



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Anno accademico 2021/2022

Luglio 2022

Analisi di vulnerabilità sismica di un ponte esistente in c.a.p.

Relatori:

Prof. Giuseppe Ferro
Ing. PhD. Davide Masera
Ing. Rebecca Asso

Candidato:

Andrei Tapu

Indice dei contenuti

1. Introduzione	1
1.1 Il quadro normativo e la sua evoluzione	2
1.1.1 Classificazione sismica del territorio	5
1.2 Approccio alla progettazione antisismica.....	6
1.2.1 Gerarchia delle resistenze e “capacity design”	7
1.3 Valutazione dell’azione sismica	10
1.4 Effetti dell’azione sismica, danni e cause di collasso	18
1.4.1 Cambio delle condizioni di esercizio.....	19
1.4.2 Sottostima degli spostamenti.....	20
1.4.3 Sottostima delle forze sismiche.....	21
1.4.4 Mancata considerazione delle risorse plastiche	22
2. Analisi sismica dei ponti	27
2.1 Il rischio sismico.....	27
2.1.1 La pericolosità sismica	27
2.1.2 La vulnerabilità sismica.....	28
2.2 Definizione del modello di riferimento per l’analisi della sicurezza	31
2.2.1 Fasi conoscitive della costruzione	31
2.2.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	33
2.3 Metodi di analisi sismica.....	35
2.3.1 Analisi lineare e analisi non lineare	37
2.3.2 Analisi statica e analisi dinamica	38
2.3.3 Analisi statica lineare.....	39
2.3.4 Analisi dinamica lineare.....	41
2.3.5 Analisi statica non lineare.....	43
2.3.6 Analisi dinamica non lineare	58
2.4 Le curve di fragilità	59
3. Descrizione dell’opera.....	63

3.1	Realizzazione del ponte.....	63
3.2	Descrizione della struttura	66
3.2.1	Fondazioni	67
3.2.2	Pile	70
3.2.3	Appoggi.....	73
3.2.4	Impalcato.....	74
3.2.5	Suolo di fondazione	76
4.	Modello agli Elementi Finiti	79
4.1	Definizione dei materiali	79
4.2	Modellazione della geometria degli elementi	82
4.2.1	Pali di fondazione	82
4.2.2	Pile	83
4.2.3	Appoggi.....	84
4.2.4	Impalcato.....	85
4.2.5	Condizioni al contorno	89
4.2.6	Definizione dello spettro di risposta	92
4.3	Impostazione dell'analisi statica non lineare	94
4.3.1	Definizione dei carichi applicati alla struttura	94
4.3.2	Analisi modale	97
4.3.3	Definizione del controllo globale	101
4.3.4	Definizione del controllo in spostamento	104
4.3.5	Definizione della cerniera plastica	107
5.	Analisi e verifiche di sicurezza.....	117
5.1	Risultati dell'analisi statica non lineare.....	117
5.2	Verifiche di sicurezza	123
5.3	Verifica dei meccanismi duttili	125
5.4	Verifica dei meccanismi fragili	128
5.5	Verifica a presso-flessione	135

5.6	Discussione dei risultati - Le curve di fragilità	137
6.	Conclusioni	143
7.	Riferimenti.....	147

“Io penso che, privata del sostegno dell’esperienza, la deduzione matematica è una fonte di errori, particolarmente pericolosa perché è piena d'attrazioni.” [1]

Eugène Freyssinet

Abstract

La valutazione della sicurezza di un'opera strutturale è un aspetto fondamentale per il monitoraggio, manutenzione e gestione del sistema viario italiano. L'analisi del rischio sismico è parte integrante di tale valutazione e viene analizzata in termini di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione della costruzione. Lo scopo della tesi è quello di valutare il livello di vulnerabilità sismica di un ponte esistente in cemento armato costruito negli anni '70 del 1900. Per l'esecuzione dell'analisi si è fatto riferimento ad una ampia risorsa di documentazione disponibile: è stato infatti possibile risalire alla storia della costruzione, ai dettagli costruttivi, tipologia di suolo, materiali utilizzati, prove di laboratorio e di collaudo. Per la valutazione della vulnerabilità sismica è stata scelta l'analisi statica non lineare in quanto si riesce a ricavare informazioni importanti sulla capacità della struttura, la formazione dei meccanismi di collasso e sulla loro localizzazione, valutando anche il rispetto del principio della gerarchia delle resistenze. La modellazione agli elementi finiti della struttura è stata eseguita tramite l'utilizzo del programma MIDAS Civil che ha portato all'esecuzione dell'analisi modale e, successivamente, dell'analisi pushover con calcolo della curva di capacità, spostamenti e sollecitazioni. I risultati ottenuti sono stati utilizzati per la definizione del livello di vulnerabilità sismica della costruzione.

Abstract

The risk analysis of a structure is a fundamental aspect for the monitoring, maintenance, and management of the Italian road system. The seismic risk analysis is an integral part of the safety assessment and is analysed in terms of seismic hazard, vulnerability and exposure. The purpose of this thesis is to evaluate the level of seismic vulnerability of an existing reinforced concrete bridge, built in the 1970s. For the execution of the analysis, a large resource of technical documentation was available. It was possible to trace the construction history, technical construction details, type of soil, materials used, laboratory and acceptance tests of the case study. For the assessment of seismic vulnerability, non-linear static analysis was chosen, obtaining important information on the capacity of the structure, formation of the collapse mechanisms and their location, also evaluating compliance with capacity design principle. Finite element modelling of the structure was performed with MIDAS Civil software which led to the execution of the modal analysis and, subsequently, of the pushover analysis with calculation of the capacity curve, displacements, and stresses. The obtained results were used to define the seismic vulnerability level of the bridge.

1. Introduzione

L'obiettivo del presente lavoro è quello di individuare il livello di vulnerabilità sismica di un ponte esistente. Esso è uno dei fattori che contribuiscono alla definizione del rischio sismico. Si tratta della propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità, considerata in termini di accelerazione al suolo con probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni riferita a suoli rigidi con la categoria topografica e l'amplificazione stratigrafica valutata attraverso l'approccio semplificato della categoria di sottosuolo. [2] In primo luogo, per la valutazione della vulnerabilità sismica si individuano le caratteristiche strutturali, come lo schema statico, la luce delle campate, i materiali utilizzati e il livello attuale di difettosità. Influisce sulla vulnerabilità sismica anche i criteri di progettazione. Le linee guida [3] permettono una classificazione del livello sismico utilizzando un approccio a flusso logico che tiene conto delle caratteristiche dell'opera sopra descritte. In seguito, verrà eseguita una valutazione più approfondita, effettuando una modellazione F.E.M. della struttura e introducendo le caratteristiche geometriche, dei materiali e le condizioni al contorno. Verrà eseguita un'analisi modale per ricavare i modi di vibrare, le masse sismiche partecipanti ed i periodi di vibrazione della struttura. Successivamente, un'analisi statica non lineare verrà eseguita per ricavare il comportamento della struttura nei confronti dei meccanismi di collasso. Infine, verranno ricavati i valori di domanda e capacità e confrontati al fine di quantificare il livello di vulnerabilità sismica della costruzione.

La tesi affronta in principio la contestualizzazione storica definendo il quadro normativo e la sua evoluzione nei riguardi della considerazione dell'azione sismica ai fini progettuali. Si potrà osservare come l'anno di costruzione dell'opera ha influito sulla scelta dei criteri di progettazione, sul comportamento sismico della struttura e le modalità con cui esse sono state progettate. Tali aspetti sono in stretta correlazione con la normativa tecnica dell'epoca. In base all'anno di progettazione si può già intuire se è stato tenuto conto dei criteri di progettazione antisismici o meno, che a sua volta può dare una prima indicazione della vulnerabilità sismica della struttura.

Verranno poi mostrati alcuni esempi di collasso provocati dal sisma per comprendere l'importanza della considerazione dell'azione sismica nella fase di progettazione ed i tipi di danno che si possono avere su una tipologia strutturale come i ponti. Si potrà osservare inoltre come tali collassi dipendono fortemente dalle normative tecniche vigenti al momento della costruzione delle opere. Nel tempo, le norme hanno subito continui miglioramenti portando la tipologia di danno a spostarsi su scenari prima non conosciuti, allo stesso tempo migliorando la resistenza nei confronti della sollecitazione sismica.

Successivamente è presentato un riassunto dei metodi di analisi strutturali che la normativa [4] mette a disposizione e si argomenta la scelta dell'analisi statica non lineare per la struttura in esame. L'analisi del caso di studio inizia con la modellazione agli elementi finiti della struttura. Vengono descritti gli elementi strutturali che compongono la costruzione, si riporta la documentazione tecnica che si ha a disposizione e si argomenta la scelta degli elementi finiti utilizzati. Si esegue un'analisi modale che permette di impostare l'analisi statica non lineare. Dopo aver ricavato il punto di prestazione, ottenuto dall'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda, che è essenziale per l'analisi della vulnerabilità in termini di verifiche dei meccanismi fragili e duttili, viene definito lo stato deformativo e di sollecitazione di domanda. La domanda viene confrontata con la capacità, in termini di rotazione per i meccanismi duttili e in termini di resistenza a taglio per i meccanismi fragili. Infine, il confronto in termini di rapporto tra domanda e capacità, indica il livello di vulnerabilità sismica della struttura.

1.1 Il quadro normativo e la sua evoluzione

La protezione civile ha individuato il territorio italiano come uno ad alto rischio sismico, sia per la frequenza dei terremoti che si sono prodotti sia per l'intensità che è stata raggiunta. Geograficamente, l'Italia è situata nella zona di confine tra la placca africana e quella eurasiatica. A causa di fenomeni di subduzione della placca africana, che si piega sotto quella euroasiatica sollevando le montagne, essa genera un regime tensionale compressivo in grado di causare violenti terremoti. Come mostrato nella *Figura 1* [5], lo scontro tra le due placche avviene proprio sul territorio della penisola italiana, toccando il nord della Sicilia e proseguendo verso Calabria che, disegnando un arco intorno alla Calabria,

prosegue verso gli Appennini e risale la penisola fino alle Alpi nel nord Italia. Questa peculiarità attribuisce al territorio italiano la caratteristica di essere un paese con rischio sismico elevato dovuto alla pericolosità del territorio.



Figura 1: Linea di demarcazione faglia africana ed euroasiatica [5]

I danni provocati dai terremoti, sia a livello economico che di perdite di vite umane hanno portato alla consapevolezza di definizione di regole per la costruzione delle opere ben precise, che hanno avuto lo scopo di considerare l'effetto dell'azione sismica durante la progettazione di nuove costruzioni. Per l'elaborazione delle norme antisismiche si è vista la necessità di individuare il valore dell'azione sismica che deve essere usata per la progettazione. A tal fine, il territorio italiano è stato diviso in zone sismiche in base alla sua sismicità, caratteristica che tiene conto della frequenza e della magnitudo con cui si manifestano i terremoti. Per la prima volta l'individuazione delle zone sismiche in Italia è avvenuta dopo i forti terremoti di Reggio Calabria e Messina del 1908.

Dal 1927 le località colpite dai sismi sono state distinte in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica. Fino al 1974¹ la mappa sismica italiana rappresentava i territori dove si sono registrati eventi sismici avvenuti dopo il 1908,

¹ Anno di emissione della legge n. 64 del 2 febbraio del 1974, recante "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

mentre tutte le altre zone dell'Italia erano classificate come non sismiche. Successivamente, è stata approvata una nuova normativa sismica nazionale che ha stabilito il quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio, oltre che la redazione delle norme tecniche. [6] Il carattere distintivo di tale legge è stata la possibilità di aggiornare le norme sismiche ogni qualvolta fosse giustificato dall'evolversi delle conoscenze dei fenomeni sismici, mentre per la classificazione sismica si è operato, come in passato, attraverso l'inserimento di nuovi comuni colpiti dai nuovi terremoti. Nel 1981² è stata introdotta una terza categoria per le zone sismiche, con minor sismicità rispetto alle altre. Nel 1984 è stata introdotta la differenziazione a livello di protezione sismica per particolari categorie di edifici come opere strategiche e opere a particolare rischio d'uso.[7]

Dal 1981 fino al 1984 il CNR ha svolto una serie di ricerche nell'ambito del progetto "Geodinamica" che ha arricchito sostanzialmente le conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale ed ha permesso una riclassificazione sismica del territorio, che hanno costituito la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'OPCM 3274 del 20 marzo 2003. Essa ha classificato tutto il territorio italiano come sismico e l'ha suddiviso in quattro zone. Esse si basano sul valore di accelerazione massima del suolo, che si definiva in seguito a indagini, con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. Lo stato si è fatto carico della definizione dei criteri generali di definizione delle zone sismiche, dando però mandato alle regioni alla loro individuazione. A tal proposito, le regioni hanno avuto il compito di creare una lista dei comuni, classificandoli in base alla zona sismica. Le regioni potevano inoltre creare la propria mappa di pericolosità sismica regionale. Oltre alla definizione ed individuazione delle zone sismiche, con l'ordinanza sono state approvate anche le norme tecniche che, per la prima volta, riguardavano la quasi totalità di tipologie di costruzioni, come edifici, ponti, opere di fondazione e sostegni del terreno.

Un ulteriore passo avanti è stato fatto con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC2008) [8] . Esse hanno subito dei miglioramenti rispetto alla vecchia normativa allineandosi inoltre con le prescrizioni dell'Eurocodice. È stato introdotto

² Anno di emissione del DM n. 515 del 3 giugno ed in seguito ad una ricerca del CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche) che basava la classificazione delle zone sismiche su un metodo di tipo probabilistico (che si trova anche alla base dell'OPCM 3274).

il concetto di pericolosità sismica locale, che elimina la suddivisione del territorio in zone sismiche entro i confini del territorio comunale, ma crea una maglia composta da quadrati con lunghezza del lato di 5 km per il quale sono noti i valori di pericolosità sismica ai vertici del quadrato.

Con il DM 17/01/2018 entrano in vigore le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2018 [3]. Esse hanno continuato la strada tracciata dalle NTC2008 allargando il campo delle norme anche alla tipologia di murature portanti e prescrivendo i metodi di analisi e verifica per tale tipologia per la progettazione alle azioni sismiche. Si evidenzia quindi l'importanza che la normativa attribuisce alle azioni sismiche e l'espansione delle procedure di progettazione anche ad altre tipologie di costruzioni.

In conclusione, si può affermare che le Norme Tecniche per le Costruzioni hanno seguito nel tempo un percorso di miglioramento ed ottimizzazione, passando da un approccio puramente prescrittivo ad uno prestazionale, dove gli obiettivi della progettazione vengono dichiarati e i metodi utilizzati vengono giustificati attraverso calcoli e ragionamenti ben definiti. Questo è stato possibile specialmente per l'alto numero di terremoti che ha interessato il territorio italiano, che quindi ha portato ad una vera e propria necessità di individuare la domanda sismica di una certa area e i metodi atti a progettare strutture che riescano a resistere a tale domanda sismica. [6] [7]

1.1.1 Classificazione sismica del territorio

La classificazione sismica del territorio italiano si è evoluta iniziando dai primi anni del '900. Si è iniziato con la classificazione delle aree colpite dai terremoti, successivamente si è introdotto il concetto di zone sismiche, fino all'entrata in vigore delle ultime norme tecniche – NTC2018, che ha introdotto invece il concetto di pericolosità sismica di base del sito di costruzione, che ulteriormente definisce la risposta sismica locale.

Tra il 1981 ed il 1984 sono stati classificati complessivamente 2965 comuni italiani su un totale di 8102 comuni. A partire dal 2003, un nuovo tipo di approccio alla definizione delle zone sismiche è stato utilizzato, esso si basa sulla probabilità che il territorio sia interessato, in un certo intervallo di tempo da un evento che superi una determinata soglia di intensità. È stata aggiunta una quarta zona di pericolosità sismica attribuita ai territori con minore pericolosità sismica, eliminando zone non classificate sul territorio italiano. A

ciascuna delle zone è stato attribuito un valore dell'azione sismica in termini di accelerazione su roccia, definite come segue [9]:

- Zona 1 – La zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta, $a_g=0.35g$;
- Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili, $a_g=0.25g$;
- Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2, $a_g=0.15g$;
- Zona 4 - La zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa, $a_g=0.05g$;

Un ulteriore passo avanti è stato fatto con l'OPCM 3519 del 28 aprile 2006 [10] che ha fornito alle Regioni, che erano responsabili della classificazione sismica del proprio territorio, uno strumento aggiornato, introducendo degli intervalli di accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. A ciascuna zona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido (a_g).

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [8], ai fini progettuali, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento propria, individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area ed in funzione della vita nominale dell'opera. La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.). Con l'introduzione delle Norme Tecniche 2008 l'approfondimento del problema sismico sul territorio italiano, inoltre l'adeguamento alle norme europee per quanto riguarda il rischio e progettazione sismica, porta alla suddivisione del territorio italiano in aree quadrate 5x5 km alle quali vengono attribuite una accelerazione massima orizzontale attesa a_g (accelerazione di base) in condizioni di campo libero e con superficie topografica orizzontale.

1.2 Approccio alla progettazione antisismica

La progettazione antisismica deve tener conto di accorgimenti diversi rispetto alla progettazione in zona non sismica. Mentre l'approccio alla progettazione statica richiede alla struttura due caratteristiche fondamentali, come la rigidità e la resistenza, per

l'approccio alla progettazione antisismica, le forze in gioco non sono più di natura statica ma dinamica. A tal proposito le caratteristiche di duttilità/rigidezza, massa e dissipazione assumono una grande importanza nella definizione del comportamento della struttura in seguito all'evento sismico. Una struttura molto rigida ha poco campo di deformazione, per cui trasforma l'energia che ne deriva dall'azione sismica in sollecitazione che agisce sulla parte resistente della struttura. Inoltre, la frequenza naturale di una struttura rigida può provocare fenomeni di amplificazione dell'effetto sismico. Di contro, una struttura duttile, flessibile, si deforma molto di più in seguito all'evento sismico. Oltre allo smorzamento dovuto alla dissipazione intrinseca della costruzione, con il giusto approccio di progettazione, la struttura può raggiungere uno stato deformativo tale da creare zone di plasticizzazione ben definite. Tali zone, sottoposte a cicli di isteresi, dissipano l'energia accumulata durante l'evento sismico.

Il concetto di dissipazione è più complesso e coinvolge non solo la parte strutturale ma anche quella non strutturale dell'opera. La dissipazione deriva principalmente dal danneggiamento della costruzione, ma parte del danneggiamento è dovuto agli elementi non strutturali. In casi di ampie deformazioni, la plasticizzazione degli elementi strutturali deve seguire una via preferenziale prevista dal progettista. La costruzione di una struttura che rimanga in campo elastico e che non riporti danni in seguito ad un forte terremoto non è conveniente dal punto di vista economico, architettonico ma anche tecnico. Questo significherebbe non sfruttare tutte le risorse plastiche dei materiali di cui è composta la struttura.

La logica che quindi sta alla base delle normative, sia nazionali che internazionali, è di attribuire alla costruzione un'alta capacità di deformazione e di subire danni senza collassare. La capacità deformativa della struttura si ritrova nella scelta dei materiali e nel loro corretto impiego secondo le prescrizioni della normativa. La capacità di subire danni senza collassare si ritrova nella progettazione rispettando la giusta gerarchia delle resistenze definita dal progettista.

