termini di probabilità di superamento. Può essere quantificata attraverso la costruzione della curva di pericolosità relativa al sito di interesse. Comunemente questa è rappresentata su un diagramma x-y dove nell'asse x è riportata la IM e nell'asse y la frequenza annuale di superamento del valore di intensità sismica. Per stimare la pericolosità sismica, si applica il teorema della probabilità totale di combinare la scossa incerta nel sito causata da una particolare faglia e la frequenza o probabilità di occorrenza di tale rottura.

Minore è la IM, maggiore è la probabilità di superamento di quel valore, maggiore è, minore è la probabilità che venga superata. Un esempio di curva di pericolosità è di seguito riportato (Figura 1.2.1.1):

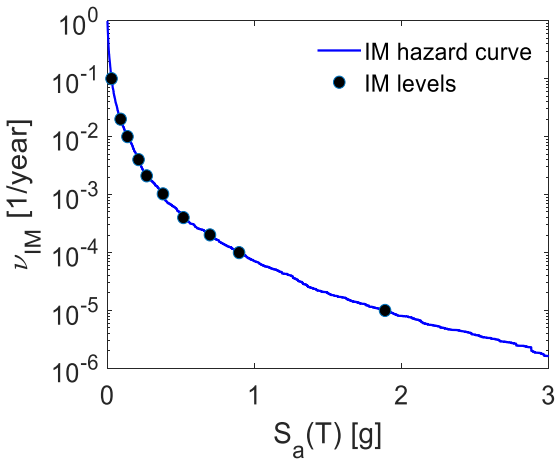

Figura 1.2.1.1- Esempio di curva di pericolosità

1.2.2. Livelli di prestazione

I livelli di prestazione di un ponte possono essere definiti attraverso soglie di danno chiamate stati limite.

Uno stato limite definisce la soglia tra le diverse condizioni di danno, mentre lo stato di danno definisce le condizioni di danno stesso. Ad esempio, se le prestazioni di un ponte sono descritte da due stati limite (Stato limite 1 e Stato limite 2), ci saranno tre stati di danno (Stato di danno 1, Stato di danno 2 e Stato del danno 3). Nella Figura 1.2.2.1 è rappresentata la differenza tra stati limite di danno e stato di danno.

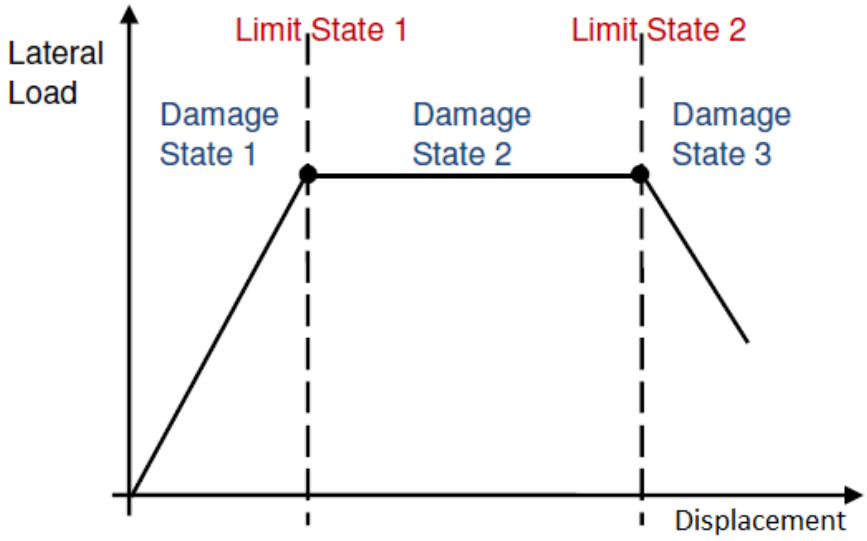

Figura 1.2.2.1 - Differenza tra stato di danno e stato limite di danno

Il modo più comune per definire le conseguenze dei terremoti è una classificazione in termini dei seguenti stati di danno: stato limite di operatività (SLO), stato limite di danno (SLD), stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di collasso (SLC).

Questo approccio qualitativo richiede un accordo sul significato e sul contenuto di ogni stato di danno.

I livelli di prestazione (LP) corrispondenti a specifici stati di danneggiamento vengono definiti a livello di singolo elemento. In base ai parametri che si vogliono monitorare di un determinato elemento strutturale si impostano le corrispondenti soglie prestazionali. Queste vengono definite diversamente in base all'autore che si prende in considerazione.

1.2.3. Metodi di analisi

Il metodo analitico per la costruzione delle curve di fragilità prevede la realizzazione di un modello dell'opera e l'elaborazione dei risultati proveniente dall'analisi eseguita.

Le analisi che si possono condurre nel modello sono diverse, tra queste ci sono le IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) e le MSA (*Multiple-Stripe Analysis*).

L'IDA è un metodo di analisi computazionale dell'ingegneria sismica per eseguire una valutazione completa del comportamento delle strutture sotto carico sismico. È stato sviluppato per basarsi sui risultati dell'analisi probabilistica della pericolosità sismica al fine di stimare il rischio sismico affrontato da una data struttura. Può essere considerato l'equivalente dinamico dell'analisi statica di spinta (pushover). Si tratta di una serie di analisi dinamiche non lineare eseguite con accelerogrammi scalati secondo accelerazioni di picco via via crescenti. I livelli di scala sono opportunamente selezionati per forzare la struttura attraverso l'intera gamma di comportamento, dall'elastico all'anelastico e infine all'instabilità dinamica globale, dove la struttura sperimenta essenzialmente il collasso. Un'adeguata post-elaborazione può presentare i risultati in termini di curve IDA, una per ogni record di movimento al suolo, dell'intensità sismica, tipicamente rappresentata da una misura di intensità scalare (IM), rispetto alla risposta strutturale, misurata da un parametro di domanda ingegneristica (EDP). L'EDP può essere qualsiasi quantità di risposta strutturale che si riferisce a danni strutturali, non strutturali o al contenuto.

L'MSA si riferisce ad un gruppo di analisi eseguite a livelli multipli di accelerazioni spettrali. L'analisi consiste in un'analisi strutturale per una serie di accelerogrammi scalati ad un valore di accelerazione spettrale. Ogni gruppo di accelerogrammi utilizzato per l'esecuzione

di ogni analisi multiple-stripe dovrebbe idealmente essere rappresentativo della minaccia sismica alla corrispondente accelerazione spettrale.

1.3. Caratterizzazione della fragilità per le classi di ponti

L'assunzione chiave nella valutazione della vulnerabilità delle opere è che le strutture che hanno caratteristiche strutturali simili e che si trovano in condizioni geotecniche simili, presentano le stesse prestazioni per un determinato carico sismico. In questo contesto, il danno è direttamente correlato alle proprietà strutturali degli elementi a rischio.

La tipologia è quindi un fattore fondamentale di un sistema, derivato dall'inventario di ogni elemento. La geometria, le proprietà dei materiali, le caratteristiche morfologiche, l'età, il livello di progettazione sismica, le condizioni del suolo, i dettagli delle fondamenta, ecc. sono tra i parametri tipologici usuali.

La conoscenza dell'inventario dei ponti di una regione e la capacità di creare classi uniformi di tipi di ponti è una delle principali sfide richieste per realizzare una valutazione sismica. Il primo passo dovrebbe essere la creazione di una classificazione ragionevole che sia in grado di classificare tutti i diversi tipi di ponti.

Questa classificazione dei ponti è detta tassonomia.

Il requisito principale di una tassonomia è che sia dettagliata.

Esistono tassonomie esistenti che mirano a raggruppare tutti i diversi tipi di ponti diffusi in diversi paesi del mondo. Purtroppo, sono descritti in modo così ampio che è difficile definire il comportamento sismico rappresentato da ogni classe di ponte.

Di seguito sono descritte brevemente le tassonomie esistenti.

- *ATC-13*: considera solo tre classi di ponte in base alla lunghezza della struttura. Questa classificazione è molto ampia e trascura varie caratteristiche strutturali che influenzano le prestazioni sismiche di un ponte, come il materiale, le proprietà della sottostruttura, asimmetria, ecc. Nella tabella che segue, la classificazione adottata da ATC-13 (Figura 1.3.1)

Class number	Description
24	Conventional (less than 500 ft span), multiple single spans
25	Conventional (less than 500 ft span), continuous monolithic (includes simple spans)
30	Major (greater than 500 ft span)

Figura 1.3.1- Classificazione di ATC-13

- *NIBS highway bridges classification*: introduce l'attributo "alto rischio" che include i criteri di progettazione sismica utilizzati nel progetto del ponte, le irregolarità strutturali e l'esistenza di più campate a semplice appoggio. Nonostante ciò, questa classificazione non consente di distinguere tra diversi comportamenti sismici dei ponti con diversi tipi di materiale e tipologia strutturale. Un altro dilemma è l'uso di una sola soglia per quanto riguarda l'età della progettazione sismica e non sismica. Infatti, solo i ponti progettati prima del 1960 sono considerati ad "alto rischio". L'uso di una singola soglia può portare a incoerenze nella classificazione perché ponti progettati e costruiti nello stesso periodo di tempo potrebbero avere caratteristiche progettuali diverse;
- *Basoz and Kiremidjian classification*: i ponti sono classificati in base al numero di campate, al tipo di sovrastruttura, al tipo di sottostruttura, al materiale, al tipo di spalla e alla continuità della campata;
- *Hazus*: classifica i ponti in base alla progettazione sismica, al numero di campate, al tipo di struttura, di pila, di spalla, di appoggio e in base alla continuità della campata;
- *Nielson classification*: descrive 11 classi di ponti in base al materiale strutturale, al tipo di costruzione e al numero di campate. Si riporta di seguito la classificazione (Figura 1.3.2):

Bridge Class Name and description	Abbreviation
Multi-Span Continuous Concrete Girder	MSC Concrete
Multi-Span Continuous Steel Girder	MSC Steel
Multi-Span Continuous Slab	MSC Slab
Multi-Span Continuous Concrete Box Girder	MSC Concrete-Box
Multi-Span Simply Supported Concrete Girder	MSSS Concrete
Multi-Span Simply Supported Steel Girder	MSSS Steel
Multi-Span Simply Supported Slab	MSSS Slab
Multi-Span Simply Supported Concrete Box Girder	MSSS Concrete-Box
Single-Span Concrete Girder	SS Concrete
Single-Span Steel Girder	SS Steel
Others	

Figura 1.3.2-Classificazione di Nielson

- *Syner-G project*: si tratta del progetto di una nuova tassonomia per i ponti europei.
  In questo progetto è emerso chiaramente che le tassonomie esistenti potrebbero tralasciare un gran numero di caratteristiche che potrebbero essere utilizzate per identificare i ponti (e distinguere la vulnerabilità), e in molti casi non è chiaro come queste tassonomie debbano essere semplicemente ampliate per includere tali informazioni. Per questo motivo è stato proposto un nuovo metodo per rendere la classificazione più modulare e consentire l'espandibilità in futuro.
  Sono state identificate diverse categorie principali per descrivere un ponte come il materiale, l'impalcato, le campate, ecc. Va notato che per alcune categorie viene utilizzata una gerarchia in cui potrebbero essere non disponibili informazioni aggiuntive. Per esempio, se il materiale è calcestruzzo un utente potrebbe non sapere se è armato o precompresso, e quindi la definizione di questi secondi parametri è facoltativa.
  La tassonomia proposta è costruita con una struttura modulare. In questo modo è possibile aggiungere facilmente altre categorie e sottocategorie e prendere in considerazione tutti i diversi tipi di ponti europei.
  Di seguito la tassonomia proposta da Syner-G (Figura 1.3.3):

CATEGORY	SUB-CATEGORY		
Material (MM1) • Concrete (C) • Masonry (M) • Steel (S) • Iron (I) • Wood (W) • Mixed (MX)	**Material (MM2)** • Reinforced concrete (RC) • Post-tensioned or Pre-stressed reinforced concrete (PC) • Unreinforced masonry (URM) • Reinforced masonry (RM) • High strength concrete (HSC) • Average strength concrete (ASC) • Low strength concrete (LSC) • Adobe (A) • Fired brick (FB) • Hollow clay tile (HC) • Stone (S) • Lime mortar (LM) • Cement mortar (CM) • Mud mortar (MM) • Concrete masonry unit (CMU) • Autoclaved aerated concrete (AAC) • High % of voids (H%) • Low % of voids (L%) • Regular Cut (Rc) • Rubble (Ru)		
Type of Superstructure (TD1) • Girder bridge (Gb) • Arch bridge (Ab) • Suspension bridge (Spb) • Slab Bridge (Sb)	**Type of Deck (TD2)** • Solid slab (Ss) • Slab with voids (Sv) • Box girder (B) • Modern arch bridge (MA) • Ancient arch bridge (AA)	**Deck characteristics (DC)** [Here the width of the deck is explicitly given if known]	
Deck Structural System (DSS) • Simply supported (SSu) • Continuous (Co)			
Pier to deck connection (PDC) • Not Isolated (monolithic) (NIs) • Isolated (through bearings) (Is)			
Type of pier to superstructure connection (TC1) • Single-column pier (ScP) • Multi-column piers (McP)	**Number of piers for column (NP)** [Here the number of piers for column is explicitly given if known]		
Type of section of the pier (TS1) • Cylindrical (Cy) • Rectangular (R) • Oblong (Ob) • Wall-type (W)	**Type of section of the pier (TS2)** • Solid (So) • Hollow (Ho)	**Height of the pier (HP)** [Here the height of piers is explicitly given if known]	
Spans (Sp) • Single span (Ssp) • Multi spans (Ms)	**Spans characteristics (SC)** • Number of spans (Ns) - [Here the number of spans is explicitly given if known] • Span length (SL) - [Here the length of spans is explicitly given if known]		
Type of connection to the abutments (TCa) • Free (F) • Monolithic (M) • Isolated (through bearings, isolators) (Isl)			
Bridge Configuration (BC) • Regular (R) • Semi-regular (SR) • Irregular (IR)			
Level of seismicity (LS) • No seismic design (design for gravity loads only) (NSD) • Seismic design (SD)			

Figura 1.3.3-Classificazione di SYNER-G

La tipologia del ponte viene definita utilizzando l'etichetta posta tra parentesi per ogni parametro all'interno di una data categoria. È possibile utilizzare più di un'etichetta per categoria separata da un trattino. Ad esempio, un ponte di cemento armato con materiale in cemento armato precompresso sarebbe C-PC. Non tutte le categorie devono essere definite a causa della possibile mancanza di informazioni sulla struttura. In questo caso, dove le informazioni sono sconosciute, possono essere lasciate da una X.

Questa struttura modulare rappresenta un nuovo e diverso approccio nella categorizzazione e classificazione dei ponti. Ha una struttura flessibile e può essere usata per descrivere una quantità considerevole di ponti diversi. Può essere aggiornata in qualsiasi momento con l'aggiunta di nuove categorie e diverse caratteristiche possono essere aggiunte alle categorie esistenti.

2. Definizione dei casi studio

La casistica di ponti selezionata ad essere indagata in questo lavoro di tesi è quella dei ponti con impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Questa casistica è riconosciuta come classe di ponti omogenea per cui è possibile studiare la fragilità di un caso e considerare i risultati validi in generale per tutti i ponti di questa tipologia.

La scelta di questa casistica è giustificata dall'interesse di conoscerne la risposta sismica vista la sua diffusione sul territorio nazionale e visti i pochi studi presenti in termini di fragilità.

I ponti con impalcato a sezione mista sono in rapida evoluzione sia per la disponibilità di nuovi materiali (acciai saldabili ad alta resistenza, calcestruzzi ad alta resistenza), sia per i progressi raggiunti nelle tecnologie di costruzione e montaggio. I vantaggi offerti da questa tipologia strutturale sono: la leggerezza (elevato rapporto resistenza/peso), la snellezza (elevato rapporto L/h), la facilità di realizzazione di impalcati continui con campate di differenti lunghezze e con curvature imposte dal tracciato stradale, la scarsa sensibilità ai cedimenti differenziali delle fondazioni, la possibilità di sostituire elementi strutturali facilitando la manutenzione e aumentandone eventualmente la capacità portante e la chiarezza dell'impianto strutturale che lascia comprendere la funzione dei vari elementi.

Gli impalcati a sezione composta sono vincenti sulle grandi luci, utilizzabili per luci fino a 120-150 m. In generale, per il rapporto h/L della sola parte metallica si può far riferimento ad 1/25 per gli impalcati continui bi-trave.

È stata individuata una matrice di casi analizzabili ottenuta facendo variare 2 parametri, altezza delle pile H e lunghezza totale del ponte L e mantenendo costanti il diametro D delle pile e la larghezza B del ponte (Tabella 2.1)

H/D-L/B	12	20	40
3	B1	A2	C1
5	B2	A1	C2
7	B3	A3	C3

Tabella 2.1-Matrice dei casi di analisi

Le applicazioni oggetto del presente lavoro si sono concentrate sul caso A1, in cui H/D=5 e L/B=20.

2.1. Evoluzione della normativa italiana in ambito sismico

Lo sviluppo dei ponti con impalcato a sezione mista può essere posizionato in un periodo storico recente, successivo agli anni ’90. Gli anni ’90 rappresentano infatti un punto di svolta dal punto di vista normativo. È stata quindi condotta un’indagine sull’evoluzione della normativa italiana in ambito sismico relativa ai ponti per risalire ai diversi criteri di progetto degli elementi strutturali dei ponti attualmente esistenti realizzati in quell’epoca.

2.1.1 Pre ‘90

Le norme sulle costruzioni vigenti precedentemente agli anni ’90 sono le seguenti: **D.M. 30 Maggio 1972** (Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica), **LEGGE 2 Febbraio 1974, n. 64** (Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche), **D.M. 3 Marzo 1975** (Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche), **D.M. 2 Agosto 1980** (Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali), **D.M. dei lavori pubblici 2 Gennaio 1986** (Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche), **CNR 10011-88** (Costruzioni in acciaio, istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione).

In ambito sismico, la sezione B del D.M. 3 Marzo 1975 descrive i criteri generali di progettazione per tutte le costruzioni. Si riportano di seguito i punti a cui si è fatto riferimento per il caso in esame.

B.1. Disposizioni preliminari.

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Si potranno, in alternativa, eseguire analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un «terremoto di progetto» e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

B.2. Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.

Si assumerà che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, in due qualsiasi direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. Masse strutturali.

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

B.4. Coefficiente di risposta.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

per

$$T_0 > 0{,}8\ secondi\ R = 0{,}862/T_0^{2/3}$$

$$T_0 \leq 0{,}8\ secondi\ R = 1$$

se il periodo T0 non viene determinato si assumerà R = 1, 0.

B.5. Analisi statica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante l'analisi statica della struttura soggetta a:

A) un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma;

La risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C\ R\ W$$

Essendo:

- $C = \frac{S-2}{100}$ *il coefficiente d'intensità sismica;*
- *S il grado di sismicità (S >= 2);*
- *R il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;*
- *W il peso complessivo delle masse strutturali.*

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e d, la forza complessiva Fh deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

B) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m\ C\ W$$

nella quale è, in genere, m = 2, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione a e la singola componente di spostamento n risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}\ \ \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

l'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto la azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

B.7. Verifiche.
Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e, se necessario, della entità degli spostamenti.

Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti B.8., B.9., B.10.

B.8. Tensioni.
Siano α le sollecitazioni dovute al sisma ed α_p quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente, escluso il vento.

Le tensioni dovute alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati, facendo riferimento, quando siano previste in dette norme, a condizioni di carico eccezionale.

Relativamente ai ponti stradali, il D.M. 2 Agosto 1980 ne definisce i criteri e le prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo.

Nello specifico, sono ivi definite le azioni:

Le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti stradali sono:

g_1 = *peso proprio della struttura;*

g_2 = *carichi permanenti portati;*

g_3 = *altri carichi permanenti;*

ε_1 = *distorsioni di progetto (esclusa la precompressione:*

ε_2 = *ritiro del calcestruzzo;*

ε_3 = *variazioni termiche;*

q_1 = *carichi mobili;*

q_2 = *incremento dinamico dei carichi mobili;*

q_3 = *azioni longitudinali di frenamento;*

q_4 = *azione centrifuga;*

q_5 = *azione del vento;*

q_6 = *azioni sismiche;*

q_7 = *resistenza di attrito agli appoggi;*

q_8 = *azioni sui parapetti - urto di un autocarro in svio contro un elemento strutturale;*

q_9 = *altri carichi variabili.*

Nel caso oggetto di studio si considerano solamente i pesi propri della struttura, i pesi portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) e le azioni sismiche.

3.9. AZIONI SISMICHE: q_6

Si deve tener conto degli effetti del sisma secondo quanto stabilito dalle «Norme per le costruzioni in zona sismica».

Si indica con q_6 l'azione sismica più sfavorevole, caso per caso, ai fini delle verifiche.

3.9.1. Fondazioni in zona sismica non collegate e spostamenti relativi

Nel progetto si terrà conto di uno spostamento orizzontale tra strutture di fondazione contigue, sia per le verifiche di sicurezza che per il controllo degli spostamenti in relazione alle caratteristiche geo-morfologiche dei luoghi ed alla tipologia dell'opera.

3.13. COMBINAZIONI DI CARICO

Le indicazioni del presente punto valgono per le strutture in elevazione. Per le strutture di fondazione si rinvia alle Norme Geotecniche.

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle «Norme sulla sicurezza e sui carichi». In ogni caso dovranno essere prese in conto le combinazioni di cui ai punti seguenti. In tali combinazioni con il termine g si indica l'insieme di tutti i carichi permanenti (g_1, g_2, g_3); con Σ l'insieme di tutte le azioni indirette (ε_1, ε_2, ε_3) e dei carichi variabili q_7, q_8, q_9 che, sulla base delle indicazioni sotto riportate devono, di volta in volta, essere associati a quelli esplicitamente indicati nelle formule dl combinazione G.

3.13.1. Verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili

Le verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili devono essere effettuate considerando almeno le seguenti combinazioni di carico:

GI= $g + q_5 + \Sigma$

GII = $g + q_1 + q_2 + 0{,}6\, q_5 + \Sigma$

GIII= $g + q_1 + q_2 + q_3 + 0{,}5\, q_5 + \Sigma$

Per i ponti in zona sismica occorre inoltre considerare almeno la seguente combinazione:

GVI = $g + q_6 + \Sigma$

3.13.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

Per le verifiche allo stato limite di fessurazione si considerano le seguenti combinazioni di carico:

$$G_{FI} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + 0{,}3q_5$$

$$G_{FII} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_1(q_1 + q_2) + 0{,}18q_5$$

$$G_{FIII} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_2(q_1 + q_2)$$

Dove:
$\psi_1 = 1\ e\ \psi_2 = 0{,}7$

Per solette, traversi e strutture principali di luce inferiore a metri 10;

$\psi_1 = 0{,}4 + 0{,}74(\frac{100-L}{100})^2$

$\psi_2 = 0{,}25 + 0{,}556(\frac{100-L}{100})^2$

Per struttura principali con luce di calcolo L compresa fra 10 e 100 metri;

$\psi_1 = 0{,}4\ e\ \psi_2 = 0{,}25$

Per luci superiori a 100 metri.

Le verifiche agli altri stati limite di esercizio devono essere effettuate adottando le stesse combinazioni di carico indicate al punto 3.13.1.

3.13.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche di stabilità agli stati limite ultimi devono essere effettuate considerando almeno le seguenti combinazioni di carico:

$G_{UI} = 1{,}35g + 1{,}5q_5 + \Sigma_U$

$G_{UII} = 1{,}35g + 1{,}5(q_1 + q_2) + 0{,}9q_5 + \Sigma_U$

$G_{UIII} = 1{,}35g + 1{,}5(q_1 + q_2 + q_3) + 0{,}75q_5 + \Sigma_U$

Quando i contributi delle azioni permanenti sono a favore della sicurezza in luogo delle espressioni sopraindicate devono essere adottate le seguenti:

$G_{UI} = 0{,}9g + 1{,}5q_5 + \Sigma_U$

$G_{UII} = 0{,}9g + 1{,}5(q_1 + q_2) + 0{,}9q_5 + \Sigma_U$

$G_{UIII} = 0{,}9g + 1{,}5(q_1 + q_2 + q_4) + 0{,}75q_5 + \Sigma_U$

$G_{UIV} = 0{,}95g + 1{,}5(q_1 + q_2 + q_4) + 0{,}75q_5 + \Sigma_U$

$G_{UV} = 0{,}9g + 1{,}5(q_1 + q_2) + 0{,}6(q_3 + q_4 + q_5) + \Sigma_U.$

Il D.M. dei lavori pubblici 24 Gennaio 1986, relativo alle norme tecniche per le costruzioni antisismiche, nella sezione B (criteri generali di progettazione), introduce il coefficiente di protezione sismica.

B.4.2. Coefficiente di protezione sismica

Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume: ***I = 1,4.***

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume: ***I = 1,2.***

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume: ***I = 1,0****.*

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

Si assume ***I = 1,0****.*

B.5. ANALISI STATICA

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica delle strutture soggette a:

a) *un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:*

$$F_h = C\ R\ I\ W$$

b) *un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:*

$$F_h = m\ C\ I\ W$$

nella quale è, in genere, m = 2, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Con C, W, R, I come precedentemente definito.

2.1.2 Post ‘90

Negli anni ’90 sono state introdotte nuove norme tecniche, principalmente aggiornamenti di quelle precedenti, in particolare**: D.M. dei lavori pubblici 4 Maggio 1990** (Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), **D. 14 Febbraio 1992** (Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche), **D.M. 9/01/1996** (Norme tecniche per il calcolo,

l'esecuzione ed il collaudo delle struttura n cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche), **CNR 10011/97** (Aggiornamento delle CNR 10011/88 "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione").

Un importante aggiornamento, relativo al calcolo della risultante delle azioni orizzontali mediante analisi statica, è stato introdotto dal D.M dei lavori pubblici 4 Maggio 1990, che definisce il coefficiente di struttura β:

3.9.1 Coefficiente di struttura b

Deve essere stabilito in relazione allo schema strutturale del ponte, tenuto conto delle caratteristiche di duttilità dell'opera.

In particolare, salvo specifiche indagini, potranno essere assunti i seguenti valori:

per strutture a telaio, quali travate solidali con le pile, archi incastrati, pile a telaio limitatamente alle azioni nel piano del telaio, ecc.: β = 1,0;

per strutture isostatiche ed in genere per strutture con limitata duttilità, quali pile singole di ponti a travata e pile a telaio per quanto riguarda le azioni fuori del piano del telaio:

β= 1,2;

per gli apparecchi di appoggio e i dispositivi di ritegno in genere: β = 2,5.

Prima degli anni '90 compariva un coefficiente di struttura, relativamente agli edifici con strutture intelaiate e di regola assunto pari ad 1 (Sezione C – D.M. 3 Marzo 1975).

3.9.2. Coefficiente di fondazione

Deve essere stabilito sulla base della stratigrafia dei terreni interessati dalle fondazioni, delle loro caratteristiche meccaniche e della morfologia del sito con valori variabili tra ε = 1,0 ε = 1,3.

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti sono le stesse definite dal D.M. 2 Agosto 1980 con l'aggiunta di:

$\varepsilon_4 = scorrimenti\ viscosi$

$\varepsilon_5 = cedimenti\ vincolari$

3.13 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dalle «Norme sulla sicurezza e sui carichi». Di regola, salvo casi particolari adeguatamente motivati, saranno prese in conto le combinazioni di cui alla tabella allegata, con le seguenti precisazioni:

Metodo tensioni ammissibili

AZIONE GRUPPO	g_1	g_2	g_3	ε_1 ***	ε_2	ε_3	ε_4	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
A I	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6 *	0	1	1	1
A III	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0

Stati limite di esercizio fessurazione

AZIONE GRUPPO	g_1	g_2	g_3	ε_1 ***	ε_2	ε_3	ε_4	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
F I	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0,4	0	0	0	0	0
F II	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	ψ_1	ψ_0	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	ψ_2	ψ_0	0	0	0	0	0	0	0

Stati limite ultimi						
AZIONE GRUPPO	**g_1**	**g_2**	**g_3**	**ε_1 (***)**	**ε_2**	**ε_3**
U I	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U II	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U III	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U IV	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)

Stati limite ultimi									
ε_4	**q_1**	**q_2**	**q_3**	**q_4**	**q_5**	**q_6**	**q_7**	**q_8**	**q_9**
1,2 (0)	0	0	0	0	1,5		1,5	1,5	(**)
1,2 (0)	1,5	1,5	0	0	0,9		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3		1,5	1,5	

β_1 = 0,7 per spinta delle terre
β_2 = 0,5 per spinta delle terre
β_1 = 0 per azioni spingenti di origine idraulica
β_2 = 0 per azioni spingenti di origine idraulica
(*) 0,4 per verifiche agli stati limite di esercizio
(**) da valutare per caso
(***) operando con il metodo delle tensioni ammissibili, si rammenta l'obbligo di effettuare la verifica a rottura della sezione.

Dal D. 14 Febbraio 1992 sono state osservate le parti riguardanti l'utilizzo del metodo delle tensioni ammissibili:

3.1.1. Metodo delle tensioni ammissibili

Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse

affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione n = 15. Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali.

3.1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato

Le tensioni ammissibili $\sigma_{c,amm}$, vengono definite in base alla formula sotto indicate, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni Rck:

$$\sigma_{c,amm} = 6 + \frac{R_{ck}-15}{4} \ (N/mm^2)$$

I valori di $\sigma_{c,amm}$ sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione. Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

3.1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di $\tau_{c0,amm}$ ottenuti con l'espressione:

$$\tau_{c0,amm} = 0{,}4 + \frac{R_{ck}-15}{75} \ (N/mm^2)$$

Nelle zone ove le tensioni tangenziali superano $\tau_{c0,amm}$ gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\tau_{c1,amm} = 1{,}4 + \frac{R_{ck}-15}{35} \ (N/mm^2)$$

3.1.5. Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto 6. Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce:

PROSPETTO 6

Tipo di acciaio		Fe B 22 k	Fe B 32 k
$\bar{\sigma}_s$	N(mm^2) [kgf/cm^2]	115 1200	155 1600]

3.1.6. Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto 7. Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata:

PROSPETTO 7

Tipo di acciaio		Fe B 38 k	Fe B 44 k
$\bar{\sigma}_s$	$N(mm^2)$ $[kgf/cm^2)$	215 2200	255 2600]

Il D.M 09/01/1996 fornisce delle indicazioni costruttive sulle regole di dettaglio. Nello specifico, quelle seguite per il caso in esame sono le seguenti:

5.3.4. PILASTRI

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,15 NSd / fyd, dove NSd è la forza normale di calcolo in esercizio per combinazione di carico rara e fyd è la resistenza di calcolo, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva. Quest'ultima limitazione sale al 10% della sezione effettiva nei tratti di giunzione per ricoprimento. In ogni caso il numero minimo di barre longitudinali è quattro per i pilastri a sezione rettangolare o quadrata e

sei per quelli a sezione circolare. Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm. Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm. Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

6.1.4. COPRIFERRO ED INTERFERRO

La superficie dell'armatura resistente, comprese le staffe, deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 0,8 cm nel caso di solette, setti e pareti, e di almeno 2 cm nel caso di travi e pilastri. Tali misure devono essere aumentate, e rispettivamente portate a 2 cm per le solette e a 4 cm per le travi ed i pilastri, in presenza di salsedine marina, di

emanazioni nocive, od in ambiente comunque aggressivo. Copriferri maggiori possono essere utilizzati in casi specifici (ad es. opere idrauliche).

Le superfici delle barre devono essere mutuamente distanziate in ogni direzione di almeno una volta il diametro delle barre medesime e, in ogni caso, non meno di 2 cm. Si potrà derogare a quanto sopra raggruppando le barre a coppie ed aumentando la mutua distanza minima tra le coppie ad almeno 4 cm.

Per le barre di sezione non circolare si deve considerare il diametro del cerchio circoscritto.

2.2. Descrizione del caso studio

La realizzazione dei ponti con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo non è standard. In linea generale, ponti appartenenti a questa casistica sono costituiti da più campate (*multi-span*) e quelle di bordo sono più corte per ottimizzare la distribuzione dei momenti flettenti positivi.

Un esempio generale dello sviluppo longitudinale di questa categoria di ponti è di seguito rappresentato (Figura 2.2.1):

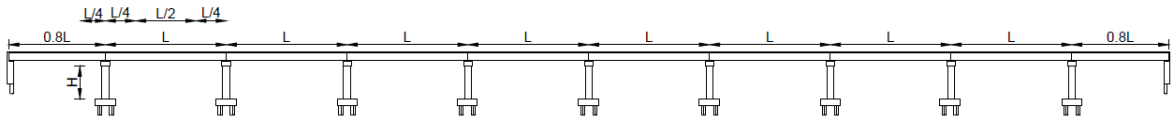

Figura 2.2.1-Esempio di sviluppo longitudinale dell'impalcato

Il caso studio oggetto di analisi è un ponte lungo 250m, costituito da 5 campate aventi luce costante di 50. Viene di seguito descritto nel dettaglio.

2.2.1. Impalcato

L'impalcato è costituito da due sezioni tipo composte bi-trave: una relativa alle zone di appoggio e una relativa alle zone di campata, in accordo allo schema sottostante (Figura 2.2.1.1)

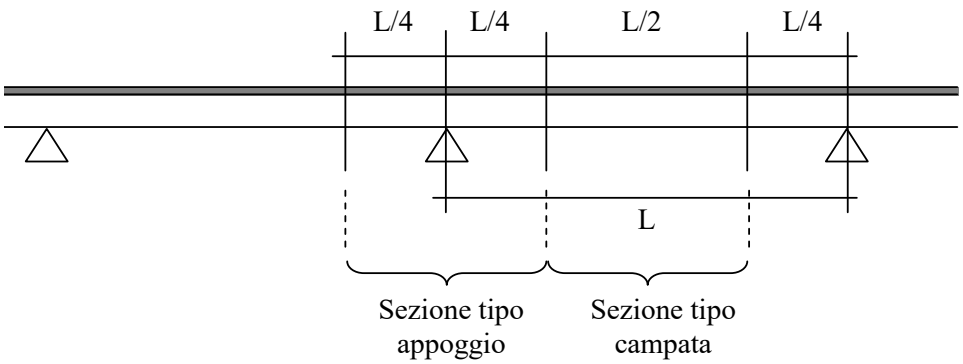

Figura 2.2.1.1- Schema longitudinale della suddivisione in sezioni dell'implacato

La soletta è realizzata in calcestruzzo C30/37, larga 12,5 m e ha uno spessore di 25 cm. Le due travi, in acciaio S355, hanno un profilo a doppio T asimmetrico con altezza pari a 1900 mm, larghezza dell'ala superiore pari a 800 mm e di quella inferiore pari a 1000 mm. Gli spessori scelti per le lamiere delle sezioni di appoggio e campata sono rappresentati in Figura 2.2.1.2:

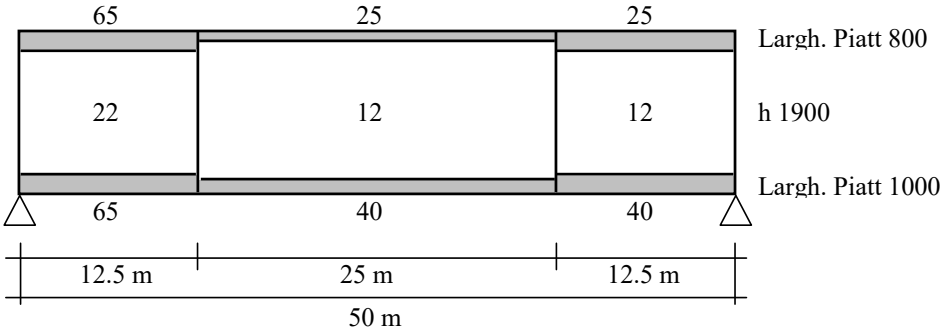

Figura 2.2.1.2- Spessori delle lamiere per le sezioni dell'impalcato

Di seguito la rappresentazione delle due sezioni trasversali (Figura 2.2.1.3, Figura 2.2.1.4).

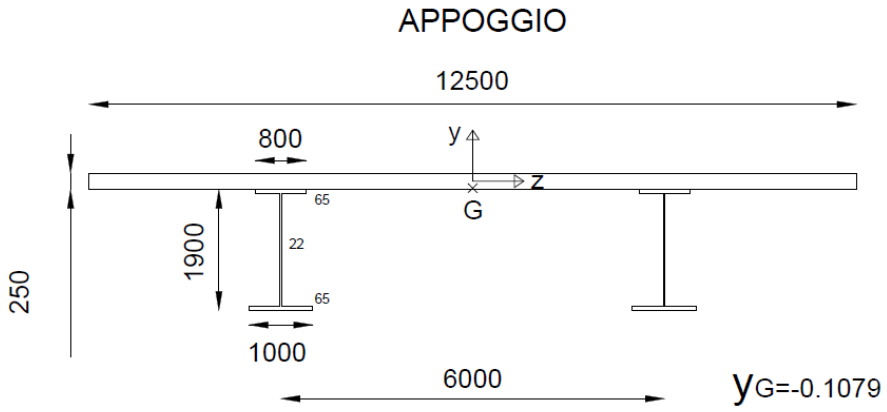

Figura 2.2.1.3- Sezione trasversale di appoggio

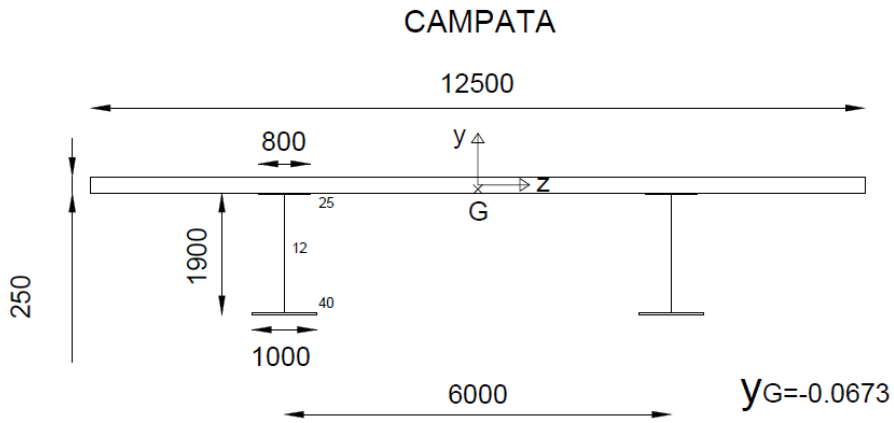

Figura 2.2.1.4- Sezione trasversale di campata

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati per gli elementi dell'impalcato vengono riportate nelle seguenti tabelle (Tabella 2.2.1.1 e Tabella 2.2.1.2).

CALCESTRUZZO C 30/37		
ρ kN/m3]	25,000	Peso specifico
fck [Mpa]	30,000	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
Rck [Mpa]	37,000	Resistenza cubica caratteristica a compressione
fcu [Mpa]	17,402	Resistenza ultima a compressione
ec0	0,0020	Deformazione limite del tratto parabolico
ecu	0,0035	Deformazione ultima
Ecm [Mpa]	32836,568	Modulo elastico

Tabella 2.2.1.1- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo C30/37

ACCIAIO S355		
ρ [kN/m3]	78,5	Peso specifico
fyk [Mpa]	335	Tensione di snervamento
fuk [Mpa]	470	Tensione ultima
fyd [Mpa]	319	Resistenza di calcolo
es	0,02	Deformazione allo snervamento
esu	0,1	Deformazione ultima
E [Mpa]	210000	Modulo elastico
G [Mpa]	80769,23	Modulo di taglio

Tabella 2.2.1.2-Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S355

2.2.2. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i pesi permanenti e i pesi portati. Nelle Tabella 2.2.2.1 e Tabella 2.2.2.2 sono riassunti i calcoli dei pesi proprio eseguiti rispettivamente per la sezione di campata e per quella di appoggio.

CAMPATA								
Soletta in cls								
s [m]	w [m]	A [m2]	rho [kN/m3]	$W_{soletta}$ [kN/m]				
0,25	12	3	25	75				
Travi in acciaio								
w1	t1	t2	h2	w3	t3	A [m2]	rho [kN/m3]	W_{travi} [kN/m]
0,8	0,025	0,012	1,835	1	0,04	0,16404	78,5	12,88

Tabella 2.2.2.1– Pesi propri della sezione di campata

APPOGGIO								
Soletta in cls								
s [m]	w [m]	A [m2]	rho [kN/m3]	$W_{soletta}$ [kN/m]				
0,25	12	3	25	75				
Travi in acciaio								
w1	t1	t2	h2	w3	t3	A [m2]	rho [kN/m3]	W_{travi} [kN/m]
0,8	0,065	0,022	1,77	1	0,065	0,31188	78,5	24,48

Tabella 2.2.2.2– Pesi propri della sezione di appoggio

Ai pesi propri, calcolati per unità di lunghezza, si sommano i pesi portati, il cui valore è stato ipotizzato, coerentemente con la tipologia di impalcato, pari a 33 kN/m. Nelle seguenti Tabella 2.2.2.3 e Tabella 2.2.2.4 il carico complessivamente agente sulle due sezioni esaminate.

CAMPATA		
PESI PROPRI [kN/m]	PESI PORTATI [kN/m]	TOTALE [kN/m]
87,88	33	120,88

Tabella 2.2.2.3 Carichi agenti sulla sezione di campata

APPOGGIO		
PESI PROPRI [kN/m]	PESI PORTATI [kN/m]	TOTALE [kN/m]
99,48	33	132,48

Tabella 2.2.2.4 Carichi agenti sulla sezione di appoggio

Fatti questi calcoli, nella previsione di progettare un eventuale traverso reticolare con l'importante scopo di ridistribuire gli sforzi di taglio derivanti dall'azione sismica trasversale, sono stati considerati i pesi complessivi pari a 150 kN/m.

2.2.3. Pile

Le pile sono state progettate con il metodo delle tensioni ammissibili, come riportato nel D.M dei lavori pubblici 4 Maggio 1990.

È stata calcolata la risultante delle forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma, ipotizzato trasversale, attraverso analisi statica:

$$F_h = \beta\ C\ R\ I\ W$$

Dove:

- $\beta = 1{,}2$
- $C = \frac{S-2}{100}$
- $I = 1$
- W è il peso della massa che compete all'i-esima pila.

S è il grado di sismicità che compete alla zona in cui è inquadrata l'opera; poiché in parallelo a questo studio ne sono stati condotti altri relativi a opere presenti nel territorio marchigiano e nello specifico a Chiaravalle, è stato preso lo stesso grado di sismicità che è pari a 9. Di seguito un ritaglio dell'elenco delle zone sismiche delle regioni d'Italia e il relativo gradi di sismicità.

REGIONE MARCHE

Legenda:

(1) Confermato sismico con D.M.10 febbraio 1983 (G.U. 23 marzo 1983 n. 80)
(2) Dichiarato sismico con il decreto di cui al n.(1)

Provincia di ANCONA

Comuni con grado di sismicità S = 9

AGUGLIANO (1) (2) *
ANCONA (1)
ARCEDIA (2)
BARBARA(2)
BELVEDERE OSTRENSE (1)
CAMERANO (1)
CAMERATA PICENA (1)
CATELBELLINO (2)
CASTEL COLONNA (1)
CASTELFIDARDO (1)
CASTELLEONE Di SUASA (2)
CASTELPLANIO (2)
CERRETO D'ESI (2)
CHIARAVALLE (1)
CORINALDO (1)
POLVERIGI (1)
RIPE (1)
ROSORA(2)
SAN MARCELLO (1)
SAN PAOLO DI JESI (2)
SANTA MARIA NUOVA (2)
SASSOFERRATO (2)
SENIGALLIA (1)
SERRA DEI CONTI (2)
SERRA SAN QUIRICO (2)
SIROLO (1)
STAFFOLO (2)

Provincia di ASCOLI PICENO

Comuni con grado di sismicità S = 9

ACQUASANTA TERME (2)
AMANDOLA (2)

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei pesi che competono alla pila i-esima (Tabella 2.2.3.1).

G_1 [kN/m]	117
G_2 [kN/m]	33
$G_{1\ pulvino}$ [kN]	613,8

Tabella 2.2.3.1- Pesi relativi alla pila i-esima

Il pulvino è un parallelepipedo di calcestruzzo C30/37 con dimensioni in pianta 9,30 x 2,20 e spessore di 1,20 m.

È stata quindi calcolata l'azione sismica (Tabella 2.2.3.2):

C	0,07
R	1
I	1
β	1,2
F_{deck} [kN]	630

Tabella 2.2.3.2-Azione sismica

I valori di progetto sono stati ottenuti attraverso l'utilizzo di un foglio di calcolo Excel. È stato messo a punto per valutare le sollecitazioni agenti alla base della pila ed eseguirne le verifiche alle tensioni ammissibili e a taglio.

I valori di input sono stati $\frac{H}{D} = 5$ e D. Fissato $\frac{H}{D} = 5$, come previsto per il caso che si vuole analizzare tra quelli presenti nella matrice, è stato fatto variare D procedendo per tentativi ai fini del soddisfacimento delle verifiche e cercando di ottenere la condizione più ottimale sia dal lato calcestruzzo che dal lato acciaio.

Di seguito è riportata la tabella dei dati gestiti: le caselle in giallo indicano i dati di input, gli altri sono stati calcolati automaticamente (Tabella 2.2.3.3)

Geometria pila		
H/D	5	
D [m]	2,2	Diametro della pila
H [m]	11	Altezza della pila
Wpila [kN]	950,3318	Peso della pila (Ip: pulvino alto 1m)
Azione sismica		
C	0,07	coefficiente di intensità sismica
R	1	coefficiente di risposta
I	1	Coefficiente di protezione sismica
beta	1,2	coefficiente di struttura
Forze sismiche		
Fdeck [kN]	630	Forza sismica massa impalcato
e Fdeck [m]	14,3	Altezza di applicazione di Fdeck
Mdeck [kNm]	9009	Momento flettente alla base della pila
Fpulv-pila [kN]	78,16849	Forza sismica massa pulvino e 1/3 massa pila
e Fdeck [m]	11	Altezza di applicazione di Fpulv-pila
Mdeck [kNm]	859,8534	Momento flettente alla base della pila
Sollecitazioni sezione di base della pila		
N [kN]	9064,132	Sforzo normale
V [kN]	708,1685	Taglio
M [kN]	9868,853	Momento flettente

Tabella 2.2.3.3- Dati di input e risultati per il calcolo delle sollecitazioni sulle pile

Si riporta di seguito il progetto della sezione di base della i-esima pila (Tabella 2.2.3.4):

Progetto sezione di base della pila	
c [m]	0,05
n arm	55
diam [mm]	30
ro	1,02%
Rck [kg/cmq]	450
$\sigma_{c,adm}$ [Mpa]	13,5
$\sigma_{s,adm}$ [Mpa]	255
tau c0 [Mpa]	0,8
tau c1 [Mpa]	2,26
E [kN/mq]	34625485,24

$\sigma_{c,max}$ [Mpa]	12,152
$\sigma_{c,\ min}$ [Mpa]	0,00
$\sigma_{s,max}$ [Mpa]	173,40
$\sigma_{s,min}$ [Mpa]	-187,22
diam st [mm]	16
deq [mm]	1768,45
ni	0,5
Vrcd [kN]	1181,77
Asw/s [mmq/mm]	1,74
s [mm]	230,46

Tabella 2.2.3.4-Dati di input e risultati per il progetto della sezione di base della pila

In giallo sono evidenziati i dati inseriti e in verde i valori risultanti che soddisfano le verifiche alle tensioni ammissibili e a taglio.

Riassumendo, i dati di progetto della pila sono di seguito riportati (Tabella 2.2.3.5):

H/D	5
D [m]	2,2
H [m]	11
n arm	55
d arm [mm]	30
d staffe [mm]	16
s staffe [mm]	230

Tabella 2.2.3.5-Dati provenienti dal progetto della pila

Come si può notare dalla Tabella 2.2.3.4 è stato usato un calcestruzzo di classe C35/45. Operare questa scelta è stato necessario ai fini di soddisfare la verifica alle tensioni ammissibili che penalizza il comportamento del calcestruzzo.

Prima di riportare le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, è necessario introdurre una distinzione tra due regioni della sezione con comportamento meccanico differente. La zona relativa la copriferro, il cui calcestruzzo è identificato come calcestruzzo non confinato, risulta essere più debole proprio perché non risente del confinamento da parte delle staffe; la zona interna alla gabbia di armatura, il cui calcestruzzo è identificato come confinato, beneficia invece dell'effetto dell'armatura trasversale che ha un effetto positivo sulle caratteristiche meccaniche.

Di seguito (Figura 2.2.3.1) il diagramma tensione-deformazione di calcestruzzo confinato e non.

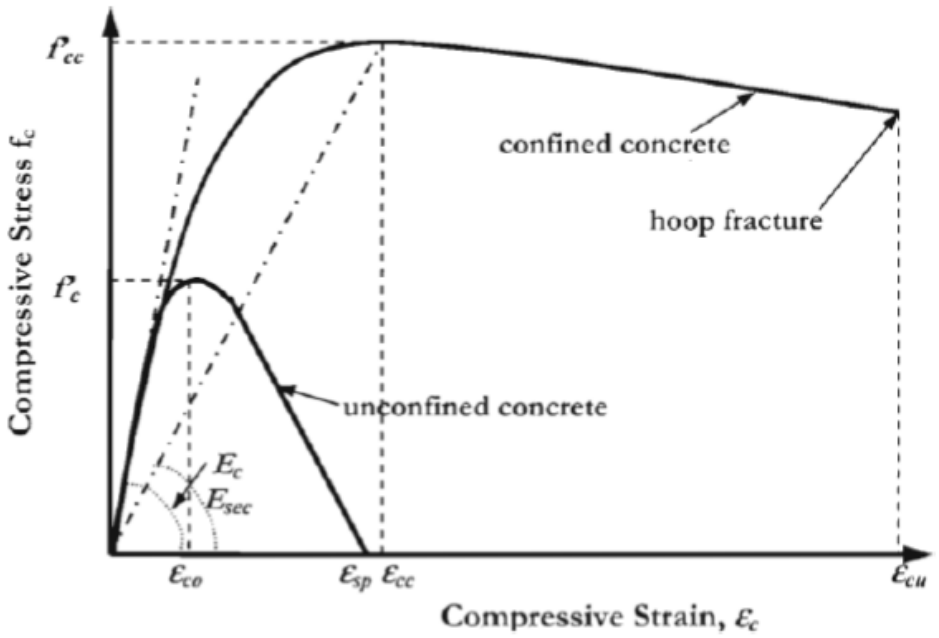

Figura 2.2.3.1 -Legame costitutivo di calcestruzzo confinato e non confinato

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo non confinato sono riportate nella Tabella 2.2.3.6:

CALCESTRUZZO C 35/45		
ρ [kN/m3]	25,000	Peso specifico
fck [Mpa]	35,000	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
Rck [Mpa]	45,000	Resistenza cubica caratteristica a compressione
fcu [Mpa]	21,170	Resistenza ultima a compressione
ec0	0,002	Deformazione limite del tratto parabolico
ecu	0,004	Deformazione ultima
Ecm [Mpa]	34077,146	Modulo elastico

Tabella 2.2.3.6- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo C35/45 non confinato

Le proprietà del calcestruzzo confinato sono state calcolate seguendo il modello *di Mander, Priestley e Park (1988)*.

La teoria alla base del modello si fonda sul calcolo dell'effettiva tensione laterale di confinamento f_l:

$$f_l' = 0{,}5\, k_e \rho_v f_{yh}$$

Dove:

- $k_e = 0{,}95$ è il coefficiente di confinamento effettivo;

- $\rho_v = \frac{4A_h}{D_s s}$ è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, con A_h area trasversale della staffa circolare, D_s diametro confinato e s passo delle staffe;
- f_{yh} è la tensione di snervamento delle staffe.

La tensione di picco del calcestruzzo confinato si calcola come segue:

$$f'_{cc} = f'_{c0}(-1{,}254 + 2{,}254\sqrt{1 + \frac{7{,}94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2\frac{f'_l}{f'_{c0}}$$

Dove $f'_{c0} = f_{cu}$ è la tensione ultima del calcestruzzo non confinato.

In un foglio di calcolo sono state inserite le formule suddette e sono state ottenute le proprietà meccaniche del calcestruzzo confinato, riportate in Tabella 2.2.3.7:

CALCESTRUZZO CONFINATO C35/45		
f'cc	23,308	Resistenza ultima a compressione
f'l	0,319	Resistenza laterale effettiva
εcc	0,007	Deformazione in corrispondenza del picco
Ec	23005,434	Modulo elastico
Esec	3465,347	Modulo secante

Tabella 2.2.3.7- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo confinato

Per le barre di armatura è stato usato acciaio di carpenteria B450C che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche (Tabella 2.2.3.8)

ACCIAIO B450C		
ρ [kN/m3]	78,50	peso specifico
fyk [Mpa]	450,00	Tensione di snervamento
fuk [Mpa]	540,00	Tensione ultima
fyd [Mpa]	391,30	Resistenza di calcolo
es	0,002	Deformazione allo snervamento
esu	0,010	Deformazione ultima
Es [Mpa]	210000,00	Modulo elastico

Tabella 2.2.3.8- Caratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C

2.2.4. Appoggi

Gli appoggi sono elementi strutturali che consentono la trasmissione dei carichi e facilitano l'assorbimento delle traslazioni e delle rotazioni. Nelle strutture composte, consentono gli spostamenti causati da: temperatura, ritiro e viscosità, sollecitazioni sismiche; le rotazioni sono invece prodotte da: azioni in curva, carichi da traffico, carichi da vento, disallineamento degli appoggi in fase di costruzione.

Nel ponte esaminato, in corrispondenza di ogni pila sono presenti 2 appoggi. Generalmente i dispositivi usati nelle opere con impalcato a sezione mista sono quelli realizzati in PTFE-Acciaio. La forza massima è basata sull'attrito del dispositivo, che nelle direzioni scorrevoli può essere assunto pari a 0,0125. Questo valore così basso di attrito si adatta bene al comportamento di un ponte con impalcato leggero, quale è quello a sezione mista.

Nel caso analizzato tuttavia, sono stati modellati appoggi semirigidi in neoprene con lo scopo di confrontare i risultati delle applicazioni con quelli di un ponte gemello in cemento armato modellato con appoggi tipicamente adottati per la sua tipologia, quelli semirigidi in neoprene.

Lo schema di appoggio dell'opera è quello perfettamente isostatico che prevede quattro tipi di dispositivi: fisso, unilaterale trasversale, unilaterale longitudinale e multidirezionale (Figura 2.2.4.1)

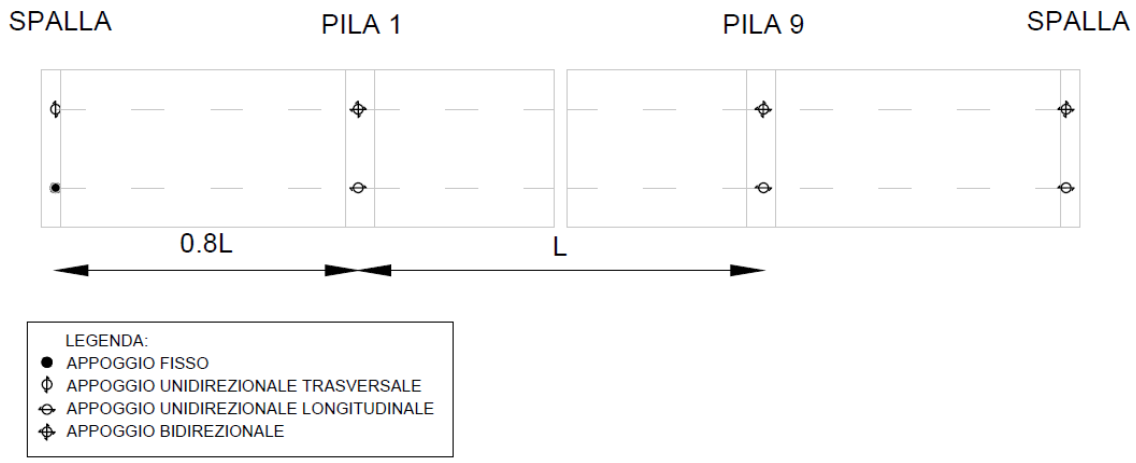

Figura 2.2.4.1 -Schema di appoggio

Il manuale divulgato dalla Società "Autostrade per l'Italia S.p.a" allo scopo di fornire una guida per operare la procedura AVS nella valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico dei ponti Autostradali, fornisce precise indicazioni su diversi tipi di appoggi.

Tra questi, quelli di interesse per il caso di studio. Si riportano i legami costitutivi sia degli appoggi semirigidi in neoprene (modellati) sia di quelli in PTFE-Acciaio (tipicamente adottati per i ponti con impalcato a sezione mista).

Appoggi semirigidi in neoprene

Il legame costitutivo di questa tipologia di dispositivi è di seguito rappresentato (Figura 2.2.4.2):

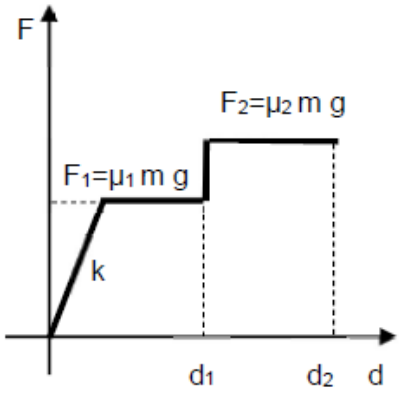

Figura 2.2.4.2 -Legame costitutivo degli appoggi semirigidi in neoprene

Sono caratterizzati da un comportamento visco-elastico fino al raggiungimento della forza $F_1 = \mu_1 mg$ associata alla rottura a taglio del dispositivo o allo scorrimento al contatto acciaio-neoprene. Raggiunto un certo spostamento massimo d_1, si sviluppa una resistenza $F_2 = \mu_2 mg$ e si ha lo scorrimento tra impalcato e pulvino su una superficie di contatto acciaio-calcestruzzo con coefficiente di attrito μ_2 fino alla perdita di appoggio.

Il coefficiente di attrito μ_1 può essere assunto pari a $0{,}25$ mentre μ_2 si può assumere pari a $0{,}5$; mg è la massa competente il singolo appoggio.

Gli appoggi in neoprene presentano lo stesso comportamento meccanico in direzione longitudinale e trasversale in termini di forza, mentre gli spostamenti limite del dispositivo e di perdita di appoggio dipendono dalle caratteristiche geometriche nella direzione considerata. La rigidezza K si determina con la seguente formula: $K = {GA}/{t}$, dove:

- G è il modulo di rigidezza a taglio, generalmente pari ad 1 GPa;
- A è l'area dell'appoggio calcolata sulla base delle sue dimensioni in pianta;
- t è lo spessore totale della gomma. In mancanza di dati, in prima battuta, è possibile assumere un valore di riferimento nell'intervallo dei valori tipici riscontrati per le opere della rete: 2,4-3,6 cm. È stato assunto un valore pari a 30 cm.

Gli appoggi in neoprene possono presentare zanche di ancoraggio al pulvino e all'impalcato. In presenza di zanche si avrà il meccanismo di rottura a taglio, in assenza il meccanismo può risultare di rottura a taglio o di rottura per scorrimento a seconda delle caratteristiche dell'appoggio e in base ai carichi agenti.

Il comportamento descritto non è ottimale quando si vogliono indagare comportamenti della struttura che, sottoposte ad intensità crescenti, potrebbero presentare un comportamento ciclico. Si è scelto quindi di riprodurre nel modello un comportamento fissando un solo gradino, scelto pari a $F_{1D} = \mu_{1D} mg = 937{,}5\ kN$.

Appoggi in PTFE-Acciaio fissi

Di seguito è rappresentato il legame costitutivo in direzione longitudinale e trasversale (Figura 2.2.4.3):

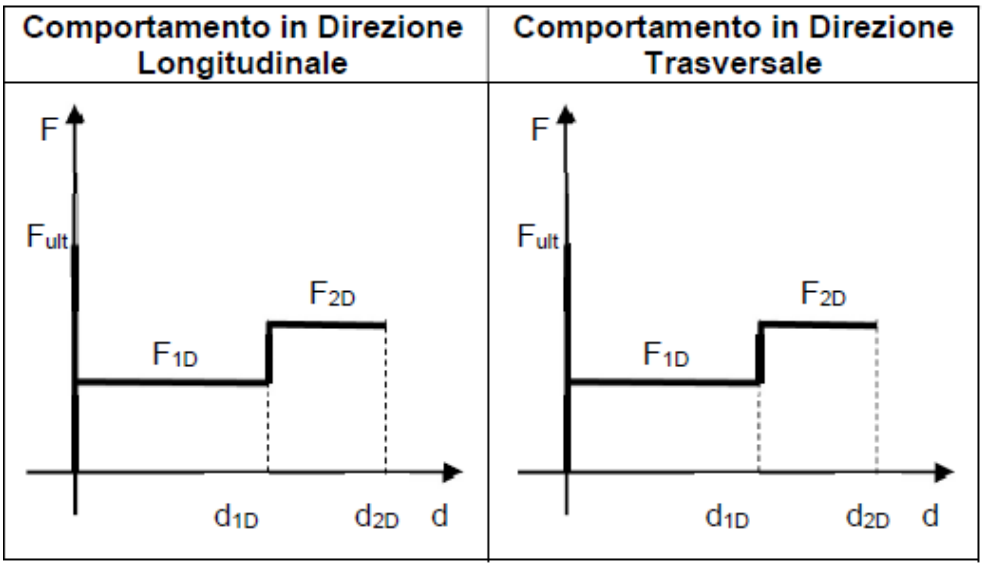

Figura 2.2.4.3 - Legame costitutivo degli appoggi PTFE-Acciaio fissi

Questo comportamento tradotto significa che una volta raggiunta la rottura del dispositivo, in corrispondenza di F_{ult}, si sviluppa una resistenza residua F_{1D} di tipo attritivo legata a valori di attrito intermedi tra quelli al contatto PTFE-acciaio e acciaio-acciaio μ_{1D}. Tale resistenza è proporzionale alla massa competente l'appoggio, quindi $F_{1D} = \mu_{1D} mg$. In una seconda fase si sviluppa invece una resistenza F_{2D} legata a valori di attrito superiori μ_{2D} associati allo scorrimento acciaio-calcestruzzo tra impalcato e pulvino. Quest'ultima resistenza assume la forma $F_{2D} = \mu_{2Dmg}$.

Il coefficiente μ_{1D} può essere assunto pari a $0{,}25$ in mancanza di dati specifici; il coefficiente μ_{2D} può essere assunto pari a $0{,}5$.

Appoggi in PTFE-Acciaio scorrevole

Il legame costitutivo degli appoggi mobili sono riportati dal manuale come segue (Figura 2.2.4.4):

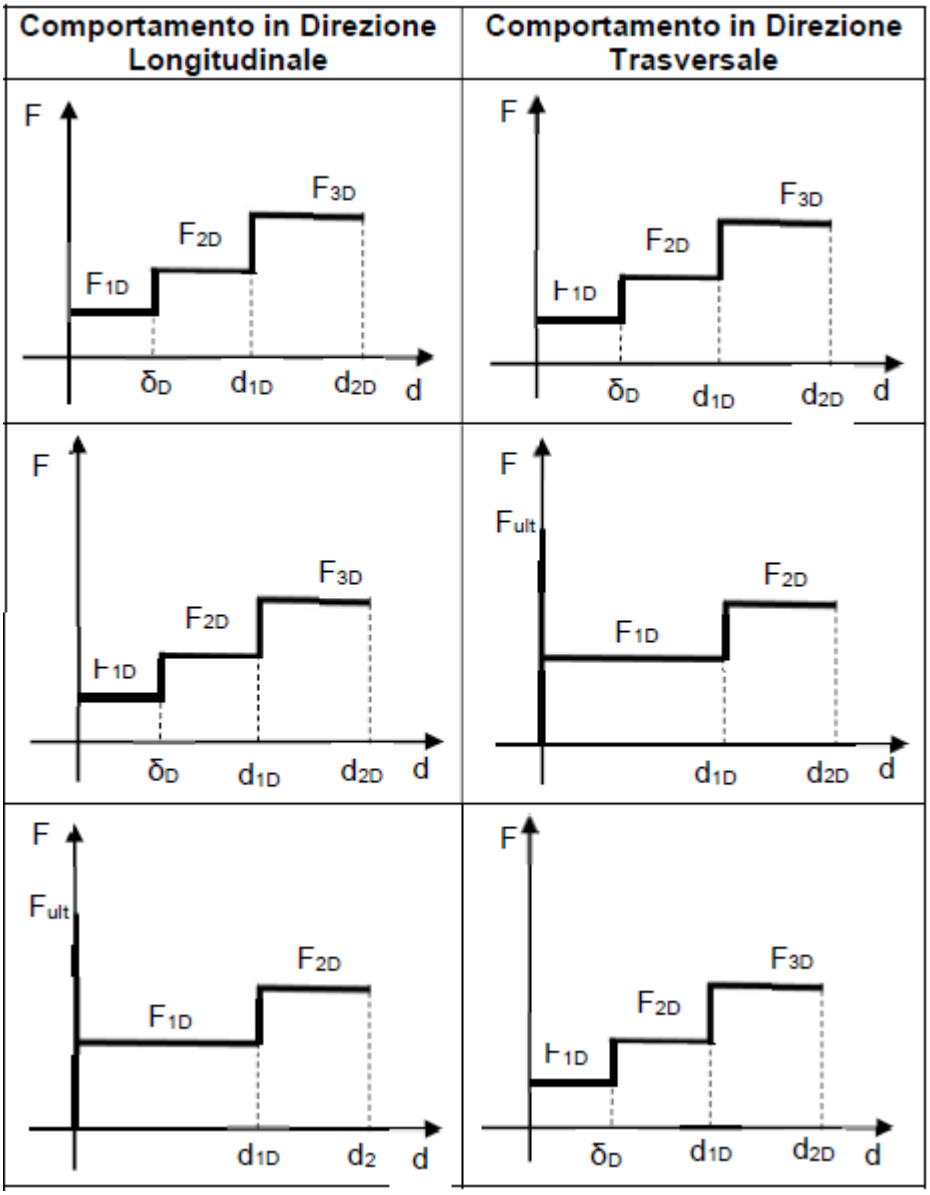

Figura 2.2.4.4-Legame costitutivo degli appoggi PTFE-Acciaio scorrevoli

In alto è raffigurato il legame costitutivo degli appoggi multidirezionali, nel mezzo quello degli appoggi unidirezionali longitudinali e infine di quelli unidirezionali trasversali.

Si può notare come nella direzione di scorrimento il comportamento sia lo stesso per tutti i dispostivi: il comportamento è attritivo ed evolve variando tre differenti coefficienti di attrito, a seconda delle superfici di scorrimento a contatto. Inizialmente, l'attrito è pari a μ_{1D}che si sviluppa fino alla corsa massima del dispositivo; raggiunta la corsa massima nasce una resistenza residua legata al contatto PTFE-acciaio e acciaio-acciaio μ_{2D}e infine si

sviluppa una fase in cui i valori di attrito μ_{3D} sono superiori e associati allo scorrimento acciaio-calcestruzzo tra impalcato e pulvino.

I valori dei coefficienti di attrito possono essere assunti rispettivamente pari a $\mu_{1D} = 0{,}0125$, $\mu_{2D} = 0{,}25$ e $\mu_{3D} = 0{,}5$.