1.2.1 Gerarchia delle resistenze e “capacity design”

Volendo attribuire un comportamento duttile ad una costruzione, il progettista deve fare in modo da favorire la rottura con meccanismo duttile ed evitare la rottura di tipo fragile,

innalzando opportunamente la soglia di resistenza delle possibili rotture caratterizzate dai meccanismi fragili. Le norme conferiscono una grande importanza a questo principio, specialmente per le costruzioni in zona sismica. Questo concetto prende il nome di gerarchia delle resistenze. Durante la progettazione strutturale si individuano i possibili meccanismi di rottura e si ordinano a seconda della loro duttilità assegnando gerarchicamente la maggiore resistenza al meccanismo resistente più fragile. Ciò comporta che alcuni elementi si progettano non in base alle sollecitazioni di calcolo ma in base alle resistenze degli stessi. Questo concetto viene chiamato “progettazione in base alla capacità” ovvero “capacity design” che definisce la metodologia nella letteratura anglosassone. La gerarchia delle resistenze deve essere garantita a tutti i livelli strutturali: dei materiali, delle sezioni, degli elementi, e dell’intera struttura. Per ogni livello si verifica che il meccanismo di collasso duttile prevalga e avvenga prima del meccanismo di collasso fragile;

- Materiali – nelle costruzioni in cemento armato è l’acciaio che conferisce duttilità agli elementi strutturali, perciò esso deve rispettare caratteristiche ben determinate. Un eccesso di resistenza potrebbe essere dannoso al pari del deficit di resistenza, privilegiando la rottura del calcestruzzo, che avviene attraverso un meccanismo fragile.
- Sezioni – considerando una sezione composta di acciaio e calcestruzzo, il calcolo delle quantità del materiale deve tener conto della gerarchia delle resistenze, poiché il materiale più duttile, come detto, è l’acciaio. Di conseguenza, la quantità di acciaio deve essere tale da portare l’armatura ad essere largamente plasticizzata prima della rottura del calcestruzzo.
- Gerarchia flessione/taglio – negli elementi inflessi la rottura può avvenire per taglio oppure per flessione, a seconda della progettazione della sezione. Si deve sempre preferire la rottura per flessione in quanto si tratta di un meccanismo di rottura duttile, rispetto alla rottura per taglio che invece è un meccanismo fragile.
- Gerarchia travi/pilastri – in questo caso, rimanendo nell’ambito di meccanismi di rottura duttile, bisogna trovare la configurazione per cui si ha la creazione del massimo numero possibile di zone di plasticizzazione prima del collasso della

struttura. All'aumentare delle zone di plasticizzazione si ha anche un aumento dell'energia che la struttura riesce a dissipare. In questo caso la duttilità non è più concentrata nella singola sezione oppure riferita al materiale ma si tratta alla duttilità globale dalla struttura. Con riferimento alla *Figura 2*, il telaio di sinistra, dove si sono create poche zone critiche agli estremi dei pilastri, si ha uno spostamento globale più piccolo rispetto alla struttura di destra dove le zone critiche sono concentrate agli estremi delle travi. Inoltre, si ha una dissipazione minore dell'energia e si arriva prima al collasso nella struttura di sinistra, dovuto alla creazione di un minor numero di zone critiche. Si rileva quindi l'importanza di creare una gerarchia delle resistenze che favoriscono la creazione delle zone di plasticizzazione nelle travi rispetto ai pilastri. [11]

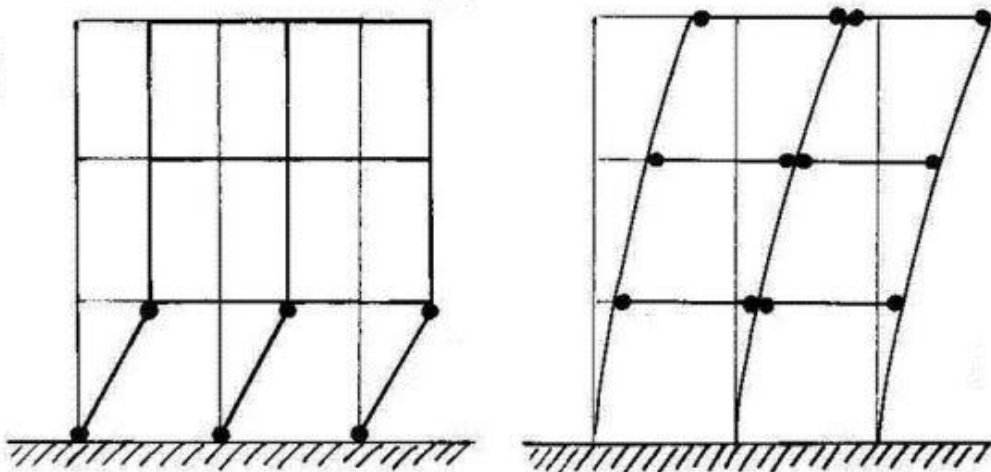


Figura 2: Gerarchia delle resistenze, a sinistra-meccanismo fragile, a destra - meccanismo duttile

Per l'applicazione del principio della gerarchia delle resistenze ai ponti, ai fini progettuali conviene limitare le zone critiche solo ad alcuni elementi, come le pile e le spalle, conservando per la rimanente struttura un comportamento elastico. A tal proposito la struttura deve essere dimensionata in modo da formare meccanismi dissipativi stabili di carattere flessionale, cercando di evitare il più possibile i meccanismi di collasso per taglio. Tali meccanismi devono avvenire in zone ben precise che devono essere adeguatamente progettate. Successivamente devono essere progettati gli elementi che hanno un comportamento non dissipativo, nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze.

Pertanto, le zone che devono rimanere nel campo elastico devono disporre di una sovrarresistenza che consente lo sviluppo della plasticizzazione nelle zone critiche. [12]

1.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica viene definita nelle norme tecniche [3] al punto 3.2. L'azione sismica di progetto viene valutata a partire dalla "*pericolosità sismica di base*" del sito di costruzione, dalla quale si ricava la risposta sismica locale tenendo conto delle condizioni morfologiche e stratigrafiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di Categoria A. Essa è stata definita attraverso uno studio condotto dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) i cui risultati sono stati allegati alla normativa. Per la definizione dell'azione sismica bisogna quindi conoscere le coordinate geografiche della costruzione in termini di latitudine e longitudine. Essi vengono introdotti in una tabella che rappresenta un reticolo di 10751 punti, per i quali sono noti i seguenti parametri:

- a_g - accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_o - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione;

Per ogni nodo del reticolo tali parametri sono forniti in corrispondenza di determinati periodi di ritorno T_R . Le tabelle con i suddetti parametri si trovano negli allegati A e B delle NTC 2018.

Il tempo di ritorno è il periodo che intercorre tra due eventi sismici di entità uguale ad un valore di intensità assegnato. La normativa definisce il tempo di ritorno nel seguente modo:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (1.1)$$

Con V_R viene indicato il periodo di riferimento della costruzione, ovvero la vita nominale dell'opera che però deve tener conto della classe d'uso della stessa. Il periodo di riferimento viene definito come segue:

$$V_R = C_U \cdot V_N \quad (1.2)$$

- V_N - la vita nominale dell'opera, è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per i quali è stata progettata. La vita nominale è dunque il parametro convenzionale correlato alla durata dell'opera alla quale viene fatto riferimento in sede progettuale per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, (ad esempio: fatica, durabilità, ecc.), rispettivamente attraverso la scelta ed il dimensionamento dei particolari costruttivi, dei materiali e delle eventuali applicazioni di misure protettive per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti. Il periodo di ritorno dell'azione sismica agente sulla costruzione è funzione anche della vita nominale della costruzione, oltre che della classe d'uso, del tipo di terreno e della pericolosità del sito.
- C_U - classe d'uso della costruzione, definisce la sua importanza, in base al grado di affollamento oppure al carattere strategico di un'opera o rilevanza ai fini della protezione civile per le conseguenze di un eventuale collasso. Il valore della classe d'uso si può ricavare dalla tabella 2.4.II delle NTC 2018, come mostrato nella *Tabella 1*.

Tabella 1: Valori del coefficiente d'uso C_U secondo la Tab. 2.4.II delle NTC2018

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

Un'opera di una certa importanza strategica avrà un periodo di riferimento più grande, ma questo non sarà dovuto alla sua vita nominale, che sarà la stessa delle opere ordinarie, ma alla sua classe d'uso alla quale si attribuirà un valore maggiore ai fini del calcolo del periodo di riferimento.

- P_{VR} - probabilità di superamento di una certa intensità sismica nel periodo di riferimento. Per l'azione sismica, la probabilità di superamento si riferisce a quattro stati limite differenti, questo permette di sfruttare meglio il concetto di pericolosità sismica, consentendo di individuare quattro situazioni diverse, con intensità sismiche diverse e crescenti per ogni stato limite. Per gli stati limite di esercizio corrispondono valori di azione sismica minore, mentre per gli stati limite ultimi valori di intensità maggiori.

Sono stati individuati due stati limite di esercizio, stato limite di operatività immediata e stato limite di danno, e due stati limiti ultimi, stato limite di salvaguardia della vita e stato limite di collasso. La normativa li definisce come segue:

- **Stato limite di operatività (SLO)** - utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.); a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD)** - stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche, in tal modo articolando le prestazioni della struttura in termini di esercizio; la struttura nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali;
- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)** - a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli delle componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni delle componenti strutturali ai quali si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)** - a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli delle componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi delle componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un

marginale di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Nella Tabella 3.2.I della normativa, che viene riportata nella *Tabella 2*, vengono definite le probabilità di superamento nel periodo di riferimento in funzione degli stati limite.

Tabella 2: Probabilità di superamento rispetto allo stato limite considerato, secondo Tab.3.2.1 NTC 2018

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

A parità di periodo di riferimento, una probabilità di superamento più alta corrisponde ad un periodo di ritorno più piccolo, di conseguenza l'azione sismica ha un valore minore. È evidente quindi che per gli stati limite di esercizio il valore dell'azione sismica è più basso rispetto agli stati limite ultimi.

Definita la posizione geografica della costruzione ed il periodo di ritorno a cui si fa riferimento, attraverso le tabelle dell'allegato B delle NTC, vengono ricavati i parametri di pericolosità sismica di base, a_g, F_O, T_C^* . Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Al punto 3.2.2 della normativa vengono definite le varie categorie di suolo. Le caratteristiche del suolo influenzano la risposta sismica, amplificando oppure smorzando l'effetto. Qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano riconducibili a quelli elencati nella tabella 3.2.II della normativa, riportata nella *Tabella 3*, per la definizione dell'azione sismica

si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 3: Categorie di sottosuolo secondo la Tab.3.2.II delle NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$, velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità. Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Quando entro i 30 metri sono presenti più strati di terreno con diverse caratteristiche, la velocità equivalente viene calcolata come segue:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1...N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s] \quad (1.3)$$

- h_i – spessore dell'i-esimo strato
- $V_{s,i}$ – velocità di propagazione delle onde di taglio dell'i-esimo strato
- N – numero di strati
- H - profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

La velocità di propagazione delle onde di taglio dei vari strati può essere ricavata da prove in situ in modo diretto oppure attraverso prove penetrometriche dalle quali, attraverso correlazioni empiriche, può essere ricavata tale velocità.

Al punto 3.2.3 della normativa [3] viene descritto il procedimento di valutazione dell'azione sismica. La normativa considera l'azione sismica composta da tre componenti tra esse indipendenti: due orizzontali lungo X e Y e una verticale lungo Z. La componente lungo Z viene utilizzata ove specificato e comunque non in tutte le verifiche di resistenza e prestazioni sismiche di una struttura. Per ciascuna componente, l'azione sismica può essere rappresentata mediante il valore puntuale della massima accelerazione al suolo, oppure mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali del moto del terreno. La rappresentazione di riferimento è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione di un sistema elementare con periodo di oscillazione minore di 4 s. Lo spettro di risposta della componente orizzontale viene calcolata usando le seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.4)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad (1.5)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (1.6)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (1.7)$$

Essendo:

- T - periodo di vibrazione spettrale
- S_e – accelerazione spettrale
- F_o – amplificazione massima su sito di riferimento rigido ed orizzontale
- T_C – periodo corrispondente all'inizio del tratto di velocità costante dello spettro, esso è calcolato come:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (1.8)$$

T_C^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante fornito dalla normativa

C_C – coefficiente funzione dalla categoria del sottosuolo

- T_B – periodo corrispondente all'inizio del tratto di accelerazione costante dello spettro

$$T_B = T_C/3 \quad (1.9)$$

- T_D - è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (1.10)$$

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (1.11)$$

- ξ - smorzamento viscoso della struttura, esso è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.
- S - è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo attraverso il coefficiente S_s , e delle condizioni topografiche attraverso il coefficiente S_T

$$S = S_s \cdot S_T \quad (1.12)$$

I coefficienti S_s e C_c sono definiti nella tabella 3.2.V delle NTC e vengono riportati nella *Tabella 4*. Essi dipendono dalla categoria di sottosuolo e dalla categoria topografica. Nella *Tabella 5* viene riportato il coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Tabella 4: Calcolo coefficiente amplificazione stratigrafica S_s come da Tab. 3.2.V delle NTC 2018

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

Tabella 5: Calcolo coefficiente di amplificazione topografica S_T come da Tab. 3.2.VI delle NTC 2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nella Figura 3 viene mostrato lo spettro di risposta in accelerazione con la sua forma tipica.

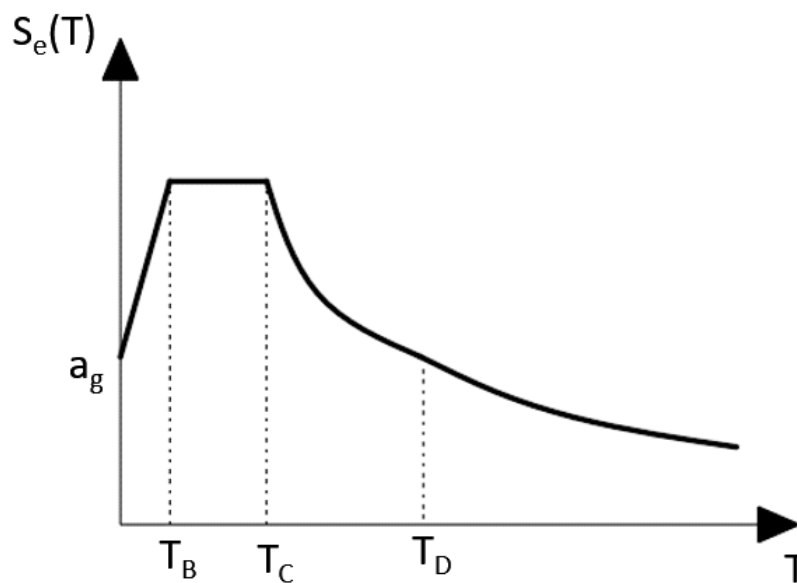


Figura 3: Spettro di risposta in accelerazione

Al punto 3.2.3.2.3 della NTC [3] viene descritto il procedimento di passaggio dallo spettro di risposta in accelerazione allo spettro elastico in spostamento delle componenti orizzontali. Tale spettro ha sull'ascissa il valore dello spostamento S_{De} , mentre sull'ordinata rimane sempre il valore dell'accelerazione. Come si vedrà in seguito lo spettro elastico in spostamento verrà utilizzato per la definizione dello spettro di capacità della struttura. Lo spostamento si ricava dalla seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (1.13)$$

1.4 Effetti dell'azione sismica, danni e cause di collasso

Fino al 2003, anno di emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274/03 [13], le indicazioni normative si limitavano ad alcune prescrizioni di dettaglio sui sistemi di collegamento. Una cultura della progettazione sismica dei ponti ha trovato applicazione solo di recente, con l'effettiva diffusione delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. L'elevato livello di vulnerabilità che si osserva sui ponti esistenti è da attribuire ad una concezione strutturale inadeguata. Le tecniche costruttive giocano un ruolo importante. Per esempio, nei tempi più recenti, la tipologia più diffusa di impalcato prevede la realizzazione di una struttura piuttosto leggera composta con travi affiancate in acciaio e soletta superiore in cemento armato. Diversamente succede per i ponti realizzati in epoca precedente, che presentavano regolarmente un impalcato in c.a.p., spesso realizzato con travi prefabbricate, caratterizzate da massa sismica particolarmente elevata. [14]

Una distinzione importante tra le opere infrastrutturali e edifici consiste nel numero di gradi di iperstaticità delle strutture che, nel caso degli edifici è un numero abbondante, mentre nelle strutture quali ponti e viadotti si trovano in numero molto più ridotto. I gradi di iperstaticità sono indispensabili in strutture sottoposte a elevato rischio sismico in quanto esse sono fonte di dissipazione energetica attraverso la creazione di “cerniere plastiche”, una per ogni grado di iperstaticità residuo. I ponti e i viadotti tendono a raggiungere l'isostaticità dopo la formazione di un numero ridotto di cerniere plastiche.

I danni recati ai ponti in seguito all'azione sismica sono riconducibili a difetti progettuali e criteri assunti per la progettazione nel secolo scorso. Essi tenevano conto solo della risposta strutturale in campo elastico oppure scelte geometriche sbagliate. Per esempio, non si considerava lo spostamento orizzontale dell'impalcato sotto l'azione sismica. Con le norme attuali la progettazione sismica prevede, in generale, un'assenza di danneggiamento della sovrastruttura e degli appoggi, mentre si considera accettabile il danneggiamento dei giunti e delle pile. Il livello di danneggiamento deve essere dimensionato in relazione all'importanza dell'opera e ai tempi previsti per il ripristino della funzionalità. [14]

Di seguito verranno elencati gli effetti dell'azione sismica in termini di importanti danni oppure collasso totale dei ponti che si sono presentati in seguito ad un evento sismico. [15]

- Cambio delle condizioni di esercizio;
- Sottostima degli spostamenti;
- Sottostima delle forze sismiche;
- Mancata considerazione delle risorse plastiche;

1.4.1 Cambio delle condizioni di esercizio

Il cambio delle condizioni di un ponte rispetto alle assunzioni di progetto iniziali possono avere una grande influenza sulle risorse di resistenza che si manifestano in caso di evento sismico. Il degrado della costruzione che non ha subito manutenzioni porterà inevitabilmente alla riduzione delle prestazioni antisismiche.

La modifica della struttura durante la costruzione oppure in un secondo momento può avere un impatto negativo sul comportamento della struttura in caso di terremoto. Nella *Figura 4* è rappresentata la colonna del *Creek Canyon Channel Bridge* che ha subito un danno in seguito al terremoto di Northridge del 1994. Si può osservare come la costruzione di un muretto in cemento armato ha accorciato la lunghezza della colonna, spostando il punto di creazione della cerniera plastica in una zona con poco confinamento del calcestruzzo ed inoltre aumentando l'effetto del taglio. Questo ha prodotto una perdita di duttilità dell'elemento strutturale. L'esempio in causa sottolinea l'importanza del rispetto delle soluzioni progettuali ed il necessario controllo tecnico adeguato in seguito a interventi. [16]



Figura 4: Creek Canyon Channel Bridge, Terremoto di Northridge del 1994

1.4.2 Sottostima degli spostamenti

La sottostima degli spostamenti è un danno legato a errori di natura cinematica e comprendono il martellamento tra campate adiacenti e la perdita di appoggio. L'effetto negativo principale della sottostima degli spostamenti si riscontra nella definizione delle lunghezze delle sedi degli appoggi di travi e impalcati e nel dimensionare i giunti strutturali. In generale risultano sempre troppo corte oppure troppo lunghe e in presenza di terremoti importanti generano conseguenze disastrose rispettivamente di perdita di appoggio oppure martellamento tra campate adiacenti. Nella *Figura 5* è mostrato il Ponte Llacolén in Concepcion in Chile, che ha subito la perdita di appoggio in seguito al terremoto del 27 febbraio 2010 di magnitudo 8. [17]



Figura 5: Ponte Llacolén in Concepcion, Chile

La perdita di appoggio avviene principalmente negli impalcati semplicemente appoggiati. Questo fenomeno non avviene sempre per effetto diretto della forza sismica ma anche come conseguenza indiretta di attivazione di meccanismi di collasso dovuti ad altri componenti del ponte. Un esempio importante è il Ponte Showa in Niigata mostrato in *Figura 6*, che in seguito ad un terremoto di magnitudo 7,5, cinque campate dell'impalcato sono collassate. Si precisa che il terremoto è avvenuto poco dopo il completamento delle opere di costruzione del ponte. Per la sua costruzione sono state utilizzate le più avanzate tecniche di costruzione dell'epoca, basate anche sulla progettazione antisismica. Le pile

hanno subito uno spostamento dovuto alla liquefazione del terreno di fondazione, questo ha portato, di conseguenza, alla perdita di appoggio dell'impalcato. [18]



Figura 6: Showa Bridge, Niigata, 1964, terremoto di magnitudo 7.5

Il martellamento è il danno più ricorrente della sovrastruttura in seguito all'azione sismica. Esso consiste nello scontro tra due campate dell'impalcato adiacenti in corrispondenza dei giunti di dilatazione oppure tra trave e spalle.

1.4.3 Sottostima delle forze sismiche

L'assunzione di forze sismiche sottostimate produce un rapporto tra carichi statici e forze sismiche non corretto, che condiziona negativamente il dimensionamento degli elementi strutturali. Nella *Figura 7* è possibile osservare come la combinazione dei carichi statici con quello sismico produce un aumento delle sollecitazioni nella struttura portando ad un danneggiamento in termini di raggiungimento di stati limite di esercizio o stati limite ultimi dovuto al sottodimensionamento della struttura (fessurazione per taglio o momento, creazione di cerniere plastiche e labilità strutturale).

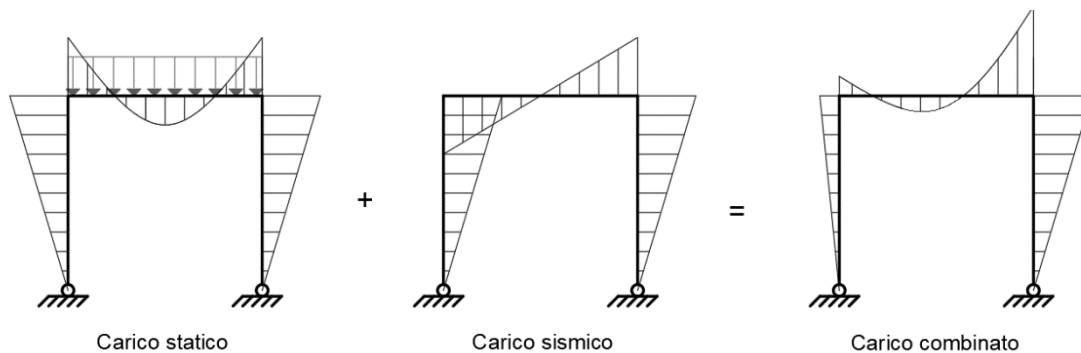


Figura 7: Distribuzione elastica momenti flettenti

1.4.4 Mancata considerazione delle risorse plastiche

La mancata considerazione delle risorse plastiche si verifica specialmente sui ponti di vecchia costruzione, quando gli accorgimenti antisismici e l'attuale approccio al concetto della gerarchia delle resistenze non venivano ancora presi in considerazione. Il corretto utilizzo delle prescrizioni normative sulla duttilità della struttura, ed il corretto impiego del concetto della gerarchia delle resistenze, permettono alla struttura di sfruttare tutte le sue risorse prima del raggiungimento di situazioni di collasso.

Le strutture devono avere un'adeguata duttilità per resistere alle azioni sismiche eccezionali, nel rispetto degli stati limiti ultimi, di salvaguardia della vita e di collasso. Questo si traduce in una serie di regole e prescrizioni normative che riguardano materiali, sezioni ed elementi. I materiali possedere specifici requisiti espressi in termini di deformazione ultima e rapporto di incrudimento al fine di garantire la duttilità necessaria dell'elemento da essi creato. Per esempio, l'acciaio all'interno degli elementi di cemento armato, per la classe di duttilità alta, deve avere una deformazione ultima $\varepsilon_{uk} \geq 7,5\%$ e il rapporto di incrudimento $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$, indicato nella Figura 8 con k . La prima indicazione è l'indicazione diretta della duttilità del materiale, mentre la seconda indicazione è significativa per l'intera sezione in cemento armato in quanto un elevato rapporto di incrudimento consente la penetrazione dello snervamento nelle zone di calcestruzzo al di là della fessura, quindi una diffusione della plasticizzazione.

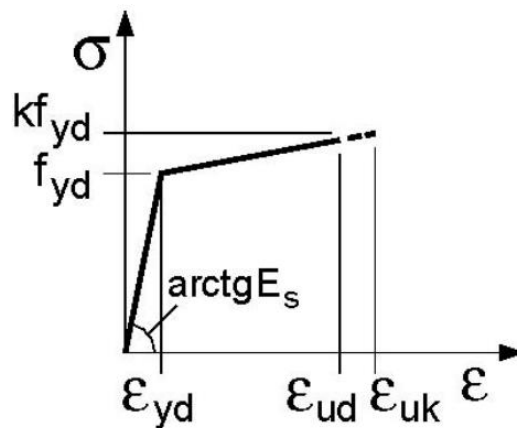


Figura 8: Legame costitutivo dell'acciaio

Per aumentare la duttilità della sezione è necessario introdurre armatura trasversale allo scopo di contenere le deformazioni trasversali del calcestruzzo sottoposto a sollecitazioni. Si tratta di un effetto di cerchiatura del conglomerato noto come “confinamento”. L’efficacia del confinamento è legata al passo e diametro delle staffe, ma anche alla disposizione delle armature longitudinali. Nella *Figura 9* si può osservare come l’assenza di confinamento sotto l’effetto dell’azione sismica, produce un’esplosione del calcestruzzo.



Figura 9: Instabilità delle barre longitudinali per mancato confinamento

Generalmente gli elementi più sollecitati sotto l'azione sismica sono le pile. Il collasso di questi elementi avviene molto spesso seguendo uno scenario più complesso, creato da snervamento per flessione della pila con successivo degrado ciclico della sezione per insufficiente confinamento e conseguente decremento della resistenza al taglio. La causa principale di un comportamento simile è la mancanza della duttilità dell'elemento. Un meccanismo molto frequente, che è possibile osservare nella *Figura 10*, è quello che avviene per instabilità delle barre longitudinali, che si verifica tra due staffe consecutive quando esse sono troppo distanti e non svolgono in modo corretto l'effetto di confinamento. Si può inoltre verificare l'instabilità di un'intera zona dovuto allo snervamento delle staffe. Il secondo tipo di instabilità si verifica quando il numero delle staffe in quella zona è sottodimensionato.

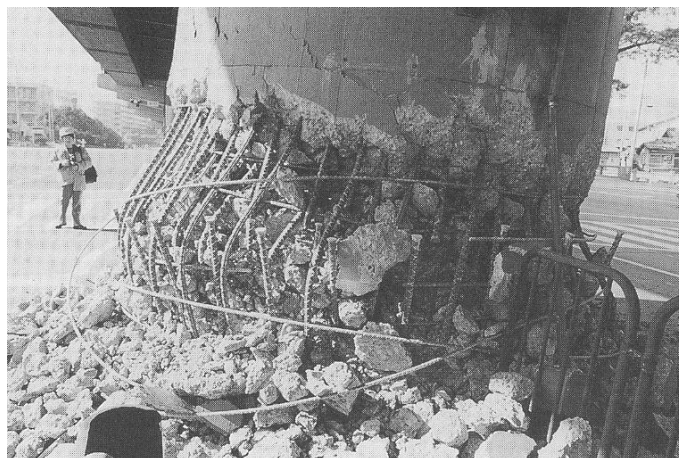


Figura 10: Mancanza di confinamento in corrispondenza delle giunzioni nelle zone critiche

Il confinamento gioca un ruolo importante anche sulle giunzioni delle armature (*Figura 10*), specialmente se esse sono concentrate nelle zone critiche. La mancanza di adeguata sovrapposizione delle barre che può risultare insufficiente a garantire la completa trasmissione delle forze di trazione e influenzare la duttilità dell'elemento.

Sulle pile tozze, lo scenario spesso incontrato è il raggiungimento delle resistenze di taglio della sezione più sollecitata della pila. Nella *Figura 11* è mostrato il raggiungimento della resistenza a taglio dovuto alla scarsa presenza di armatura trasversale. Questo tipo di collasso impedisce alla struttura di sfruttare la sua duttilità [12]



Figura 11: Il collasso per taglio che anticipa quello per flessione

2. Analisi sismica dei ponti

2.1 Il rischio sismico

Il rischio sismico, determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (qualità e quantità dei beni esposti) [19]. Il rischio sismico si può quindi esprimere attraverso la seguente formula:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Dove

- R – rischio sismico
- P – pericolosità sismica
- V – vulnerabilità sismica
- E – esposizione sismica

2.1.1 La pericolosità sismica

La pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un determinato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una determinata soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco. In Italia esistono numerosi dati registrati per quanto riguarda la storia dei terremoti, le loro intensità ed i danni provocati. La conoscenza della sismicità è resa possibile dal grande numero di documenti e informazioni sugli effetti che nel passato i terremoti hanno provocato nelle diverse aree geografiche della penisola. Per ciascuna area è stato individuato una pericolosità sismica del territorio a partire dai dati storici rilevati. Negli ultimi 2500 anni l'Italia è stata interessata da più di 30.000 eventi sismici di media e forte intensità dei quali circa 560 di intensità superiore o uguale al VIII grado su scala Mercalli. L'Italia è quindi un paese ad elevata sismicità, caratterizzata da aree dove i terremoti avvengono spesso ma di piccole intensità e da zone dove i terremoti avvengono raramente ma sono di elevata energia. La pericolosità sismica, oltre a esprimere un senso soggettivo sulla sicurezza del territorio, viene impiegata nella definizione dell'azione sismica ai fini della progettazione. A tale proposito il territorio

italiano è stato diviso in piccole aree per le quali sono stati definiti i valori necessari al calcolo dello spettro di risposta. Nella *Figura 12*, viene mostrata la mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazioni al suolo con probabilità di accadimento del 10% per un periodo di ritorno di 50 anni riferita ai suoli rigidi. L'Ordinanza PCM n. 3519/2006 ha reso tale mappa uno strumento ufficiale di riferimento per il territorio nazionale. [19]

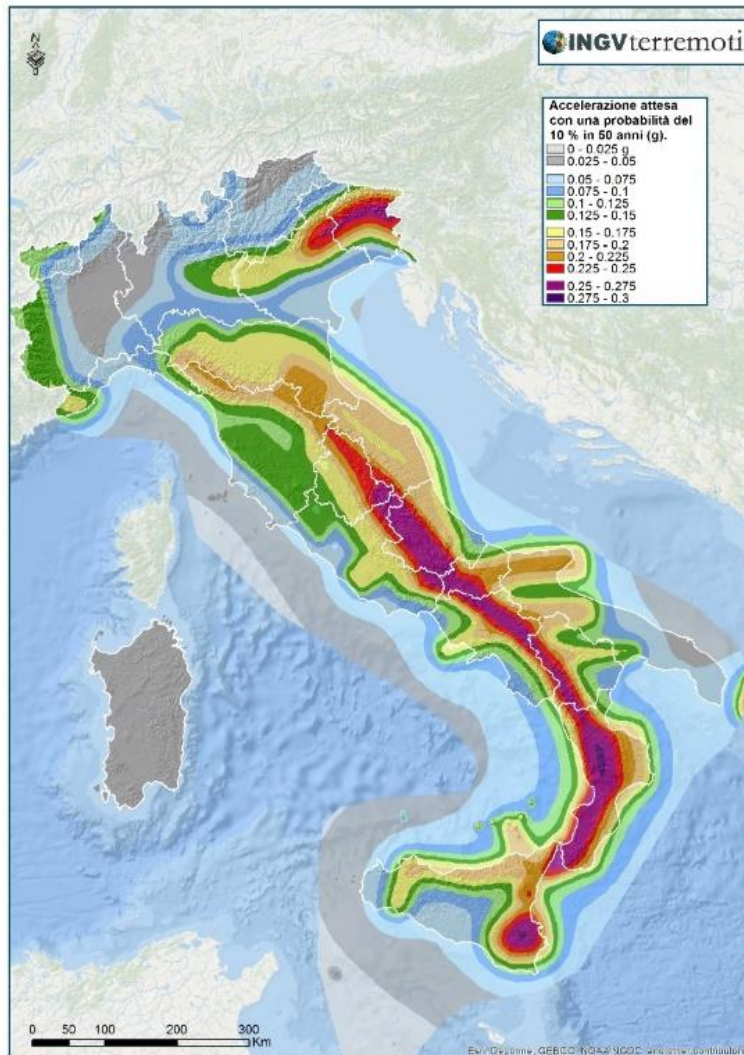


Figura 12: Pericolosità sismica del territorio italiano [2]

2.1.2 La vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una determinata intensità. Per valutare la vulnerabilità delle strutture in seguito ad un terremoto è sufficiente rilevare i danni provocati, associandoli all'intensità della scossa. Più complessa è invece la valutazione della

vulnerabilità delle strutture prima che si verifichi un evento sismico. Per questo sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico, o i giudizi esperti.

I metodi di tipo statistico classificano le opere in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su opere della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, che non sono sempre disponibili. Essa non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio perché ha carattere statistico e non puntuale. I metodi di tipo meccanicistico utilizzano invece modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche delle opere da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati. [2]

Il ponte è un elemento importante ed indispensabile, un punto strategico di qualunque struttura viaria, sia essa locale, provinciale, regionale oppure statale. Esso aumenta la sua importanza quanto più le strade che confluiscono ai suoi estremi sono numerose ma specialmente quanto più aumenta l'interesse strategico-civile verso quel ponte. Un ponte importante deve essere anche affidabile. L'affidabilità si può percepire attraverso la resistenza del ponte ad imprevisti eventi, specialmente di carattere naturale, quindi incontrollabili e a volte anche imprevedibili. Uno di questi eventi è l'azione sismica che si presenta senza possibilità di previsione, sia dal punto di vista temporale che dell'intensità. L'affidabilità nei confronti dell'azione sismica viene definita attraverso l'analisi della vulnerabilità sismica. La capacità di resistere e rimanere funzionale in seguito a un evento sismico richiede particolare attenzione e accurata analisi. Il crollo di un ponte aumenta sproporzionalmente le azioni di soccorso in caso di calamità naturale. In alcuni casi, quando il ponte potrebbe essere l'unica via di accesso verso un centro abitato, il suo crollo comporterebbe perdita di tempo per la ricostruzione, e di conseguenza perdita di tempo per il soccorso e anche di vite umane. La caratteristica intrinseca di una struttura che bisogna considerare ai fini del calcolo del rischio sismico consiste nella vulnerabilità sismica di tale opera.

La necessità di conoscere lo stato dei ponti esistenti e la loro resistenza alle azioni sismiche, ha portato allo sviluppo di un progetto finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile sul tema "Valutazione e riduzione del rischio sismico dei ponti esistenti". L'esigenza

di avere a disposizione linee guida sull'argomento ha portato all'emanazione dell'ordinanza 3274 del 20 marzo 2003. [20] Attraverso tale ordinanza viene richiesto alle regioni l'individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche. Inoltre il comma 3 dell'articolo 2 di tale ordinanza dice che: *"E' fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza. "* A tale scopo la Protezione Civile ha affidato all'ANAS il compito di valutare tutte le opere presenti sulla rete di sua pertinenza.

La valutazione della vulnerabilità sismica può essere condotta con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo. Una prima stima può essere qualitativa, attraverso il rilievo in situ dello stato dell'opera, situazione di degrado, rilievi geometrico-strutturali, cambiamenti o variazioni rispetto allo stato di progetto. Il capitolo 8 delle NTC2018 [4] tratta le costruzioni esistenti, dove nei primi paragrafi viene definita una linea guida per la valutazione della sicurezza delle opere in termini quantitativi, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto. La valutazione della sicurezza deve stabilire se:

- l'uso della struttura possa continuare senza interventi;
- l'uso della struttura debba essere modificato (declassamento, cambio d'uso e/o imposizione di limitazioni sull'uso);
- sia necessario aumentare il livello di sicurezza attraverso gli interventi.

La valutazione della sicurezza delle opere esistenti deve essere eseguita nei confronti degli SLU tranne che per le costruzioni di classe d'uso IV dove è richiesto anche la verifica nei confronti deli SLE. Per le combinazioni sismiche le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita SLV oppure, in alternativa, rispetto agli SLC.

La valutazione della sicurezza per le azioni sismiche viene quantificata attraverso il livello di sicurezza rappresentato dal rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile della struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe per una nuova costruzione. Questo rapporto viene indicato nelle norme tecniche col simbolo ζ_E . L'entità delle altre azioni presenti deve essere assunta al pari di nuova costruzione, salvo quanto emerso dalle indagini per i carichi verticali permanenti, e salvo imposizione di restrizioni verso i carichi verticali variabili. Nel caso non siano soddisfatte le verifiche nei confronti delle azioni, è necessario imporre delle restrizioni all'uso oppure procedere con interventi di miglioramento oppure di adeguamento della costruzione.

2.2 Definizione del modello di riferimento per l'analisi della sicurezza

1.1.1 Fasi conoscitive della costruzione

Ogni costruzione ha un comportamento specifico e diverso dalle altre costruzioni. Diventa difficile stabilire regole precise per il modello della valutazione della sicurezza che coprano interamente tutte le categorie di strutture. Allo stesso tempo alcuni principi generali su cui bisogna basarsi vengono di seguito esposti. I primi tre punti vengono definiti come le fasi *conoscitive della costruzione*. Si tratta di analisi, rilievo e caratterizzazione dello stato attuale della costruzione. Le NTC 2018 [4] e la relativa circolare [21], al punto 8.5 definisce l'analisi preliminare nel seguente modo:

- **Analisi storico-critica** consiste nella necessità di ricostruire la storia di un'opera, i metodi di costruzione e le successive modifiche che hanno impattato la struttura nella sua vita, questo permette una valutazione più accurata dello stato di sollecitazione e pianificazione degli interventi necessari. L'attività di analisi si svolge iniziando dal trovamento di tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato, come elaborati e relazioni progettuali, successivi interventi, rilievi, relazione sui materiali della costruzione e collaudi. Sono molto importanti i documenti verbali relativi ai problemi durante le fasi costruttive ma anche patologie di costruzioni simili e dello stesso periodo. Come specificato dalla circolare [21] l'analisi storico-critica deve riguardare:
 - l'epoca di costruzione;

- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Il risultato che si vuole ottenere alla fine della conclusione della fase dell'analisi storico-critica è il rilievo dello stato attuale come conseguenza di una serie di eventi e trasformazioni succedute nel tempo.

- Il **rilievo geometrico-strutturale** segue l'analisi storico-critica. Questa fase è finalizzata al rilievo delle geometrie dell'opera e le eventuali modifiche come desunte dall'analisi storico critica. È molto importante conoscere anche la composizione degli elementi costruttivi, le caratteristiche dei collegamenti, tipologia e disposizione dei materiali. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Per gli elementi non visibili il rilievo può essere effettuato a campione con ulteriore valutazione oggettiva delle altre disposizioni di elementi in base a norme vigenti, prassi costruttive dell'epoca, materiali commercializzati al momento della costruzione. Il rilievo di elementi con funzione non strutturale deve essere finalizzato all'individuazione di eventuali rischi per la sicurezza, problemi di instabilità e meccanismi di collasso. Nel caso la geometria della costruzione sia nota da disegni tecnici, bisogna comunque eseguire un'ispezione visiva per verificare l'effettiva corrispondenza coi disegni di progetto. I dettagli costruttivi, che possono essere desunti anche dai disegni tecnici, sono di particolare importanza per il calcolo del comportamento sismico della struttura. In qualunque caso, per verificare la corrispondenza ai disegni tecnici di progetto

oppure in caso di assenza degli stessi, per conoscenza della struttura, bisogna effettuare indagini in situ. Come da normativa, le indagini in situ vengono classificate in base al grado di approfondimento nel seguente modo:

- *Indagini limitate* – in presenza di elaborati progettuali originali dettagliati, mediante saggi a campione vengono valutate le caratteristiche dei collegamenti e la loro corrispondenza ai disegni progettuali;
- *Indagini estese* – si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali oppure quando essi sono incompleti,
- *Indagini esaustive* – si eseguono quando si vuole un livello alto di accuratezza ed in assenza totale di elaborati progettuali.

Il numero di indagini in situ deve essere definito in base al grado di approfondimento desiderato e dal livello sicurezza di progetto. Le indagini basate su saggi devono essere effettuate su elementi di una certa importanza come travi, pilastri, pareti, elementi strutturali in genere. Bisogna inoltre individuare i dissesti o cedimenti avvenuti, ponendo particolare attenzione al quadro fessurativo e meccanismi di danno.

- **La caratterizzazione meccanica dei materiali** e del loro degrado, attraverso la documentazione disponibile, rilievi e conseguenti prove di laboratorio oppure prove in situ, sono estremamente necessari per una corretta valutazione della sicurezza. Si tratta di trovare le caratteristiche di resistenza e deformazione dei materiali usati alla costruzione dell'opera. Le prove effettuate sulla struttura atte a ricavare i valori di resistenza di progetto classificheranno tali valori secondo le classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione. Il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove dovranno essere effettuati da un laboratorio specializzato.

2.2.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Devono essere individuati i livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello ed i fattori di confidenza correlati, basati sugli approfondimenti delle fasi conoscitive sopra elencate. Questi dati devono essere di seguito impiegati nelle verifiche di sicurezza. In base

ai livelli di conoscenza percepiti dal professionista vengono individuati i tipi di analisi ed i fattori di confidenza. Tali fattori devono essere intesi come indicatori del livello approfondimento raggiunto e deve essere utilizzato per la riduzione dei valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali. I livelli di conoscenza vengono divisi in tre classi, ordinate per informazione crescente:

- **LC1** – esso viene raggiunto con l'esecuzione dell'analisi storico-critica, rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sui materiali, $FC=1,35$;
- **LC2** – esso viene raggiunto con l'esecuzione dell'analisi storico-critica, rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sui materiali, $FC = 1,2$;
- **LC3** - esso viene raggiunto con l'esecuzione dell'analisi storico-critica, rilievo geometrico completo e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sui materiali, $FC=1$;

Per LC3 le indagini esaustive e prove sui materiali esaustive possono essere intese come la disponibilità dei disegni tecnici di progetto originali con l'esecuzione delle dovute verifiche di corrispondenza della costruzione reale al progetto cartaceo.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria della struttura;
- dettagli costruttivi;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi;
- conoscenza dei meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili;

I fattori di confidenza devono essere applicati ai valori medi delle caratteristiche meccaniche ricavate da prove di laboratorio distruttive e non distruttive. I fattori di confidenza includono, oltre all'incertezza delle resistenze meccaniche dei materiali, anche l'incertezza relativa ai dettagli costruttivi. Essi si possono applicare anche in maniera separata ai vari elementi strutturali in base al livello di approfondimento di ognuno di essi,

inclusi rilievi e prove meccaniche. La normativa suggerisce i valori dei fattori di confidenza in funzione dell'informazione disponibile, come mostrato nella *Tabella 6*.