Nei dispositivi bidirezionali, il comportamento appena descritto di sviluppa in entrambe le direzioni; nei dispositivi unidirezionali si può notare invece come nella direzione di scorrimento impedito il comportamento sia lo stesso di quello descritto per gli appoggi fissi.

Negli anni '90, ancorare gli appoggi con le zanche non era una regola: venivano fissati in tal modo solamente gli appoggi fissi, quelli scorrevoli, spesso venivano fissati con resina.

2.3. Capacità

La dichiarazione di fragilità fornisce, come detto, la probabilità che la domanda sismica effettiva (D) su un componente del ponte soddisfi o superi la sua capacità (C), che è rappresentativa di un certo livello di performance (LP) di interesse.

Le curve di fragilità possono essere generate per ogni componente dell'opera che si vuole monitorare. Allora per ognuno di questi è necessario fissare le soglie di prestazione secondo un criterio scelto.

Per l'opera in esame è stato scelto di monitorare lo spostamento in corrispondenza della testa delle pile nella direzione del sisma (trasversale all'opera) e lo spostamento relativo tra la base fissa e scorrevole dei dispositivi di appoggio, anch'esso nella direzione trasversale allo sviluppo longitudinale dell'opera. Questi parametri monitorati sono gli EDP, ovvero i parametri di domanda.

Per il caso in esame, per la scelta delle soglie di prestazione si è fatto riferimento alle indicazioni riportate nel "Manuale utente della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali" fornito dalla società Autostrade per l'Italia S.p.a.

Per le pile, i LP sono definiti direttamente sul legame bilineare forza-spostamento della pila.

Si definiscono, in particolare, 5 Livelli Prestazionali, in funzione dello spostamento di plasticizzazione d_y e dello spostamento ultimo d_u della pila.

In particolare:

- LP1 corrisponde al raggiungimento dello spostamento di plasticizzazione della pila d_y;
- LP2 corrisponde ad 1/3 dello spostamento relativo (d_u –d_y) in aggiunta allo spostamento d_y;
- LP3 corrisponde a 2/3 dello spostamento relativo (d_u –d_y) in aggiunta allo spostamento d_y;
- LP4 è assunto pari a 3/4 dello spostamentod_u;
- LP5 al raggiungimento dello spostamento ultimo d_u per rottura a flessione, flessione-taglio o taglio della pila.

Per pile a comportamento fragile (rottura anticipata a taglio) si assume LP1 ≡ LP2 ≡ LP3 ≡ LP4 ≡ LP5.

Ai fini della definizione degli stati limite si assume, coerentemente con quanto previsto dalle NTC 2018, LP1=SLD, LP4 = SLV e LP5 = SLC.

Con l'ausilio del software MATLAB e di un foglio di calcolo Excel opportunamente calibrato, è stato possibile determinare le soglie di prestazione delle pile del caso esaminato a partire dal diagramma momento curvatura $M - \chi$. Il legame momento-curvatura di una sezione fornisce importanti informazioni sulla sua duttilità. In particolare, si può definire la curvatura al limite elastico e la curvatura ultima, cui corrisponde la rottura della sezione.

Il legame momento-curvatura di una sezione in cemento armato è influenzato da tre elementi chiave:

- quantità di armatura;
- entità dello sforzo normale;
- dimensioni della sezione.

Definita una sezione in cemento armato (dimensioni geometriche e armatura), a ogni momento applicato M corrisponde una curvatura $1/r$. L'area al di sotto del diagramma momento-curvatura, rappresenta l'energia per unità di lunghezza che l'elemento strutturale ha immagazzinato, si potrebbe dire che rappresenti l'energia della sezione. Se si volesse passare dall'energia immagazzinata nella sezione a quella dell'intero elemento si dovrebbe integrare il diagramma momento-curvatura sull'intera lunghezza dell'elemento.

La capacità di una sezione di esibire rotazioni in campo plastico dipende dal valore della curvatura ultima che la sezione è in grado di raggiungere e che è nota dal legame costitutivo.

La relazione momento-curvatura in cui l'acciaio teso giunge a snervamento può essere idealizzata con una trilatera, però è sufficientemente accurato rappresentare la curva anche con una bilatera. Infatti, l'idealizzazione trilineare meglio rappresenta l'effettivo comportamento della sezione nel suo primo caricamento, ma, una volta che la fessurazione si è stabilizzata, la relazione $M - \chi$ è approssimativamente lineare fino all'inizio dello snervamento. Dunque, le relazioni bilineari sono idonee a rappresentare travi già fessurate. Il diagramma bilineare descrive eccellentemente la legge di variazione del momento in funzione della curvatura. Inoltre, essendo costituito da due rette risulta immediato operare in modo semplificato per ottenere tale diagramma. Infatti, con l'ausilio di tre punti noti è possibile diagrammare la relazione momento-curvatura ottenendo così un diagramma seppur semplificato ma che descriva bene il reale comportamento della sezione. I punti di interesse sono:

- L'origine degli assi;
- Il gomito del diagramma, che corrisponde allo snervamento delle armature tese $(\chi_y - M_y)$;
- L'ultimo punto che corrisponde allo stato limite ultimo per il calcestruzzo, di coordinate $(\chi_u - M_u)$.

La curvatura di snervamento è associata allo snervamento dell'acciaio e la curvatura ultima dipende dal raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo.

Di seguito (Figura 2.3.1) si riporta il digramma momento-curvatura della sezione di base della pila con la rispettiva approssimazione bilineare al modello elasto-plastico ideale, dove $M_u = M_y$, non viene considerato quindi l'incrudimento. Il punto rosso individua il punto di primo snervamento dell'armatura.

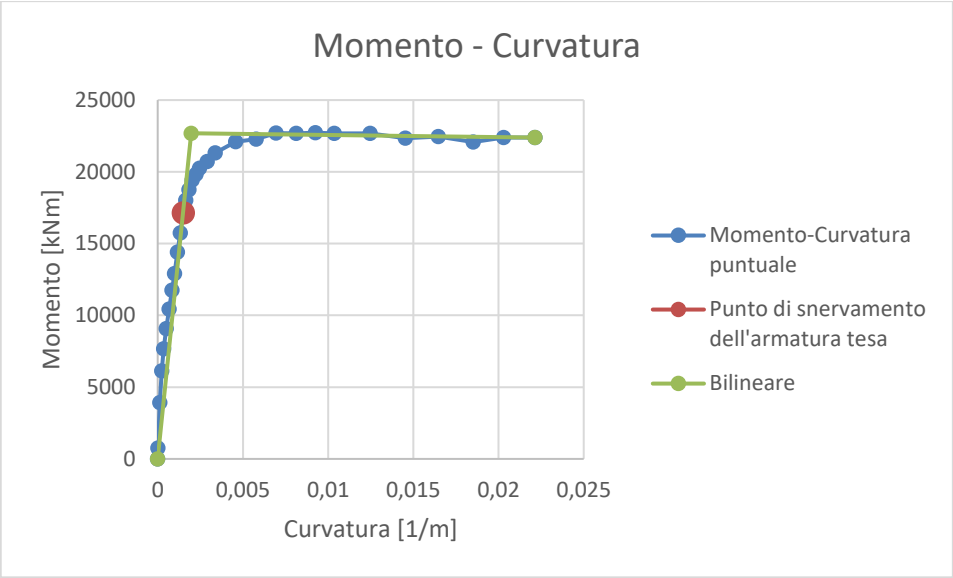

Figura 2.3.1-Diagramma momento-curvatura della i-esima pila

Integrando due volte la curvatura di snervamento e quella di rottura sull'altezza della pila si ottiene rispettivamente lo spostamento di snervamento e quello di rottura della pila, in corrispondenza del suo punto di attacco al pulvino. Tali valori di spostamento sono riportati nella Tabella 2.3.1

dy [m]	0,06417
du [m]	0,26565

Tabella 2.3.1-Spostamento di snervamento e ultimo della pila i-esima

Noti questi valori, è stato possibile determinare le soglie di prestazione così come definito nel manuale AVS (Tabella 2.3.2Tabella). La soglia LP0 non viene presa in considerazione come capacità prestazionale della pila alla plasticizzazione, la soglia relativa a questo meccanismo è la LP1 proveniente dall'approssimazione bilineare.

LP0	Primo snervamento [m]	0,06417
LP1	Snervamento bilineare [m]	0,08488
LP2	dy+1/3(du-dy) [m]	0,13133
LP3	dy+2/3(du-dy) [m]	0,19849
LP4	3/4du [m]	0,199238
LP5	du [m]	0,26565

Tabella 2.3.2-Soglie prestazionali per la pila i-esima

Per gli apparecchi di appoggio nel manuale AVS vengono definiti 3 Livelli Prestazionali, corrispondenti a differenti stati di danneggiamento.

Innanzitutto, è necessario distinguere tre tipologie di dispositivi in base al loro comportamento meccanico, espresso in termini di forza-spostamento non lineare: fisso,

semirigido, scorrevole. Nella Figura 2.3.2 sono rappresentati i corrispondenti legami costitutivi.

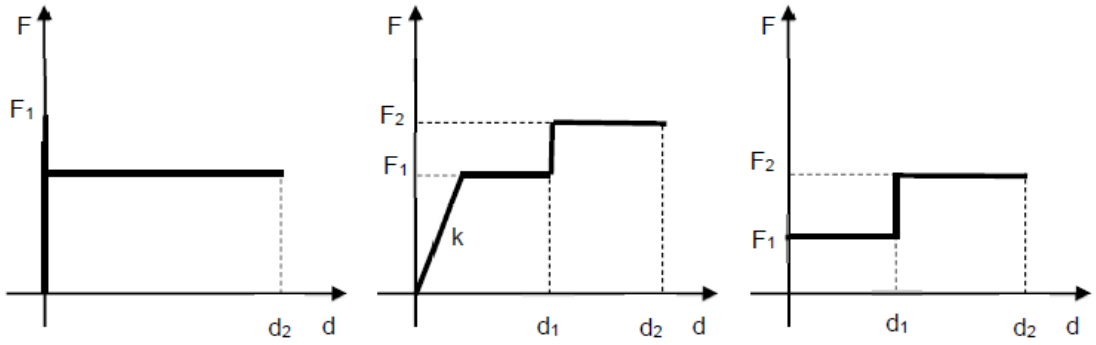

Figura 2.3.2-Legame costitutivo delle tipologie di dispositivi di appoggio: fisso, semirigido, scorrevole

Le tre tipologie di legame suddette, in maniera singola o attraverso opportune combinazioni, consentono di definire il comportamento dei più comuni apparecchi di appoggio impiegati sulle opere infrastrutturali.

Vengono descritti brevemente i legami costitutivi dei dispositivi sopra introdotti:

- Appoggio fisso: presenta un comportamento rigido fino alla rottura (fragile) del dispositivo a taglio, seguita da un comportamento di tipo attritivo fino alla perdita di appoggio dell'impalcato;
- Appoggio semirigido: presenta un comportamento visco-elastico fino allo scorrimento o alla rottura del dispositivo, seguito da un comportamento di tipo attritivo legato allo scorrimento al contatto impalcato-pulvino o alla perdita di appoggio;
- Appoggio scorrevole: presenta un comportamento attritivo che interessa dapprima le superfici di scorrimento del dispositivo e in seguito, raggiunta la fine corsa del dispositivo, le superfici impalcato-pulvino fino alla perdita di appoggio.

I LP degli apparecchi di appoggio sono i seguenti:

- Per gli appoggi fissi: LP1 corrisponde al raggiungimento della resistenza a taglio; LP2 al raggiungimento del 50% della corsa disponibile e LP3 associato alla perdita di appoggio dell'impalcato;
- Per gli appoggi semirigidi: LP1 corrispondente alla rottura del cuscinetto o allo scorrimento al contatto impalcato-neoprene, LP2 corrispondente all'inizio dello

scorrimento impalcato-pulvino al contatto acciaio-calcestruzzo, LP3 corrispondente al collasso per perdita di appoggio dell'impalcato;

- Per gli appoggi scorrevoli: LP1 corrispondente al raggiungimento dei limiti operativi dell'apparecchio di appoggio, LP2 corrispondente alla rottura dell'apparecchio (valutato convenzionalmente per uno spostamento pari a 1.1 x LP1), LP3 corrispondente al collasso per perdita di appoggio dell'impalcato.

Per il caso esaminato, il parametro monitorato durante le analisi sismiche relativamente agli appoggi è stato lo spostamento relativo. Sono state individuate due soglie prestazionali: LP1 rappresenta l'inizio dello scorrimento al contatto acciaio-neoprene quindi la fine del comportamento visco-elastico e LP2 che rappresenta lo spostamento massimo dell'appoggio oltre il quale si ha lo scorrimento tra impalcato e pulvino su una superficie acciaio-calcestruzzo (Tabella 2.3.3Tabella):

dy [m]	0,045
du [m]	0,2

Tabella 2.3.3-Soglia prestazionale per i dispositivi di appoggio

3. Modellazione in OpenSees

L'opera modellata è descritta nel Capitolo 2, paragrafo 2.2.

Il modello è stato realizzato con il programma OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation)*, sviluppato a partire dagli anni '90 dal *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* con il supporto della National Science Foundation.

Si tratta di un programma agli elementi finiti impiegato nell'ambito dell'ingegneria sismica per la simulazione della risposta non lineare di sistemi strutturali.

La struttura del programma è definita secondo una gerarchia di moduli tra loro correlati: modellazione, metodi di analisi, risultati.

All'interno del modulo di modellazione sono definite le componenti del modello: nodi, elementi, vincoli, relazione tra tempo e carichi applicati, carichi.

Il modulo di analisi è costituito da oggetti che definiscono il tipo di analisi da eseguire sul modello.

Infine, il modulo dei risultati è formato da una serie di comandi in grado di far ottenere i risultati richiesti.

L'approccio alla modellazione è molto flessibile. Permette infatti di combinare tra loro differenti elementi di diversi materiali. Inoltre, esiste una vasta gamma di procedure e solutori numerici che permettono di risolvere difficili problemi non lineari sia per carichi statici che dinamici.

OpenSees utilizza il linguaggio C++ ed è privo di ogni interfaccia grafica di input e di output. Input e output sono definiti da file di testo scritti in linguaggio TCL. I file di output sono immediatamente utilizzabili per il progetto o per la verifica della struttura. Il software è inoltre adimensionale, quindi vanno definite le unità di misura che nel caso in esame sono: kN, m, s.

L'elaborazione dei dati in input è stata trattata con il software Matlab. A tal fine è stato fondamentale posizionare il file eseguibile dell'OpenSees (.exe) e il file di attuazione di MatLab (.m) nella stessa cartella in cui sono stati salvati i file del modello (.tcl).

Il primo passo necessario per la costruzione del modello è definire la dimensione spaziale di questo e il numero di gradi di libertà dei nodi. Ciò si esegue con il seguente comando:

model BasicBuilder -ndm $ndm -ndf $ndf
Dove:

- $ndm permette di definire la dimensione in cui si lavora;
- $ndf permette di definire i gradi di libertà dei nodi del modello.

Il modello in esame è un modello 3D con sei gradi di libertà per nodo.

Il sistema di riferimento globale di OpenSees è il seguente (Figura 3.1):

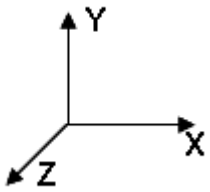

Figura 3.1– Sistema di riferimento globale OpenSees

L'asse X è parallelo allo sviluppo longitudinale del viadotto, l'asse Y è verticale e l'asse Z è quello trasversale.

In seguito, vengono descritte le fasi di modellazione. Sono stati creati tanti file di testo in modo da facilitare la modellazione dell'opera.

Nello specifico, sono stati creati i seguenti file:

- Geometria: vi sono state definite le grandezze che vanno a definire la geometria del ponte e degli elementi che lo costituiscono quindi il numero delle campate, la lunghezza delle luci, la larghezza e lo spessore della soletta, le dimensioni delle travi in acciaio, il numero, il diametro, l'altezza e delle pile, il numero e l'area delle barre di armatura, le dimensioni degli elementi rigidi definiti nel paragrafo 2.4, le dimensioni del pulvino e quelle degli appoggi;
- Materiali: sono elencate tutte le caratteristiche dei materiali utilizzati;
- Materiali per il modello: vi sono definiti i legami costitutivi dei materiali utilizzati nel modello;

- Nodi dell'impalcato: vi sono impostati i nodi, in corrispondenza del baricentro della sezione, che individuano i punti di inizio e fine di ogni campata, distinguendo il tratto di appoggio da quello centrale, di cui è composto l'impalcato;
- Nodi delle pile: sono qui definiti i nodi in corrispondenza della base delle pile;
- Nodi degli elementi rigidi e del pulvino: sono i nodi di estremità degli elementi rigidi;
- Sezione di appoggio: file in cui è stata modellata la sezione di appoggio dell'impalcato
- Sezione di campata: file in cui è stata modellata la sezione centrale della campata dell'impalcato;
- Sezione delle pile: file in cui è stata modellata la sezione circolare delle pile;
- Elementi dell'impalcato: è qui definita la tipologia di elemento utilizzato per collegare i nodi, precedentemente stabiliti, dell'impalcato;
- Elementi delle pile: vi sono descritti gli elementi che definiscono le pile;
- Elementi rigidi: è definita la tipologia di elemento tale da essere considerato rigido;
- Elementi di appoggio: sono gli elementi che consentono di modellare gli appoggi.

Tutti questi file sono stati richiamati opportunamente e nell'ordine descritto nel file principale del modello. Di seguito si vuole esporre in maniera dettagliata il contenuto dei file sopra elencati.

Il modello è stato pensato e architettato per essere parametrico. Così facendo è possibile ottenere tutti i casi presenti nella Tabella 2.1 semplicemente modificando le grandezze geometriche parametrizzate quindi l'altezza delle pile, il numero delle campate e la lunghezza delle campate.

3.1. Legami costitutivi dei materiali

I materiali utilizzati all'interno del software fanno parte di una libreria alla quale il software accede, nella quale il comportamento del materiale stesso è stato precedentemente assegnato.

Tutti i materiali sono stati definiti con il comando *UniaxialMaterial* che consente di definire un comportamento uniassiale in termini di sforzo-deformazione.

Calcestruzzo per la soletta dell'impalcato

Per il calcestruzzo della soletta si è fatto uso della tipologia "*Elastic*" che presenta il seguente legame costitutivo (Figura 3.1.1):

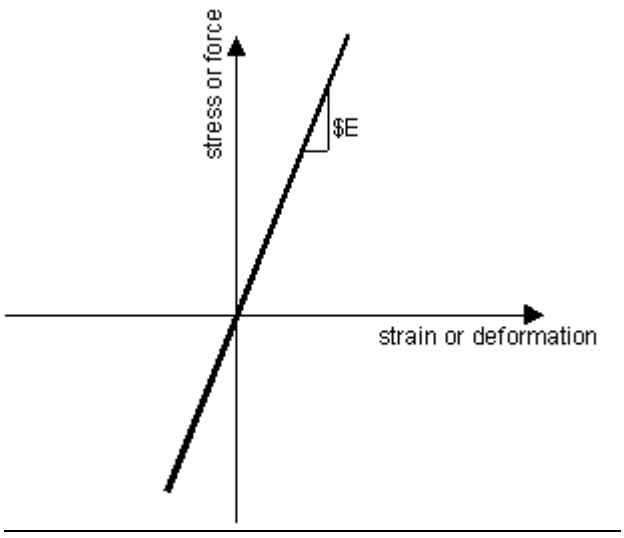

Figura 3.1.1- Legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato per la soletta

Il comando usato presenta la forma: *uniaxialMaterial Elastic $matTag $E*, dove:

- $matTag è il nome che identifica il materiale (111)
- $E è il modulo elastico del calcestruzzo, pari a E_c =32836568 $^{kN}/_{m^2}$.

Acciaio per le travi dell'impalcato

Anche l'acciaio è stato definito con lo stesso legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato per la soletta, quindi la forma rimane: *uniaxialMaterial Elastic $matTag $E*, dove:

- $matTag è il nome che identifica il materiale (222)
- $E è il modulo elastico del calcestruzzo, pari a E_s =210000000 $^{kN}/_{m^2}$.

Calcestruzzo per le pile

Si distinguono il calcestruzzo non confinato e quello confinato. Entrambi sono modellati usando la tipologia "*Concrete01*" che non possiede resistenza a trazione. Il modello di comportamento è quello di Kent-Park (Figura 3.1.2)

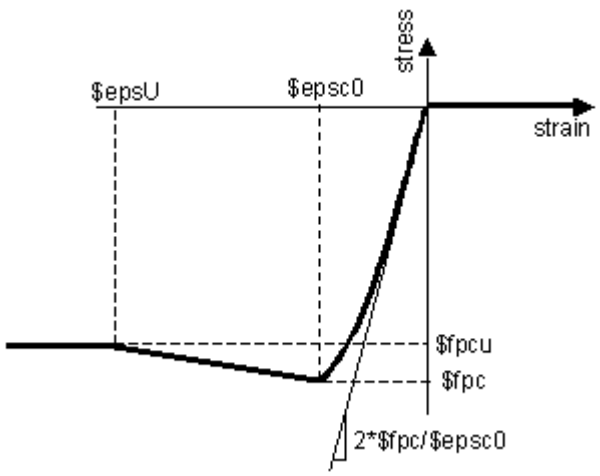

Figura 3.1.2– Legame costitutivo del cls secondo il modello di Kent-Park

Il comando presenta la forma: *uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $epsU*, dove:

- $matTag è il nome assegnato al materiale (rispettivamente 33 e 44 per calcestruzzo non confinato e confinato);
- $fpc è la resistenza a compressione a 28 gg;
- $epsc0 è la deformazione allo sforzo massimo;
- $fpcu è la resistenza ultima a compressione;
- $epsU è la deformazione ultima.

I valori delle caratteristiche meccaniche sono quelli definiti nel paragrafo 2.2.3.

Acciaio ordinario per armature

Per le barre di armatura delle pile si utilizza la tipologia di materiale *"Steel02"* che usa il modello di comportamento di Giuffre-Menegotto-Pinto di acciaio a indurimento isotropo (Figura 3.1.3):

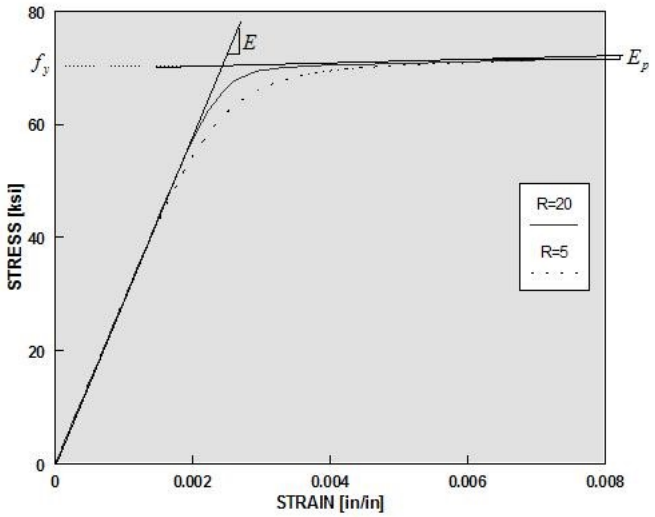

Figura 3.1.3– Legame costitutivo dell'acciaio secondo il modello Giuffre-Menegotto-Pinto

Il comando applicato è: *uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2*, dove:

- $matTag è il nome assegnato al materiale (55);
- $Fy è la tensione di snervamento;
- $E rappresenta il modulo elastico;
- $b rappresenta il rapporto tra la tangente post snervamento e la tangente elastica iniziale, assunto pari a 0,005;
- $R0, $cR1, $cR2 sono parametri di controllo della transizione tra comportamento elastico e plastico assunti rispettivamente pari a 10, 0,925 e 0,15.

Neoprene per appoggi

Gli appoggi sono stati modellati introducendo due legami costitutivi:

1) La tipologia di materiale "*Elastic*", per simulare la presenza del dispositivo nei confronti dello spostamento in direzione verticale, impedito, e delle rotazioni, consentite in tutte le direzioni. Il comando applicato è *uniaxialMaterial Elastic $matTag $E*, dove:
- *$matTag* è il nome assegnato al materiale (66 per la direzione verticale e 100 per le rotazioni)
- *$E* è il modulo elastico, posto pari a 10e7 per simulare il comportamento in direzione verticale e pari ad 1 per simulare il comportamento nei confronti delle rotazioni;
2) La tipologia "*Steel01*" utilizzata per modellare gli presenta il seguente legame costitutivo (Figura 3.1.4):

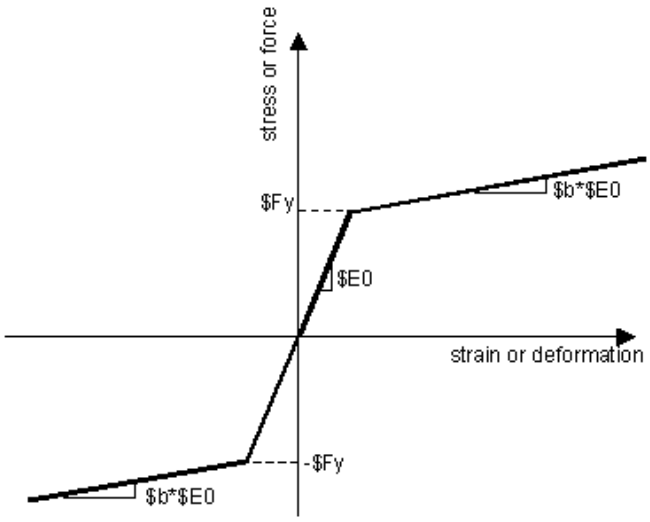

Figura 3.1.4– Legame costitutivo per appoggio semirigido in neoprene

È stato applicato tramite il comando *uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b,* dove*:*

- *$matTag* è il nome assegnato al materiale (1000);
- *$Fy* è la tensione di snervamento pari a $F_{max} = 935{,}5\ kN$,
- *$E0* è il modulo elastico, assunto pari a 9*10e5;
- *$b* è il rapporto di incrudimento assunto pari a 0.000001.

3.2.Nodi e condizioni al contorno

Definiti i materiali di cui si compongono i vari elementi strutturali, il primo passo per la realizzazione del modello è stato quello della definizione dei nodi di:

- impalcato, secondo le coordinate del baricentro della sezione;
- appoggi;
- pile;
- elementi rigidi.

Nodi dell'impalcato

I nodi assegnati per la definizione dell'impalcato giacciono tutti sull'asse x (asse rappresentativo del baricentro della sezione di appoggio) alle coordinate $y = 0\ m$ e $z = 0\ m$.

Ogni campata è caratterizzata da tre tratti: il primo si estende per L/4 ed è costituito dalla sezione di appoggio, il secondo si estende per L/2 ed è caratterizzato dalla sezione di campata e il terzo, esteso per L/4, a cui è assegnata la sezione di appoggio. I nodi vogliono essere le estremità di questi tratti.

La numerazione dei nodi è stata pensata in base alla coordinata x in cui il nodo si posiziona. Nello specifico, il nodo 1 si trova alla quota 0, il nodo 51, si trova alla quota 50 e così via. Poiché il software impone di assegnare numeri interi ai nodi, a quei nodi che si trovano in corrispondenza di coordinate con decimali è stato assegnato come nome il numero intero immediatamente successivo. Ad esempio, il nodo 13 rappresenta il nodo alla coordinata 12,5.

I nodi della prima campata sono stati impostati "manualmente", tutti gli altri servendosi del ciclo "for", comando TCL. Nel caso in esame, il ciclo for è stato impostato allo scopo di replicare i nodi tra la seconda e la penultima campata.

Il comando presenta la seguente forma:

for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-2} {incr ii}

Dove:

- *ii* rappresenta l'unità di incremento;
- *$N_spans-2* è il parametro fino al quale si è scelto di far aumentare *ii*.

I nodi dell'ultima campata, infine, sono stati numerati attraverso l'impiego dei parametri così come le coordinate ad essi assegnate. Questa metodologia, insieme alla replica dei nodi attraverso l'impiego del ciclo *for,* consente la modellazione parametrica.

Di seguito (Figura 3.2.1) una schermata del file di testo TCL nel quale sono stati definiti i nodi dell'impalcato come descritto:

```
# prima campata
node 1 0. 0. 0.
node  [expr ($L_extspan/4)+1]  [expr ($L_extspan*0.25)] 0. 0.
node  [expr ($L_extspan*3/4)+1]  [expr ($L_extspan*0.75)] 0. 0.
node  [expr ($L_extspan +1)]  [expr ($L_extspan)] 0. 0.

#campate centrali
for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-2} {incr ii} {
node [expr ($L_extspan+1 + $L_span* $ii)] [expr $L_extspan+ ($L_span)*($ii)] 0. 0.;
node [expr $L_extspan+ 2 + $L_span* ($ii-1) + $L_appoggio] [expr $L_extspan+ ($L_span)*(0.25)+$L_span* ($ii-1)] 0. 0. ;
node [expr $L_extspan+ ($L_appoggio+ $L_campata)+(($ii-1)*$L_span) +1] [expr $L_extspan+ ($L_appoggio+ $L_campata)+(($ii-1)*$L_span) +0.5] 0. 0.;
}

# #ultima campata
node [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan*25/100] [expr ($L_extspan + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan*0.25] 0. 0.
node [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan*3/4] [expr ($L_extspan + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan*0.75] 0. 0.
node [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan] [expr ($L_extspan + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan] 0. 0.
```

Figura 3.2.1- Impostazione dei nodi dell'impalcato

All'interno del ciclo for sono definiti tre nodi: il punto finale della sezione di appoggio (disposto ad L/4 di ogni campata), il punto finale della sezione di campata (disposto a ¾ L di ogni campata), il punto finale della sezione di appoggio (in corrispondenza di L).

Nodi delle pile

I nodi alla base delle pile sono stati anch'essi definiti con il ciclo for. Si trovano anch'essi lungo l'asse x, alle coordinate: $y = -14{,}3166\ m$ e $z = 0\ m$.

Il criterio di numerazione è lo stesso usato per i nodi dell'impalcato, segue quindi la coordinata lungo l'asse longitudinale x. Il nodo della pila che si trova alla coordinata x di 50 metri è stato chiamato 510 e così via (Figura 3.2.2):

```
for {set ii 1} {$ii<= $N_piers} {incr ii} {

node [expr ($L_extspan+1 + $L_span* ($ii-1))*10] [expr (($ii-1)* $L_span+$L_extspan)] [expr (-$h_piers-$rigid_piers_down-$h_bearing-$rigid_piers_ab_up)] 0.

}
```

Figura 3.2.2- impostazione dei nodi di base delle pile

Nodi degli elementi rigidi

I nodi degli elementi rigidi vogliono andare a rappresentare le estremità di quegli elementi che simulano il comportamento indeformabile di impalcato e pulvino. Questi nodi sono tutti posizionati nella sezione trasversale (piano yz) in corrispondenza degli assi degli appoggi e delle pile. I nodi rappresentativi dell'impalcato formano dei triangoli, uno per ogni spalla e per ogni campata, contata all'asse delle pile. Il vertice del triangolo è il nodo del baricentro della sezione di appoggio dell'impalcato, precedentemente definito, i due nodi alla base del triangolo, qui definiti, sono situati invece alla base degli appoggi, alle coordinate $y = -2{,}116\ m$ e $z = \pm 3\ m$.

A questi ultimi due nodi è stato necessario assegnare una doppia numerazione per consentire la modellazione degli appoggi, cioè è stato necessario creare nello stesso punto due nodi coincidenti.

Nelle stesse sezioni è stato posizionato il nodo del pulvino alle coordinate $y = -2{,}716\ m$ e $z = 0\ m$, cioè in corrispondenza del suo asse e il nodo di attacco delle pile, anch'esso in corrispondenza dell'asse degli elementi cioè alle coordinate $y = -3{,}316\ m$ e $z = 0\ m$

Quindi, per ogni spalla sono stati definiti quattro nodi: due posizionati alla base dell'appoggio di destra e due alla base dell'appoggio di sinistra. In corrispondenza delle campate invece, sono stati definiti sei nodi: due alla base dell'appoggio di destra, due alla

base dell'appoggio di sinistra, uno rappresentativo del pulvino e uno rappresentativo del punto di attacco delle pile.

Il criterio di impostazione dei nodi è lo stesso utilizzato per quelli dell'impalcato. Il blocco di nodi corrispondente alla prima spalla è stato definito "manualmente". I blocchi di nodi relativi alle campate sono stati replicati attraverso l'utilizzo del ciclo "*for*" fino al parametro $N_spans-1. I nodi relativi all'ultima spalla sono stati definiti "manualmente" impostando la numerazione e le coordinate parametriche (Figura 3.2.3).

```
#spalla nodi base triangolo
node 102 0. [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] 3.
node 1002 0. [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] 3. ;
node 103 0. [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] -3.
node 1003 0. [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] -3. ;

#nodi base triangoli tra le due spalle
for {set ii 1} {$ii <=$N_spans-1} {incr ii} {

node [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 102)]] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing] 3.

node [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1002)]] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing] 3.;

node [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 103)]] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing] -3.

node [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1003)]] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing] -3.;

node [expr ($ii-1)*$L_span +500] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing-$rigid_piers_down] 0.;

node [expr ($ii-1)*$L_span +1000] [expr $L_extspan+$L_span*($ii-1)] [expr -$rigid_piers_ab_up-$h_bearing- 2*$rigid_piers_down] 0.;

}

#spalla nodi base triangolo
node [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 2] [expr (2*$L_extspan+ [expr ($N_spans-2)] *$L_span)] [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] 3.
node [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 2] [expr (2*$L_extspan+[expr ($N_spans-2)]*$L_span)] [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] 3.
node [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 3]  [expr (2*$L_extspan+[expr ($N_spans-2)]*$L_span)] [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] -3.
node [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 3] [expr (2*$L_extspan+[expr ($N_spans-2)]*$L_span)] [expr (-$rigid_piers_ab_up-$h_bearing)] -3.
```

Figura 3.2.3- impostazione dei nodi degli elementi rigidi

La numerazione dei nodi alla base del triangolo è stata pensata in modo tale che le prime cifre corrispondano al numero del nodo dell'impalcato (vertice del triangolo); i nodi sovra-posizionati a questi sono chiamati in modo simile, presentano uno zero in più. Il nodo del pulvino è stato numerato a partire da 500 fino ad arrivare a 650, aumentando di 50 in 50 (lunghezza della campata). Il nodo di attacco delle pile è stato numerato a partire da 1000 fino ad arrivare a 1150, incrementando di 50 in 50 (lunghezza della campata). Nell'immagine che segue, uno schema dei nodi sopra descritti con la loro numerazione (Figura 3.2.4).