Tabella 6: Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza, come da Tab. C8.5.IV [21]

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Di conseguenza, le resistenze dei materiali a cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per i fattori di confidenza. Nella *Tabella 7* viene proposto orientativamente le quantità delle indagini e prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche da effettuare per ogni livello di conoscenza. Essi devono essere concentrati nelle zone dove si ritiene opportuna una conoscenza approfondita, in accordo alla funzione statica, al riguardo del livello di sicurezza da raggiungere, al livello di omogeneità in particolari punti, in accordo con le specifiche tecniche desunte dal progetto originale.

Tabella 7: Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova, come da Tab. C8.5.V [21]

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

2.3 Metodi di analisi sismica

In presenza di azioni sismiche, particolare attenzione bisogna porre agli aspetti di duttilità della struttura. Si deve valutare se la costruzione, attraverso i materiali usati ed i meccanismi di resistenza, è in grado di resistere a cicli di sollecitazione o deformazione

anche in campo anelastico. Si tratta della valutazione del comportamento duttile oppure fragile della struttura. L'analisi sismica deve esaminare in modo dettagliato sia la resistenza meccanica sia la duttilità disponibile. I meccanismi duttili vengono valutati verificando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza. I meccanismi fragili invece vengono verificati in base alla capacità in termini di resistenza.

L'analisi di una struttura può essere eseguita usando uno dei seguenti metodi di analisi proposti dalla normativa [4]:

- **analisi lineare** – tengono conto del solo comportamento elastico-lineare dei materiali. La struttura in questo caso diventa indefinitamente elastica. Le non linearità di secondo ordine, come sono quelle di tipo geometrico, vengono trascurati oppure, se eccessive e non possono essere trascurate, possono essere considerate attraverso un fattore di amplificazione;
- **analisi non lineare** – tiene conto delle non linearità dei materiali e delle non linearità geometriche nel caso in cui queste ultime siano non trascurabili. Essa viene generalmente utilizzata per il calcolo della capacità degli edifici esistenti oppure come metodo alternativo al metodo di analisi lineare per la progettazione di nuovi edifici. Questo metodo viene inoltre usato per il calcolo del fattore di sovrarresistenza $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ che verrà di seguito definito in accordo alle NTC;

A loro volta le analisi sismiche si dividono in base a come viene trattato l'equilibrio, in:

- **analisi statica** – l'equilibrio viene trattato staticamente assegnando alla struttura un sistema di forze statiche, concentrate o distribuite, e ricavandone gli spostamenti e le sollecitazioni;
- **analisi dinamica** – l'equilibrio viene trattato dinamicamente usando l'analisi modale oppure metodi di integrazione numerica;

Di conseguenza, combinando le quattro analisi tra loro si ottiene:

- analisi lineare statica;
- analisi lineare dinamica;

- analisi non lineare statica;
- analisi non lineare dinamica;

2.3.1 Analisi lineare e analisi non lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata sia nel caso di comportamento dissipativo sia non dissipativo. In entrambi i casi il valore di progetto della domanda sismica è calcolato dallo spettro di progetto come precedentemente definito, sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi. Tale domanda è ridotta del fattore di comportamento che tiene conto della capacità dissipativa della struttura, che avviene nel campo plastico non lineare e che quindi non viene considerata in modo esplicito nell'analisi lineare. Tale fattore riduce la domanda sismica. Esso varia in funzione del comportamento strutturale considerato, dissipativo oppure non dissipativo, ed anche in funzione dello stato limite, relazionandosi all'entità di plasticizzazione di ciascun stato limite. Nella *Tabella 8* vengono esposti i fattori di comportamento in funzione dello stato limite e del comportamento della struttura.

Tabella 8: Fattore di comportamento secondo al Tab. 7.3.1 [4]

Stati limite		Analisi lineare (statica e dinamica)	
		Comportamento dissipativo	Comportamento non dissipativo
SLE	SLO	$q = 1$	$q = 1$
	SLD	$q \leq 1,5$	$q \leq 1,5$
SLU	SLV	$q \geq 1,5$	$q \geq 1,5$
	SLC	-	-

Nel caso di struttura a comportamento dissipativo il fattore di comportamento q dipende da vari fattori come la tipologia strutturale, il grado di iperstaticità della struttura ed eventualmente dalle capacità dissipative dei materiali se sono stati adottati tecniche atte a dissipare l'energia sismica. Come si osserva nella tabella, per lo SLV il fattore di comportamento ha un vincolo inferiore, mentre il fattore di comportamento limite superiore è dato da:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

Dove

q_0 – fattore di comportamento base allo SLV definito nella tabella 7.3.II della NTC, esso dipende dalla classe di duttilità e dalla tipologia strutturale, del coefficiente λ e del rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$.

$$\lambda(\alpha) = 1 \text{ se } \alpha \geq 3; \lambda(\alpha) = (\alpha/3)^{0,5} \text{ se } 1 \leq \alpha < 3$$

$$\alpha = L/H$$

L – distanza della cerniera plastica dalla sezione di momento nullo

H – dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ – è il rapporto tra il valore dell'azione sismica per la quale si verifica un numero di zone di plasticizzazione tale da rendere la struttura un meccanismo e il valore del sisma per il quale si verifica la prima zona di plasticizzazione per flessione.

K_R – valore che rappresenta la regolarità in altezza della struttura, per valori pari a 1 la struttura è regolare in altezza mentre con valore pari a 0,8 la struttura è irregolare in altezza.

Per l'azione sismica verticale, a meno di adeguate analisi giustificative, il valore del fattore di comportamento, per la tipologia strutturale dei ponti, viene assunto pari a 1.

2.3.2 Analisi statica e analisi dinamica

L'altro aspetto da tenere in considerazione quando viene eseguita l'analisi strutturale, considerando l'azione sismica, è la sua variabilità nel tempo. L'effetto dell'azione sismica può essere considerato come una forza di valore costante nel tempo applicata alla struttura, oppure tenendone conto in modo dinamico attraverso la storia temporale (integrazione al passo), oppure lo spettro di risposta come definito in precedenza (analisi lineare dinamica). Le analisi, statica e dinamica, possono essere applicate sia per comportamenti strutturali dissipativi che non dissipativi. Quando si ha una certa regolarità della struttura e quando il comportamento della stessa non dipende in modo significativo dai modi di vibrare superiori è possibile implementare l'analisi lineare statica. Le analisi non

lineari, sia statica che dinamica, vengono utilizzate in alternativa alle analisi lineari nei seguenti casi:

- Valutazione degli spostamenti agli stati limite;
- Eseguire le verifiche di duttilità allo SLC;
- Individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q ;
- Valutazione del fattore di sovrarresistenza α_u/α_1 ;
- Progettazione dei nuovi edifici, in alternativa delle analisi lineari;
- Valutazione della capacità degli edifici esistenti.

2.3.3 Analisi statica lineare

Consiste nell'applicare forze statiche orizzontali equivalenti alle forze d'inerzia create dall'azione sismica. Essa si applica per specifiche condizioni della costruzione in modo da poter accettare che la risposta della struttura sia principalmente influenzata dal primo modo di vibrare. Può quindi essere utilizzata rispettando certe condizioni che sono elencate di seguito:

- Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione considerata – T_1 , non deve superare $2,5 T_C$ e non deve superare T_D .
- La costruzione deve essere regolare in altezza
- Per edifici con massa distribuita per ogni piano in modo uniforme, con altezza degli edifici minore di 40m, T_1 può essere calcolato nella seguente maniera:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (2.1)$$

Essendo d lo spostamento laterale massimo dell'edificio, espresso in metri, dovuta alla seguente combinazione dei carichi applicata nella direzione orizzontale

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (2.2)$$

- G_1 – carichi permanenti strutturali;
- G_2 – carichi permanenti non strutturali;

- Q_{kj} – azioni variabili;
- ψ_{2j} – coefficiente di combinazione quasi permanente;

In via di prima approssimazione, si può usare la seguente formula semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

Con H l'altezza della costruzione espressa in metri e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, mentre vale 0,075 per strutture a telaio in cemento armato e 0,050 per costruzioni in muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

Usando lo spettro di risposta è possibile trovare la forza orizzontale complessiva applicata alla struttura. Essa deve essere in seguito suddivisa proporzionalmente ad ogni massa che contribuisce alla creazione dell'azione orizzontale. A tale scopo viene utilizzata la seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (2.3)$$

Dove

F_i – forza applicata all' i -esima massa

F_h - forza orizzontale applicata alla struttura $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$

$S_d(T_1)$ – ordinata dello spettro di risposta in accelerazione definito dalla NTC

W – peso totale della struttura

λ – coefficiente pari a 0,8 se $T_1 < 2T_c$ e pare a 1 in tutti gli altri casi

g – accelerazione di gravità

W_i – valore del peso dell' i -esima massa

W_j - valore del peso della j -esima massa

z_i – quota rispetto al piano di fondazione dell' i -esima massa

z_j - quota rispetto al piano di fondazione della j -esima massa

Nella *Figura 13* viene mostrata la distribuzione delle forze statiche equivalenti e la deformata del primo modo di vibrare.

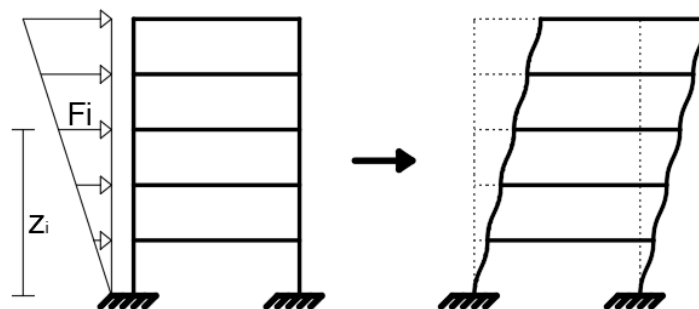


Figura 13: Analisi statica lineare, distribuzione delle forze e deformata

Questo tipo di analisi in linee generali è applicabile a strutture medio basse, con regolarità in altezza, dove la massa partecipante relativa al primo modo di vibrare è più del 90% della massa totale, senza significativi moti torsionali. Dopo aver trovato ed applicato alla struttura l'effetto dell'azione sismica si passa alla verifica dei vari elementi strutturali.

2.3.4 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della struttura, che viene chiamata analisi modale, e successivo calcolo dell'effetto dell'azione sismica separato per ciascun modo di vibrare. Nella *Figura 14* viene riportato un esempio di determinazione dei modi di vibrare di un edificio a tre piani. Ai fini dell'analisi devono essere considerate un numero minimo di modi, che complessivamente raggiungono una massa partecipante dell'85% della massa totale della costruzione. In ogni caso, è opportuno considerare tutti i modi di vibrare che hanno una massa partecipante di almeno 5%.

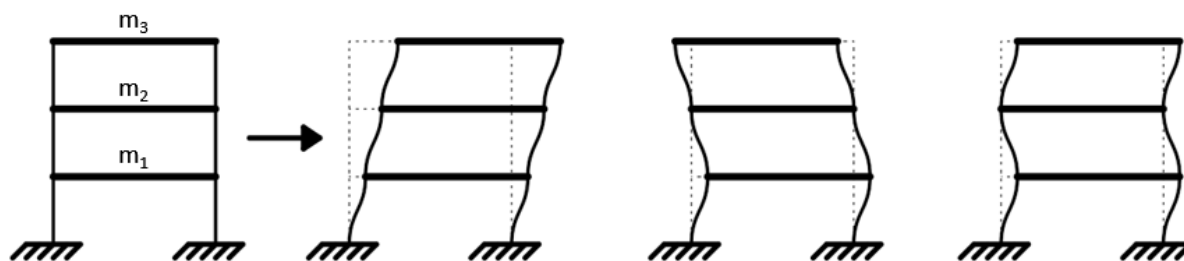


Figura 14: Esempio dei modi di vibrare di una struttura a tre piani

Per ogni modo viene calcolato il periodo di riferimento, e attraverso lo spettro di risposta, l'accelerazione ad esso corrispondente, dalla quale viene successivamente calcolata l'azione sismica di progetto. Per il calcolo dell'azione sismica, lo spettro di risposta considera anche la duttilità della struttura attraverso il fattore di struttura, che abbassa e diminuisce il valore dell'accelerazione.

Infine, gli effetti vengono combinati considerando tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante complessiva sia maggiore di 85%. Ci sono più metodi per la combinazione degli effetti ma di seguito verrà descritto il metodo considerato più completo. La combinazione degli effetti viene effettuata attraverso la combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad (2.4)$$

Dove

E_i, E_j – valore dell'effetto relativo rispettivamente all'i-esimo e j-esimo modo;

ρ_{ij} – coefficiente di correlazione tra il modo i e modo j, può essere calcolato attraverso la seguente formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad (2.5)$$

ξ_i, ξ_j – smorzamento viscoso dei modi i e j;

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i} \quad (2.6)$$

Assumendo smorzamento uguale per i due modi si ha:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2] + 4 \cdot \xi^2 \beta_{ij}} \quad (2.7)$$

Il calcolo degli spostamenti allo SLC sotto l'azione sismica di progetto viene effettuato moltiplicando gli spostamenti calcolati dall'analisi lineare d_{Ee} , statica o dinamica, per il fattore di duttilità in spostamento μ_d .

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (2.8)$$

Il fattore di duttilità in spostamento viene calcolato nel seguente modo:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad (2.9)$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c \quad (2.10)$$

L'azione sismica di progetto viene successivamente combinata con le altre azioni sulla struttura tenendo conto della combinazione dei carichi e dello stato limite a cui ci si riferisce.

2.3.5 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, chiamata anche *pushover analysis*, diventa un'alternativa all'analisi dinamica non lineare, e conserva la semplicità di calcolo delle analisi statiche lineari, consentendo delle stime più realistiche ed affidabili della risposta anche in campo non lineare. Diventa sempre più frequente l'utilizzo dell'analisi statica non lineare sia nella progettazione che nelle verifiche strutturali. È uno strumento che riesce a dare informazioni importanti sulla capacità della struttura, sulla formazione dei meccanismi di collasso e sulla loro localizzazione.

L'analisi statica non lineare ha lo scopo di individuare la curva di capacità, che consiste in un legame forza-spostamento rappresentativo del reale comportamento della struttura. Attraverso un'analisi di spinta, detta anche *pushover*, viene individuata la relazione $F_b - d_c$, dove F_b è il taglio alla base e d_c è lo spostamento di un punto di controllo, che in genere è rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Un altro parametro importante di quest'analisi è la valutazione dello spostamento massimo raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta in accelerazione, chiamato anche punto di funzionamento o *performance point*.

A tale sistema vengono applicati i carichi verticali come definito nella (2.2), mentre nella direzione di calcolo considerata, ad ogni orizzontamento, è applicata una distribuzione di forze statiche orizzontali oppure un sistema di spostamenti, proporzionali alle forze d'inerzia, aventi come risultante il taglio alla base F_b . Tali forze vengono aumentate ad ogni step di calcolo in modo da arrivare al collasso locale oppure globale della struttura. Combinando le coppie dei risultati taglio alla base - spostamento punto di controllo per ogni step considerato, viene ricavata la curva di capacità della struttura. Nella *Figura 15* viene rappresentata un possibile andamento qualitativo della curva di capacità dove con F_b viene indicato il taglio alla base e con d_c lo spostamento del punto di controllo.

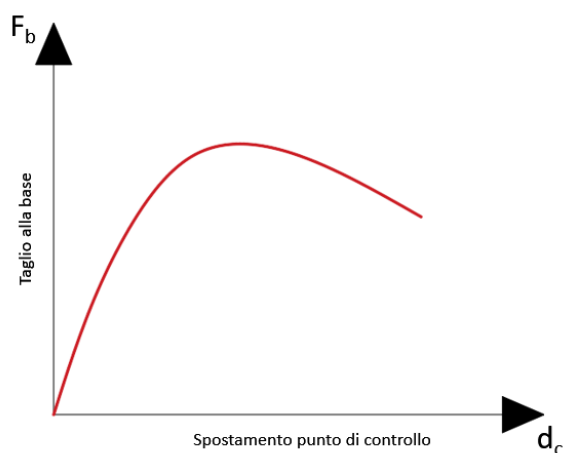


Figura 15: Curva di capacità

Si nota che le tecniche attuali di analisi sismica non lineare considera le forze applicate in modo statico; invece, la struttura cambia la sua risposta in base allo stato di danneggiamento nel quale si trova. All'inizio dell'analisi, quando la struttura è ancora in campo elastico, la distribuzione più appropriata è quella del modo fondamentale di vibrare, una distribuzione lineare che varia con l'altezza della struttura. Una volta che la struttura raggiunge il campo plastico la sua risposta varia; quindi, le forze prima applicate non sono più rappresentative. In questo caso una distribuzione di forze proporzionale alle masse diventa più appropriata.

Le norme tecniche [4] considerano due distribuzioni delle forze orizzontali, le distribuzioni principali (Gruppo 1), e le distribuzioni secondarie (Gruppo 2), definite come segue:

Gruppo 1 – Distribuzioni principali

- Se il modo di vibrare nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni:
 - Le forze statiche ad ogni orizzontamento, come definite per l'analisi statica utilizzando come distribuzione di forze d'inerzia secondarie una distribuzione calcolata con andamento uniforme dell'accelerazione lungo l'altezza della costruzione;
 - Distribuzione con andamento proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

- In tutti i casi può essere considerata una distribuzione corrispondente alle forze di piano agenti su ogni orizzontamento derivanti dall'analisi lineare dinamica, includendo nella direzione considerata un numero di modi che complessivamente hanno una partecipazione di massa non inferiore al 85%. Questa distribuzione è obbligatoria se il periodo proprio di vibrare è superiore a $1,3T_c$.

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie

- Distribuzione uniforme di forze, calcolata con andamento uniforme dell'accelerazione lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi;

Si impone quindi alla struttura un profilo spostamenti $\mathbf{D} = (D_1, D_2, \dots, D_j, \dots, D_n)^T$, oppure un profilo di forze $\mathbf{F} = (F_1, F_2, \dots, F_j, \dots, F_n)^T$ che possono essere definite come segue:

$$\mathbf{D} = \alpha \mathbf{d} \quad \text{oppure} \quad \mathbf{F} = \beta \mathbf{f}$$

con $\mathbf{d}$ e $\mathbf{f}$ che sono due vettori di forma invariabili durante la procedura di pushover, mentre α e β sono dei coefficienti incrementali, che aumentano fino al raggiungimento dello stato limite della struttura. La curva di capacità a questo punto viene descritta dal legame scalare di Forza-Spostamento F_b-d_c , essendo F_b il taglio alla base e d_c lo spostamento del punto di controllo che solitamente viene considerato il centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Essendo un'analisi non lineare, sorge il problema della scelta del tipo di controllo applicato, se è meglio scegliere un sistema di forze oppure di spostamenti ai fini dell'analisi statica non lineare. Se il sistema rimanesse nel campo lineare la scelta di forze o spostamenti condurrebbe allo stesso risultato, ciò non vale però nel caso di campi non elastici. Infatti, se si applica un sistema di forze, bisogna tener conto che il sistema di forze non rimane inalterato; quindi, l'applicazione di un semplice fattore moltiplicativo al vettore di forma potrebbe portare a risultati inesatti del comportamento della struttura nel campo plastico. Il sistema di forze come descritto, non è in grado di cogliere un eventuale

comportamento di softening della struttura, né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per cui in questi casi è preferibile eseguire l'analisi con spostamenti controllati. Un sistema a spostamenti imposti però vincola la struttura, si rischia quindi di ricavare dei campi di forze completamente errati rispetto ad una struttura libera di deformarsi in seguito all'evento sismico. L'approccio basato sulle forze è quello maggiormente usato dai professionisti e largamente implementato nei software di calcolo [22]. Nell'analisi del modello verranno fatte le considerazioni riguardo la scelta effettuata per l'analisi in esame.

Visto il legame monodimensionale $F_b - d_c$, diventa evidente la semplificazione di una struttura MDOF con una equivalente SDOF. Il sistema MDOF (Multiple Degree of Freedom) è rappresentato dal sistema reale mentre il sistema SDOF (Single Degree of Freedom) è un sistema equivalente a un grado di libertà che verrà definito in seguito. Inoltre, per poter sovrapporre la curva di capacità allo spettro di risposta tale trasformazione diventa necessaria. Il metodo presume di trasformare il sistema reale in un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà, come mostrato in *Figura 16*. Nel caso di un sistema SDOF l'analisi di spinta diventa facile ed elementare in quanto la massa è concentrata in un punto e di conseguenza il centro di massa diventa il punto di controllo.

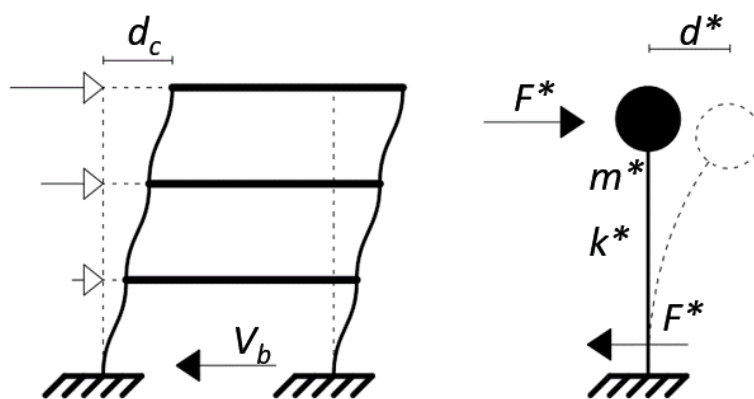


Figura 16: Conversione di un sistema MDOF a SDOF

Si individua in questo modo la curva di capacità del sistema SDOF. Le forze, spostamento e massa del sistema SDOF non sono le stesse del sistema iniziale ma sono equivalenti, essi sono tali da poter replicare lo stesso comportamento del sistema iniziale. Il sistema SDOF è rappresentato quindi da un pendolo rovescio dove il gambo del pendolo viene

considerato privo di massa, incorpora invece tutta la rigidità k^* del sistema. Il vincolo alla base del pendolo è considerato come incastro perfetto. Al lato superiore del gambo è concentrata la massa equivalente del sistema SDOF. Su tale massa agisce la forza equivalente F^* che è di tipo concentrato. A differenza del sistema MDOF dove il sistema di forze o spostamenti sono applicati ad ogni interpiano della struttura, in questo caso agisce una sola forza applicata alla massa. Il passaggio dal sistema MDOF al sistema SDOF, o nel caso si abbia la necessità di effettuare la conversione inversa, avviene attraverso il coefficiente di partecipazione Γ , che dipende dalle masse e dagli spostamenti di ogni modo di vibrare assunti nel sistema MDOF.

La forza F^* e lo spostamento d^* sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.11)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (2.12)$$

con Γ fattore di partecipazione modale definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (2.13)$$

Con

τ - vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata

φ - il vettore del modo di vibrare fondamentale normalizzato considerando $d_c=1$

M - la matrice di massa del sistema reale

La curva di capacità è rappresentata dalla relazione forza-spostamento attraverso la rigidità del sistema.

$$V_b = k(D_t) \quad (2.14)$$

Nel campo elastico questa relazione è diretta, essendo k la pendenza della linea del tratto elastico. Il campo elastico e quello plastico vengono divisi dal punto di snervamento. Oltre

a tale punto la struttura, in base alla sua resistenza residua e capacità di deformazione dei singoli elementi, può avere tre comportamenti diversi, comportamento hardening (*i*), softening (*d*) oppure perfettamente plastico (*p*). Nella *Figura 17* [22] vengono mostrati i tre tipi di comportamento. Quando un evento sismico colpisce la struttura, la sua intensità in termini di forze applicate alla struttura è rappresentata da un punto sulla curva di capacità, lo stesso punto definisce inoltre lo specifico stato di danno subito dalla struttura.

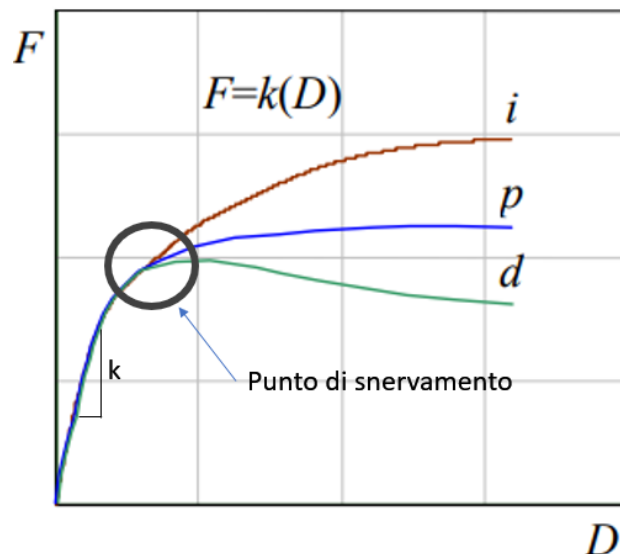


Figura 17: Curva di capacità, comportamento strutturale [22]

Volendo semplificare ulteriormente il problema, la curva di capacità si può linearizzare adottando approssimazioni bilineari o trilineari. Ci sono vari metodi per la linearizzazione della curva di capacità, ma il principio alla base rimane lo stesso: quanto più le linee si avvicinano alla curva di partenza, tanto più accurata si può definire la linearizzazione. La procedura di linearizzazione della curva si basa sul principio di uguaglianza delle aree. Le aree sottese dalla spezzata linearizzata e curva di capacità iniziale devono avere lo stesso valore. La curva bilinearizzata consiste in un tratto iniziale elastico che parte dall'origine e successivamente in un tratto lineare a pendenza positiva che rappresenta il hardening, a pendenza nulla – comportamento perfettamente plastico, oppure a pendenza negativa – il softening, come si può osservare nella *Figura 18* [22].

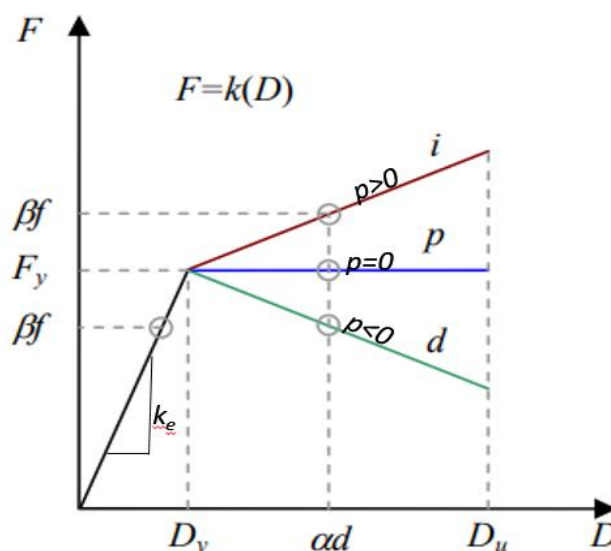


Figura 18: Linearizzazione della curva di capacità [22]

Una rappresentazione semplificata consente di identificare in modo veloce i principali punti nel grafico, come il punto e la forza di snervamento D_y e F_y . Si possono inoltre ricavare in modo immediato la rigidezza elastica k_e e quella plastica definita come

$$k_p = p k_e \quad (2.15)$$

chiamandosi p il rapporto di incrudimento.

La linearizzazione della curva di capacità viene eseguita ai fini di calcolo del punto di prestazione. La normativa descrive due metodi distinti per l'individuazione di tale punto.

- **Metodo A** basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.
- **Metodo B**, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità chiamato anche metodo CSM (Capacity Spectrum Method);

Per il **Metodo A**, la curva di capacità del sistema equivalente viene linearizzata imponendo un tratto elastico ed un tratto perfettamente plastico, come mostrato nella *Figura 19*. Considerando F_{bu}^* il taglio alla base ultimo, che corrisponde allo spostamento massimo della struttura, si impone il passaggio del tratto lineare elastico, che parte dall'origine, per il punto che corrisponde a $0,6F_{bu}^*$. La forza di plasticizzazione F_y^* si trova imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità e che finisce con uno spostamento massimo d_u^* a cui corrisponde una forza $F^* \geq 0,85F_{bu}^*$.

Bisogna precisare che la scelta di usare un tratto costante non sempre rispecchia al meglio il comportamento anelastico della struttura. La presenza di un comportamento di moderato hardening non ha un rilevante effetto sulla domanda in termini di spostamento, mentre un comportamento softening aumenterebbe lo spostamento ultimo, essendo quindi a favore della sicurezza in quanto il comportamento perfettamente plastico si trova in condizioni più restrittive.

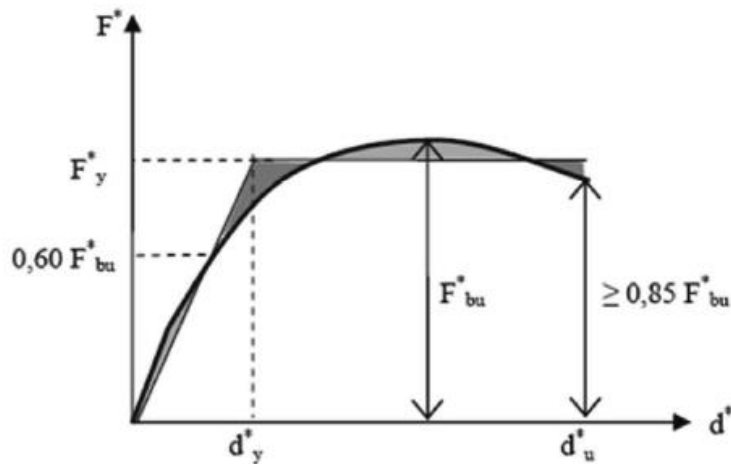


Figura 19: Linearizzazione della curva di capacità per Metodo A [4]

Riuscendo a definire F_y^* si ricava con facilità la rigidezza elastica del sistema equivalente nel seguente modo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Tale periodo viene messo a confronto con il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta in accelerazione T_c .

- $T^* > T_c$: la domanda in spostamento di un sistema anelastico è assunta uguale alla domanda del sistema elastico di pari periodo (cioè pari rigidezza elastica). Si tratta del principio di uguale spostamento tra un sistema perfettamente elastico ed uno elasto-plastico, come illustrato nella *Figura 20*;

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{D,e}(T^*)$$

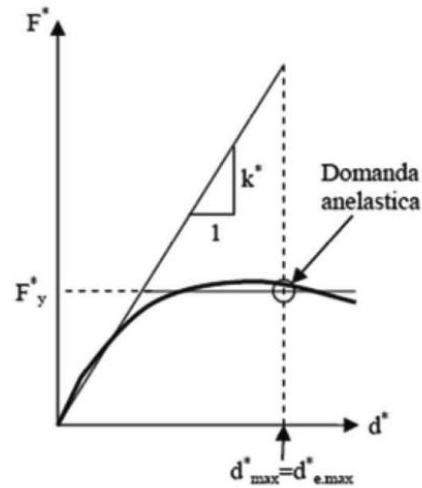


Figura 20: Principio di uguale spostamento

- $T^* < T_c$: in questo caso la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene mediante la seguente formulazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[(q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right] \quad (2.16)$$

Dove q^* viene definito come fattore di riduzione

$$q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.17)$$

Che si definisce come il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento equivalente. La relazione soprastante viene espressa in termini grafici nella *Figura 21*.

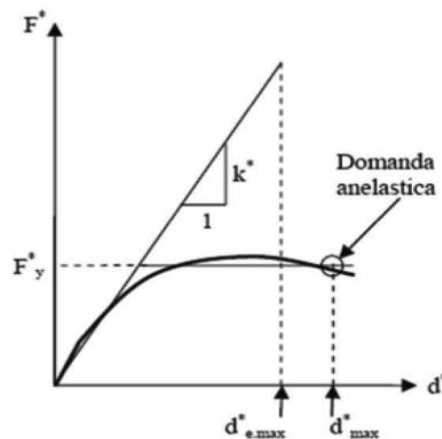


Figura 21: Principio di uguale energia

Per periodi maggiori a T_c gli spostamenti massimi si identificano con quelli elastici mentre per periodi minori a T_c questo criterio non è più valido e gli spostamenti elastici si scostano da quelli plastici tanto più quanto aumenta la duttilità del sistema.

Il **Metodo B**, chiamato anche CSM (Capacity Spectrum Method), è una procedura che valuta lo spostamento massimo atteso di una struttura per effetto di un evento sismico assegnato. [22] L'azione sismica viene descritta attraverso lo spettro di risposta elastico mentre il comportamento della struttura attraverso la curva di capacità. Per poter confrontare la domanda con la capacità della struttura bisogna portare lo spettro di risposta e la curva di capacità sullo stesso tipo di grafico. A tal proposito si sceglie la rappresentazione ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) che consiste nel rappresentare la domanda sismica e la capacità sismica in termini di accelerazione e spostamento. Si passa quindi da un diagramma che ha sulle ascisse il periodo T ad un diagramma che ha sulle ascisse lo spostamento del punto di controllo S_d (Figura 22). Il passaggio dallo spettro di risposta $S_{a,el}-T$ all'ADRS avviene utilizzando la seguente formula:

$$S_{d,el} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a,el} \quad (2.18)$$

In cui $S_{d,el}$ e $S_{a,el}$ rappresentano lo spostamento e rispettivamente l'accelerazione nello spettro elastico corrispondenti al periodo T . Nella Figura 22 è interessante osservare che il periodo T^* , nel grafico ADRS, è rappresentato da una retta uscente dall'origine con pendenza avente valore uguale al periodo T^* .

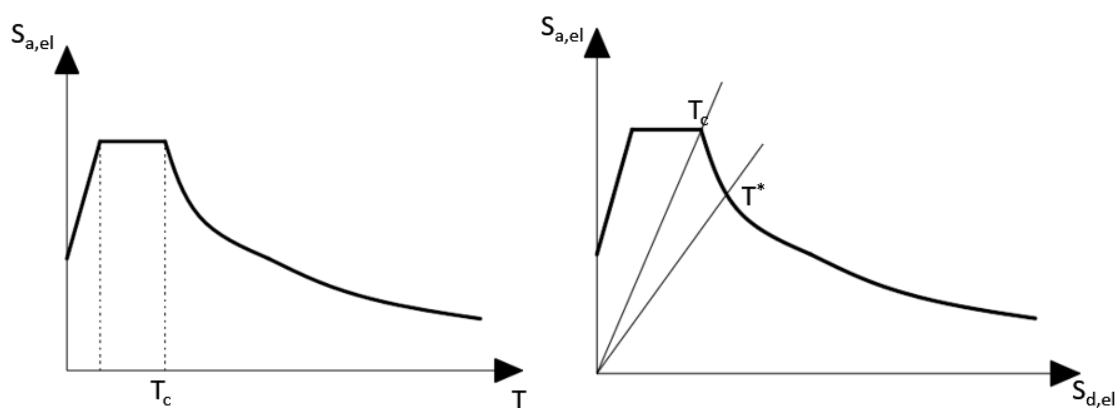


Figura 22: Passaggio dallo spettro di risposta A-T allo spettro di risposta A-D (ADRS)

Per poter quindi introdurre nel grafico anche la curva di capacità bisogna fare una trasformazione dell'asse delle ordinate. La curva di capacità prima ricavata ha sull'asse delle ordinate una forza rappresentata dal taglio alla base mentre nello spettro ADRS sull'asse delle ordinate c'è l'accelerazione. Si deve effettuare la seguente conversione:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.19)$$

Con

F^* - forza applicata al sistema equivalente;

m^* - massa del sistema equivalente;

L'asse delle ascisse rimane invariato, rappresentando lo spostamento del punto di controllo nel sistema SDOF.

$$S_d = d^* \quad (2.20)$$

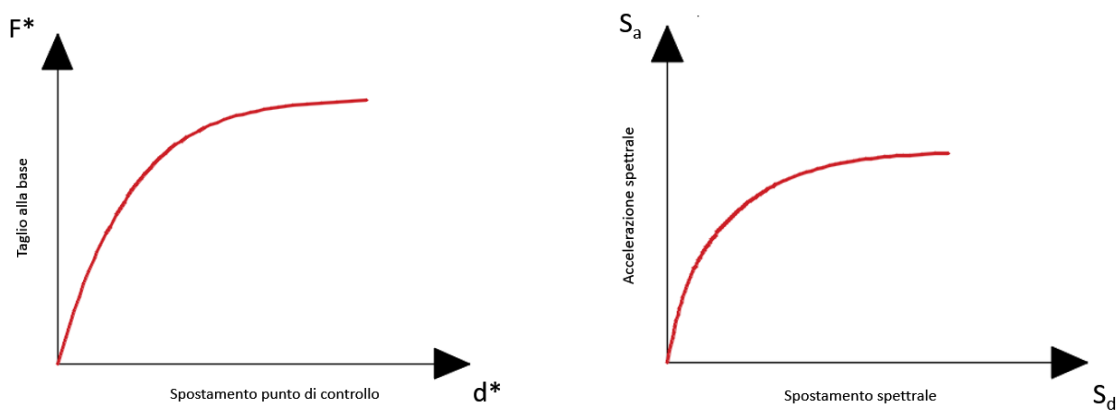


Figura 23: Conversione della curva di capacità

Il metodo, attraverso la sovrapposizione dello spettro di domanda con lo spettro di capacità, fornisce una rappresentazione grafica della prestazione sismica del sistema SDOF equivalente. L'intersezione delle due curve definisce il punto di prestazione (o performance point) PP. Il calcolo del punto di prestazione richiede una procedura iterativa nei confronti dello smorzamento efficace del sistema SDOF equivalente in quanto la capacità di una struttura e la domanda sismica non sono tra loro indipendenti. [22] Si osservano due fenomeni:

- Quando una struttura si plasticizza, la sua rigidezza decresce e il periodo si allunga. Poiché le accelerazioni spettrali dipendono dal periodo, anche la domanda sismica cambia allo snervarsi della struttura.
- Una struttura plasticizzata dissipa energia per smorzamento isteretico, tale smorzamento produce una riduzione di spostamento.

La procedura da seguire è la seguente:

1. Definizione della richiesta sismica tramite lo spettro di risposta;
2. Definizione della curva di capacità attraverso l'analisi di spinta;
3. Conversione della curva di capacità e della curva di domanda nel formato ADRS;
4. Selezione di uno spostamento di tentativo;

La prima iterazione viene eseguita considerando lo spostamento di tentativo corrispondente al periodo tangente nel punto di origine della curva di capacità. Nella *Figura 24* il primo spostamento di tentativo d_{ci} corrisponde allo spostamento d_e ricavato dall'intersezione della retta con pendenza T_e con lo spettro elastico, a cui corrisponde l'accelerazione a_e . L'accelerazione a_{ci} viene ricavata come ordinata dello spettro di capacità in corrispondenza dello spostamento di tentativo d_{ci} .

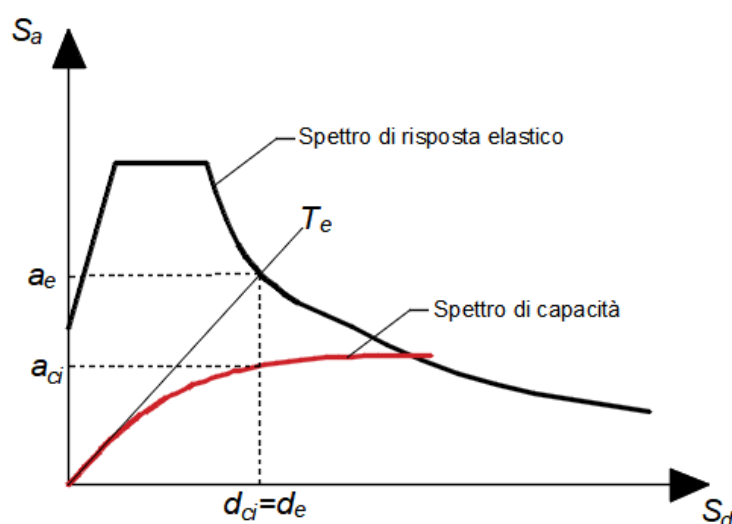


Figura 24: Scelta dello spostamento di tentativo

5. Bilinearizzazione dello spettro di capacità;

Definito a_{ci} , è possibile trasformare la curva di capacità in una spezzata di due segmenti. La bilinearizzazione segue il principio di uguale energia, dove l'area A_1

deve uguagliare l'area A_2 , come mostrato nella *Figura 26*. Si impone il passaggio per il punto a_{ci} . La curva bilineare viene rappresentata dalle seguenti grandezze:

- Pulsazione elastica ω_e oppure periodo elastico T_e ;
- Accelerazione di snervamento a_y ;
- Fattore di incrudimento p ;

Conoscendo le grandezze sopra descritte si definisce l'equazione della curva bilineare nel seguente modo:

$$a_c = \begin{cases} \omega_e^2 d_c & \text{se } d_c \leq d_y \\ a_y + p\omega_e^2(d_c - d_y) & \text{se } d_c > d_y \end{cases} \quad (2.21)$$

$$d_y = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 a_y \quad (2.22)$$

6. Linearizzazione equivalente dello spettro di capacità bilineare;

Si assume che la risposta in corrispondenza di un generico spostamento d_c sia equivalente alla risposta di un sistema lineare con periodo di vibrazione equivalente e smorzamento equivalente definiti come segue:

$$T_{eq} = \frac{2\pi}{\omega^2} = 2\pi \sqrt{\frac{d_c}{a_c}} \quad (2.23)$$

$$\nu_{eq} = \nu_0 + k\nu_h = 5\% + k \frac{2 a_y d_c - d_y a_c}{\pi a_c d_c} \quad (2.24)$$

- a_y – accelerazione di snervamento;
- d_y – spostamento di snervamento;
- a_c – accelerazione di un punto sulla bilineare;
- d_c – spostamento di un punto sulla bilineare;
- ν_0 – smorzamento viscoso dello spettro iniziale;
- k – coefficiente che dipende dal comportamento isteretico del sistema. L'ATC40 [23] individua 3 tipi di comportamenti isteretici, iniziando dal tipo A che corrisponde a cicli stabili e ampi molto simili ai cicli ideali, generalmente attribuibili a nuove costruzioni per le quali sono state rispettate le considerazioni antisismiche prescritte dalla normativa. Il tipo B è una via di

mezzo tra il tipo A e tipo C ed è applicabile alla gran parte delle costruzioni esistenti. Il tipo C è applicabile alle strutture con scarso comportamento isteretico. Nella *Figura 25* [22] viene visualizzato l'andamento del fattore k in funzione dello smorzamento viscoso equivalente v_h .