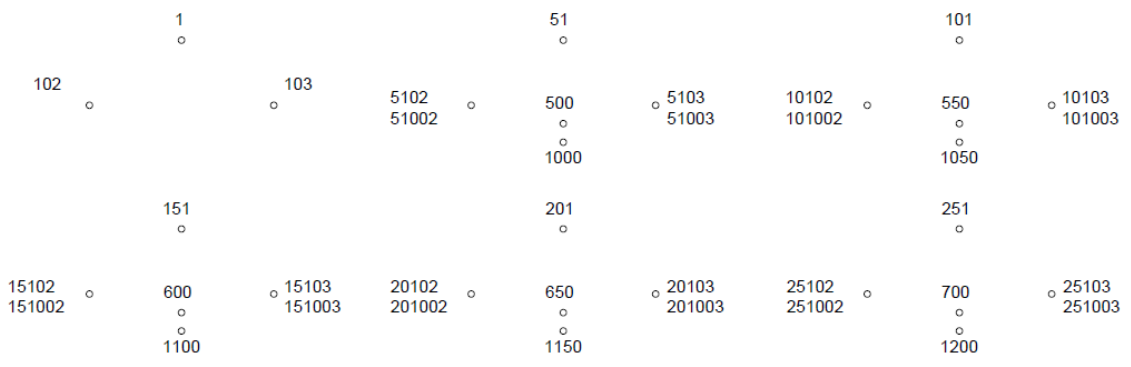

Figura 3.2.4– posizione dei blocchi di nodi di estremità degli elementi rigidi

Definiti i nodi, sono state fissate le condizioni al contorno sia in corrispondenza delle spalle, incastrate, che in corrispondenza della base delle pile, anch'esse incastrate. Tale vincolo si imposta attraverso il comando: *fix $nodeTag (ndf $constrValues)*, dove:

- *$nodeTag* è il nome del nodo precedentemente identificato;
- *$constrValues* è il valore dei vincoli corrispondenti ai gdl (0 nodo libero di traslare/ruotare lungo/intorno all'asse, 1 nodo vincolato di traslare/ruotare lungo/intorno all'asse).

3.3. Sezioni

Le sezioni degli elementi strutturali sono state modellate attraverso la discretizzazione a fibre.

L'idea di base dell'approccio di analisi a fibre è quello di suddividere l'elemento che si sta analizzando in sotto-elementi monodimensionali legati tra loro da condizioni di congruenza. Tale metodologia consente di associare ad ogni fibra una differente legge costitutiva e nel caso del calcestruzzo armato di distinguere tra i materiali, specificando nella sezione quali sono le fibre di armatura e quali di calcestruzzo.

Per le sezioni di appoggio, di campata e delle pile è stata seguita questa metodologia. OpenSees consente la modellazione delle sezioni a fibre attraverso una procedura parametrica. Tale procedura consente di costruire la sezione trasversale a fibre in base a dei parametri scelti arbitrariamente e che sono stati preventivamente definiti in altri file (Geometria e materiali utilizzati nel modello)

Sezione di appoggio e di campata

La procedura utilizzata per le sezioni di campata e di appoggio è la stessa (Figura 3.3.1):

```
proc tbeams_appoggio {secTag GJ matTag1 matTag2 W h_deck s t1_a t2_a t3_a w1_a w3_a h2_a i_a} {
```

Figura 3.3.1-Procedura utilizzata per le sezioni di appoggio e campata

Le due sezioni sono state definite quindi in funzione del nome assegnato alla sezione, della rigidezza torsionale, dei materiali di cui si compone la sezione e della geometria degli elementi che la compongono (soletta e travi).

È stato poi definito il numero di fibre per ogni elemento componente la sezione.

La soletta è stata discretizzata con 60 fibre nella lunghezza e con 5 nell'altezza.

Le travi sono invece state suddivise in 16 fibre nell'ala superiore (una ogni 5 cm), 10 nell'anima (una ogni 18,35 cm) e 20 nell'ala inferiore (una ogni 5 cm) (Figura 3.3.2).

```
# Units: kN, m, s
proc tbeams_appoggio {secTag matTag1 matTag2 W h_deck s tl_a t2_a t3_a wl_a w3_a h2_a i_a} {

set yg_a 0.1084

set nfibW 60
set nfibs 5
set nfibwl 16
set nfibtl 1
set nfibt2 1
set nfibh2 10
set nfibt3 1
set nfibw3 20
```

Figura 3.3.2- procedura parametrica e discretizzazione in fibre della sezione composta

Tramite l'ausilio del Section Designer del software SAP2000 è stata realizzata la sezione trasversale dell'impalcato composto bi-trave, usata come ausilio per individuare i vertici dei rettangoli da discretizzare e delle loro coordinate (Figura 3.3.3).

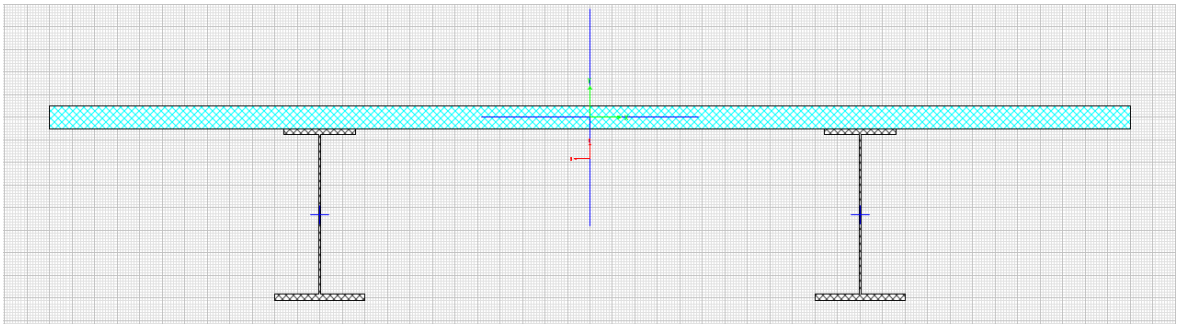

Figura 3.3.3– Sezione di appoggio realizzata tramite il Section Designer

Il comando OpenSees che consente la realizzazione di ogni elemento discretizzato in fibre è: *section Fiber $secTag <-GJ $GJ>* {*patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL* } , dove:

- *$secTag* è il nome assegnato alla sezione (1);
- *GJ* è la rigidezza torsionale elastica-lineare della sezione.

Il comando *patch* viene utilizzato per generare un numero di fibre su un'area rettangolare:

- $matTag è il materiale, precedentemente definito, di cui è composto l'elemento che si sta discretizzando;
- $numSubdivIJ è il numero di fibre, precedentemente scelto, lungo la direzione y;
- $numSubdivJK è il numero di fibre, precedentemente scelto, lungo la direzione z;
- $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL sono le coordinate dei quattro vertici che individuano l'elemento rettangolare.

Le coordinate dei diversi nodi sono state assegnate rispetto al baricentro della sezione. Ogni trave è stata suddivisa in tre rettangoli: ala superiore, anima e ala inferiore. Per ognuno di questi è stato applicato il comando sopra descritto (Figura 3.3.4).

```
section Fiber 1 -GJ $GJ {
#soletta
patch quad 111 $nfibs $nfibW $y1 $z1 $y2 $z1 $y2 $z3 $y1 $z3

#ali sup
patch quad 222 $nfibt1 $nfibw1 $y3 $z5 $y1 $z5 $y1 $z6 $y3 $z6
patch quad 222 $nfibt1 $nfibw1 $y3 $z11 $y1 $z11 $y1 $z12 $y3 $z12

#anime
patch quad 222 $nfibh2 $nfibt2 $y4 $z7 $y3 $z7 $y3 $z8 $y4 $z8
patch quad 222 $nfibh2 $nfibt2 $y4 $z13 $y3 $z13 $y3 $z14 $y4 $z14

#ali inf
patch quad 222 $nfibt3 $nfibw3 $y5 $z9 $y4 $z9 $y4 $z10 $y5 $z10
patch quad 222 $nfibt3 $nfibw3 $y5 $z15 $y4 $z15 $y4 $z16 $y5 $z16

}
}
```

Figura 3.3.4- Discretizzazione della sezione di impalcato

La stessa procedura è stata eseguita, in un file a parte, per la sezione di campata.

Sezione della pila

La sezione circolare della pila è stata definita con la stessa procedura usata per le sezioni di appoggio e di campata. Anch'essa quindi è stata modellata a fibre in modo tale da consentire la distinzione tra il calcestruzzo non confinato, confinato e l'acciaio delle barre di armatura.

Innanzitutto, è stato scelto il numero di fibre in cui suddividere la sezione in senso circolare e radiale (Figura 3.3.5)).

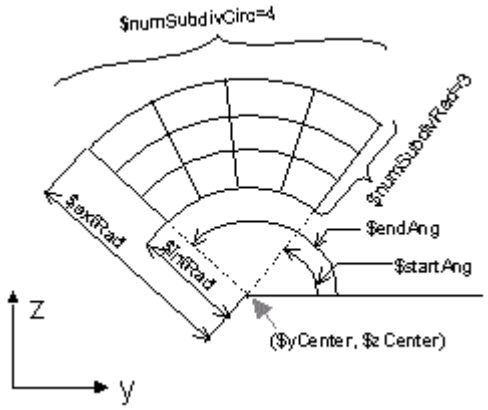

Figura 3.3.5– Suddivisione in fibre della sezione circolare

È stato scelto di discretizzare con 10 fibre in senso circolare e 10 in senso radiale.

È stato poi impostato il comando di modellazione della sezione circolare a fibre nella seguente forma: *section fiberSec $secTag -GJ {patch circ $matTag $nfibcircular $nfibradius $yCenter $zCenter $intRad $extRad $startAng $endAng}* dove:

- *$secTag* è il nome assegnato preventivamente alla sezione;
- *GJ* è la rigidezza torsionale elastica-lineare della sezione (0,87).

Il comando *patch circ* consente di discretizzare una sezione circolare:

- *$matTag* è il nome assegnato precedentemente al materiale che si vuole assegnare alle fibre;
- *$nfibcircular* è il numero di fibre nella direzione circolare;
- *$nfibradius* è il numero di fibre in direzione radiale;
- *$yCenter* è la coordinata y del centro del cerchio;
- *$zCenter* è la coordinata z del centro del cerchio;
- *$intRad* è il raggio interno;
- *$extRad* è il raggio esterno;
- *$startAng* è l'angolo di inizio;
- *$endAng* è l'angolo di fine.

Questi comandi sono stati applicati tre volte: una volta per definire le fibre del calcestruzzo non confinato, una per definire le fibre del calcestruzzo confinato e una per definire le fibre dell'armatura (Figura 3.3.6).

```
proc pier_section {secTag GJ matTag1 matTag2 matTag3 d numBars ABar circularCover} {

set nfibradius 10
set nfibcircular 10

section fiberSec $secTag -GJ $GJ {
# confined - core
patch circ $matTag1 $nfibcircular $nfibradius 0. 0. 0. [expr $d/2. -$circularCover] 0 360;
# unconfined - external cover
patch circ $matTag2 $nfibcircular $nfibradius 0. 0. [expr $d/2. -$circularCover] [expr $d/2.] 0 360;

layer circ $matTag3 $numBars $ABar 0. 0. [expr $d/2. -$circularCover];#steel02
}
}
```

Figura 3.3.6- impostazione della sezione circolare delle pile

3.4. Elementi

Gli elementi sono i tratti di collegamento dei nodi sopra definiti e simulano il comportamento dei componenti del ponte.

Sono stati creati tanti file quanti sono i componenti del ponte. In ognuno di questi sono state specificate le caratteristiche di ogni elemento strutturale.

Elementi dell'impalcato

Sono oggetti trave-colonna di spostamento a plasticità distribuita con distribuzione lineare della curvatura. Richiedono una discretizzazione delle parti strutturali in modo da poter cogliere in modo adeguato le deformazioni. La discretizzazione adottata tiene conto del cambio di sezione (appoggio-campata).

Il comando utilizzato è il seguente:

element dispBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens> dove:

- *$eleTag* è il nome assegnato all'elemento;
- *$iNode e $jNode* sono i nodi di estremità dell'elemento;
- *$numIntgrPts* è il numero dei punti di integrazione scelto lungo l'elemento;
- *$secTag* è il nome preventivamente assegnato alla sezione dell'elemento;
- *$transfTag* è il nome, preventivamente definito, della trasformata di coordinata da assegnare all'elemento;
- *<-mass $massDens>* è la densità di massa (per unità di lunghezza) dell'elemento.

Per gli elementi di impalcato è stata operata una trasformazione lineare. La trasformata di coordinate definisce come gli assi locali sono orientati rispetto agli assi globali. Nello specifico, il comando utilizzato è:

geomTransf Linear $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ dove:

- *$transfTag* è il nome assegnato alla trasformazione;
- *$vecxzX $vecxzY $vecxzZ* sono le componenti del vettore vecxz che definisce il piano locale x-z.

Praticamente, si deve esprimere a quali degli assi globali è parallelo l'asse z dell'elemento: 1 (parallelo), -1 (anti-parallelo), 0 (altrimenti). Nel caso in esame la dicitura è: *geomTransf Linear $transfTag 0 0 1.*

Il criterio di generazione e numerazione degli elementi è sempre lo stesso, vengono generati attraverso il ciclo *for* (Figura 3.4.1).

```
#CAMPATE CENTRALI
for {set ii 1} {$ii <=$N_spans-2} {incr ii} {

element dispBeamColumn [expr ($L_extspan +1)+$L_span* ($ii-1)] [expr ($L_extspan +1)+$L_span* ($ii-1)] [expr $L_extspan+ 2 + $L_span*($ii-1) + $L_appoggio]
 $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span; #elementi di appoggio iniziale delle campate centrali

element dispBeamColumn [expr $L_extspan+ 2 + $L_span* ($ii-1) + $L_appoggio] [expr $L_extspan+ 2 + $L_span* ($ii-1) + $L_appoggio] [expr $L_extspan+ ($L_appoggio+ $L_campata)+(($ii-1)*$L_span) +1]
 $deck_numIntgrPts $tbeam_csection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span; #elemento di campata delle campate centrali

element dispBeamColumn [expr $L_extspan+ (3* $L_span/4)+(($ii-1)* $L_span) +1] [expr $L_extspan+ (3* $L_span/4)+(($ii-1)* $L_span) +1] [expr ($L_extspan+1 + $L_span* $ii)]
 $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span

}

#prima campata
element dispBeamColumn 1 1 [expr ($L_extspan/4)+1] $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span
element dispBeamColumn [expr ($L_extspan/4)+1] [expr ($L_extspan/4)+1] [expr ($L_extspan*3/4)+1] $deck_numIntgrPts $tbeam_csection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span
element dispBeamColumn [expr ($L_extspan*3/4)+1] [expr ($L_extspan*3/4)+1] [expr ($L_extspan +1)] $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span

#ultima campata
element dispBeamColumn [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ $L_extspan/4]
 $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span
element dispBeamColumn [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ $L_extspan/4] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ $L_extspan/4] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ 3* $L_extspan/4]
 $deck_numIntgrPts $tbeam_csection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span
element dispBeamColumn [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ 3* $L_extspan/4] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ 3* $L_extspan/4] [expr ($L_extspan+1 + ($N_spans-2)* $L_span)+ $L_extspan]
 $deck_numIntgrPts $tbeams_asection_tag $deck_transfTag -mass $mass_span
```

Figura 3.4.1- Impostazione degli elementi di impalcato

La numerazione è tale per cui l'elemento prenda il nome del primo nodo che collegano.

All'interno del ciclo sono stati impostati tre elementi: uno corrispondente agli elementi del primo tratto della campata, cui è assegnata la sezione di appoggio; uno corrispondente agli elementi centrali di campata costituiti dalla sezione di campata e l'ultimo relativo ai tronchi terminali della campata, costituiti dalla sezione di appoggio.

Gli elementi delle campate di bordo sono stati modellati "manualmente".

Elementi pile

Gli elementi rappresentativi delle pile sono stati anch'essi modellati come elementi di spostamento a plasticità distribuita.

Anche in questo caso la trasformazione delle coordinate è stata impostata lineare.

L'elemento collega il nodo di attacco delle pile al nodo di base, definiti precedentemente.

Sono stati generati tutti quanti attraverso il ciclo *for.* Il nome degli elementi è quello del nodo di attacco (Figura 3.4.2).

```
for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-1} {incr ii} {

element dispBeamColumn [expr ($ii-1)*$L_span +1000] [expr ($ii-1)*$L_span +1000] [expr ($L_extspan+1 + $L_span* ($ii-1))*10]
$pier_numIntgrPts $pier_tag $pier_transfTag -mass $mass_pier

}
```

Figura 3.4.2- impostazione degli elementi pile

Elementi rigidi

Nel file degli elementi rigidi sono stati modellati gli elementi di collegamento del blocco di nodi che definisce l'impalcato, gli elementi di appoggio e quelli del pulvino.

È stato usato il comando *rigidLink $type $masterNodeTag $slaveNodeTag* dove:

- *$type* è il tipo di collegamento rigido che, per il caso in esame, è stato scelto essere *beam* (sono limitati ad essere uguali a quelli del nodo master sia i gradi di libertà traslazionali che rotazionali);
- *$masterNodeTag* è il nome che identifica il nodo scelto come *master*, nodo corrispondente al baricentro della sezione dell'impalcato*;*
- *$slaveNodeTag* è il nome del nodo scelto come *slave,* nodo mobile dei nodi definiti per modellare l'appoggio.

Questi elementi sono stati così modellati perchè non devono essere flessibili e il blocco rigido che creano deve potersi muovere unitamente. Il comando *rigidLink* appartiene infatti al modulo MP-constraint (multi-point constraint), che prescrive che il movimento di certi gradi di libertà di un nodo (nodo *slave*) sia definito dal movimento dei gradi di liberà di un altro nodo (nodo *master*).

Gli elementi rigidi corrispondenti alle due spalle sono stati definiti “manualmente”; per tutti gli altri ci si è serviti del ciclo “*for*”. In particolare, sono stati introdotti tre cicli for:

- uno per replicare i due elementi rigidi formanti il triangolo superiore cioè quello di collegamento nel nodo dell’impalcato con i nodi dei due appoggi;
- uno per replicare i due elementi rigidi di collegamento del nodo del pulvino ai due nodi fissi degli appoggi;
- uno per replicare l’elemento rigido di collegamento tra il nodo del pulvino e il nodo rappresentativo della testa della pila (Figura 3.4.3).

```
# #ultima spalla
rigidLink beam [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 2]
rigidLink beam [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 3]

# # COLLEGAMENTO NODO IMPALCATO BASE APPOGGI dei nodi centrali tra le sue spalle
for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-1} {incr ii} {

rigidLink beam [expr ($L_extspan+1 + $L_span* ($ii-1))]  [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 102)]]

rigidLink beam [expr ($L_extspan+1 + $L_span* ($ii-1))]  [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 103)]]
}

# #COLLEGAMENTO PULVINO NODI BASE APPOGGI, TRIANGOLI INFERIORI
for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-1} {incr ii} {
rigidLink beam [expr ($ii-1)*$L_span +500] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1002)]]

rigidLink beam [expr ($ii-1)*$L_span +500] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1003)]]
}

# #COLLEGAMENTO NODO PULVINO AD ATTACCO PILA
for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-1} {incr ii} {
rigidLink beam [expr ($ii-1)*$L_span +500] [expr ($ii-1)*$L_span +1000]
}
```

Figura 3.4.3- Modellazione degli elementi rigidi

Di seguito una rappresentazione grafica degli elementi appena descritti (Figura 3.4.4)

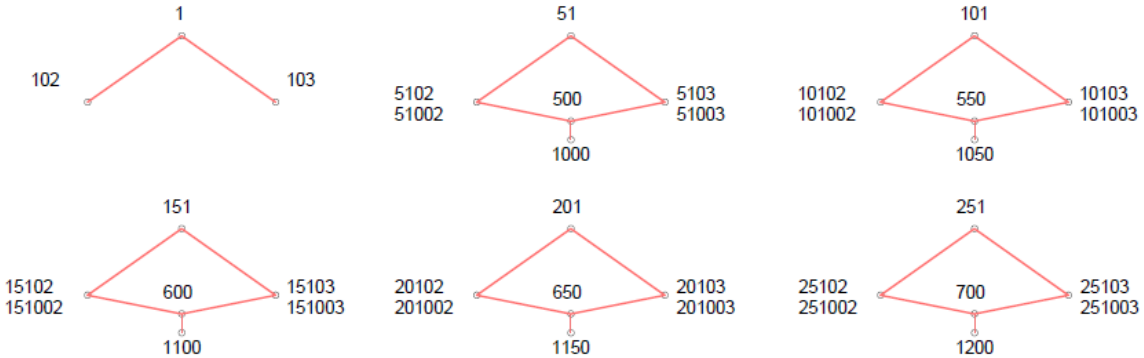

Figura 3.4.4-Elementi rigidi

Elementi di appoggio

Infine, la presenza degli appoggi all’interno del modello è stata simulata con il comando:

element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2, dove:

- *$eleTag* è il nome assegnato all'elemento, scelto uguale al primo nodo che collegano, cioè quello fisso;
- *$iNode $jNode* sono i nodi che l'elemento collega;
- *$matTag1 $matTag2 ...* sono i nomi dei materiali rappresentativi dei dispositivi, preventivamente definiti;
- *$dir1 $dir2...* sono le direzioni lungo le quali associare il legame costitutivo del materiale: 1, 2 e 3 rappresentano le traslazioni rispettivamente lungo x, y e z e 4, 5 e 6 rappresentano le rotazioni rispettivamente intorno a x, y e z.

Si tratta di un comando utilizzato per la definizione di elementi fittizi di lunghezza nulla, volti a rappresentare il comportamento reale a taglio nella direzione longitudinale a trasversale e il comportamento a trazione nella direzione verticale.

Nel caso in esame, seguendo lo schema di appoggio definito nel sotto-paragrafo 2.2.4, il comando è stato così impostato (Figura 3.4.5)

```
#spalla
element zeroLength 1002 1002 102 -mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6;
element zeroLength 1003 1003 103 -mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6 ;

for {set ii 1} {$ii<=$N_spans-1} {incr ii} {
element zeroLength [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1002)]] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1002)]] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 102)]]
 -mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6
puts [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1002)]]
element zeroLength [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1003)]] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*1000] +[expr ($L_extspan* 1000+ 1003)]] [expr ($ii-1)*[expr $L_span*100] +[expr ($L_extspan* 100 + 103)]]
-mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6
}

#spalla
element zeroLength [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 2] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 2] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 2]
 -mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6 ;#-orient +1.000000E+000 +0.000000E+000 +0.000000E+000  +0.000000E+000 +1.000000E+000 +0.000000E+000
element zeroLength [expr ($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 2] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 1000+ 2] [expr (($L_extspan +1 + ($N_spans-2)* $L_span)+$L_extspan)* 100+ 2]
 -mat 1000 66 1000 100 100 100 -dir 1 2 3 4 5 6;# -orient +1.000000E+000 +0.000000E+000 +0.000000E+000  +0.000000E+000 +1.000000E+000 +0.000000E+000
```

Figura 3.4.5– Modellazione degli elementi di appoggio

3.5.Carichi applicati

I carichi considerati sono, come precedentemente detto: pesi propri e pesi portati. Nello specifico:

- Peso dell'impalcato (pesi propri + pesi portati) $G_{impalcato} = 150\ kN/m$
- Peso proprio della singola pila $G_{pila} = \rho A_{pila} = 56{,}74\ kN/m$
- Peso del pulvino $G_{pulvino} = \rho A_{pulvino} = 66\ kN/m$

La presenza di questi carichi viene simulata applicando agli elementi di impalcato e delle pile, le relative masse distribuite e ai nodi del pulvino le relative masse concentrate. Di seguito, nella Tabella 3.5.1, un riassunto delle masse in gioco nel modello.

	g [kN/m]	L [m]	G [kN]	Massa [ton]	Massa distribuita [ton/m]
Elemento impalcato	150,00	50,00	7500,00	764,53	15,29
Elemento pila	56,74	8,00	453,92	46,27	5,78
Nodo pulvino	66,00	9,30	613,80	62,57	6,73

Tabella 3.5.1- Masse applicate agli elementi/nodi del modello

3.6. Validazione del modello attraverso modellazione in SAP

Come detto, OpenSees è privo di un'interfaccia grafica. Si è reso quindi necessario verificare che il modello realizzato fosse correttamente funzionante e attendibile. Per far ciò si è scelto di modellare l'opera usando il software SAP2000, programma di calcolo agli elementi finiti dove le fasi di modellazione, analisi e verifica sono integrate in un unico ambiente grafico ad oggetti che ne rende l'utilizzo intuitivo.

Realizzati i due modelli, la validazione, in campo lineare, è stata effettuata mettendo a confronto i periodi di vibrazione risultanti dalle analisi modali.

La modellazione fatta al SAP2000 è stata pensata in modo da realizzare un modello coerente con quello realizzato con l'OpenSees, in termini di geometria, materiali, elementi e condizioni al contorno.

Il sistema di riferimento globale del SAP (Figura 3.6.1Figura 3.6.1) differisce da quello dell'OpenSees.

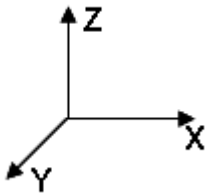

Figura 3.6.1- Sistema di riferimento SAP2000

L'asse X è parallelo allo sviluppo longitudinale del viadotto, l'asse Y è trasversale e l'asse Z è quello verticale.

Innanzitutto, sono state impostate le unità di misura in kN, m e s coerentemente con quelle utilizzate nell'OpenSees. È stata poi definita una griglia adatta al progetto in modo da facilitare lo spostamento tra le viste dei vari telai. Le viste possono trovarsi nel piano XY, nel piano XZ, nel piano YZ e in 3D.

3.6.1. Geometria

L'impostazione della griglia presuppone la conoscenza della geometria dell'opera. In riferimento alla sezione trasversale del ponte in corrispondenza dell'asse di simmetria di una pila, la griglia è stata così impostata (Figura 3.6.1.1):

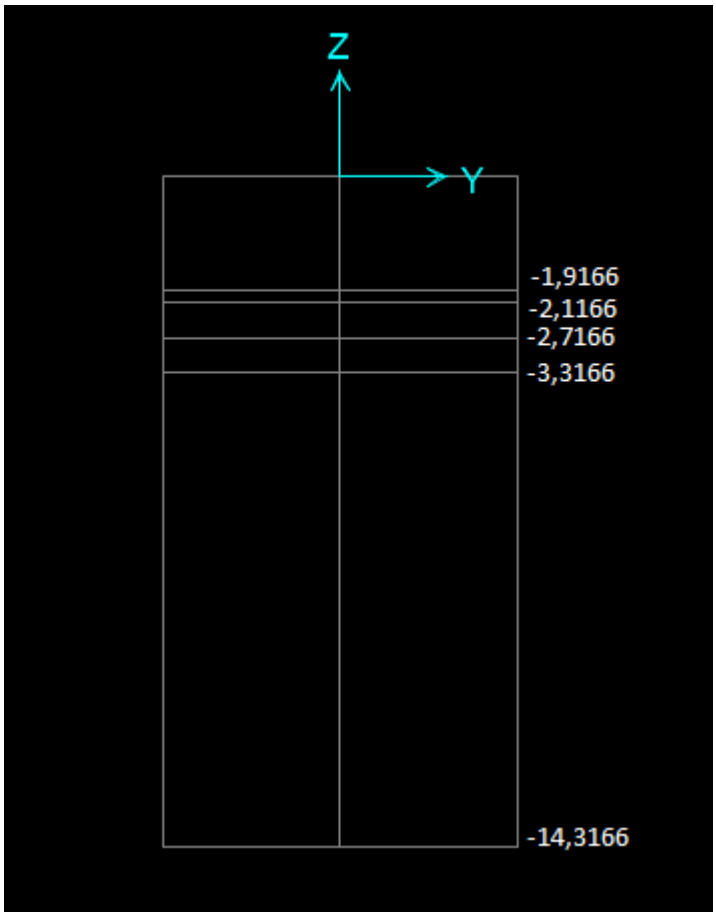

Figura 3.6.1.1 - Griglia trasversale realizzata nel SAP2000

Le coordinate non sono le stesse usate nella definizione dei nodi in OS, la differenza risiede nella posizione della base fissa degli appoggi. Infatti, per poter modellare gli appoggi tramite il SAP2000 è stato necessario prevederne lo spessore al fine di inserire un elemento tale da simulare lo schema di appoggio definito nel paragrafo 2.2.4. A seguito di questa aggiunta, tutti i nodi alle quote inferiori sono stati traslati di una quantità pari all'altezza degli appoggi cioè di 0,20 cm.

Longitudinalmente, la griglia trasversale sopra definita è stata replicata a partire dalla spalla, per ogni cambio di sezione, quindi, in ordine, ogni L/4, L/2, L/4 e così via fino ad arrivare all'ultima spalla.

3.6.2. Materiali

Definita la griglia sono stati aggiunti i materiali dei diversi elementi strutturali previsti dalla normativa europea.

Il software presenta di default i valori delle caratteristiche meccaniche dei diversi materiali, alcuni di questi sono stati modificati in modo da renderli uguali a quelli impostati nell'OpenSees.

- La soletta è realizzata con calcestruzzo di classe C30/37 (Tabella 3.6.2.1):

CALCESTRUZZO C 30/37		
ρ [kN/m3]	25,000	Peso specifico
fck [Mpa]	30,000	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fcd [Mpa]	17,400	Resistenza a compressione di progetto
Ecm [Mpa]	32836,568	Modulo elastico

Tabella 3.6.2.1- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per la soletta

- Le travi dell'impalcato sono realizzate con acciaio S355 (Tabella 3.6.2.2):

ACCIAIO S355		
ρ [kN/m3]	78,50	Peso specifico
fyk [Mpa]	335,00	Tensione di snervamento
fuk [Mpa]	470,00	Tensione ultima
E [Mpa]	210000,00	Modulo elastico
G [Mpa]	80769,23	Modulo di taglio

Tabella 3.6.2.2- Caratteristiche meccaniche dell'acciaio utilizzato per le travi di impalcato

- il calcestruzzo delle pile appartiene alla classe C35/45 ma per seguire il legame costitutivo Kent-Park utilizzato nell'OpenSees è stato modificato il modulo elastico di default (Tabella 3.6.2.3):

CALCESTRUZZO C 35/45		
ρ [kN/m3]	25,00	Peso specifico
fck [Mpa]	35,00	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
fcd [Mpa]	21,170	Resistenza a compressione di progetto
Ecm [Mpa]	21170,00	Modulo elastico

Tabella 3.6.2.3- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per le pile

- le barre di armatura delle pile sono state modellate con acciaio B450C (Tabella 3.6.2.4):

ACCIAIO B450C		
ρ [kN/m3]	78,50	peso specifico
fyk [Mpa]	450,00	Tensione di snervamento
fuk [Mpa]	540,00	Tensione ultima
Es [Mpa]	210000,00	Modulo elastico

Tabella 3.6.2.4– Caratteristiche meccaniche dell'acciaio di armatura

3.6.3. Sezioni

Sono state poi modellate le sezioni dei vari elementi presenti nel progetto:

- Sezione di campata dell'impalcato,
- Sezione di appoggio dell'impalcato,
- Sezione delle pile
- Sezione degli elementi rigidi.

Le sezioni di campata e di appoggio dell'impalcato sono state modellate con il Section Designer. Si tratta di un programma incluso nel software SAP2000 attraverso cui si possono definire sezioni di forma e materiale qualunque.

Per entrambe le modellazioni sono state impostate le seguenti proprietà (Figura 3.6.3.1):

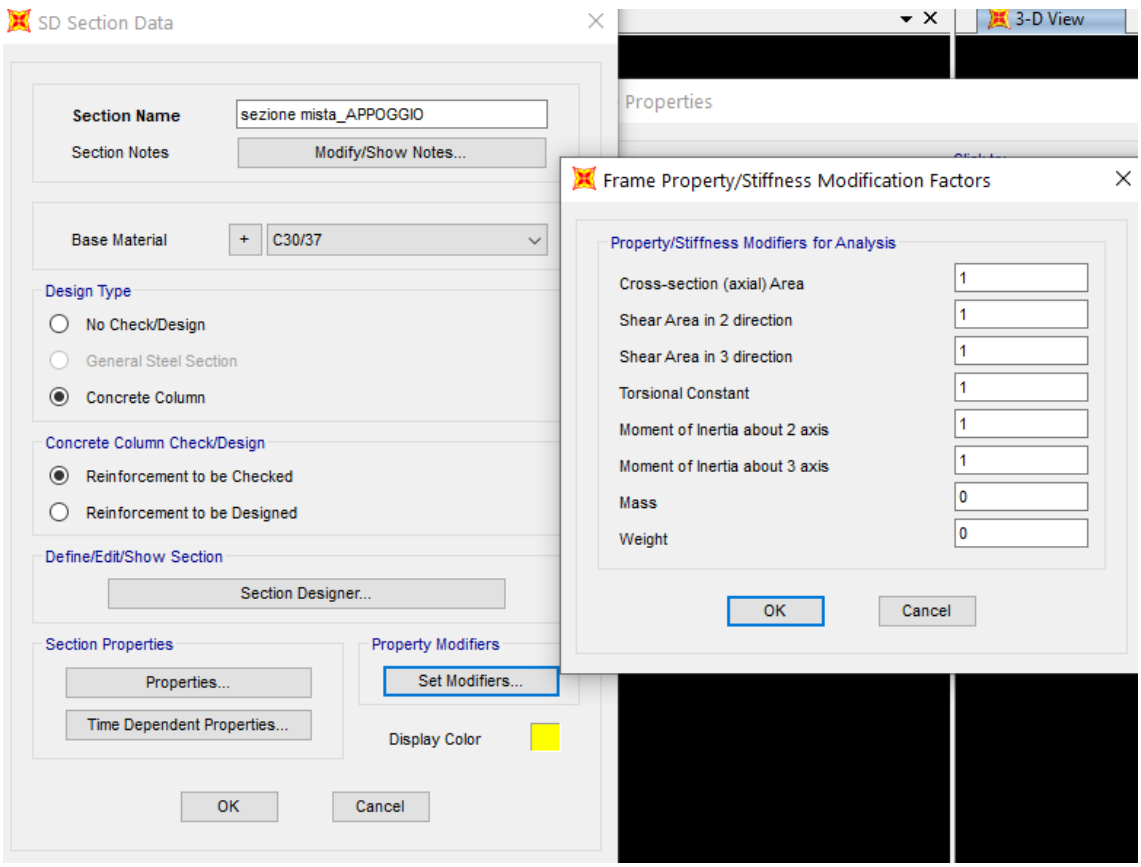

Figura 3.6.3.1- Impostazioni delle proprietà per le sezioni di appoggio e campata

La massa e il peso sono stati assegnati nulli perché sono state applicate le masse distribuite agli elementi (vedi paragrafo 3.4).

Sono state quindi disegnate le sezioni composte. Alla soletta è stato assegnato il calcestruzzo C30/37 precedentemente introdotto e alle travi l'acciaio S355. Si riportano le tabelle di impostazioni della sezione di appoggio rispettivamente della soletta e di una trave di acciaio, l'altra trave ha coordinata $x = +3\ m$ (Figura 3.6.3.2-Figura 3.6.3.3)

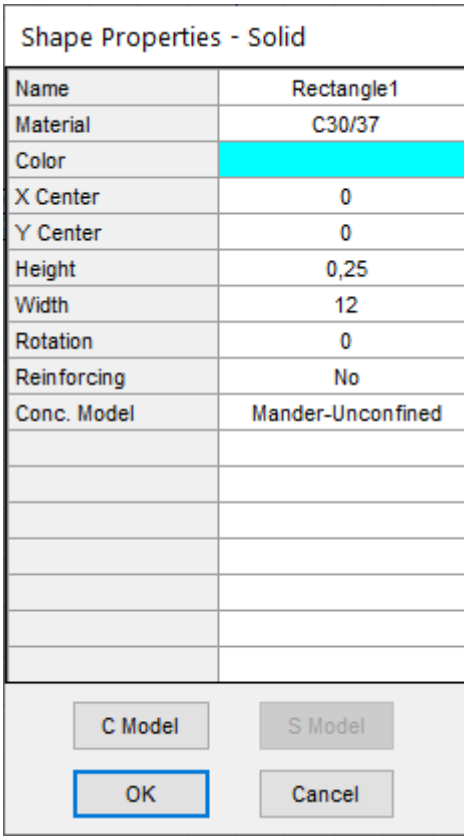

Figura 3.6.3.2-Impostazioni della soletta in calcestruzzo C30/37

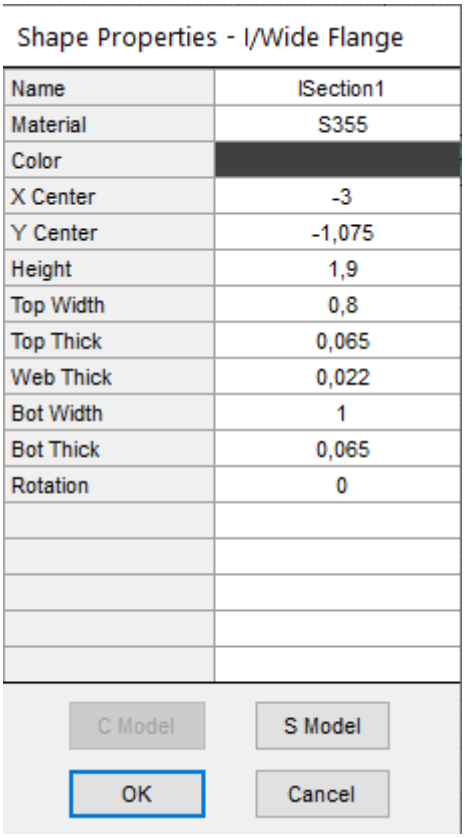

Figura 3.6.3.3 -Impostazioni di una trave di acciaio S355

Di seguito la rappresentazione della sezione di appoggio eseguita con il Section Designer (Figura 3.6.3.4) lo stesso criterio è stato applicato alla sezione di campata. L'unica differenza risiede negli spessori delle travi di acciaio.

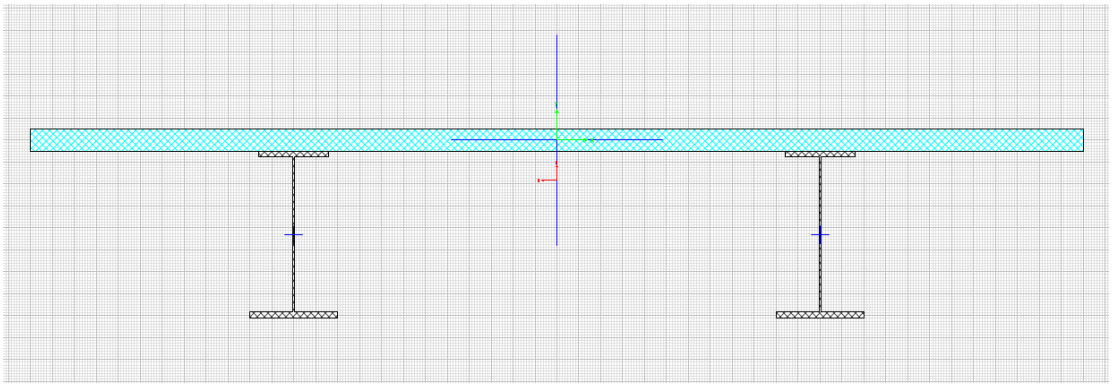

Figura 3.6.3.4– Sezione di appoggio realizzata con il Section Designer

La sezione delle pile è stata definita direttamente dalle proprietà delle sezioni *frame* del SAP. È stata scelta una sezione circolare di diametro pari a 2,2 metri e predisposta un'armatura costituita da 55 ferri da 30 mm, come da progetto (vedi paragrafo 2.2.3). Sono state poi impostate le proprietà (Figura 3.6.3.5).

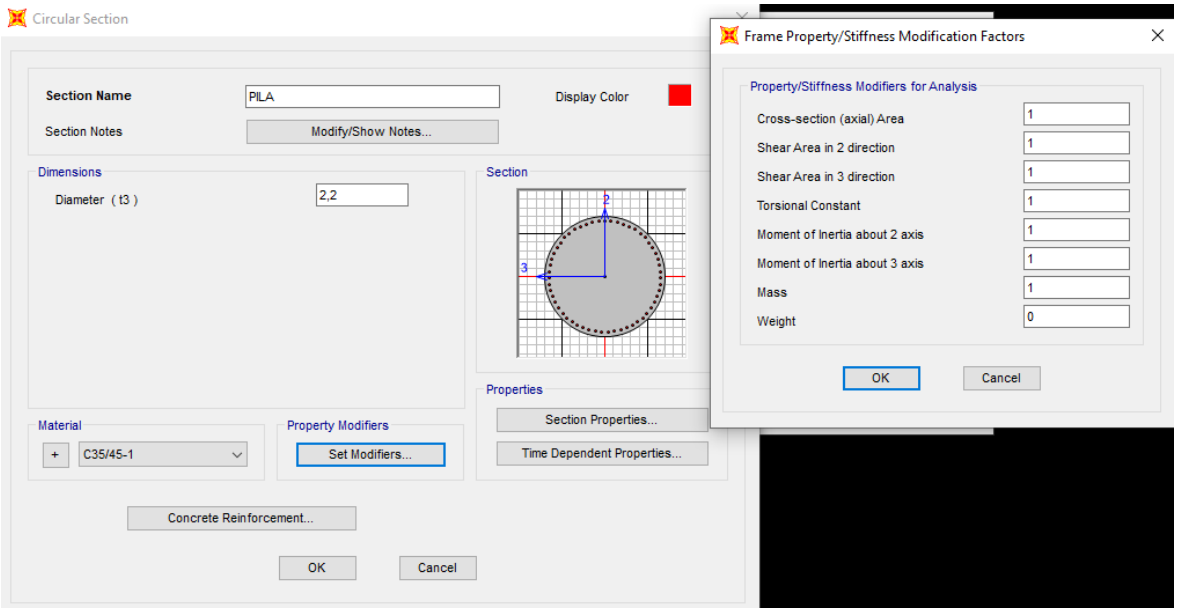

Figura 3.6.3.5- Impostazioni delle proprietà della sezione delle pile

Per considerare il contributo in termini di massa delle pile, è stato associato il numero 1 alla voce "*Mass*".

Infine, è stata definita la sezione degli elementi rigidi. A questi è stata assegnata una sezione quadrata e alle proprietà che contribuiscono alla rigidezza sono stati dati valori molto elevati, al fine di garantire un comportamento rigido. La massa e il peso non sono stati considerati perché gli elementi rigidi non danno contributo (Figura 3.6.3.6).

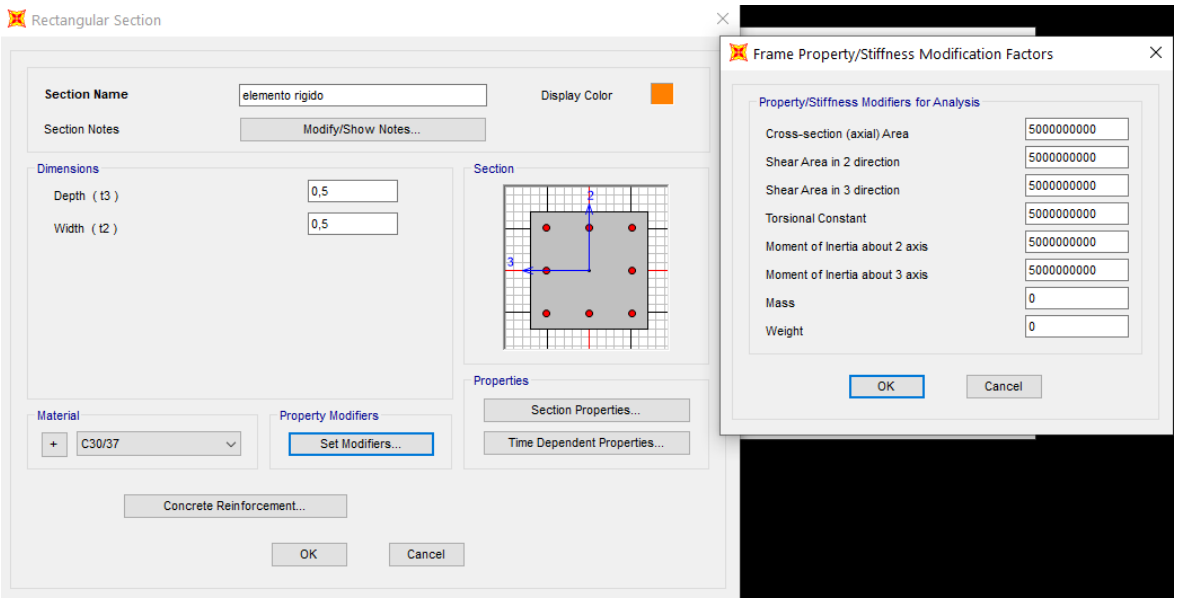

Figura 3.6.3.6– Impostazioni delle proprietà delle sezioni degli elementi rigidi

3.6.4. Elementi e condizioni al contorno

A questo punto è stato possibile disegnare la struttura attraverso l'utilizzo degli *elementi frame*.

Il modello è stato realizzato assegnando ad ogni elemento la sezione corrispondente preventivamente definita. In Figura 3.6.4.1 è rappresentata una porzione del modello che include una pila.

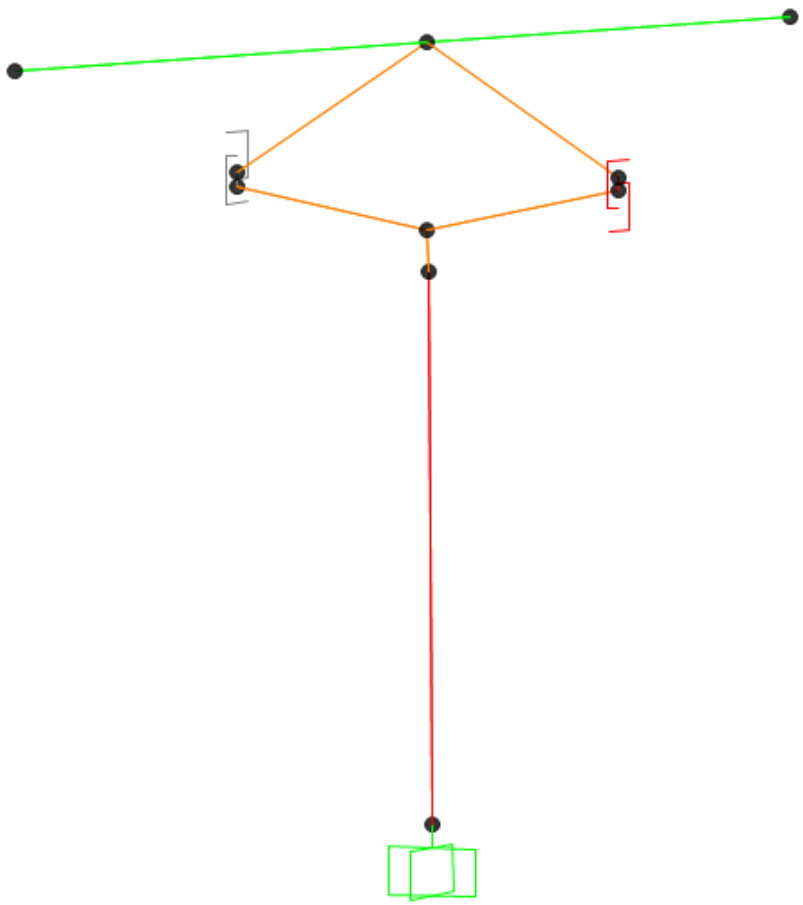

Figura 3.6.4.1 - Modello di una porzione del ponte realizzato al SAP

Ad ogni colore dell'elemento è associata una sezione: al rosso della pila, all'arancione dell'elemento rigido e al verde dell'appoggio.

Questo schema è stato replicato per 3 volte ogni 50 m. Tra gli elementi frame rappresentativi dell'impalcato cui è associata la sezione di appoggio, sono stati disegnati elementi frame associando ad essi la sezione di campata.

Le spalle sono state modellate come rappresentato in Figura 3.6.4.2.

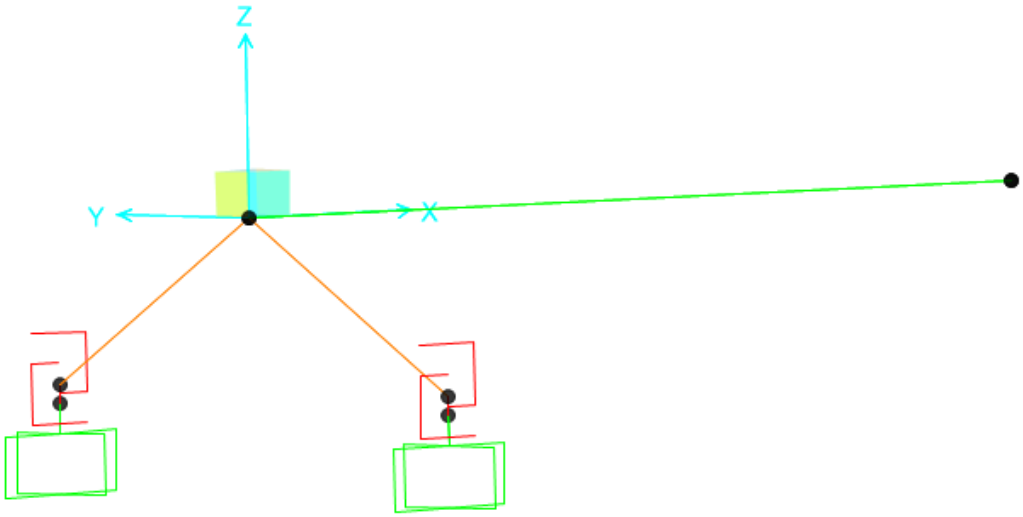

Figura 3.6.4.2- Modello della spalla realizzato al SAP

Tra i due nodi inseriti per simulare la presenza degli appoggi è stato disegnato un elemento *"link a 2 nodi"*. Si tratta di un elemento che consente di collegare rigidamente due nodi riproducendo bene il comportamento degli appoggi. Poiché i dispositivi da modellare sono 4, sono stati definiti 4 di questi elementi: fisso, unidirezionale longitudinale, unidirezionale trasversale e multidirezionale.

Per ognuno di questi elementi è stata segnata la direzione lungo la quale devono riprodurre un comportamento rigido, nelle altre direzioni l'elemento ha rigidezza nulla, quindi simula lo scorrimento del dispositivo. Di seguito una rappresentazione delle impostazioni definite per l'elemento che intende riprodurre l'appoggio scorrevole longitudinalmente (Figura 3.6.4.3).

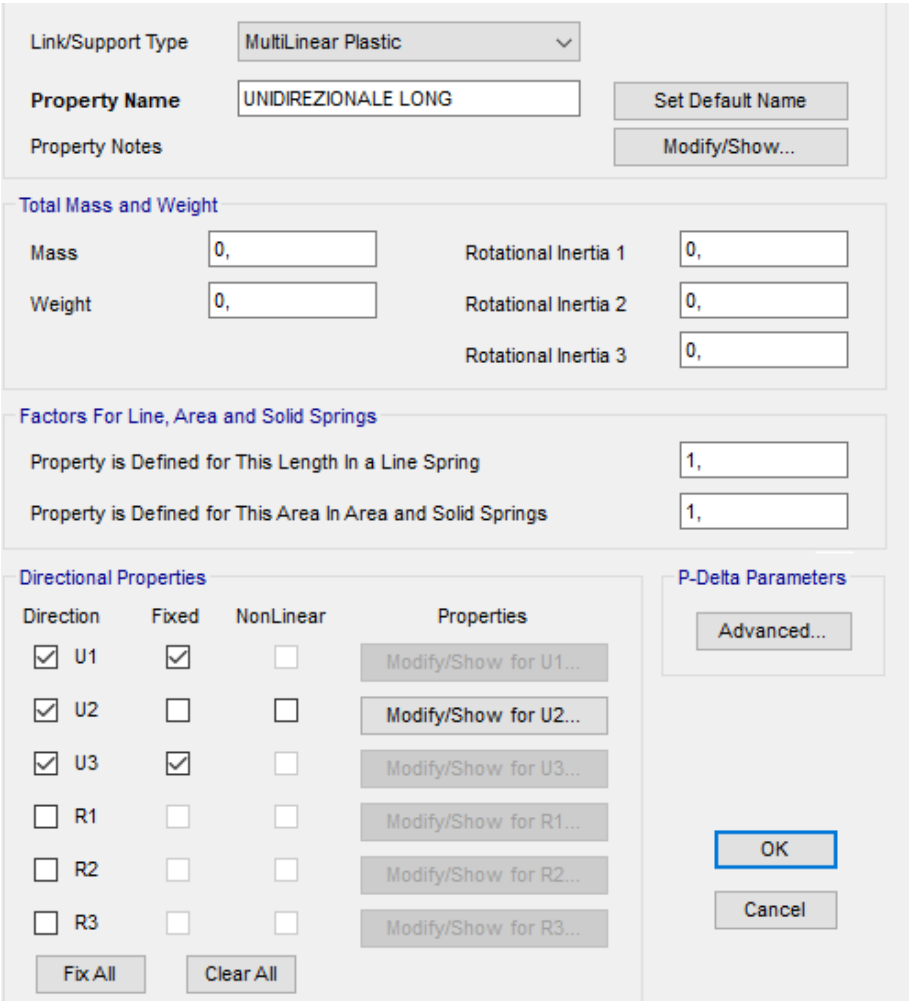

Figura 3.6.4.3– Impostazioni dell'elemento unidirezionale longitudinale link a 2 nodi

Il sistema di riferimento è locale: U1 corrisponde all'asse Z globale, U2 all'asse X e U3 all'asse Y.

La stessa cosa è stata fatta per gli altri tre elementi, facendo attenzione a fissare opportunamente le direzioni.

Infine, sono state fissate le condizioni al contorno: ai nodi alla base delle pile e ai nodi fissi degli appoggi sono stati assegnati i vincoli esterni a incastro.

In Figura 3.6.4.4 la rappresentazione della vista estrusa del modello 3D del ponte realizzato al SAP.

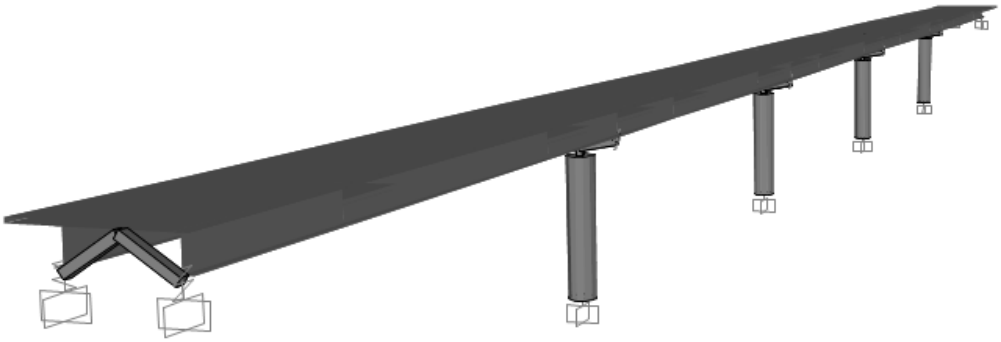

Figura 3.6.4.4- Modello del ponte realizzato al SAP

3.6.5. Carichi applicati

I carichi agenti sono stati riportati coerentemente con quanto fatto nel modello realizzato con l'OpenSees.

Nella tabella seguente (Tabella 3.6.5.1) sono evidenziate le masse assegnate rispettivamente agli elementi dell'impalcato, alle pile (masse distribuite) e ai nodi rappresentativi del pulvino (massa concentrata).

	g [kN/m]	L [m]	G [kN]	Massa [ton]	Massa distribuita [ton/m]
Elemento impalcato	150,00	50,00	7500,00	764,53	15,29
Elemento pila	56,74	8,00	453,92	46,27	5,78
Nodo pulvino	66,00	9,30	613,80	62,57	6,73

Tabella 3.6.5.1- Carichi applicati agli elementi del modello

3.7. Analisi modale

Realizzati i due modelli, uno con l'OpenSees e l'altro con il SAP2000, sono state lanciate le analisi modali con lo scopo di metterne a confronto i periodi principali di vibrazione ed essere quindi in grado di appurare la validità, in campo elastico, del modello realizzato tramite l'OpenSees.

In OpenSees l'analisi modale è stata impostata con il comando rappresentato in Figura 3.7.1

```
# ANALISI MODALE
set numModes 5

# Eigen Analyis
set lambda [eigen $numModes]; #-fullGenLapack
# puts $lambda
set omega {}
set f {}
set T {}
foreach lam $lambda {
    lappend omega [expr sqrt($lam)]
    lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$pi)]
    lappend T [expr (2*$pi)/sqrt($lam)]
}
# puts $omega
puts $T
```

Figura 3.7.2- Impostazione dell'analisi modale in OpenSees

Sono stati richiesti cinque modi ed è stato richiesto di plottare a video il valore dei diversi periodi di vibrare.

Inoltre, è stato scritto un codice per plottare a video le forme modali nelle viste dall'alto e frontali, per tutti e cinque i modi. Si riporta la procedura scritta solo per il primo modo (Figura 3.7.3):

```
# Mode 1 ------------------------------------------------------------
recorder display "Mode Shape $Mode1 - Front View" 1 1 350 250 -wipe ;
prp $L_view $H_view 1
vup 0 1 0 ;
vpn 0 0 1 ;
viewWindow -$L_viewWindow $L_viewWindow -20 20 ;
display -$Mode1 1 $dAmp  ;

recorder display "Mode Shape $Mode1 - Top View" 350 1 350 250 -wipe ;
prp 120 120 2 ;
vup 0 0 1 ;
vpn 0 1 0 ;
viewWindow -$L_viewWindow $L_viewWindow -20 20 ;
display -$Mode1 1 $dAmp  ; # n mode - boo - Amp
```

Figura 3.7.3- Impostazioni per plottare a video le forme modali

L'analisi così impostata è stata eseguita tramite MATLAB che ha restituito le seguenti forme modali. Si riportano solamente le prime tre forme nelle viste frontali e dall'alto (Figura 3.7.4).

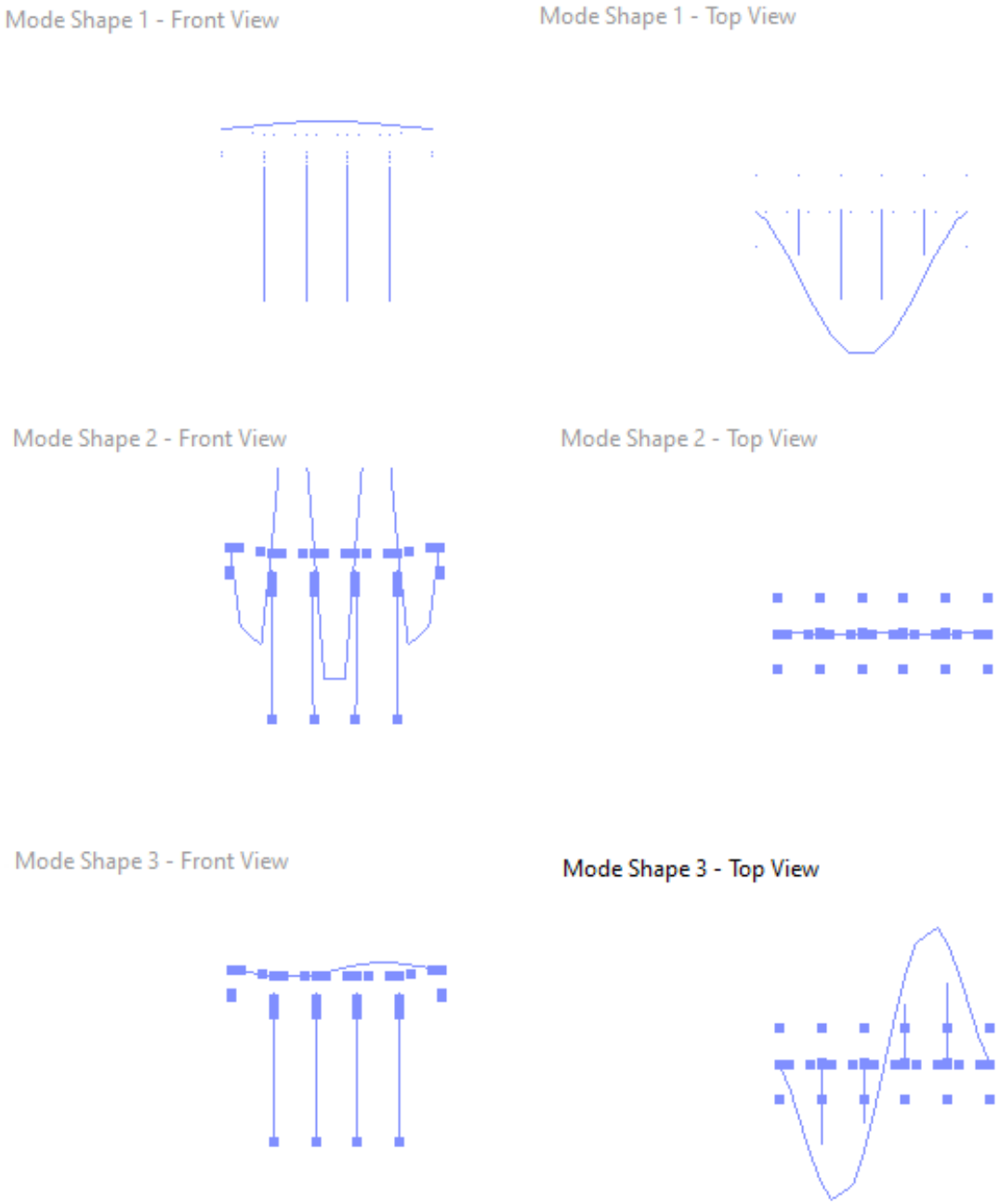

Figura 3.7.4– Forme modali e periodi di vibrazione provenienti dal modello OpenSees

Nella Tabella 3.7.1 sono riportati i periodi risultati dall'analisi modale eseguita tramite OpenSees:

T1 [s]	0,910
T2 [s]	0,593
T3 [s]	0,569

Tabella 3.7.1-Periodi di virazione dei primi tre modi provenienti da OpenSees

Al SAP è stata lanciata l'analisi modale seguendo le impostazioni di seguito riportate (Figura 3.7.5):

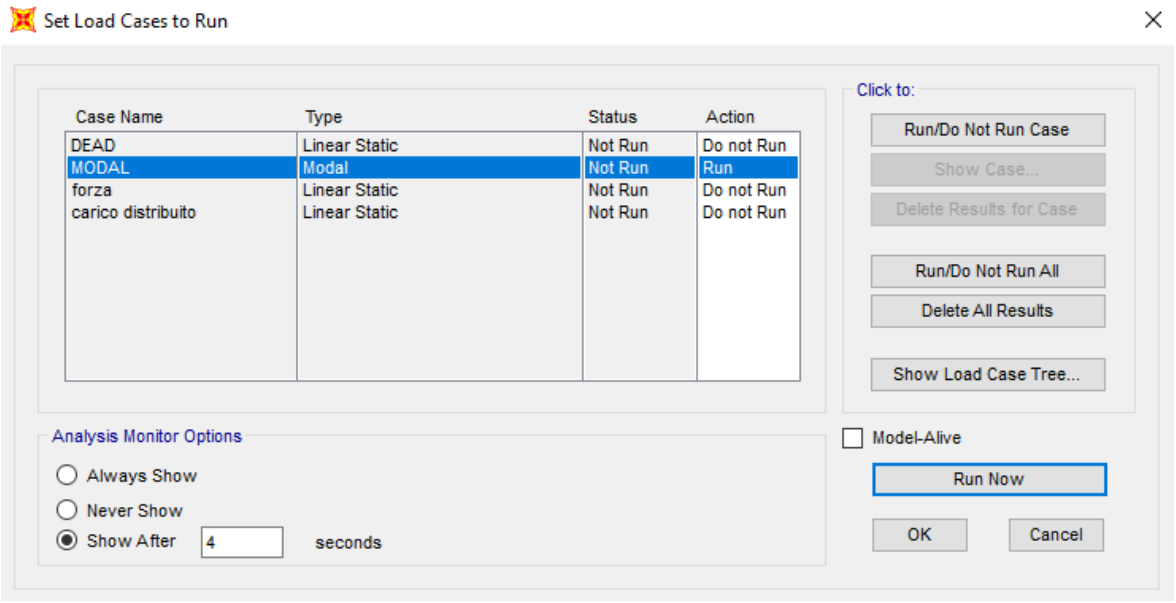

Figura 3.7.5- Impostazioni per lanciare l'analisi modale al SAP

Le forme modali ottenute sono rappresentate in Figura 3.7.6 a sinistra le viste frontali e a destra le viste dall'alto.

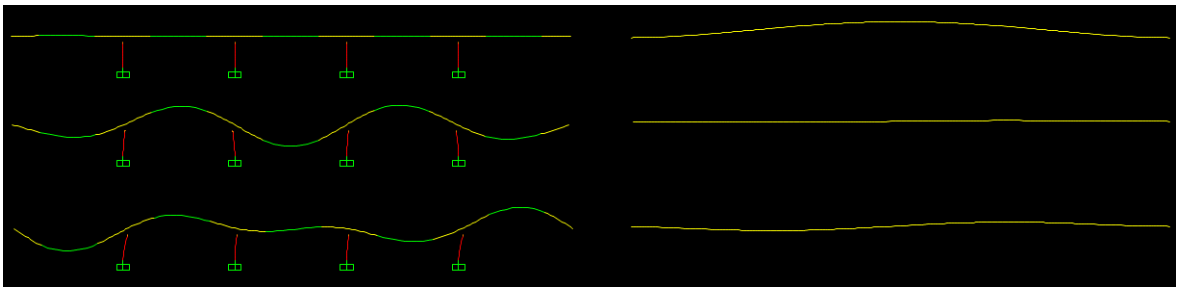

Figura 3.7.6- Forme modali e periodi di vibrazione proveniente dal modello SAP

Si riportano nella Tabella 3.7.2 i periodi risultati dall'analisi modale lanciata con SAP dei primi tre modi:

T1 [s]	0,955
T2 [s]	0,610
T3 [s]	0,567

Tabella 3.7.2 -Periodi di vibrazione dei primi tre modi provenienti da SAP

Nella Tabella 3.7.3 si mettono a confronto i periodi di vibrazione ottenuti lanciando l'analisi modale nei due modelli. Come si nota, la differenza è molto piccola, si può quindi attestare che il modello realizzato tramite il software OpenSees è stato correttamente modellato.