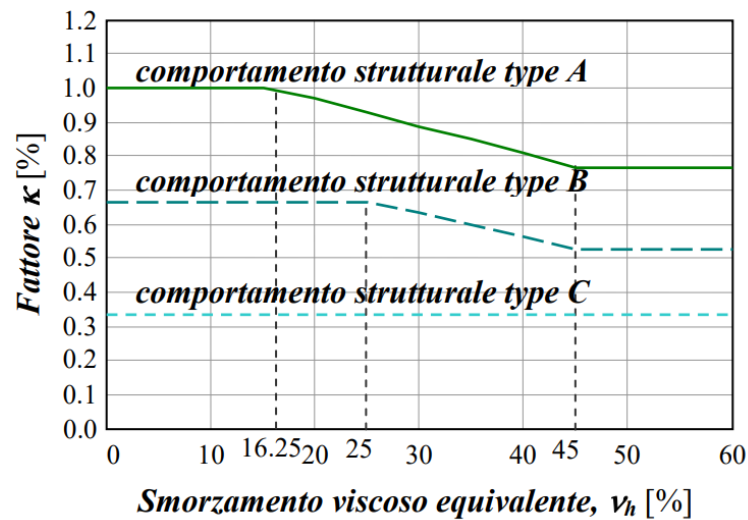


Figura 25: Andamento del fattore di correzione k dello smorzamento viscoso [22]

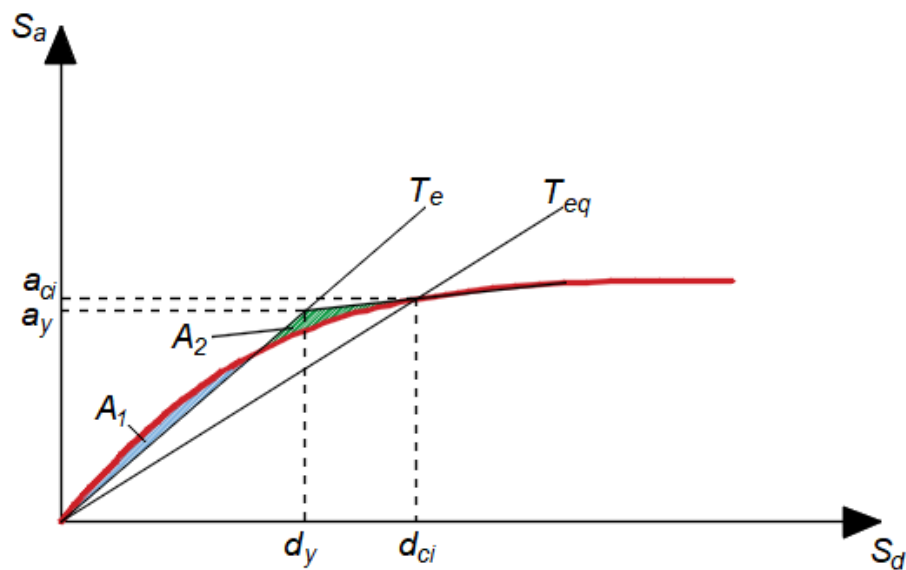


Figura 26: Bilinearizzazione dello spettro di capacità

7. Riduzione dello spettro di risposta;

Tenendo conto dell'energia isteretica dissipata, attraverso lo smorzamento viscoso equivalente, si calcola un nuovo spettro di risposta tenendo conto del fattore di riduzione spettrale η :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \nu_{eq}}} \quad (2.25)$$

8. Individuazione del punto di funzionamento;

Lo spostamento del punto di funzionamento si trova dall'intersezione dello spettro di risposta ridotto, calcolato al punto 7 con la curva di capacità del sistema SDOF.

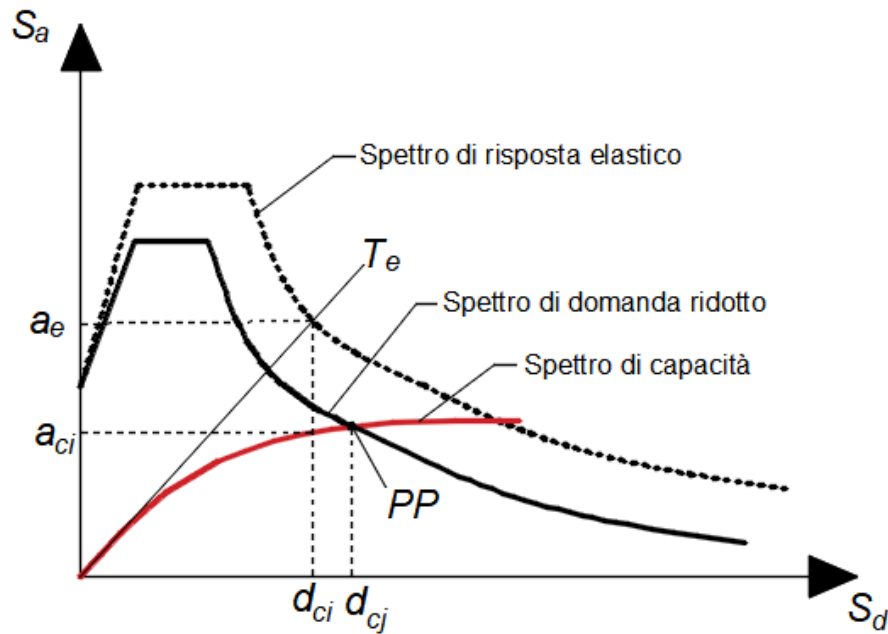


Figura 27: Determinazione del punto di prestazione e del corrispondente spostamento

9. Controllo della convergenza;

Se viene rispettata la relazione (2.26), allora il processo iterativo si può considerare concluso, altrimenti si sceglie un nuovo spostamento di tentativo. Il nuovo spostamento di tentativo può essere assunto d_{cj} . Si ripete l'iterazione iniziando dal punto 3.

$$|d_{cj} - d_{ci}| \leq 0,05d_{ci} \quad (2.26)$$

10. Conversione nel sistema MDOF;

Una volta definito il punto di prestazione e il corrispondente spostamento d_c , si deve passare dal sistema SDOF equivalente al sistema MDOF reale. Si deve quindi trasformare lo spostamento appena trovato in quello atteso per il punto di controllo del sistema reale.

$$D_{PP} = \Gamma \cdot \phi \cdot d_c \quad (2.27)$$

In corrispondenza allo spostamento massimo calcolato D_{PP} viene eseguita una nuova analisi di spinta pushover in controllo di spostamento, assegnando al punto di controllo del sistema MDOF il valore di spostamento del punto di prestazione convertito. L'output dell'analisi consisterà in una nuova curva di capacità del sistema MDOF e sollecitazioni interne della struttura, dati necessari alla verifica della struttura.

2.3.6 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare consiste nel calcolo della risposta della struttura alle azioni sismiche per integrazione delle equazioni di moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del terreno a disposizione. [4] Attraverso questa analisi viene definito il comportamento dinamico della struttura tenendo conto delle non linearità della struttura, sia geometriche che della sezione. Si considera quindi il comportamento in campo plastico della sezione e la capacità dissipativa per isteresi. Viene così definito il confronto tra la duttilità disponibile e la duttilità richiesta dall'azione sismica allo SLC. Viene inoltre data la possibilità di verifica degli elementi strutturali ad eventuali comportamenti fragili. L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con l'analisi modale con spettro di risposta, al fine di confrontare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura.

L'analisi dinamica non lineare è lo strumento più completo ed efficace che si può utilizzare al fine dell'analisi sismica di una costruzione, presenta però alcuni limiti che impediscono un utilizzo diffuso nella pratica professionale. La scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenzano sensibilmente i risultati dell'analisi. Inoltre, sono necessarie numerose analisi impiegando differenti accelerogrammi per ottenere una risposta rappresentativa della struttura reale. Si può anche definire come un metodo molto laborioso che ha bisogno di un notevole sforzo computazionale, la sua accuratezza nel risultato va a scapito della semplicità e rapidità di calcolo, con un'interpretazione dei risultati complessa ed onerosa.

Allo stesso tempo questo tipo di analisi presenta anche dei vantaggi che la rendono conveniente per l'utilizzo dell'analisi sismica. Essa dà la possibilità di inserimento di input sismici molto precisi e dettagliati attraverso l'uso di accelerogrammi, sia simulati che reali. Questo non è possibile farlo con gli altri tipi di analisi dove l'input sismico è definito. Inoltre,

si può avere una risposta sismica della struttura più aderente alla realtà, sia perché le forze non vengono considerate in modo statico, o in qualunque caso approssimate, sia perché vengono considerati gli effetti non lineari della struttura.

L'accelerogramma è il diagramma che ha sulle ascisse il tempo in secondi e sulle ordinate l'accelerazione al suolo.

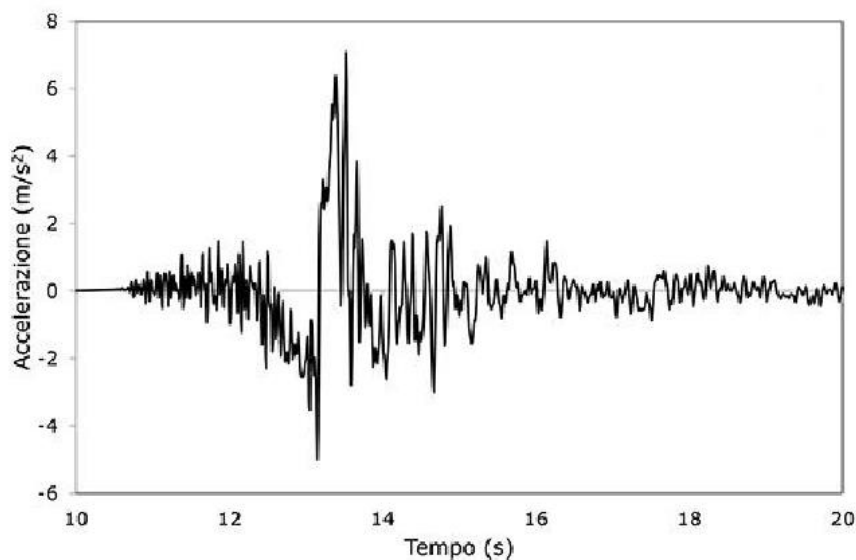


Figura 28: Esempio accelerogramma

Al punto 3.2.3.6 delle norme tecniche [3] viene descritto il procedimento d'impiego di storie temporali del moto del terreno.

2.4 Le curve di fragilità

Per determinare la vulnerabilità sismica dell'opera è necessario definire gli elementi più critici e suscettibili e lo scenario di danneggiamento in seguito ad un'analisi preliminare eseguita sulla struttura. Uno strumento essenziale per la valutazione della vulnerabilità sismica delle opere esistenti sono le curve di fragilità. Esse esprimono la probabilità condizionata di un manufatto di eguagliare o eccedere un certo livello di danno per diverse intensità dell'azione sismica espressa in termini di accelerazione massima al suolo³ [24].

³ L'azione sismica può essere espressa anche in funzione di altre variabili, come per esempio l'accelerazione spettrale con $T=1s$ oppure lo spostamento massimo al suolo (PGD). Per la struttura in esame l'azione sismica verrà espressa in termini di accelerazione massima al suolo (PGA).

Per definire le curve di fragilità si devono individuare soglie correlate ai livelli di danno, che deve essere visto come effetto del comportamento strutturale in seguito ad una certa intensità dell'azione sismica. Per terremoti di lieve intensità il danno può essere modesto oppure anche assente, mentre per terremoti con intensità alta si può arrivare al collasso della struttura. Facendo un'analogia con le attuali norme tecniche si può osservare che gli stati limite definiti all'interno della normativa possono essere degli indicatori del livello di danno. Facendo invece riferimento alla procedura HAZUS [25] i livelli di danno vengono definiti come segue:

- Danno lieve (Slight damage) – lieve danno, lievi crepe e scheggiature alle spalle, crepe nelle chiavi di taglio alle spalle, piccole scheggiature e crepe agli appoggi, lievi scheggiature alle colonne. Il danno non richiede altro che riparazioni estetiche.
- Danno moderato (Moderate damage) – danno moderato alle pile come la comparsa di crepe dovuto al taglio, fessurazioni e scheggiature ma la colonna rimane ancora in condizioni di esercizio. Movimento moderato delle spalle (< 5 cm), spaccatura estesa e scheggiatura delle chiavi di taglio, rottura dei ritegni senza movimenti relativi della sede, danneggiamento di alcuni tipi di appoggi (rocker bearing).
- Danno esteso – danneggiamento delle pile ma senza collasso: raggiungimento della resistenza a taglio, significativi spostamenti residui alle connessioni, sovrapposizione della soletta, spostamenti verticali delle spalle, sovrapposizioni alle connessioni, rottura delle connessioni a taglio sulla spalla.
- Danno completo – collasso delle pile e perdita di connessione agli appoggi che potrebbe portare alla perdita di appoggio dell'impalcato, oppure inclinazione della sottostruttura dovuto al danneggiamento delle fondazioni.

La curva di fragilità rappresenta la probabilità che la costruzione raggiunga un particolare stato limite definito dal livello di danno sopra descritto. Essa viene espressa tramite la funzione di probabilità cumulativa congiunta espressa nel seguente modo:

$$P(D \geq DS|PGA) = \Phi\left(\frac{1}{\beta_c} \ln\left(\frac{PGA}{PGA_{pp}}\right)\right) \quad (2.28)$$

- D – probabilità di danneggiamento;
- DS – livello di danno causato dall'intensità sismica corrispondente al PGA_{pp} ;

- PGA_{pp} – valore mediano dell’accelerazione che raggiunge la soglia del livello di danno DS ;
- β_c – deviazione standard della funzione di distribuzione logaritmica di PGA_{pp} ;
- Φ – funzione di distribuzione cumulativa normale standard;

Come definito nella formula, si deve calcolare il valore del PGA associato ad ogni livello di danno. Questo può essere fatto considerando uno spettro di risposta traslato rispetto a quello calcolato dal CSM e corrispondente allo smorzamento equivalente. Nella *Figura 29* [26] è mostrato il calcolo del PGA_{pp} dallo spettro di domanda ridotto per il livello di danno considerato. Esso può essere ricavato dal rapporto tra l’accelerazione spettrale corrispondente al punto di prestazione e l’accelerazione spettrale corrispondente al periodo T_{pp} sullo spettro di risposta dello smorzamento equivalente (S_{a1}).

$$PGA_{pp} = \frac{S_{a,pp}}{S_{a1}} \quad (2.29)$$

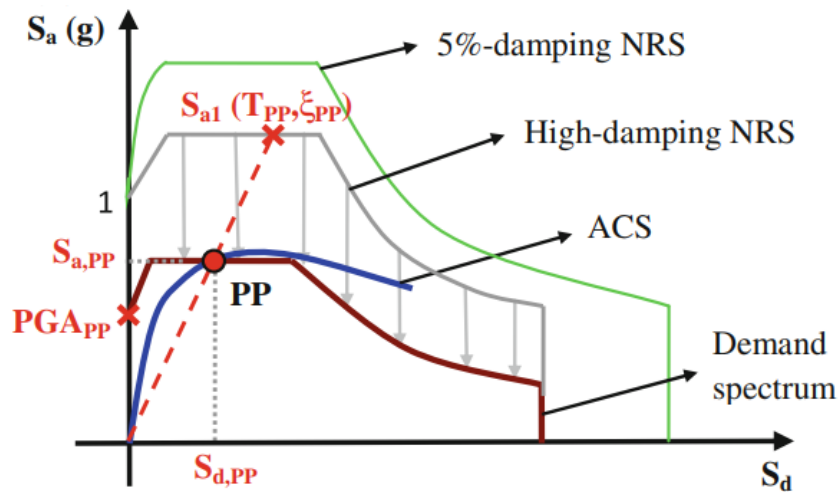


Figura 29: Valutazione del PGA in funzione del punto di prestazione scelto per un determinato livello di danno [26]

Il PGA corrispondente al punto di prestazione viene utilizzato come valore del limite di danno per il quale viene ricavata la curva di fragilità come mostrato nella *Figura 30* [26].

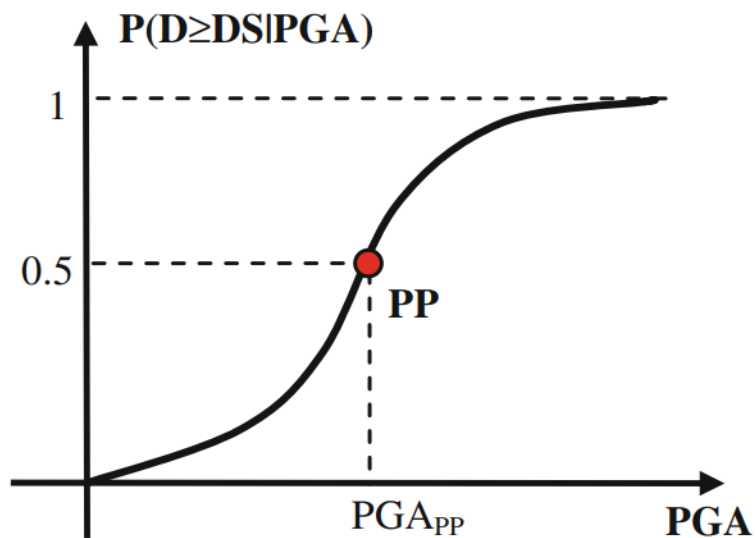


Figura 30: Curva di fragilità per il limite di danno assegnato (PGA_{PP}) [26]

Nella *Figura 31* Viene mostrato il diagramma di flusso da seguire per il calcolo delle curve di fragilità.



Figura 31: Diagramma di flusso per la definizione delle curve di fragilità

Può essere definito anche un livello di danno relativo alla rottura a taglio. Solitamente, essendo la rottura a taglio un meccanismo di tipo fragile, viene definito un solo livello di danno che corrisponde al danno completo della struttura. [24]

3. Descrizione dell'opera

3.1 Realizzazione del ponte

La costruzione del ponte fu iniziata nel 1969. Il progetto posto alla base dell'appalto prevedeva:

- La costruzione dell'impalcato con due carreggiate completamente indipendenti;
- La lunghezza complessiva del ponte di 155,20 m distribuita su tre luci di cui quella centrale ha una lunghezza di 78 m e quelle laterali 38,60 m;
- La struttura dell'impalcato costituita da una trave a cassone (semplicemente appoggiata su quattro appoggi) in cemento armato precompresso, gettata in opera;
- L'esecuzione dell'impalcato mediante la preventiva costruzione di una centina tralicciata tubolare con appoggi provvisori in alveo;
- La tesatura dei cavi di precompressione quando tutto il calcestruzzo dell'intera struttura dell'impalcato avesse raggiunto la resistenza opportuna;

Inizialmente è stato presentato un progetto che prevedeva l'installazione della centina sull'alveo del fiume, ma l'impresa esecutrice aveva espresso le sue preoccupazioni in quanto lo stazionamento di tale struttura per un periodo decisamente lungo, necessario alla costruzione dell'impalcato, comprendeva periodi di piene stagionali del fiume Po. L'impresa ha proposto di eseguire l'opera con il sistema STUP (*Figura 32*), secondo il quale l'impalcato viene realizzato mediante getti successivi in opera di conci da 3 metri progressivamente precompressi, sostenuti durante il getto da strutture metalliche scorrevoli a sbalzo, ancorate alla parte già eseguita. Con il sistema proposto, una volta costruito le pile intermedie, tutta l'opera è eseguita senza interferenza con il deflusso del fiume, giacché l'attrezzatura metallica di sostegno dei getti è posta al di sopra del piano viario dell'impalcato. Tale tecnica è conosciuta oggi sotto il nome di "FREE CANTILEVER METHOD".