	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]
OpenSees	0,910	0,593	0,569
SAP2000	0,955	0,610	0,567

Tabella 3.7.3- Periodi di vibrazione a confronto

3.8.MSA

L'analisi sismica adottata per il caso di analisi è la MSA.

È stato scelto un sito italiano a media sismicità e per quel sito è stata costruita la curva di pericolosità in funzione di 11 valori di accelerazione spettrale crescenti. Tale curva è stata ottenuta mediante l'utilizzo di formule empiriche riportate nella letteratura, in particolare secondo la simulazione di *Au & Beck 2013.*

Si riporta di seguito una tabella con i valori di accelerazione spettrale $S_a(T)$ determinati (Tabella 3.8.1):

IM1 [g]	IM2 [g]	IM3 [g]	IM4 [g]	IM5 [g]	IM6 [g]	IM7 [g]	IM8 [g]	IM9 [g]	IM10 [g]	IM11 [g]
0,6454	0,9951	1,7186	2,4255	3,3914	4,6580	6,0288	7,7244	9,7405	12,0397	14,4552

Tabella 3.8.1-Misure di intensità

Per ogni valore di misura di intensità sono stati applicati 20 accelerogrammi artificiali alla base delle pile, generati con l'ausilio di un software.

Nel piano T-IM i 20 sismi hanno in comune un nodo: in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura, tutti gli accelerogrammi passano per il medesimo valore dell'i-esima IM: gli accelerogrammi sono condizionati sull'i-esima IM.

Dall'applicazione della MSA si sono ottenute quindi 11x20 simulazioni. L'applicazione delle diverse time-history è stata eseguita agevolmente con l'ausilio di MATLAB previa scrittura di un'apposita routine. In questa fase di analisi è stato necessario richiedere i record, ovvero gli EDP di interesse già introdotti nel paragrafo 2.3. e qui richiamati: spostamento, in direzione trasversale rispetto allo sviluppo longitudinale del ponte, in corrispondenza della testa delle pile e spostamento, nella medesima direzione monitorata per le pile, dei dispositivi di appoggi scorrevoli.

Nel seguente capitolo viene descritto il processo di elaborazione dei risultati tramite il quale sono state ottenute le curve di fragilità.

4. Primi risultati ottenuti dal caso analizzato

Per ogni parametro di domanda (EDP) monitorato per ogni elemento, è stata ottenuta una time-history di risposta per ogni misura di intensità.

Nella routine di analisi di MATLAB è stato richiesto di rappresentare i risultati sottoforma di file di testo (.out). In output sono state quindi ottenute tante cartelle per ogni sisma applicato ad ogni misura di intensità, nominate TH_Imi_Accj. In ogni cartella sono contenuti tanti file di testo quanti sono gli EDP richiesti.

Questi risultati sono stati elaborati con lo scopo di ottenere le curve di fragilità per ogni stato limite.

4.1. Elaborazione dei risultati

All'interno di ogni cartella TH_Imi_Accj, ci sono 16 file contenenti le time-history risultanti dall'applicazione di ogni accelerogramma per ogni misura di intensità (Figura 4.1.1).

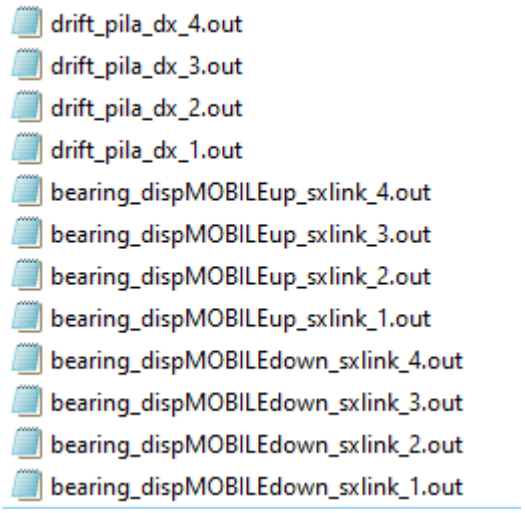

Figura 4.1.1-Time-history risultanti per ogni misura di intensità

All'interno di ciascun file di testo, sono presenti i valori del corrispondente EDP discretizzati nel tempo ogni 0,01 s per tutta la durata del sisma j-esimo.

L'EDP di interesse per gli appoggi è lo spostamento relativo tra la parte fissa ancorata al pulvino tramite le zanche e la parte scorrevole superiore. È stata quindi operata una differenza, con l'ausilio di MATLAB, tra i gli spostamenti forniti dai risultati delle analisi della parte superiore e inferiore del dispositivo.

Sempre con l'ausilio di MATLAB sono state estratte 8 matrici 11x20 ognuna relativa ad un EDP. Ogni cella di ogni matrice contiene il valore massimo dell'EDP corrispondente associato all'i-esima IM e al j-esimo sisma. Di seguito è rappresentata una schermata di MATLAB con la routine che ha permesso di estrarre le matrici dei massimi, salvate ognuna in un foglio di calcolo Excel per facilitarne l'elaborazione (Figura 4.1.2).

```
EDPout1=zeros(11,20);

for i=1:11 % valori di IM
    for j=1:20 % valori dei sismi
        stringa=sprintf("\\TH_IM%d_Acc%d\\",i,j)

       fold=strcat(cartellabase,stringa);
%    %% Drift Pila
%     indice=2;
%
    Drift_pila_dx=load(strcat(fold,'drift_pila_dx_1.out'));
    Drift_pila1(i,j)=max(abs(Drift_pila_dx(:,indice)));  % Drift pila 1 dx

    Drift_pila_dx=load(strcat(fold,'drift_pila_dx_2.out'));
    Drift_pila2(i,j)=max(abs(Drift_pila_dx(:,indice)));   % Drift pila 2 dx

    Drift_pila_dx=load(strcat(fold,'drift_pila_dx_3.out'));
    Drift_pila3(i,j)=max(abs(Drift_pila_dx(:,indice)));   % Drift pila 3 dx

    Drift_pila_dx=load(strcat(fold,'drift_pila_dx_4.out'));
    Drift_pila4(i,j)=max(abs(Drift_pila_dx(:,indice)));    % Drift pila 4 dx
    %% Bearing Disp
    indice=3;
    Bearing_MOBILEdown_1=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEdown_sxlink_1.out'))    % Bearing MOBILE Disp sx 1
    Bearing_MOBILEup_1=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEup_sxlink_1.out'))
    Bearing_MOBILE1(i,j)=max(abs((Bearing_MOBILEdown_1(:,indice)-(Bearing_MOBILEup_1(:,indice)))));

    Bearing_MOBILEdown_2=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEdown_sxlink_2.out'));     % Bearing MOBILE Disp sx 2
    Bearing_MOBILEup_2=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEup_sxlink_2.out'))
    Bearing_MOBILE2(i,j)=max(abs((Bearing_MOBILEdown_2(:,indice)-(Bearing_MOBILEup_2(:,indice)))));

    Bearing_MOBILEdown_3=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEdown_sxlink_3.out'));     % Bearing Fixed MOBILE sx 3
    Bearing_MOBILEup_3=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEup_sxlink_3.out'))
    Bearing_MOBILE3(i,j)=max(abs((Bearing_MOBILEdown_3(:,indice)-(Bearing_MOBILEup_3(:,indice)))));

    Bearing_MOBILEdown_4=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEdown_sxlink_4.out'));     % Bearing Fixed MOBILE sx 4
    Bearing_MOBILEup_4=load(strcat(fold,'bearing_dispMOBILEup_sxlink_4.out'))
    Bearing_MOBILE4(i,j)=max(abs((Bearing_MOBILEdown_4(:,indice)-(Bearing_MOBILEup_4(:,indice)))));
```

Figura 4.1.2-Routine MATLAB per estrarre i valori massimi di ogni EDP sottoforma di matrici

Prima di procedere con i passaggi del post-processing si richiamano le soglie prestazionali per le pile e per gli appoggi (Tabella 4.1.1 e Tabella 4.1.2). Si ricorda che il livello prestazionale LP0 fornisce lo spostamento di primo snervamento direttamente dal calcolo, quello che segue lo sviluppo bilineare è dato da LP1 in corrispondenza del quale è fissata la prima soglia prestazionale.

LP0	Primo snervamento [m]	0,06417
LP1	Snervamento bilineare [m]	0,08488
LP2	dy+1/3(du-dy) [m]	0,13133
LP3	dy+2/3(du-dy) [m]	0,19849
LP4	3/4du [m]	0,199238
LP5	du [m]	0,26565

Tabella 4.1.1-Soglie prestazionali per le pile

dy [m]	0,045
du [m]	0,2

Tabella 4.1.2 -Soglie prestazionali per gli appoggi

Il post-processing è consistito nell'elaborazione dei dati presenti nelle 8 matrici dei valori massimi per la costruzione delle curve di fragilità.

PILA 1

La matrice dei massimi valori di spostamento della pila 1 è riportata nella Tabella 4.1.3

	Acc 1	*Acc 2*	*Acc 3*	*Acc 4*	*Acc 5*	*Acc 6*	*Acc 7*	*Acc 8*	*Acc 9*	*Acc 10*
Im 1	0,006005	0,004803	0,0067313	0,0132179	0,0052525	0,0060926	0,0115794	0,0044943	0,005799	0,006052
Im 2	0,012436	0,0124469	0,0117006	0,0232928	0,0201578	0,0132316	0,0061342	0,014168	0,0152857	0,006166
Im 3	0,020513	0,0192433	0,0162142	0,0363229	0,0122473	0,0190371	0,0236914	0,0406372	0,0328708	0,039297
Im 4	0,058911	0,047586	0,0216341	0,0330028	0,0386956	0,0396542	0,0281771	0,0250717	0,0310385	0,018126
Im 5	0,056285	0,080875	0,0550647	0,0590687	0,0552155	0,0443081	0,0494441	0,0713394	0,0379317	0,02975
Im 6	0,059872	0,0669427	0,0645049	0,0338443	0,0720168	0,0592272	0,0712268	0,0801981	0,0326539	0,092631
Im 7	0,141491	0,0760731	0,127945	0,0697095	0,110553	0,0682257	0,066111	0,0463272	0,0960499	0,107164
Im 8	0,068909	0,0838054	0,11389	0,105452	0,0678734	0,149141	0,0708724	0,170224	0,0565492	0,078232
Im 9	0,148974	0,213985	0,0867702	0,170505	0,0802504	0,20823	0,147525	0,128407	0,175194	0,087906
Im 10	0,113456	0,183858	0,137448	0,133848	0,21002	0,182086	0,199242	0,188666	0,198317	0,114235
Im 11	0,150481	0,138793	0,191515	0,17608	0,170626	0,201582	0,211279	0,203595	0,170814	0,15383

	Acc 11	*Acc 12*	*Acc 13*	*Acc 14*	*Acc 15*	*Acc 16*	*Acc 17*	*Acc 18*	*Acc 19*	*Acc 20*
Im 1	0,017871	0,0128245	0,0060614	0,0034015	0,0119436	0,0081972	0,0080288	0,0091117	0,0116872	0,005896
Im 2	0,007542	0,006403	0,0089658	0,0145032	0,0201105	0,018178	0,0135374	0,0131023	0,0120394	0,011418
Im 3	0,035614	0,0155353	0,0195875	0,0268811	0,0253826	0,0163645	0,0255328	0,031563	0,0163617	0,023161
Im 4	0,041271	0,0235699	0,036866	0,0368362	0,0339065	0,0378352	0,029223	0,0253805	0,0198855	0,039709
Im 5	0,077593	0,0392921	0,0516451	0,0745889	0,040742	0,043915	0,0577103	0,0284118	0,0583627	0,022127
Im 6	0,028491	0,0404114	0,103668	0,075004	0,0879328	0,0316915	0,0789423	0,0803636	0,141034	0,039623
Im 7	0,095552	0,0724752	0,0788414	0,103071	0,0890965	0,121375	0,0573596	0,0542001	0,125876	0,096918
Im 8	0,147021	0,112051	0,146671	0,11413	0,171626	0,106484	0,133158	0,0814808	0,120856	0,135561
Im 9	0,140126	0,129817	0,123492	0,159367	0,122317	0,128815	0,138758	0,0813409	0,174856	0,08839
Im 10	0,105091	0,16638	0,171722	0,165246	0,180845	0,169824	0,146083	0,134509	0,199412	0,131357
Im 11	0,17466	0,143507	0,208915	0,1874	0,197942	0,2199	0,100634	0,131771	0,194468	0,166252

Tabella 4.1.3-Matrice dei valori massimi di spostamento in testa alla pila 1 per ogni sisma condizionato ad ogni Im

Questi valori sono stati confrontati con i valori delle soglie prestazionali in modo tale da ottenere il numero di volte in cui il limite prestazionale viene superato per ogni sisma applicato ad ogni IM, per ogni livello di prestazione (Tabella 4.1.4).

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	0	0	0	0	0
Im 5	0	0	0	0	0
Im 6	4	1	0	0	0
Im 7	11	1	0	0	0
Im 8	13	7	0	0	0
Im 9	18	10	2	2	0
Im 10	20	17	3	3	0
Im 11	20	19	5	5	0

Tabella 4.1.4-numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per la pila 1

Questi risultati sono stati rappresentati in diversi grafici in cui nell'asse delle ascisse sono state riportate le misure di intensità e nell'asse delle ordinate l'EDP. I 20 valori massimi risultanti dalle analisi per ogni IM sono stati riportati sottoforma di punti. In corrispondenza del valore dello stato limite è stata tracciata una linea in modo tale da poter visualizzare i punti che la oltrepassano per ogni IM.

Si riportano di seguito i grafici appena descritti per ogni LP (Figura 4.1.3, Figura 4.1.4, Figura 4.1.5, Figura 4.1.6, Figura 4.1.7).

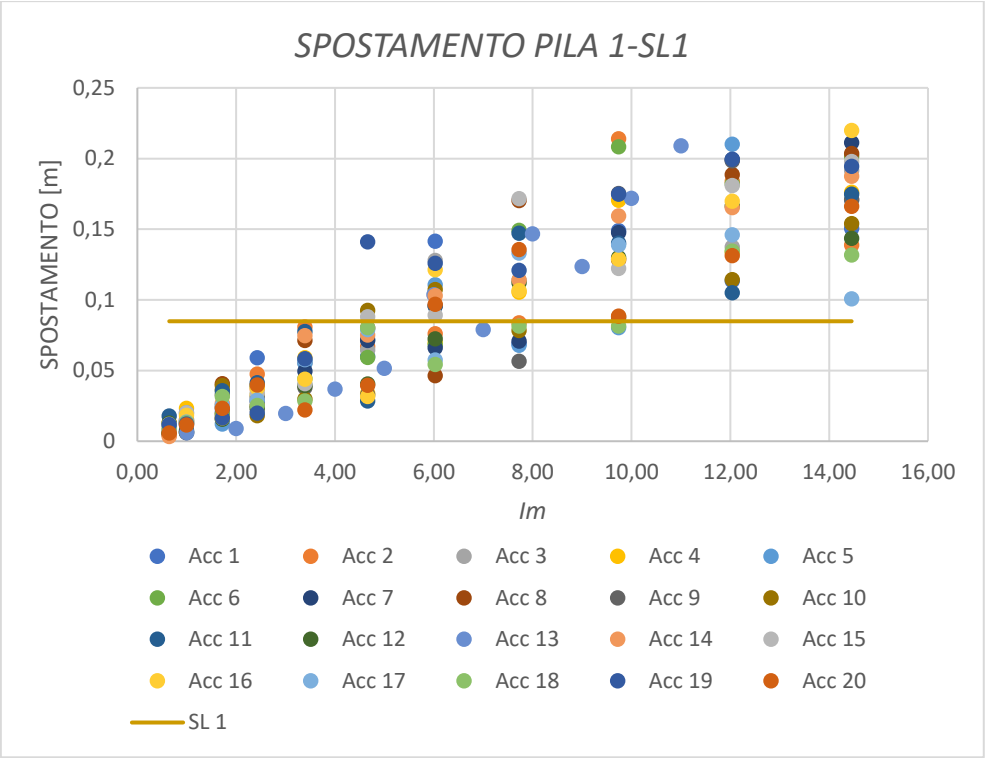

Figura 4.1.3- Valori massimi di spostamento della pila 1 confrontati con la soglia SL1

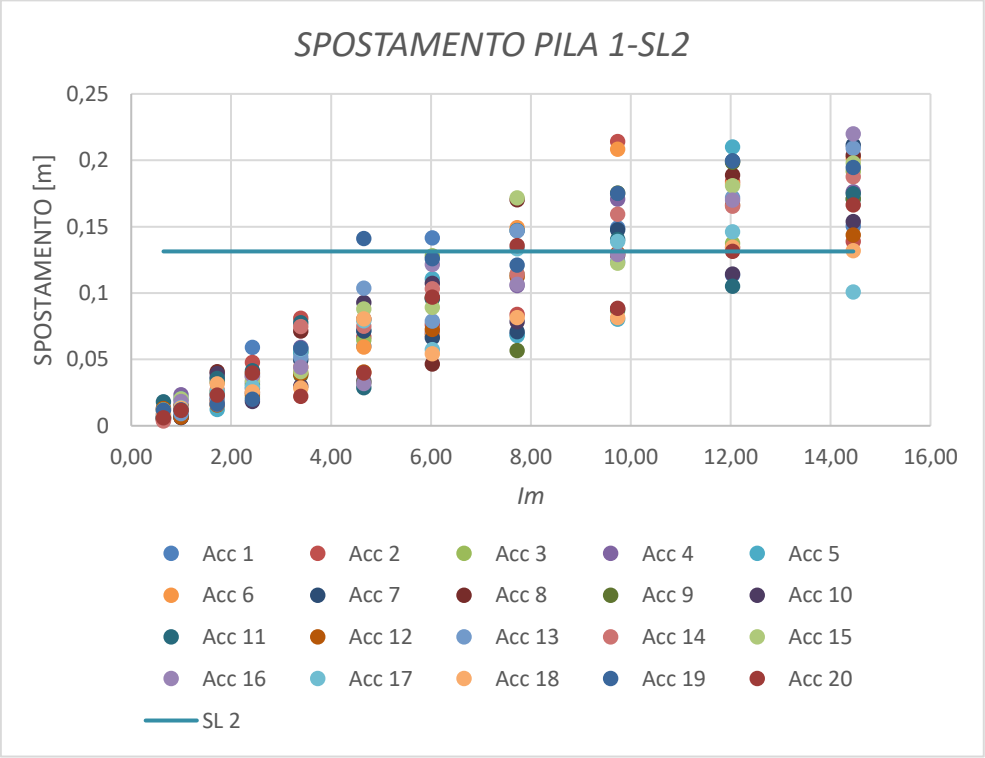

Figura 4.1.4- Valori massimi di spostamento della pila 1 confrontati con la soglia SL2

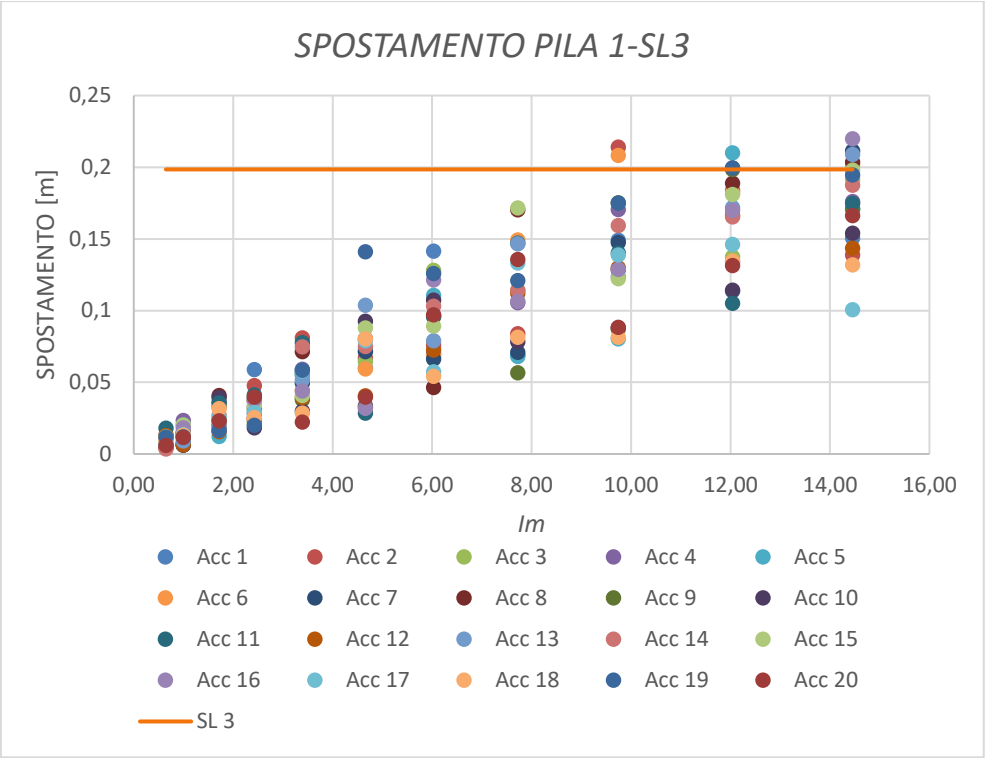

Figura 4.1.5- Valori massimi di spostamento della pila 1 confrontati con la soglia SL3

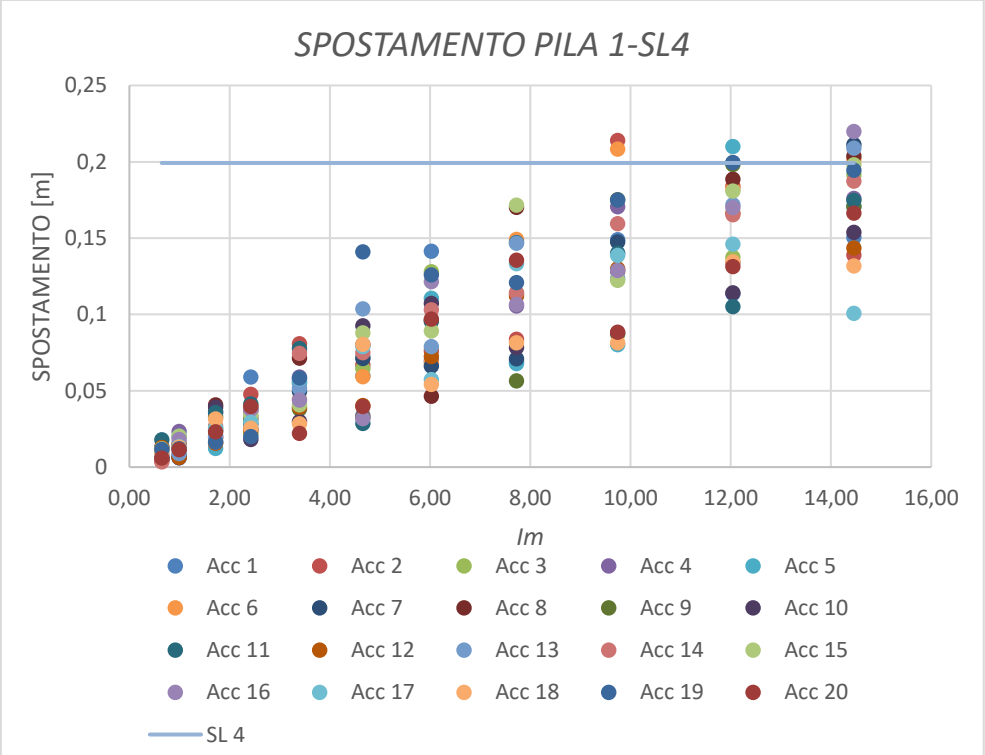

Figura 4.1.6- Valori massimi di spostamento della pila 1 confrontati con la soglia SL4

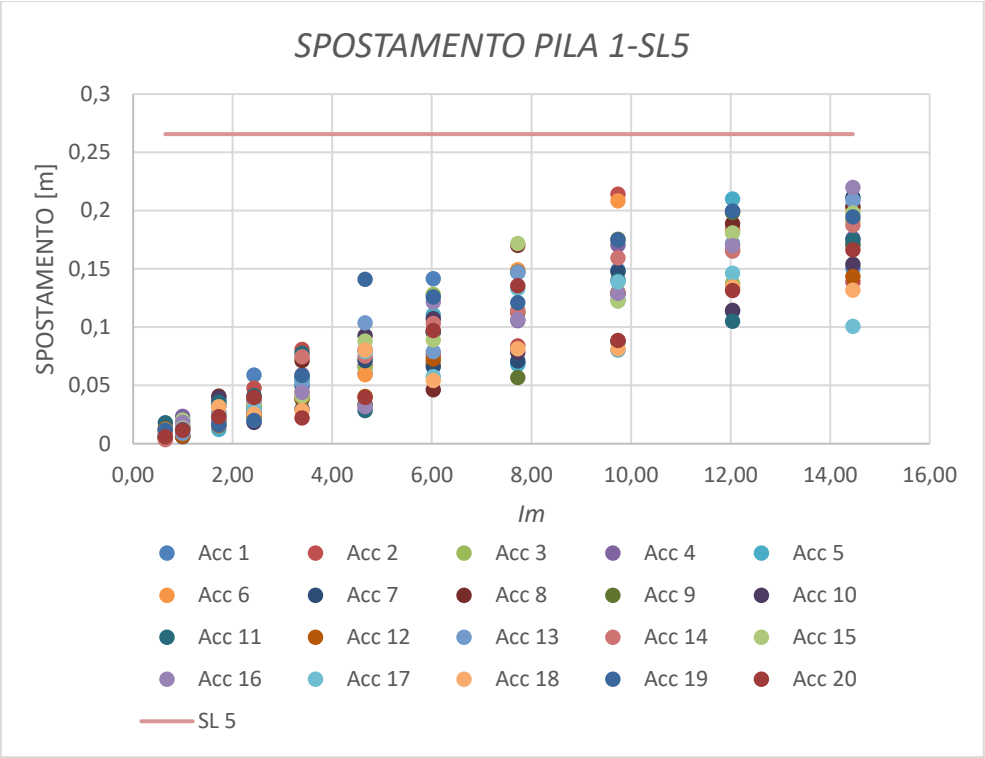

Figura 4.1.7 - Valori massimi di spostamento della pila 1 confrontati con la soglia SL5

Lo stesso procedimento è stato fatto per gli altri elementi monitorati. Si riportano di seguito le relative tabelle con indicati i numeri di volte in cui la soglia viene superata per ogni stato limite in corrispondenza di ogni misura di intensità (Tabella 4.1.5, Tabella 4.1.6, Tabella 4.1.7, Tabella 4.1.8, Tabella 4.1.9, Tabella 4.1.10, Tabella 4.1.11) e un unico grafico per ciascun elemento in cui sono rappresentati tutti i punti per ciascun IM e tutte le soglie (Figura 4.1.8, Figura 4.1.9, Figura 4.1.10, Figura 4.1.11, Figura 4.1.12, Figura 4.1.13, Figura 4.1.14).

PILA 2

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	1	0	0	0	0
Im 5	7	0	0	0	0
Im 6	14	4	1	1	0
Im 7	18	10	0	0	0
Im 8	20	14	5	5	0
Im 9	20	17	9	9	2
Im 10	20	20	14	14	6
Im 11	20	19	17	17	9

Tabella 4.1.5- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per la pila 2

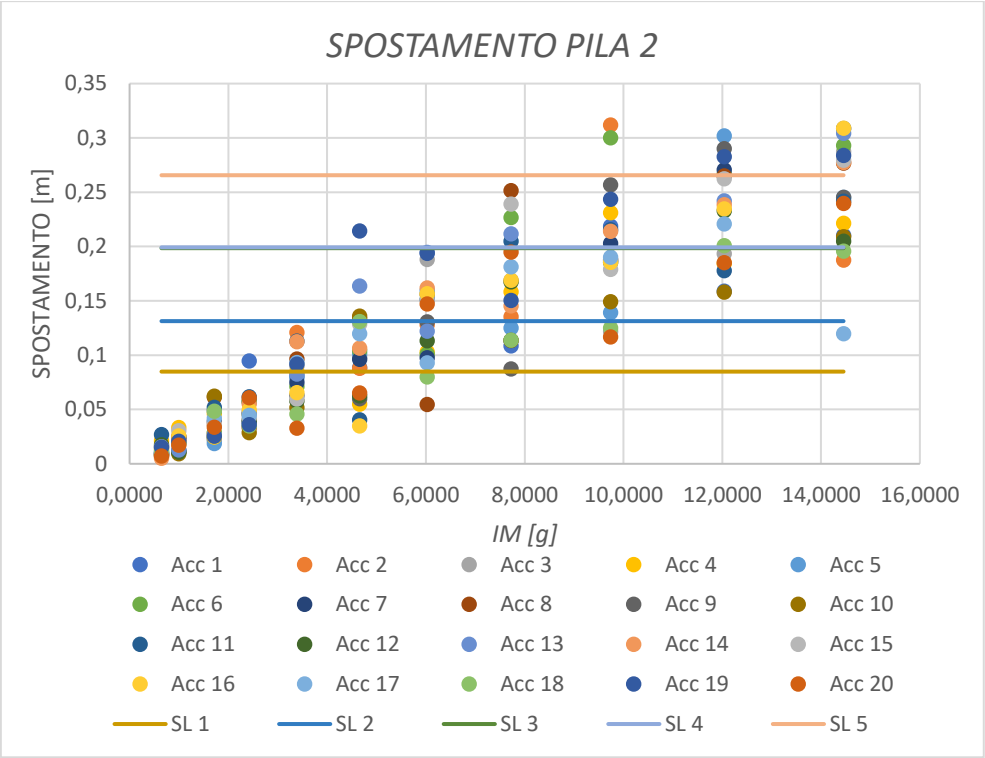

Figura 4.1.8 - Valori massimi di spostamento della pila 2 confrontati con le soglie di prestazione

PILA 3

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	1	0	0	0	0
Im 5	7	0	0	0	0
Im 6	14	4	1	1	0
Im 7	18	10	0	0	0
Im 8	20	14	5	5	0
Im 9	20	17	9	9	2
Im 10	20	20	14	14	6
Im 11	20	19	17	17	9

Tabella 4.1.6- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per la pila 3

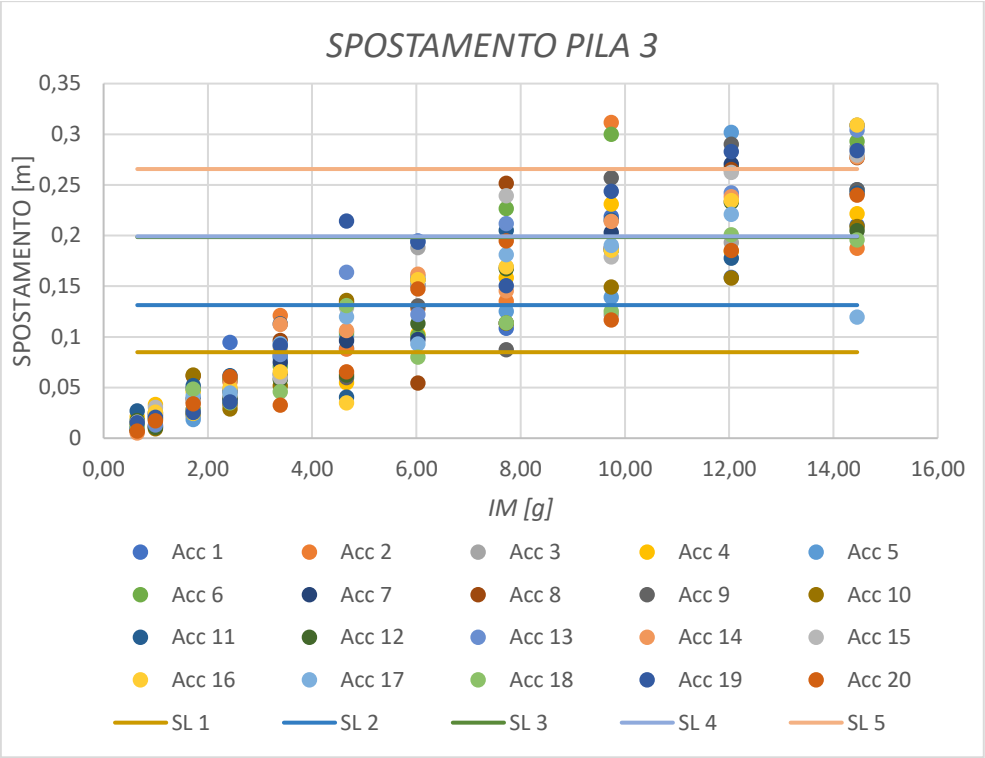

Figura 4.1.9- Valori massimi di spostamento della pila 3 confrontati con le soglie di prestazione

PILA 4

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	0	0	0	0	0
Im 5	0	0	0	0	0
Im 6	4	1	0	0	0
Im 7	11	1	0	0	0
Im 8	13	7	0	0	0
Im 9	18	10	2	2	0
Im 10	20	17	3	2	0
Im 11	20	19	5	5	0