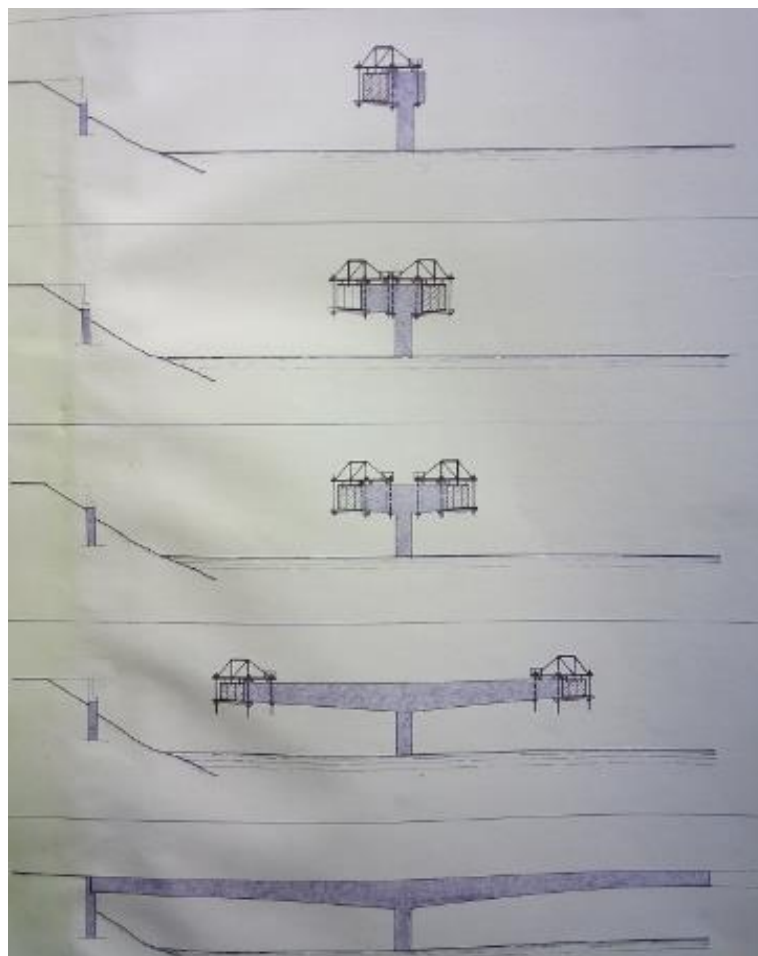


Figura 32: Fasi di costruzione dell'impalcato

Lo studio preliminare dell'opera ha evidenziato notevoli vincoli esterni tendenti tutti a imporre alla struttura della nuova opera caratteristiche ben precise. La quota dell'intradosso del ponte è risultata vincolata alla quota di massima piena che, nella zona interessata dalla nuova opera, raggiunge altezze molto elevate. Sono state svolte in proposito accurate indagini, confortate dalla presenza nella zona di ben tre idrometri. Un'accurata analisi ha portato alla determinazione della quota massima di piena necessaria all'impostazione dell'intradosso del ponte che è stata impostata ad un metro sopra la quota di massima piena. La quota superiore del ponte invece è strettamente vincolata alle quote delle strade di accesso. Ne è risultata un'altezza utile della struttura portante dell'impalcato di 2.30 m su una lunghezza complessiva di 155 m circa.

Esclusa la possibilità di costruire un ponte ad unica campata, senza pile intermedie (si tratta quindi di strutture sospese o ad arco rovescio che però creano alte sopraelevazioni rispetto al piano delle strade da collegare), si è scelto una struttura a sezione variabile su

più pile, sia per ragioni economiche che per ragioni estetiche. La posizione di tali pile è risultata vincolata a quella dei ponti adiacenti (a 5 arcate), ne è risultata pertanto una luce centrale di 78 metri e di due laterali di circa 39 metri. L'altezza estremamente ridotta disponibile per l'impalcato ha condotto alla scelta dello schema strutturale a trave continua doppiamente iperstatica con struttura a cassone in cemento armato precompresso, come mostrato nella *Figura 33*.

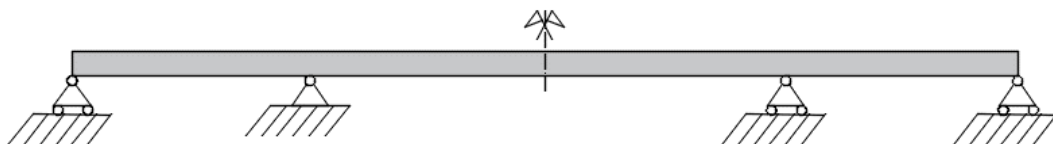


Figura 33: Schema statico del ponte

Il sistema costruttivo del ponte è stato studiato in funzione del regime idraulico del fiume Po e dei periodi di massime piene e morbide quali si possono prevedere sulla base delle misurazioni effettuate negli ultimi quarant'anni. La costruzione dei pali delle spalle è stata eseguita durante il periodo di piene autunnali in quanto si lavorava a quote maggiori alle piene. Nei periodi di morbida invece sono stati eseguiti i lavori in alveo come segue:

- costruzione dei pali di fondazione delle pile attraverso isolotti facilmente realizzabili;
- costruzione dei plinti di fondazione delle pile realizzabili con la costruzione preliminare di una paratia in quanto i plinti si trovano sotto il livello di magra.
- costruzione delle parti in elevazione delle pile e delle spalle.

Prima della costruzione dei pali di fondazione sono stati eseguiti degli scavi in alveo per la sistemazione del fondo, intesi a regolarizzare il fondo in corrispondenza del ponte e nelle sue immediate vicinanze. Le fondazioni, composte da un robusto plinto atto a distribuire i carichi sui sottostanti pali, si trova al di sotto del livello di magra del fiume. I pali di fondazione, in numero di dodici per ogni pila, hanno un diametro di 150 cm e una lunghezza di circa 25 m. Essi sono stati gettati in opera previa costruzione di isolotti provvisori facilmente realizzati dato il modestissimo livello dell'acqua in regime di morbida. Successivamente alla costruzione dei plinti si è proceduto alla costruzione delle pile. Il lavoro è iniziato sempre nei tempi di magra del fiume. Sulle pile, successivamente, sono state appoggiate le centine tubolari necessarie alla costruzione dell'impalcato. Questo tipo

di tecnica permetteva la costruzione dell'impalcato anche in periodi di piena in quanto le centine si trovavano ad un'altezza maggiore rispetto al livello di massima piena stabilito in base ai dati raccolti dagli idrometri che stavano nelle vicinanze.

3.2 Descrizione della struttura

Il ponte ha una lunghezza complessiva di 156 metri e una larghezza complessiva di 22 metri, costituita da due carreggiate di larghezza 7,50 metri ciascuna, separate da spartitraffico centrale di un metro e con due marciapiedi laterali da 3 metri di larghezza. La struttura portante del piano viabile è in cemento armato precompresso costituita da trave a cassone, interamente gettata in opera ed appoggiata alle pile intermedie attraverso pendoli oscillanti in cemento armato con piastre di contatto in acciaio, definendosi così le tre campate del ponte. La presenza dei pendoli e il profilo a linee convergenti delle pile, accentua l'esilità dell'impalcato, evitando antiestetiche interruzioni degli allineamenti.

Tutti i dati necessari alla descrizione dell'opera sono stati reperiti negli elaborati, disegni, relazioni tecniche presso l'archivio del comune. Sono stati trovati un numero sufficiente di elaborati al fine di poter ricostruire e modellare la struttura con gli appositi software di disegno 3D (Inventor) e calcolo automatico della struttura (MIDAS Civil) ai fini delle verifiche strutturali, oggetto della presente tesi. La *Figura 34* mostra una vista complessiva del ponte, inclusi i pali di fondazione e spalle.

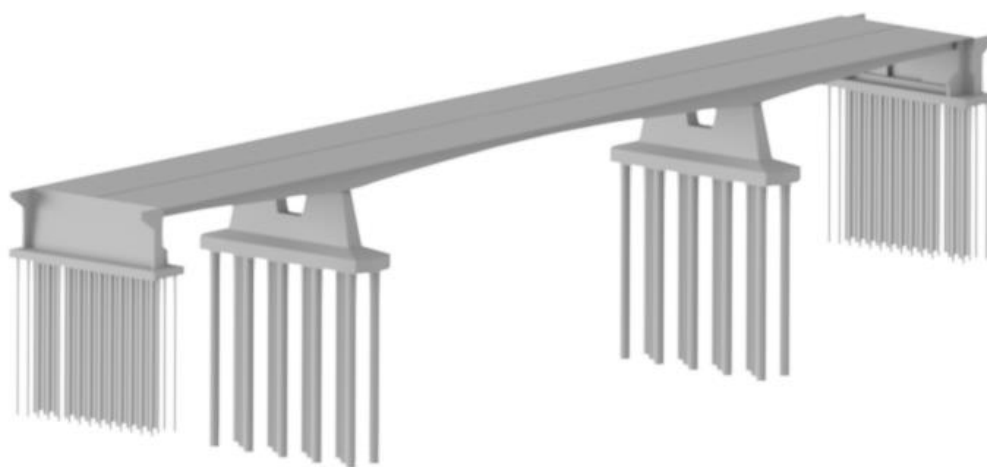


Figura 34: Vista del ponte

3.2.1 Fondazioni

La costruzione in sé del ponte, una volta rimossi gli elementi rimasti dal vecchio ponte, iniziò con l'esecuzione delle fondazioni, ed in particolare dei pali a grande diametro:

- Ø 150 cm per le pile intermedie, con profondità di 25 m sopra i quali è stato gettato il plinto di collegamento di spessore 2,60 m (Figura 35);
- Ø 50 cm per le spalle con profondità di 20 m con plinto di collegamento di spessore 1,20 m (Figura 36);

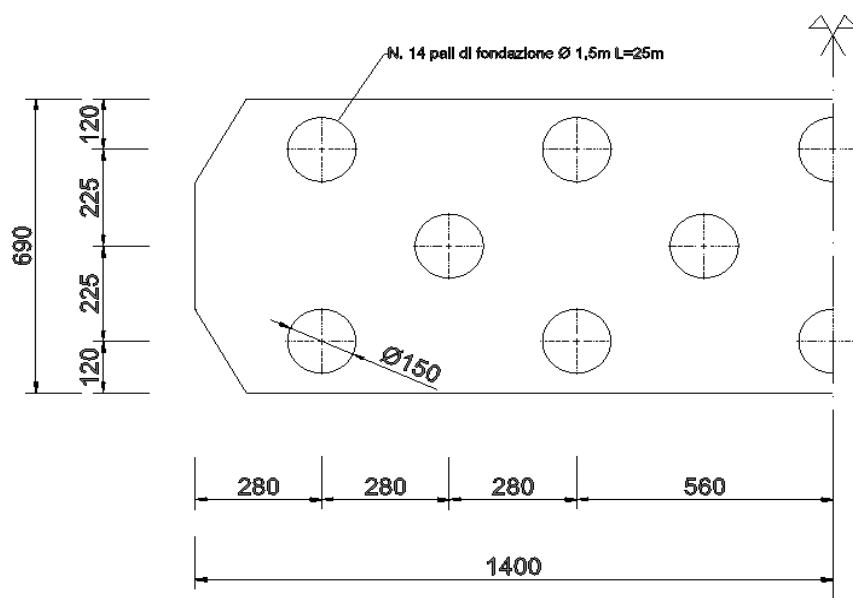


Figura 35: Pali di fondazione per le pile intermedie

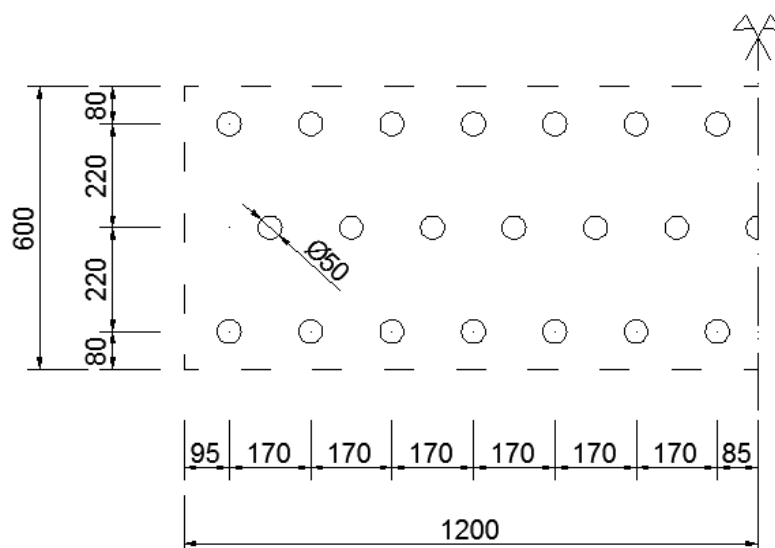


Figura 36: Pali di fondazione per le spalle

Le palificate hanno un duplice ruolo, quello di trasmettere i carichi derivanti dalla struttura ai terreni con buone caratteristiche meccaniche ed allo stesso tempo la fondazione su pali diminuisce di molto il rischio di crollo dovuto all'erosione; quindi, lo scenario di crollo accaduto al vecchio ponte non è applicabile al nuovo.

L'armatura dei pali delle spalle è costituita da 16 tondini longitudinali diametro 20 mm e armatura trasversale diametro 8mm a spirale, con passo 20 cm (Figura 37). Allo stesso tempo l'armatura dei pali delle fondazioni delle pile è costituita da 24 tondini longitudinali con diametro 28 mm ed armatura trasversale a spirale diametro 10 mm e passo 25 cm (Figura 38).

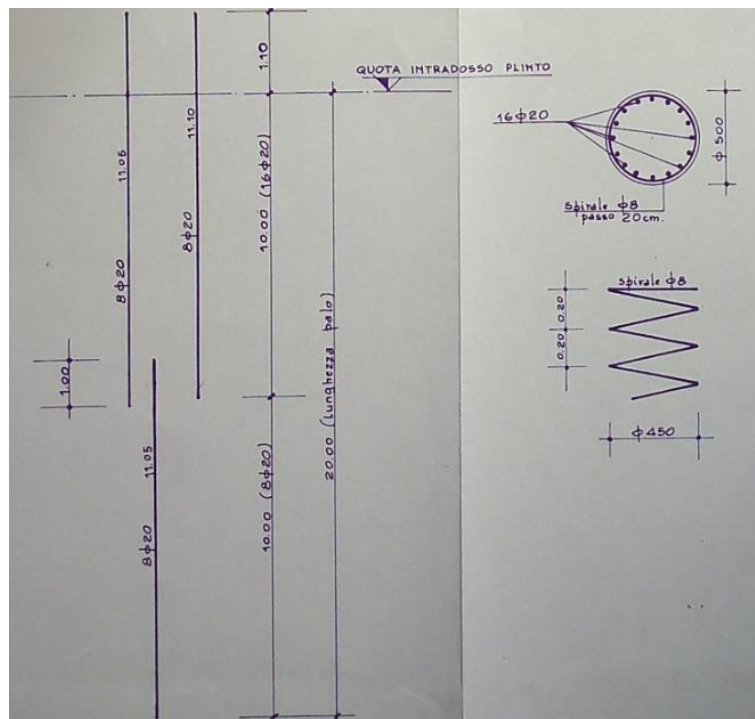


Figura 37: Armatura dei pali della spalla

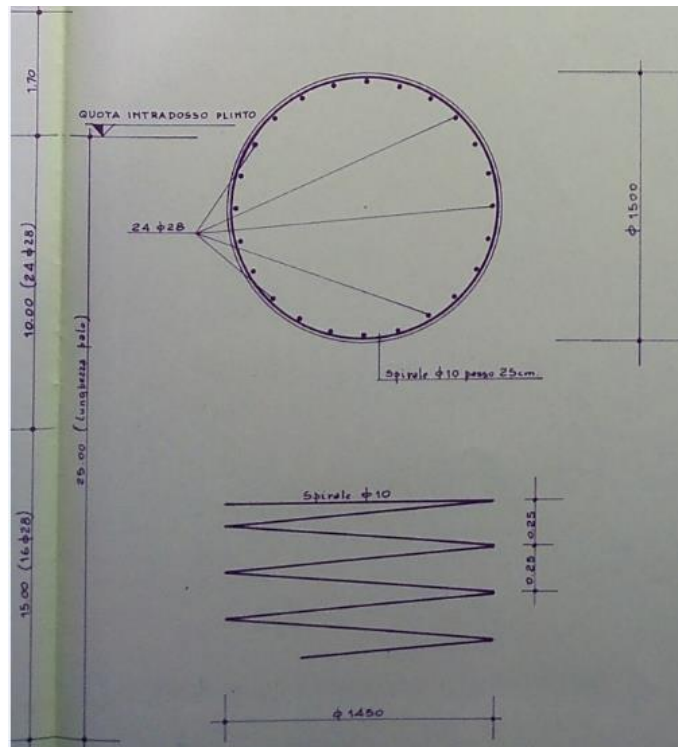


Figura 38: Armatura dei pali delle pile

Il plinto della fondazione è stato considerato come una trave rovescia, fino alla biforcazione del fusto della pila, come mostrato nella *Figura 39*. La sua funzione è quella di distribuire ai pali sottostanti le sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura alle pile. Per questo motivo, adeguata armatura è stata utilizzata al fine di confinare le forze di taglio nel plinto e le forze di trazione delle fibre all'intradosso del plinto.

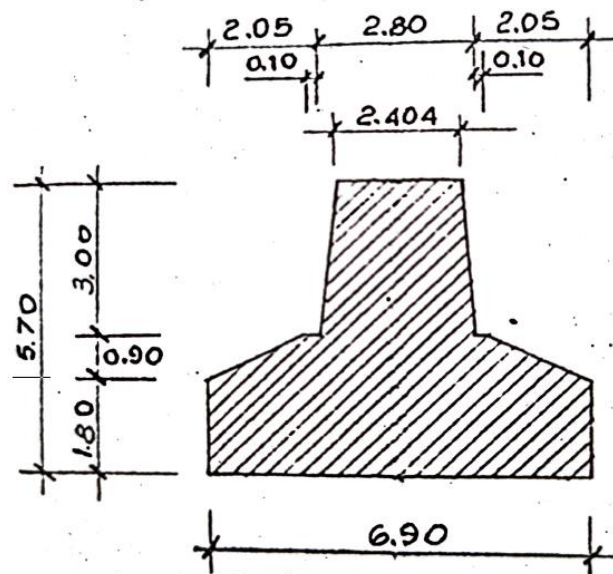


Figura 39: Plinto di fondazione considerato come trave rovescia

A tal proposito una maglia più fitta di armature di collegamento (*Figura 40*), con interasse medio di 7,5cm e diametro dell'armatura 30 mm, è stata predisposta tra l'interasse dei pali, in modo da collegarli e distribuire le forze tra i vari pali. L'armatura longitudinale distribuita principalmente è costituita da barre di diametro 30 mm mediamente ogni 20 cm. L'armatura trasversale invece è costituita da barre di diametro 16 mm mediamente ogni 20 cm.

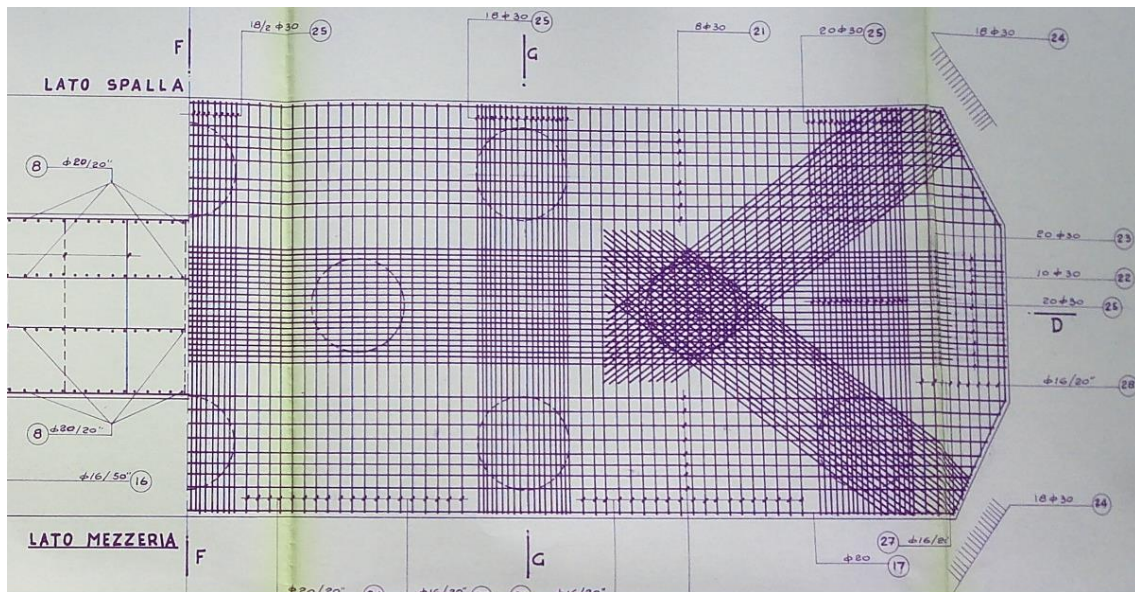


Figura 40: Armatura inferiore plinto delle pile

3.2.2 Pile

Non esiste una distinzione ben definita tra la pila e la fondazione. Come già detto, il plinto della fondazione viene considerato come una trave a rovescio innalzandosi di 3 metri sopra la base. Vista l'altezza ridotta della pila, il suo fusto si unisce al plinto con due blocchi di forma trapezoidale, uno per ogni trave dell'impalcato. La forma delle pile è complessa, con sezione variabile sulla sua lunghezza, sottile e allungata nella direzione trasversale del ponte (*Figura 41*), che permette di avere una apertura maggiore per il deflusso dell'acqua, inoltre permette di avere un'inerzia maggiore lungo la direzione trasversale del ponte. Questo conferisce una maggiore resistenza agli impatti delle pile con materiale portato dalla corrente del fiume durante le piene, come per esempio tronchi di alberi che possono esercitare una forza sulla struttura quando vengono fermati dalle pile.