Tabella 4.1.7- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per la pila 4

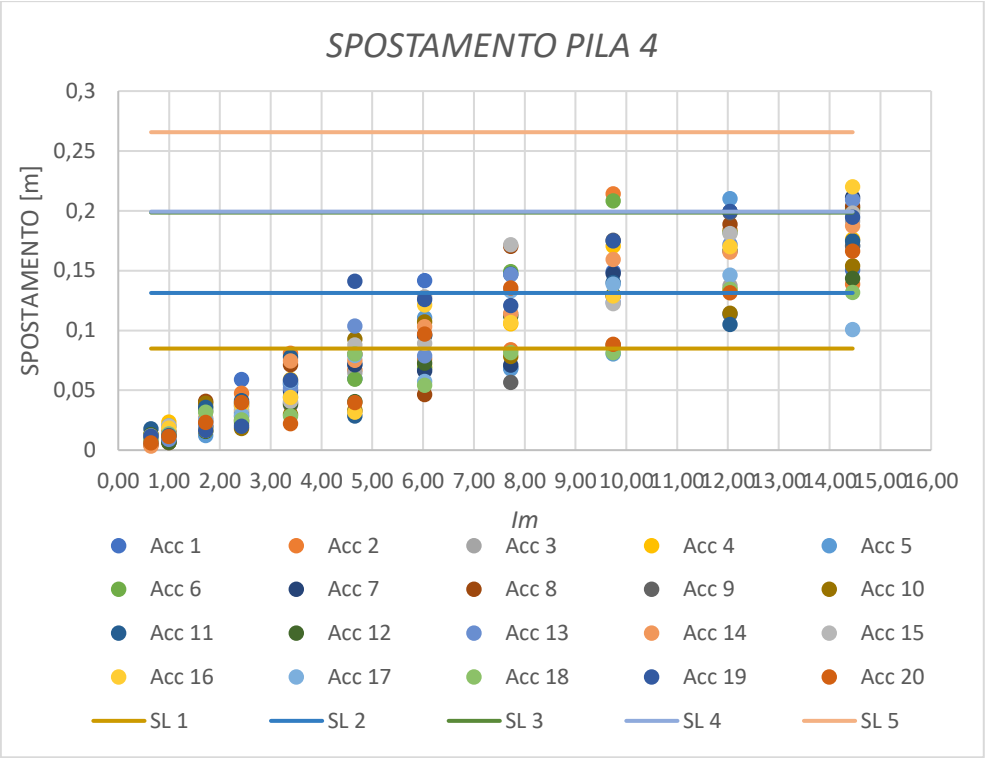

Figura 4.1.10-Valori massimi di spostamento della pila 4 confrontati con le soglie di prestazione

APPOGGIO MOBILE 1

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	2	0
Im 7	3	0
Im 8	8	0
Im 9	14	3
Im 10	18	8
Im 11	20	8

Tabella 4.1.8- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per l'appoggio 1

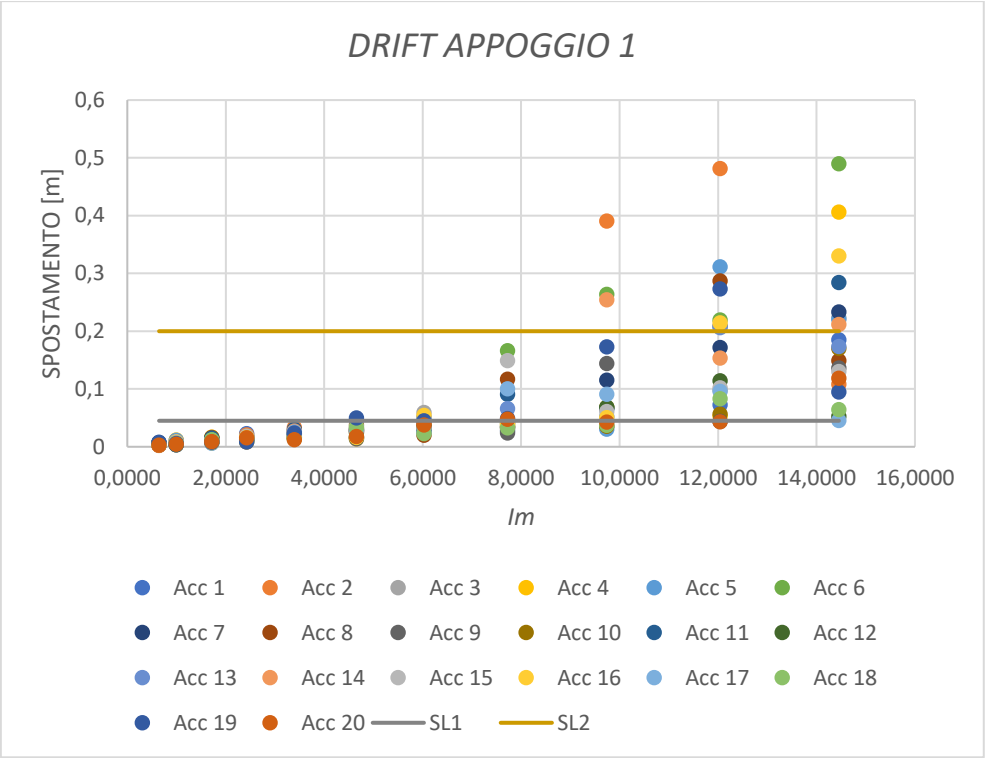

Figura 4.1.11- Valori massimi di spostamento dell'appoggio 1 confrontati con le soglie di prestazione

APPOGGIO MOBILE 2

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	1	0
Im 7	5	0
Im 8	10	0
Im 9	16	3
Im 10	20	7
Im 11	19	6

Tabella 4.1.9- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per l'appoggio 2

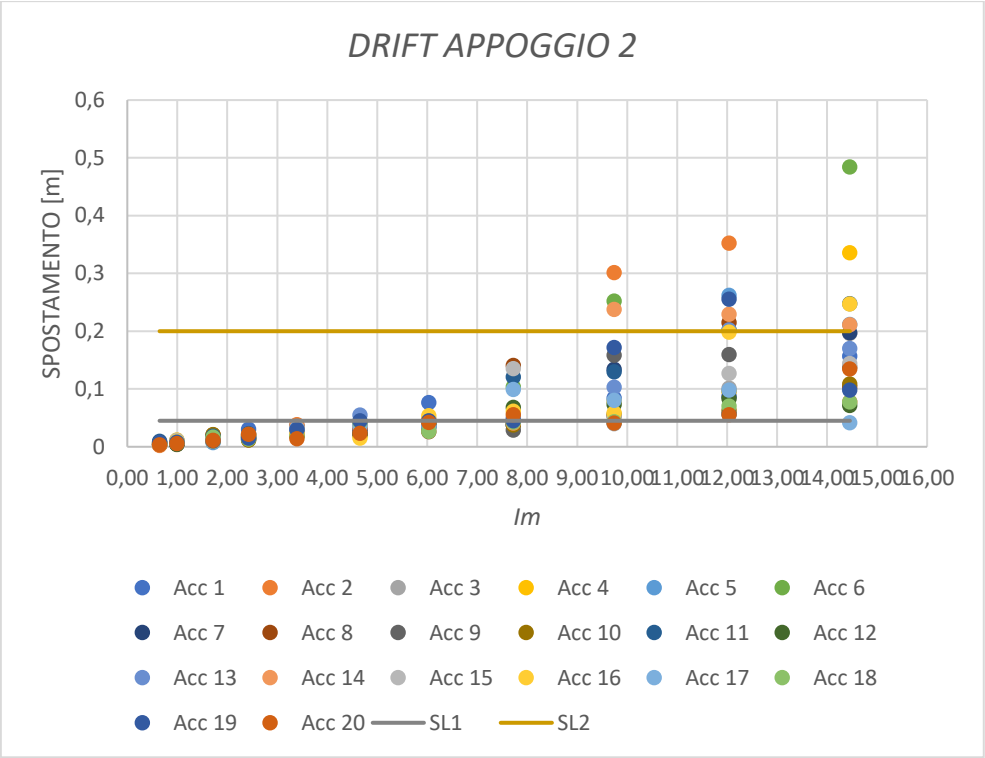

Figura 4.1.12- Valori massimi di spostamento dell'appoggio 2 confrontati con le soglie di prestazione

APPOGGIO MOBILE 3

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	2	0
Im 7	7	0
Im 8	12	0
Im 9	16	3
Im 10	20	7
Im 11	19	6

Tabella 4.1.10- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per l'appoggio 3

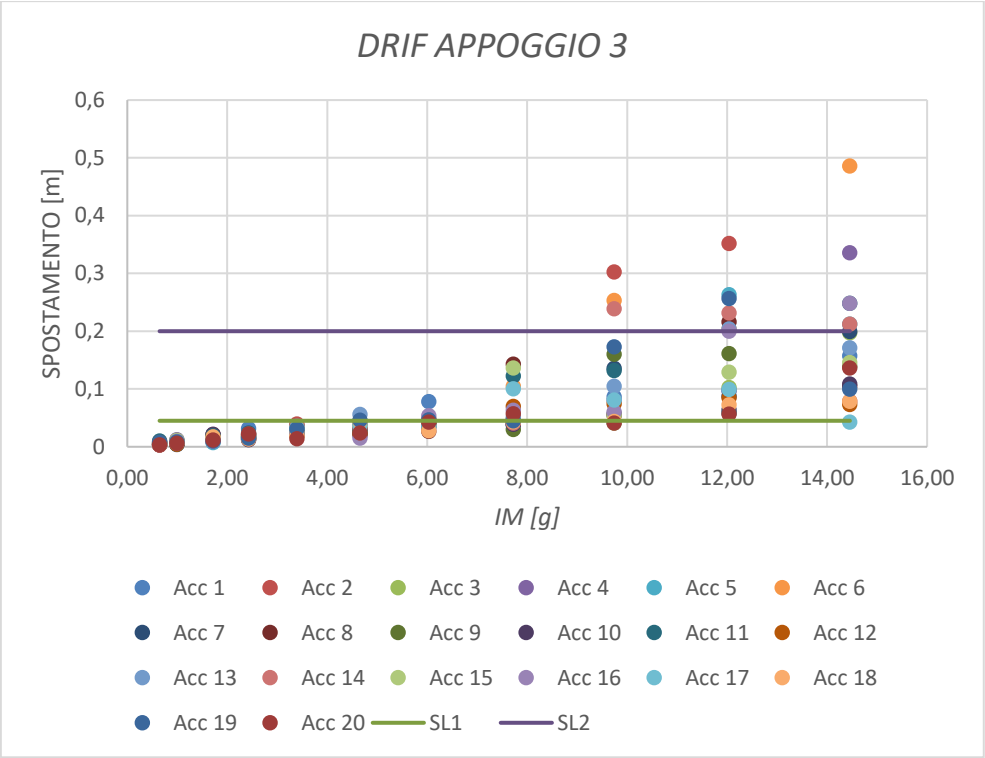

Figura 4.1.13- Valori massimi di spostamento dell'appoggio 3 confrontati con le soglie di prestazione

APPOGGIO MOBILE 4

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	2	0
Im 7	3	0
Im 8	8	0
Im 9	14	3
Im 10	18	8
Im 11	20	8

Tabella 4.1.11- numero di volte in cui i LP vengono superati per ogni IM per l'appoggio 4

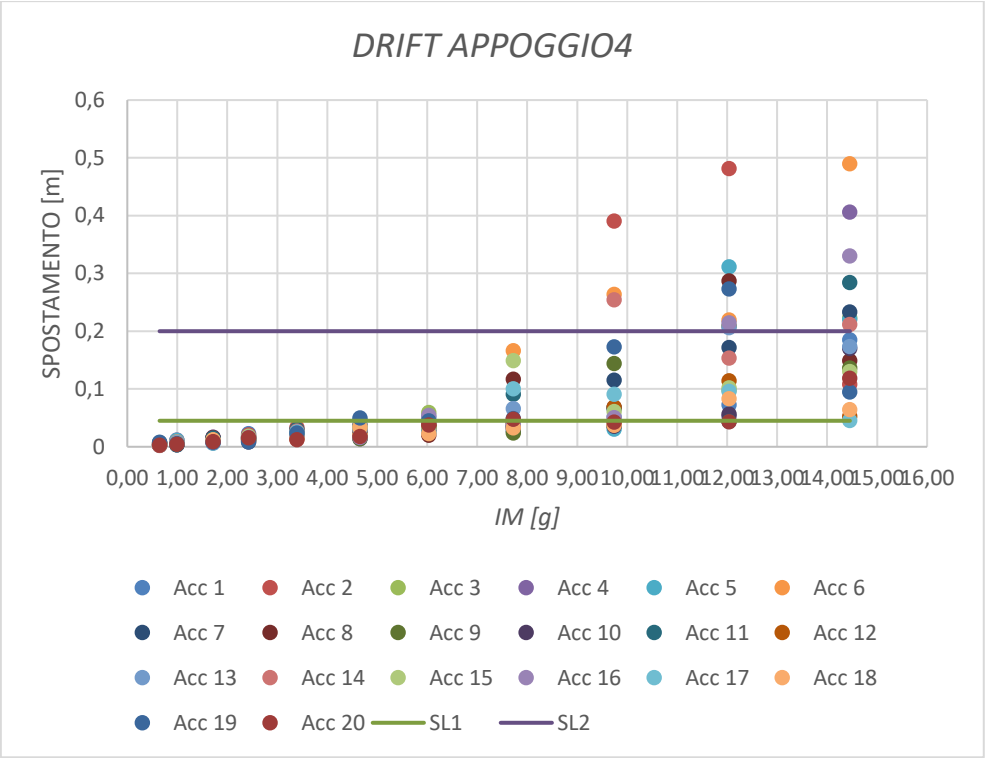

Figura 4.1.14- Valori massimi di spostamento dell'appoggio 4 confrontati con le soglie di prestazione

4.1.1. Costruzione delle curve di fragilità

La costruzione delle curve di fragilità è stata realizzata tramite l'impostazione di un foglio di calcolo Excel. Per avere una controprova della plausibilità delle curve ottenute è stata utilizzata una routine in MATLAB in grado di calcolare in automatico i parametri necessari alla funzione e quindi di restituire le curve ottimizzate.

Si richiama la funzione di fragilità, funzione di distribuzione di probabilità lognormale, introdotta nel paragrafo 1.1:

$$P(ds > ds_i|IM) = \phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} ln \frac{IM}{IM_{mi}}\right]$$

Procedura di ottimizzazione tramite MATLAB

Di seguito (Figura 4.1.1.1) si riporta una schermata della routine che ha consentito di estrarre le curva di fragilità relativa alla pila 1 allo stato limite SL1.

```
Pila_1=xlsread("Drift_pila1.xls");
% Pila_2=xlsread("Drift_pila2.xls");
% Pila_3=xlsread("Drift_pila3.xls");
% Pila_4=xlsread("Drift_pila4.xls");
% Pila={Pila_1 Pila_2 Pila_3 Pila_4};
tot=[0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0];
j=1
    for i=1:11
        for k=1:20
        if Pila_1(i,k)>Soglia_SL1;
            tot(j)=tot(j)+1
        end
        end
        j=j+1
    end
Soglia_SL1=tot;
im=[ 0.6454 0.9951 0.7185 2.4255 3.3913 4.6579 6.2 7.72 9.740 12.0396 14.4551];
[theta,beta]=fn_mle_pc(im,20,Soglia_SL1);
im2=1:0.25:11;
theta=repmat(theta,1,41);
beta=repmat(beta,1,41);
P_MLE_Soglia_SL1= normcdf(log(im2),log(theta),beta);
  fragilitycurve_snervamento_pila1=plot(P_MLE_Soglia_SL1);
plot(im2,P_MLE_Soglia_SL0)
xticklabels({'IM1','IM2','IM3','IM4','IM5','IM6','IM7','IM8','IM9','IM10','IM11'})
```

Figura 4.1.1.1-Routine di MATLAB per la costruzione delle curve di fragilità

La funzione in evidenza è la funzione usata per determinare i parametri della funzione di fragilità β (deviazione standard log-normale) e θ (mediana). L'MLE è appunto lo stimatore di verosimiglianza ed è in grado di assegnare ai parametri della funzione di fragilità valori in grado di ottimizzarla cioè di farla adattare ai dati di probabilità di superamento della soglia osservati, La funzione ottimizzata, funzione di verosimiglianza è la funzione *likelihood* (Figura 4.1.1.2).

```
% objective function to be optimized
function [loglik] = mlefit(theta, num_gms, num_collapse, IM)
if theta(1)<0
    theta(1)=0;
end
p = normcdf(log(IM), log(theta(1)), theta(2));
likelihood = binopdf(num_collapse', num_gms', p'); %
loglik = -sum(log(likelihood));
```

Figura 4.1.1.2-Ottimizzazione della funzione di distribuzione di probabilità lognormale

La funzione *likelihood* calcola la funzione di probabilità binomiale in ciascuno dei valori in x (numero di collassi osservati per ogni IM) utilizzando il numero di prove n (numero di ground motion usate per ogni IM, cioè 20) e la probabilità di successo p per ogni prova (funzione di distribuzione lognormale cumulativa).

Questa funzione è in grado di ottimizzare la curva di fragilità in quanto è legata alla funzione di distribuzione log-normale che a sua volta è funzione dei parametri β e θ ottimizzati.

Le curve di fragilità così ottenute sono servite per avere una controprova della corretta trattazione dei dati, di seguito esposta, eseguita "manualmente".

Procedura tramite Excel

La procedura eseguita con ha consentito di toccare con mano le grandezze in gioco quindi ha permesso di valutare la sensibilità della curva nei confronti dei parametri β e θ.

Sono state calcolate le probabilità di superamento per ogni IM facendo il rapporto tra il numero di volte in cui la soglia è stata superata, ad ogni valore di intensità, e il numero totale di accelerogrammi applicati per ogni IM (20), ottenendo così la frequenza relativa di superamento. Nel grafico IM-$P[(d > LP)|IM = im]$ sono stati riportati i punti così determinati per ogni IM. Questi rappresentano i dati osservati. Collegandoli con delle spezzate si è ottenuta una stima della curva di fragilità.

Nello stesso grafico è stata rappresentata la curva di fragilità attraverso l'impostazione della funzione cumulativa normale, di variabili logaritmiche:

DISTRIB.NORM.N(LN(IM);LN(IM50);β;VERO) = $\phi(\frac{lnIM - lnIM50}{\beta})$

La variabile "VERO" ha consentito di ottenere una funzione di probabilità cumulativa.

È stata calcolata la mediana della misura di intensità, che per definizione è il valore di accelerazione spettrale corrispondente ad una probabilità di superamento del 50%, per interpolazione della spezzata in corrispondenza di $P(d > LP) = 0{,}5$. Nella guida alla fragilità scritta da Porter sono definiti dati di tipo A, quei dati per cui si conosce l'eccitazione per cui la soglia in esame viene superata. I dati in esame sono identificabili come appartenenti alla tipologia A. Per questi, la mediana si può calcolare come segue:

$IM_{50} = \theta = \frac{1}{n_i}\sum_{i=1}^{n_i} \ln(r_i)$ dove:

n_i è il numero di campioni;

r_i è la misura di intensità per cui la soglia viene superata;

i è l'indice che identifica i campioni.

Nei casi in cui i dati si trovino al di sotto della soglia per una quantità superiore al 50% per ogni livello di eccitazione e quindi non sia possibile determinare la mediana come da definizione, si può utilizzare la formula sopra descritta.

Il valore di β è stato assunto per tentativi. Generalmente si può considerare variabile tra 0,1 e 0,6. Minore è, minore è l'incertezza associata alle condizioni rappresentative della funzione di fragilità, maggiore è, maggiore è l'incertezza quindi la funzione di fragilità non passerà bene attraverso i punti, risultati dalle analisi.

PILA 1

Per lo stato limite di snervamento SL1, in corrispondenza delle prime cinque misure di intensità la soglia non viene mai superata, per nessuno dei 20 sismi applicati. All'aumentare dell'intensità si può notare come aumenti il numero di volte in cui la plasticizzazione della pila 1 viene raggiunta per ciascuna intensità finché, per le ultime due misure di intensità, la pila raggiunge la soglia per ogni sisma applicato (Tabella 4.4.1.1).

SL 1				
n/N (du)	IM [g]	IM50 [g]	β	f. di fragilità
0,000	0,645	5,833	0,300	0,000
0,000	0,995	5,833	0,300	0,000
0,000	1,719	5,833	0,300	0,000
0,000	2,426	5,833	0,300	0,002
0,000	3,391	5,833	0,300	0,035
0,200	4,658	5,833	0,300	0,227
0,550	6,029	5,833	0,300	0,544
0,650	7,724	5,833	0,300	0,825
0,900	9,740	5,833	0,300	0,956
1,000	12,040	5,833	0,300	0,992
1,000	14,455	5,833	0,300	0,999

Tabella 4.1.1.1-Costruzione della curva di fragilità per lo SL1 della pila 1

Di seguito è riportato il grafico con il confronto tra la stima della curva di fragilità ottenuta collegando i punti con delle spezzate e la curva di fragilità ottenuta applicando la funzione di distribuzione cumulativa di parametri logaritmici (Figura 4.1.1.3).

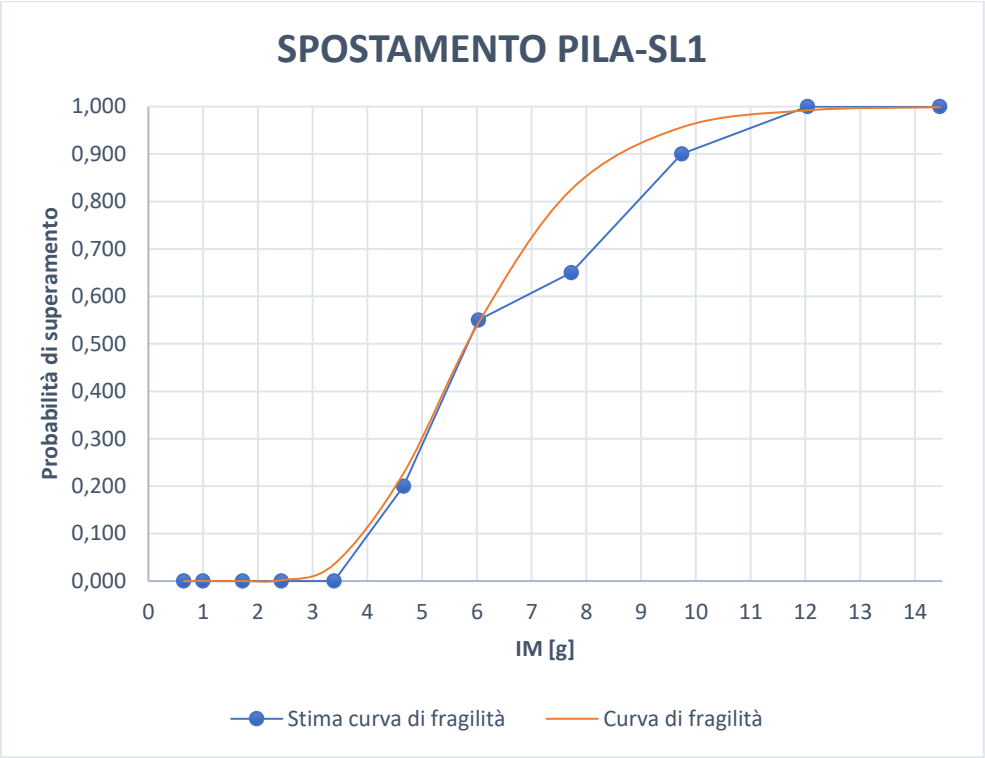

Figura 4.1.1.3-Confronto tra la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per lo SL1 della pila 1

Si riportano le tabelle riassuntive dei valori utilizzati nelle funzioni di fragilità (Tabella 4.1.1.2, Tabella 4.1.1.3, Tabella 4.1.1.4, Tabella 4.1.1.5) e i grafici rappresentanti la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per ogni stato limite indagato per la pila 1 (Figura 4.1.1.4, Figura 4.1.1.5, Figura 4.1.1.6, Figura 4.1.1.7). Si può notare come per gli stati limite 3, 4 e 5 la probabilità di superamento del 50% non viene mai oltrepassata, cioè per ogni misura di intensità non viene mai superata la soglia indagata per più di 9 sismi su 20. Per questi casi, la curva di fragilità è stata determinata calcolando la mediana θ con la formula sopra definita.

SL 2				
n/N (du)	IM [g]	IM50 [g]	β	f. di fragilità
0,000	0,645	9,740	0,200	0,000
0,000	0,995	9,740	0,200	0,000
0,000	1,719	9,740	0,200	0,000
0,000	2,426	9,740	0,200	0,000
0,000	3,391	9,740	0,200	0,000
0,050	4,658	9,740	0,200	0,000
0,050	6,029	9,740	0,200	0,008
0,350	7,724	9,740	0,200	0,123
0,500	9,740	9,740	0,200	0,500
0,850	12,040	9,740	0,200	0,855
0,950	14,455	9,740	0,200	0,976

Tabella 4.1.1.2 - Costruzione della curva di fragilità per lo SL2 della pila 1

Figura 4.1.1.4- Confronto tra la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per lo SL2 della pila 1

In questo caso, rispetto a quello precedente, si può notare come anche per misure di intensità maggiori il numero di sismi per cui viene superata la soglia, diminuisce. Tantoché per nessuna misura di intensità, neanche per quella più elevata, la soglia viene superata per tutte le time-history ad essa applicate.

SL 3				
n/N (du)	IM [g]	IM50 [g]	β	f. di fragilità
0,000	0,645	14,871	0,3	0,000
0,000	0,995	14,871	0,3	0,000
0,000	1,719	14,871	0,3	0,000
0,000	2,426	14,871	0,3	0,000
0,000	3,391	14,871	0,3	0,000
0,000	4,658	14,871	0,3	0,000
0,000	6,029	14,871	0,3	0,001
0,000	7,724	14,871	0,3	0,015
0,100	9,740	14,871	0,3	0,079
0,150	12,040	14,871	0,3	0,241
0,250	14,455	14,871	0,3	0,462

Tabella 4.1.1.3 - Costruzione della curva di fragilità per lo SL3 della pila 1

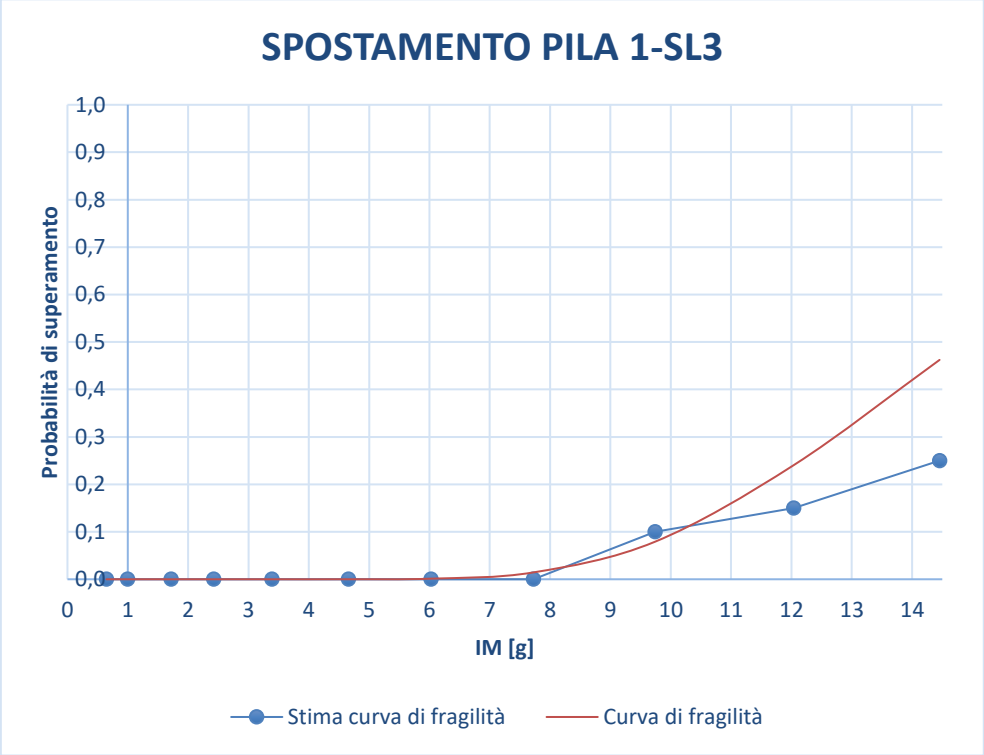

Figura 4.1.1.5- Confronto tra la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per lo SL3 della pila 1

Nella valutazione del comportamento della pila nei confronti dello SL3, la soglia non viene mai superata per il 50% dei casi applicati, per nessuna misura di intensità. La misura di intensità mediana è stata quindi stimata applicando la formula sopra definita.

SL 4				
n/N (du)	IM [g]	IM50 [g]	β	f. di fragilità
0	0,6454	14,8711	0,3	0,0000
0	0,9951	14,8711	0,3	0,0000
0	1,7185	14,8711	0,3	0,0000
0	2,4255	14,8711	0,3	0,0000
0	3,3913	14,8711	0,3	0,0000
0	4,6579	14,8711	0,3	0,0001
0	6,0287	14,8711	0,3	0,0013
0	7,7244	14,8711	0,3	0,0145
0,1	9,7404	14,8711	0,3	0,0792
0,15	12,0396	14,8711	0,3	0,2407
0,25	14,4551	14,8711	0,3	0,4623

Tabella 4.1.1.4 - Costruzione della curva di fragilità per lo SL4 della pila 1

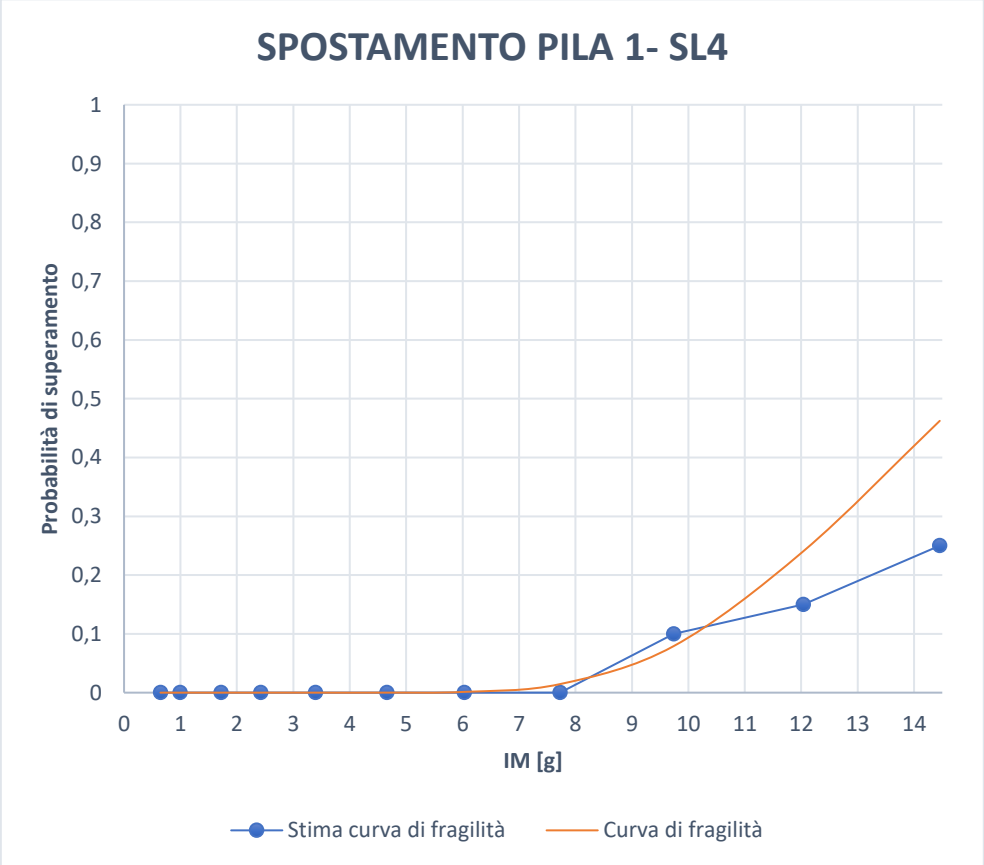

Figura 4.1.1.6 - Confronto tra la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per lo SL4 della pila 1

Anche in questo caso, non viene mai raggiunta la probabilità di superamento del 50% per nessuna misura di intensità. Alla intensità più elevata, la soglia viene superata solo per 5 sismi su 20.

SL 5				
n/N (du)	IM [g]	IM50 [g]	β	f. di fragilità
0	0,6454	\	\	\
0	0,9951	\	\	\
0	1,7185	\	\	\
0	2,4255	\	\	\
0	3,3913	\	\	\
0	4,6579	\	\	\
0	6,0287	\	\	\
0	7,7244	\	\	\
0	9,7404	\	\	\
0	12,0396	\	\	\
0	14,4551	\	\	\

Tabella 4.1.1.5- Costruzione della curva di fragilità per lo SL5 della pila 1

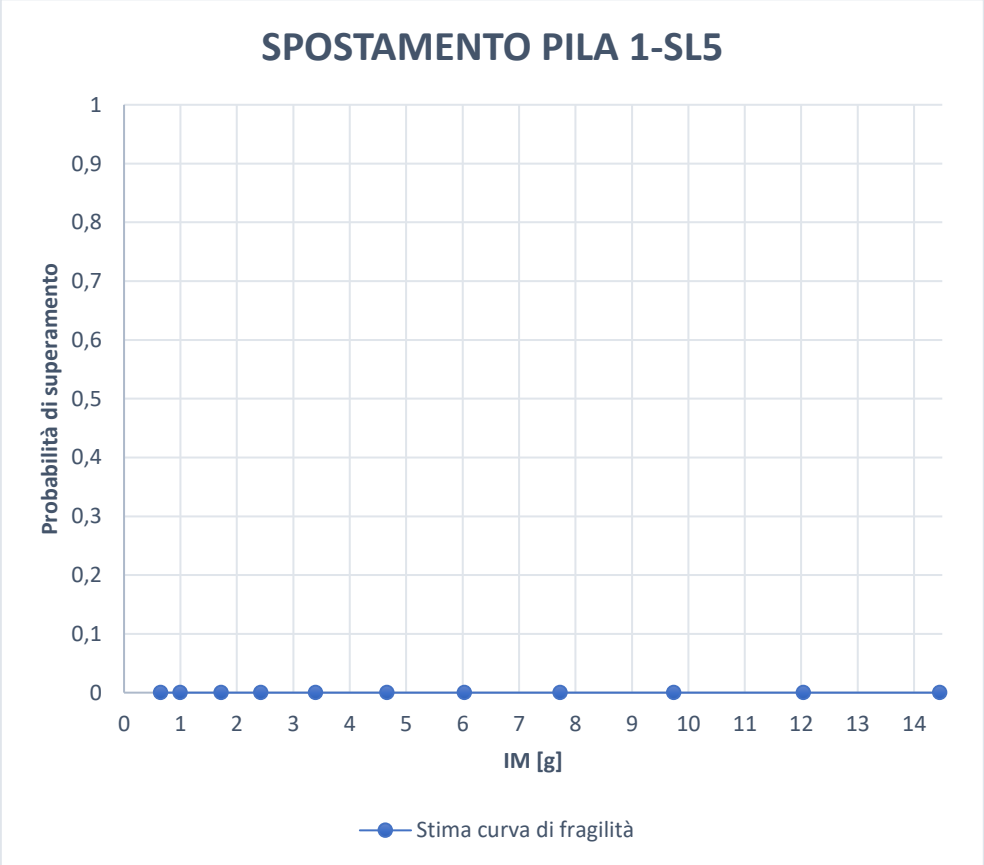

Figura 4.1.1.7 - Confronto tra la stima della curva di fragilità e la curva di fragilità per lo SL5 della pila 1

Nei confronti del collasso, si può notare come la pila 1 non raggiunga mai, per nessun sisma per nessuna misura di intensità la soglia di prestazione fissata. Non è stato quindi possibile costruire la curva di fragilità, infatti la probabilità di raggiungere l'evento indesiderabile è nulla.

Di seguito si riporta un grafico in cui sono rappresentate le curve di fragilità costruite per la pila 1 ai diversi stati limiti con lo scopo di valutare un confronto visivo di insieme (Figura 4.1.1.8).

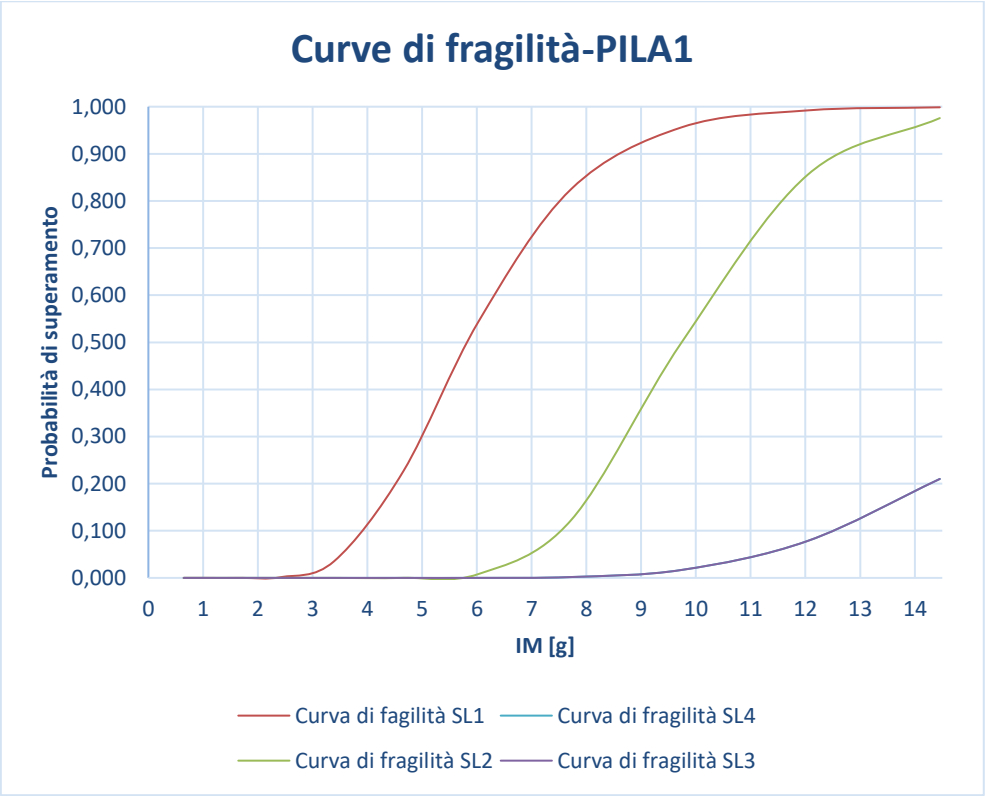

Figura 4.1.1.8-Curve di fragilità ai diversi stati limite per la pila 1

Dal grafico si nota come all'aumentare della soglia considerata, la probabilità che il parametro monitorato la raggiunga diminuisce. Lo stato limite 3 e lo stato limite 4 presentano un valore di soglia molto simile, motivo per cui le curve di fragilità corrispondenti vengono sovrapposte.

Per tutti gli altri elementi monitorati è stato seguito lo stesso iter. Per ogni elemento si riporta una tabella (Tabella 4.1.1.5, Tabella 4.1.1.Tabella 6, Tabella 4.1.1.7Tabella , Tabella 4.1.1.8, Tabella 4.1.1.9, Tabella 4.1.1.10, Tabella 4.1.1.11, Tabella 4.1.1.12) in cui sono riassunte le probabilità di superamento per ogni stato limite per ogni misura di intensità e un grafico (Figura 4.1.1.9, Figura 4.1.1.10, Figura 4.1.1.11, Figura 4.1.1.12, Figura 4.1.1.13, Figura 4.1.1.14, Figura 4.1.1.15) in cui sono rappresentate le curve di fragilità per i diversi stati limite.

PILA 2

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	0,05	0	0	0	0
Im 5	0,35	0	0	0	0
Im 6	0,7	0,2	0,05	0,05	0
Im 7	0,9	0,5	0	0	0
Im 8	1	0,7	0,25	0,25	0
Im 9	1	0,85	0,45	0,45	0,1
Im 10	1	1	0,7	0,7	0,3
Im 11	1	0,95	0,85	0,85	0,45

Tabella 4.1.1.6 -Probabilità di superamento di ogni SL per ogni IM per la pila 2

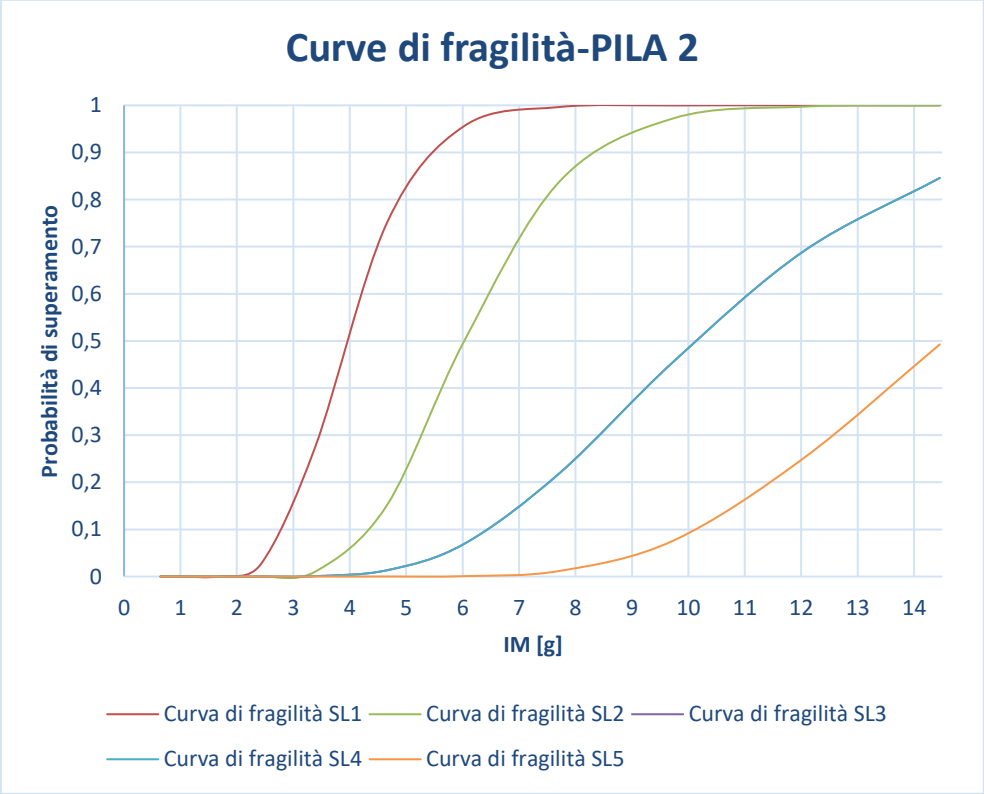

Figura 4.1.1.9 -Curve di fragilità ai diversi stati limite per la pila 2

Si può notare come la pila 2, sottoposta ai diversi sismi per ciascuna misura di intensità, raggiunga sempre lo spostamento limite fissato. In particolare, lo snervamento viene raggiunto già a partire dalla quarta misura di intensità, seppur per un solo sisma; all'aumentare dell'eccitazione del terreno, i casi in cui lo snervamento si verifica aumentano repentinamente.

La stessa cosa vale per gli stati limite 2 e 3, in questi casi il numero di sismi per cui viene raggiunta la soglia cresce meno velocemente ma alle intensità più elevate tutti i sismi ad esse condizionati portano la pila a raggiungere lo spostamento massimo.

Per gli stati limite 3, 4 e 5 le cose cambiano lievemente. Infatti, il raggiungimento della soglia di spostamento avviene per un numero via via minore di sismi. Come evidente, le curve di fragilità relative agli stati limite 3 e 4 sono sovrapposte. Le soglie sono infatti, come già detto, molto simili tra loro. La pila 2 raggiunge e oltrepassa lo stato limite di collasso SL5 all'intensità più elevata per 9 sismi su 20.

PILA 3

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	0,05	0	0	0	0
Im 5	0,35	0	0	0	0
Im 6	0,7	0,2	0,05	0,05	0
Im 7	0,9	0,5	0	0	0
Im 8	1	0,7	0,25	0,25	0
Im 9	1	0,85	0,45	0,45	0,1
Im 10	1	1	0,7	0,7	0,3
Im 11	1	0,95	0,85	0,85	0,45

Tabella 4.1.1.7 - Probabilità di superamento di ogni SL per ogni IM per la pila 3

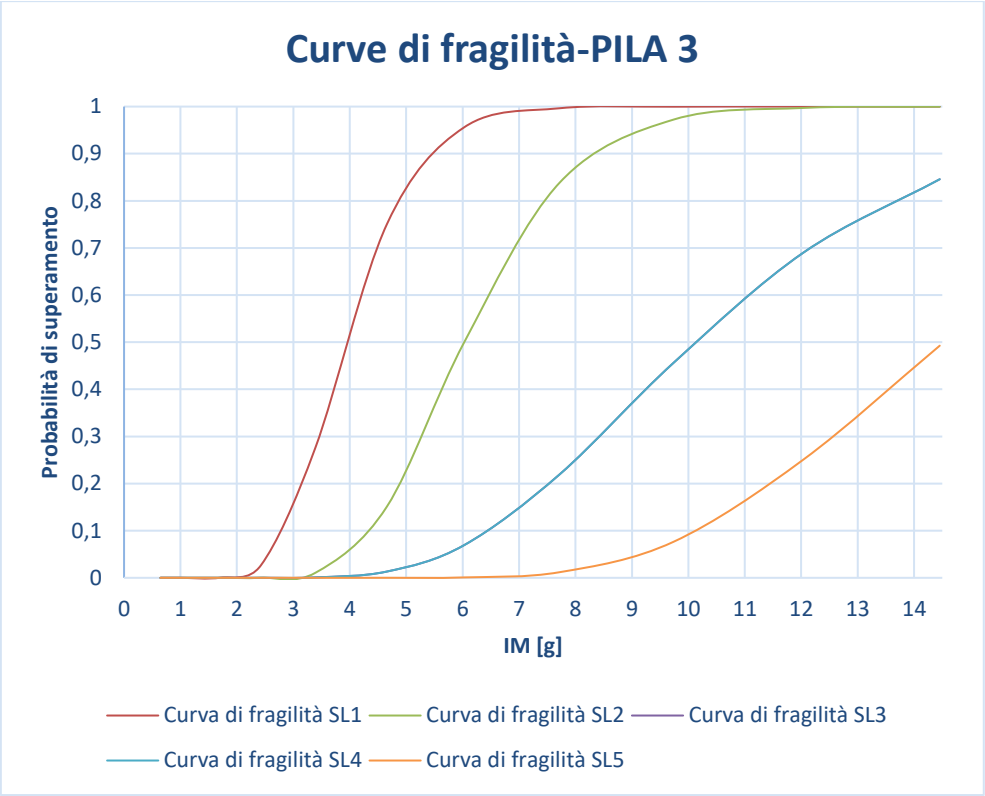

Figura 4.1.1.10- Curve di fragilità ai diversi stati limite per la pila 3

I risultati ottenuti per la pila 3 sono esattamente uguali a quelli ottenuti per la pila 2. Questo risultato è ragionevole. Il ponte infatti è simmetrico e le spalle sono incastrate. Le pile 1 e 4, più prossime alle spalle, risentono quindi del vincolo di estremità a differenza di quelle centrali.

PILA 4

	> SL1	> SL2	> SL3	>SL4	> SL5
Im 1	0	0	0	0	0
Im 2	0	0	0	0	0
Im 3	0	0	0	0	0
Im 4	0	0	0	0	0
Im 5	0	0	0	0	0
Im 6	0,2	0,05	0	0	0
Im 7	0,55	0,05	0	0	0
Im 8	0,65	0,35	0	0	0
Im 9	0,9	0,5	0,1	0,1	0
Im 10	1	0,85	0,15	0,1	0
Im 11	1	0,95	0,25	0,25	0

Tabella 4.1.1.8 - Probabilità di superamento di ogni SL per ogni IM per la pila 4

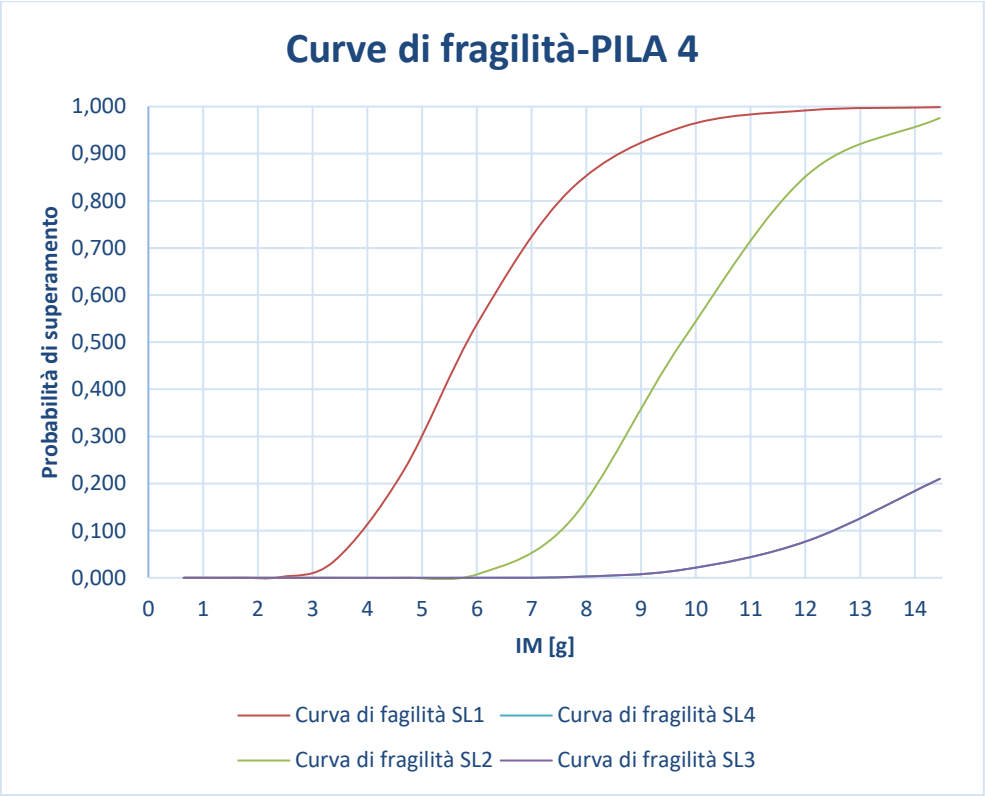

Figura 4.1.1.11- Curve di fragilità ai diversi stati limite per la pila 4

Come ci si poteva aspettare i risultati sono uguali a quelli ottenuti per la pila 1 con l'unica differenza che nella valutazione della probabilità di superamento della soglia relativa allo stato limite 4, in corrispondenza della misura di intensità 10 i casi che superano la soglia sono 2 anziché 3.

APPOGGIO 1

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	0,1	0
Im 7	0,15	0
Im 8	0,4	0
Im 9	0,7	0,15
Im 10	0,9	0,4
Im 11	1	0,4

Tabella 4.1.1.9-Probabilità di superamento per ogni SL per l'appoggio 1

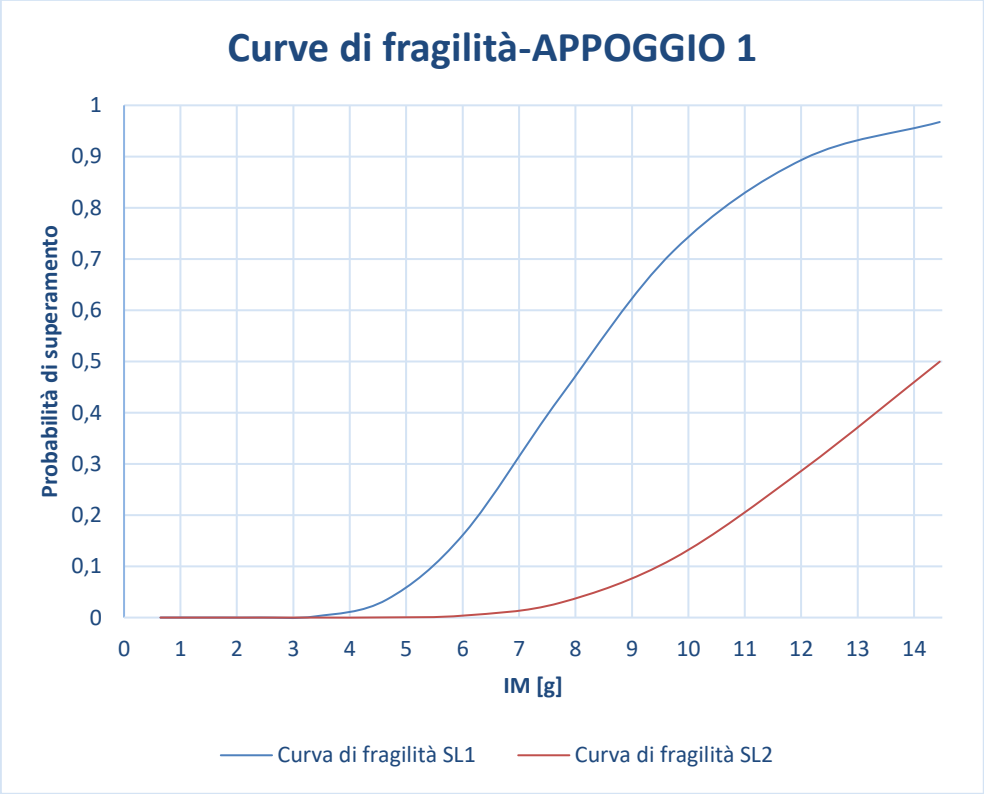

Figura 4.1.1.12 -Curve di fragilità ai diversi stati limite per l'appoggio 1

Il dispositivo di appoggio mobile, in corrispondenza della pila 1, presenta un comportamento incline allo snervamento a partire da basse misure di intensità. Al crescere delle IM aumenta anche la probabilità che lo stato limite 1 venga raggiunto e oltrepassato. La rottura del

dispositivo invece avviene a partire da misure di intensità maggiori e per un numero di casi che non raggiunge il 50% in corrispondenza dell'ultima IM.

APPOGGIO 2

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	0,05	0
Im 7	0,25	0
Im 8	0,5	0
Im 9	0,8	0,15
Im 10	1	0,35
Im 11	0,95	0,3

Tabella 4.1.1.10- Probabilità di superamento per ogni SL per l'appoggio 2

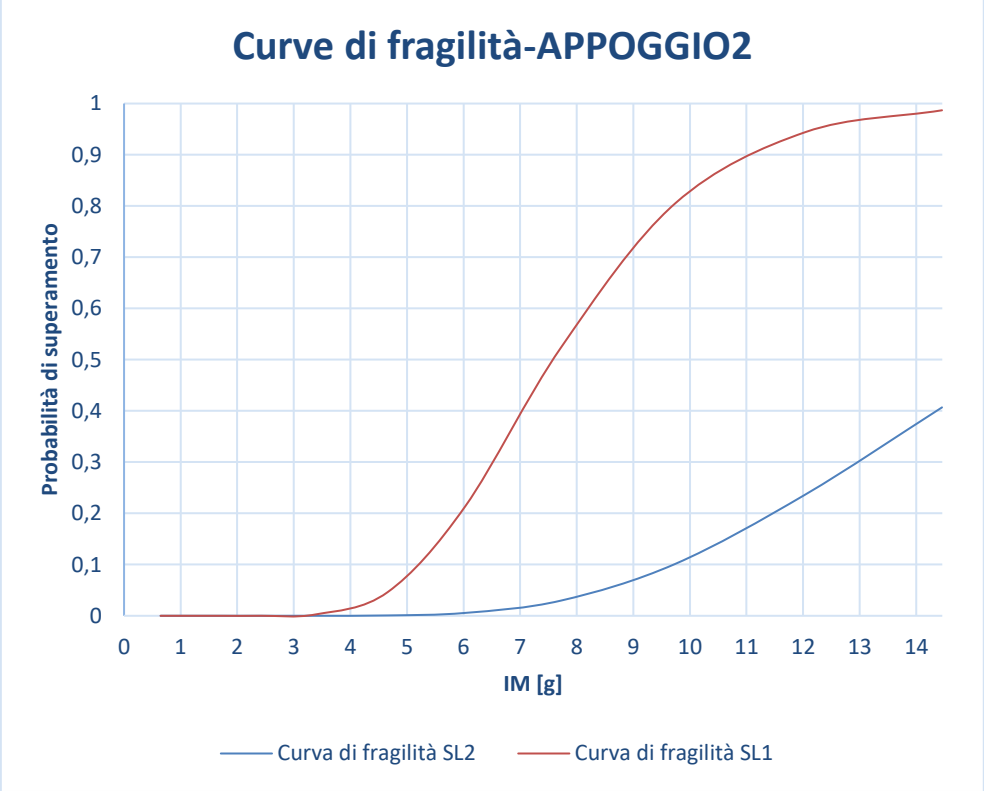

Figura 4.1.1.13- Curve di fragilità ai diversi stati limite per l'appoggio 2

APPOGGIO 3

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	0,1	0
Im 7	0,35	0
Im 8	0,6	0
Im 9	0,8	0,15
Im 10	1	0,35
Im 11	0,95	0,3

Tabella 4.1.1.11- Probabilità di superamento per ogni SL per l'appoggio 3

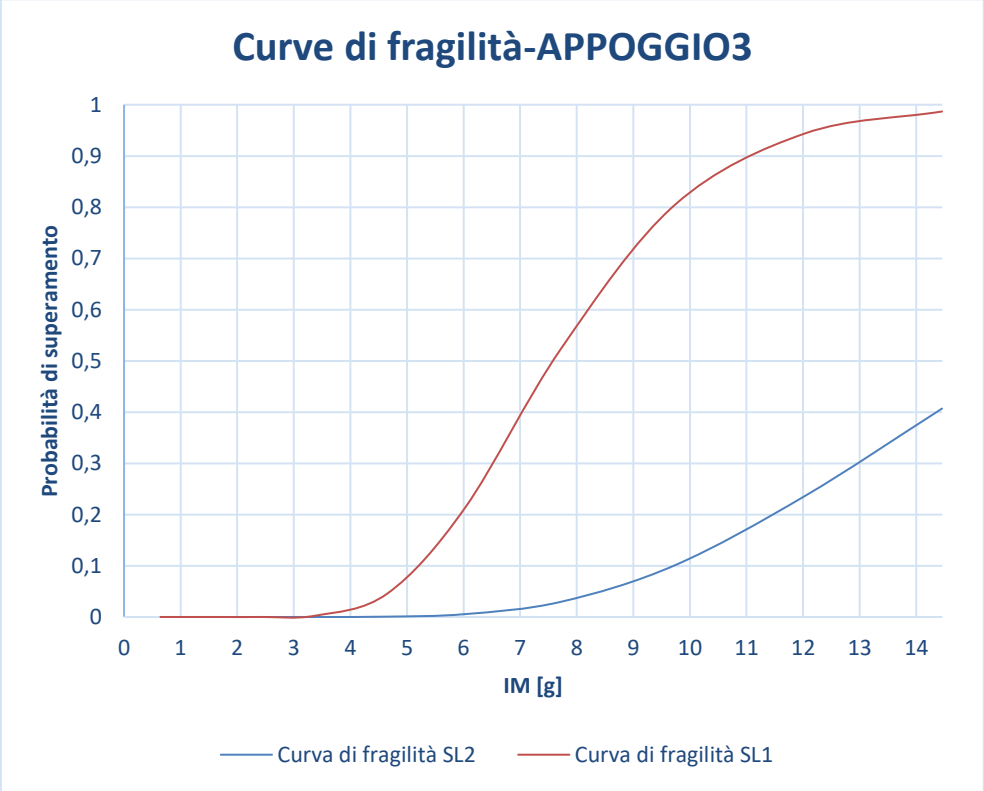

Figura 4.1.1.14 - Curve di fragilità ai diversi stati limite per l'appoggio 3

APPOGGIO 4

	> SL1	> SL2
Im 1	0	0
Im 2	0	0
Im 3	0	0
Im 4	0	0
Im 5	0	0
Im 6	2	0
Im 7	3	0
Im 8	8	0
Im 9	14	3
Im 10	18	8
Im 11	20	8

Tabella 4.1.1.12- Probabilità di superamento per ogni SL per l'appoggio 4

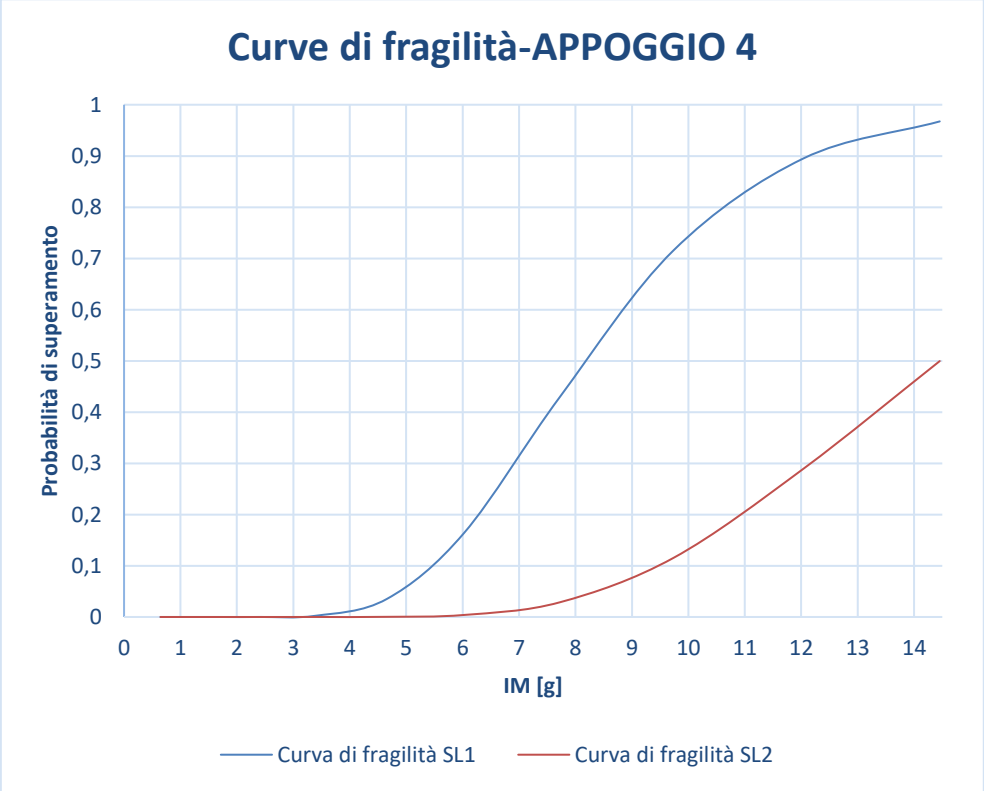

Figura 4.1.1.15 - Curve di fragilità ai diversi stati limite per l'appoggio 4

Come si è potuto osservare valutando il comportamento delle pile nei diversi stati limite, anche il comportamento degli appoggi risulta essere molto simile tra i dispositivi di estremità (1 e 4) e tra quelli centrali (2 e 3).

Dalle curve di fragilità relative allo stato limite 1, emerge come tutti gli appoggi, a partire da medie intensità inizino a raggiungere la loro forza massima e a perdere quindi il comportamento visco-elastico per un numero sempre crescente di sismi. La piccola differenza che si può evidenza tra il comportamento degli appoggi di estremità e quelli centrali è che lo spostamento di questi ultimi supera quello definito dalla soglia per un numero maggiore di sismi applicati a ciascuna IM. La stessa cosa non si può dire per quanto riguarda il superamento della seconda soglia, ovvero quella di rottura dell'appoggio. Infatti, per quanto il superamento della soglia avvenga per un numero basso di applicazioni e a partire da medie intensità, lo spostamento limite viene superato per un numero maggiore di applicazioni in corrispondenza degli appoggi di estremità.

Le cause di questo comportamento risiedono nella geometria del ponte, che è simmetrico, e nello schema di vincolo. Alle estremità un dispositivo è fisso quindi lì si scarica maggior sollecitazione, motivo per cui gli appoggi di estremità superano la soglia di collasso per un numero superiore di casi; allo stesso tempo il vincolo fisso conferisce rigidezza all'estremità mentre nel resto del ponte i vincoli sono scorrevoli, ecco perché le pile centrali soffrono maggiormente e raggiungono il collasso.

Conclusioni

Questo lavoro di tesi si è concentrato sullo studio della fragilità dei ponti con impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo, attraverso l'indagine del comportamento strutturale di un ponte con campate di media lunghezza eletto rappresentativo della categoria. La suddetta tipologia risulta ampiamente diffusa nelle principali arterie della rete viaria della regione Marche.

A tal fine è stata simulata la curva di pericolosità per un sito considerato a media sismicità e da questa sono state ottenute le azioni sismiche rappresentative di 11 misure di intensità, operando con un approccio probabilistico. Vista la natura del problema, la misura di intensità che è stato reputato opportuno scegliere secondo i criteri di praticità, efficacia, efficienza e calcolabilità è stata l'accelerazione spettrale al periodo fondamentale dell'opera $S_a(T)$.

Il metodo di analisi scelto è l'*MSA (Multiple-Stripe Analysis):* per ogni misura di intensità sono stati generati 20 accelerogrammi artificiali rappresentativi dell'eccitazione sismica: gli accelerogrammi sono condizionati alla corrispondente misura di intensità.

La fragilità dell'opera deriva dallo studio dei singoli meccanismi vulnerabili, da qui nasce la scelta dei parametri che sono stati monitorati: spostamenti delle pile e dei dispositivi di appoggio nella direzione del sisma.

Alle analisi sismiche, eseguite in campo non lineare con integrazione diretta delle equazioni del moto, è seguita un'elaborazione dei risultati, con il fine di definire la probabilità di superamento di fissate soglie prestazionali per le componenti vulnerabili monitorate. L'analisi conduce alla costruzione di curve di fragilità per i suddetti componenti.

Dall'osservazione delle curve di fragilità, costruite per ogni elemento monitorato in corrispondenza di ogni soglia di prestazione fissata, è emerso che le pile centrali del ponte soffrono alle alte intensità e raggiungono la soglia del collasso. Anche i dispositivi di appoggio, a partire da medie intensità, raggiungono la soglia del collasso con probabilità crescente all'aumentare dell'intensità. Questo comportamento è attribuibile allo schema statico dell'opera, vincolata alle estremità.

Ai fini di comprendere meglio il comportamento di questa categoria di ponti lo studio dovrà essere esteso a differenti casi studio caratterizzati da diverse geometrie (e.g. lunghezza campate e altezza pile). Questo confronto porterebbe ad avere risultati che coprirebbero in modo quanto

più ampio la casistica di interesse e permetterebbe di valutare le caratteristiche geometriche ottimali per sfruttare al meglio le prestazioni degli elementi che compongono l'opera.

Bibliografia

[1] J. a. p. reports, *Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities,* Amir M. Kaynia, 2013.

[2] L. Dezi, *I PONTI A SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO stato attuale e prospettive future.*

[3] A. p. l. S.p.A., *Manuale utente della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali.*

[4] K. Porter, *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk,* 2018.

[5] F. J. a. C. A. Cornell, *Alternative Nonlinear Demand Estimation Methods for Probability-Based Seismic Assessments,* 2002.

[6] D.M. 30 Maggio 1972, *Norme tecniche alle quali devono unifromarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica,* 1972.

[7] LEGGE 2 Febbraio 1974, n.64, *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche,* 1974.

[8] DM 3 Marzo 1975, *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche,* 1975.

[9] D.M. 2 Agosto 1980 , *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.*

[10] D.M. dei lavori pubblici 2 Gennaio 1986, *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche,* 1986.

[11] CNR 10011-88 , *Costruzioni in acciaio, istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione,* 1988.

[12] D.M. dei lavori pubblici 4 Maggio 1990, *Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali,* 1990.

[13] D. 14 Febbraio 1992, *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche,* 1992.

[14] D.M. 9/01/1996, *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle struttura n cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

[15] CNR 10011/97, *Aggiornamento delle CNR 10011/88 "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione",* 1997.

[16] *Materiale didattico.*