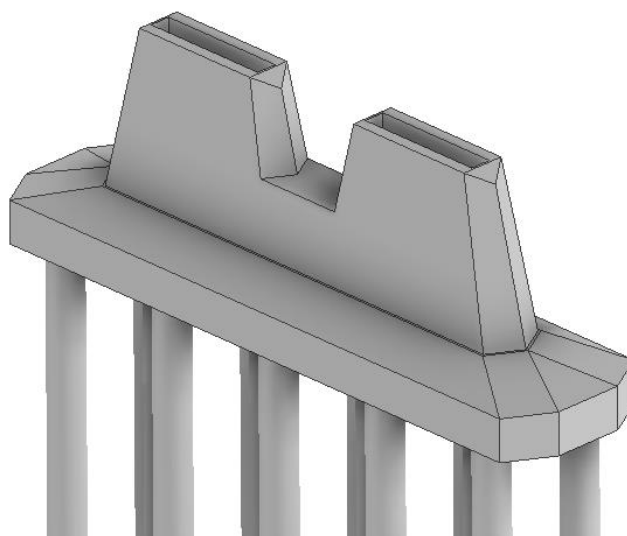


Figura 41: Vista delle pile del ponte

La Figura 42 presenta le viste laterali e dall'alto della pila. Ad una distanza di 3 m dall'estradosso del plinto si presenta una ramificazione del fusto della pila in due colonne più piccole, che finiscono con la superficie di contatto degli appoggi. Sono stati costruiti dei cassoni all'interno dei quali sono stati posizionati gli appoggi, in questo modo proteggendoli dallo sporco e materiale indesiderato e conferendo anche un aspetto migliore al ponte ma allo stesso tempo rendendo difficile la loro ispezione.

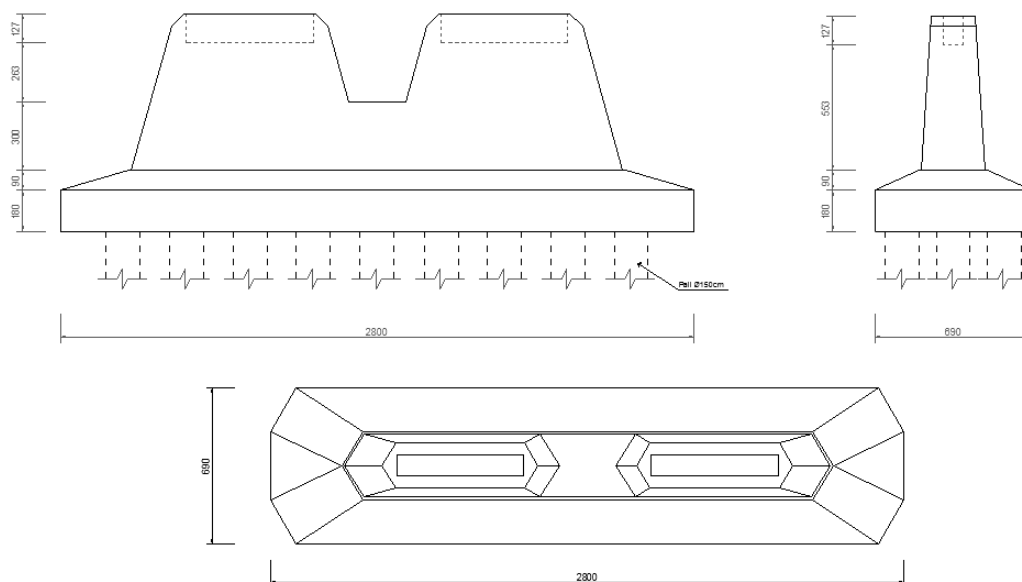


Figura 42: Geometria della pila del ponte

[illegible]

72

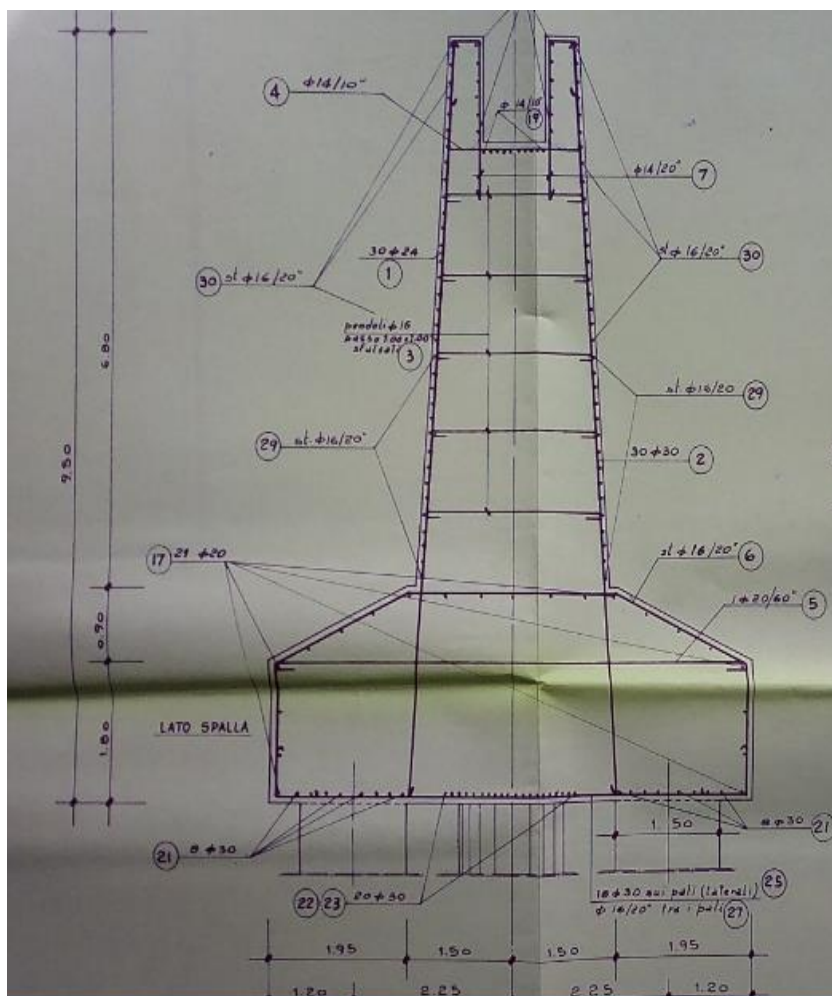


Figura 44: Armatura della pila sezione trasversale

3.2.3 Appoggi

Gli appoggi sono gli elementi che collegano le spalle e le pile con l'impalcato. Essi hanno molteplici funzioni. Permettono alle sollecitazioni verticali derivanti dalle situazioni di esercizio e dal peso della sovrastruttura di essere trasferiti agli elementi sottostanti per essere successivamente scaricate a terra. Un'accurata progettazione degli appoggi dovrebbe garantire il fissaggio dell'impalcato alle pile e spalle e quindi scaricare su di esse le sollecitazioni orizzontali derivanti dal traffico, ma allo stesso modo dovrebbero essere in grado di isolare la sovrastruttura dalle azioni sismiche che hanno direzione di propagazione contraria, cioè provengono dal basso e si spostano verso l'alto. Inoltre, la configurazione degli appoggi non devono creare situazioni di iperstaticità nell'impalcato che potrebbero portare a stati di coazione dovuti all'incompatibilità dei vincoli. Dai disegni tecnici si ricava la seguente configurazione degli appoggi mostrata in *Figura 45*, dalla quale si può osservare

che gli appoggi fissi si trovano sulla pila lato sinistro mentre tutti gli altri sono appoggi mobili. Considerando il sistema di riferimento XY, come nella *Figura 45*, le rotazioni permesse dagli appoggi sono quelle attorno a Y mentre quello attorno a X sono impedito per la geometria e la configurazione degli appoggi.

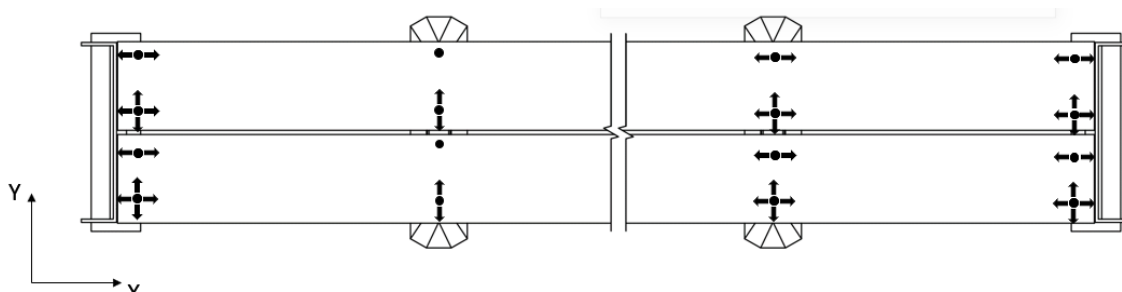


Figura 45: Schema disposizione appoggi

3.2.4 Impalcato

L'impalcato del ponte ha una lunghezza complessiva di 155,20 m. La tecnica utilizzata per la costruzione dell'impalcato è quella a "travata", realizzata per conci con avanzamento a sbalzo. Esso è costituito da una struttura in c.a.p. con sezione a cassone monocellulare di altezza variabile. Dal punto di vista strutturale esso rappresenta una trave continua semplicemente appoggiata su quattro appoggi. I due appoggi laterali si trovano sulle spalle del ponte e due appoggi intermedi sulle pile. Le campate laterali hanno una lunghezza di 39 m mentre la campata centrale è costituita da due sbalzi con chiave di collegamento in mezzzeria, di lunghezza complessiva 78 m. La geometria del ponte simmetrica e viene mostrata nella *Figura 46*.

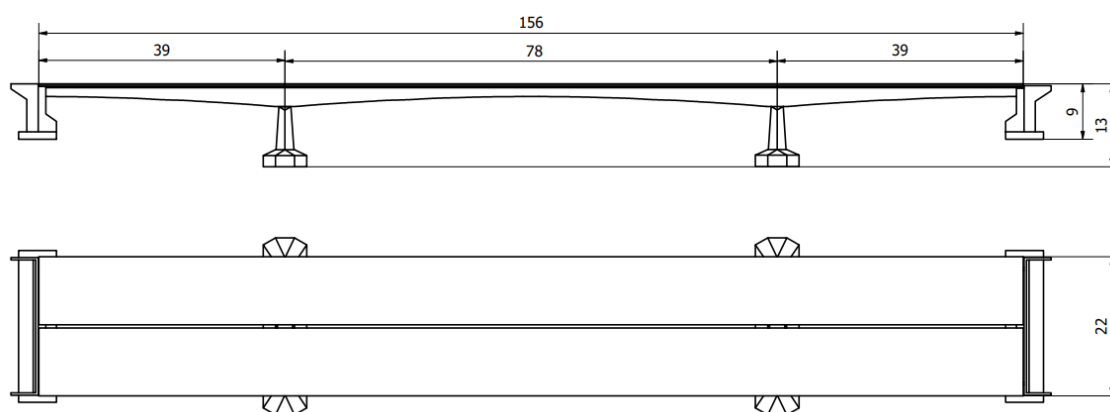


Figura 46: Dimensioni di massima dell'impalcato

Nella *Figura 47* si può osservare che il profilo longitudinale dell'estradosso è piano, senza curvature nella direzione verticale. Il profilo longitudinale dell'intradosso, invece, presenta un andamento parabolico con l'altezza maggiore nella sezione corrispondente all'appoggio mentre si riduce di circa il 45% in corrispondenza delle spalle e sezione centrale (*Figura 48*), ed in particolare da un'altezza di 3,57 m in corrispondenza degli appoggi centrali a 2 m nella sezione centrale e sulle spalle.

Il getto in opera dell'impalcato è stato effettuato utilizzando delle casseforme in acciaio per le superfici in vista. Sono state gettati 14 conci per lato. Il concio centrale, in corrispondenza agli appoggi sulle pile, ed i conci in corrispondenza degli appoggi sulle spalle sono costituiti dal diaframma, necessario per conferire rigidità torsionale e distribuire le sollecitazioni sugli appoggi. Nella sezione A-A della *Figura 47* si osserva inoltre che lo spessore del calcestruzzo nelle anime del cassone è variabile, essendo più sottile verso la metà della campata e più spesso verso gli appoggi, sia delle pile che delle spalle.

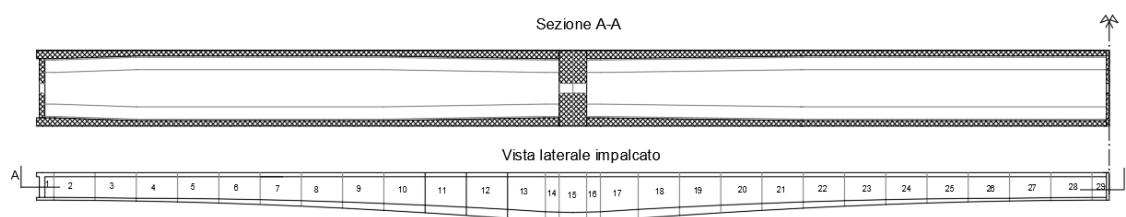


Figura 47: Sezione A-A, andamento spessore cemento armato nelle anime. Vista laterale impalcato, numerazione dei conci gettati in opera.

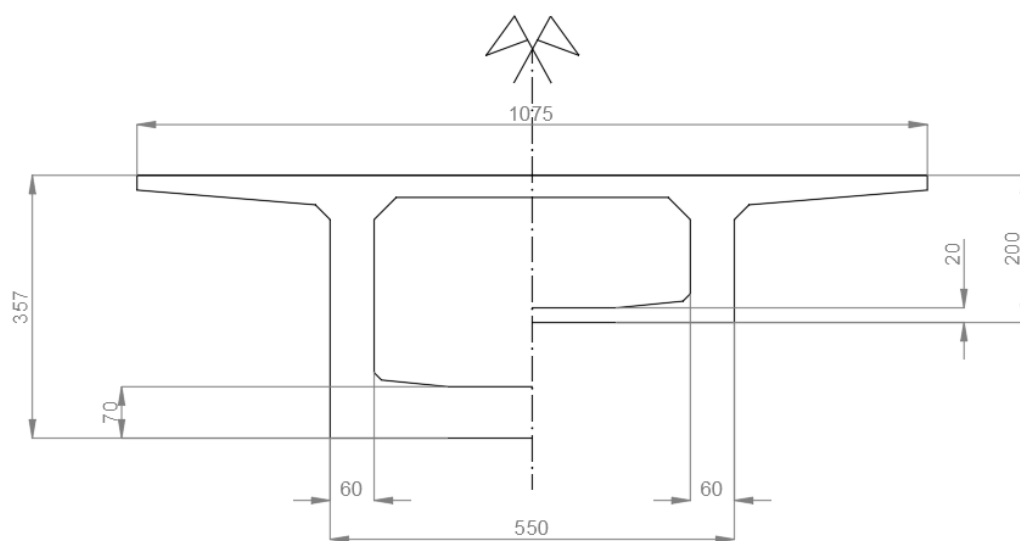


Figura 48: Sezione sulle pile a sinistra, sezione sulle spalle a destra

La sezione trasversale del ponte è costituita da due sezioni a cassone collegate da un cordolo in cemento armato gettato in seguito alla costruzione dell'impalcato. Ogni cassone ospita una carreggiata a due corsie e un marciapiede di larghezza 3m con un totale sull'impalcato di due carreggiate completamente indipendenti e una larghezza complessiva di 22m.

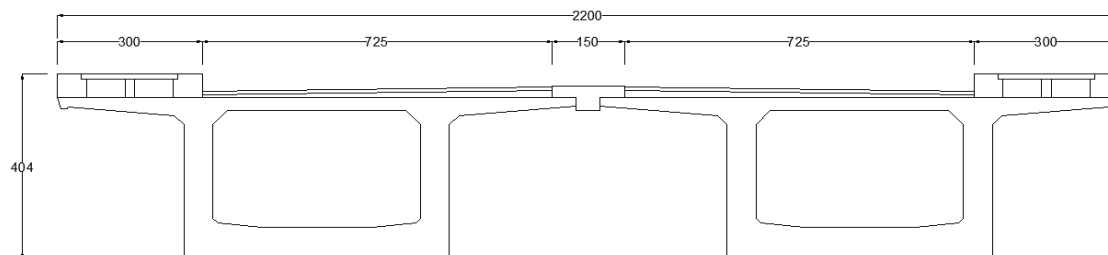


Figura 49: Sezione trasversale impalcato ponte

Per supportare le sollecitazioni che si verificano durante la costruzione della sovrastruttura, che mettono in trazione le fibre all'estradosso dell'impalcato, vengono posizionati i cavi di precompressione scorrevoli man mano che si procedeva con il getto dei conci. I cavi di precompressione passano nella parte superiore del cassone, attraverso la soletta e l'anima di ogni concio. Alla conclusione dei getti di tutti i conci dell'impalcato sono stati disposti dei cavi di precompressione anche all'intradosso della trave dell'impalcato per sostenere i momenti che si possono creare al cambio dello schema statico in seguito al collegamento dei due sbalzi che formano la campata centrale. In condizioni di esercizio anche nelle campate più vicine alle spalle si crea una sollecitazione che mette in tensione le fibre all'intradosso dell'impalcato con l'aumentare del carico statico successivamente aggiunto ed ai carichi dinamici di esercizio. Nella *Figura 50* è mostrato metà della lunghezza dell'impalcato e la disposizione dei cavi di precompressione.

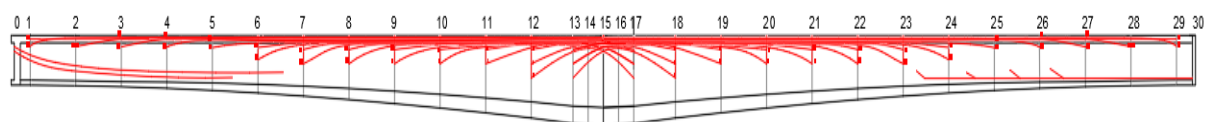


Figura 50: Profilo dei cavi di precompressione

3.2.5 Suolo di fondazione

Al fine di avere a disposizione degli elementi sicuri in merito alle caratteristiche del terreno di fondazione, sono stati eseguiti due sondaggi continui fino a una profondità di 38 metri a

partire dal piano degli argini, con prelievo di numerosi campioni che successivamente sono stati portati in laboratorio, il quale ha provveduto ad analizzarli. Accanto ai sondaggi sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche atte a rilevare la compattezza degli strati attraversati. Dall'analisi dei risultati si è potuto stabilire la necessità di eseguire pali di fondazione sia per le pile che per le spalle del nuovo ponte, con lunghezze tali da trasferire tutti i carichi a una quota più o meno profonda sotto al livello dello strato di marna compatta riscontrato alla base del deposito alluvionale superficiale. Il terreno di fondazione è composto da uno strato sabbioso-ghiaioso poco compatto al quale succede una potente serie di limi sabbiosi compatti, si tratta comunque di materiali sciolti. Lo strato sabbioso ghiaioso varia da 12 a 14 metri. Le caratteristiche geotecniche del materiale sono le seguenti:

- *Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 32^\circ$*
- *Coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 0,5$*
- *Peso specifico $\gamma' = 800 \text{ kg/m}^3$*
- *Modulo elastico $E_s = 1 \cdot z \text{ kg/cm}^2$ con z profondità in metri*

Per quanto riguarda la formazione di limi sabbiosi, si tratta di materiali fortemente preconsolidati, si assumono i seguenti parametri geotecnici:

- *Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_u \geq 60.000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$*
- *Peso specifico $\gamma' = 1000 \text{ kg/m}^3$*

I pali di fondazione delle pile penetrano nello strato di limo sabbioso compatto per una profondità di attorno a 11,3 m mentre quelli delle spalle, essendo meno caricati entrano nel detto banco per una profondità di attorno a 6 metri. Viene mostrato nella *Figura 51* il profilo stratigrafico ricavato dalle prove geotecniche eseguite in situ.

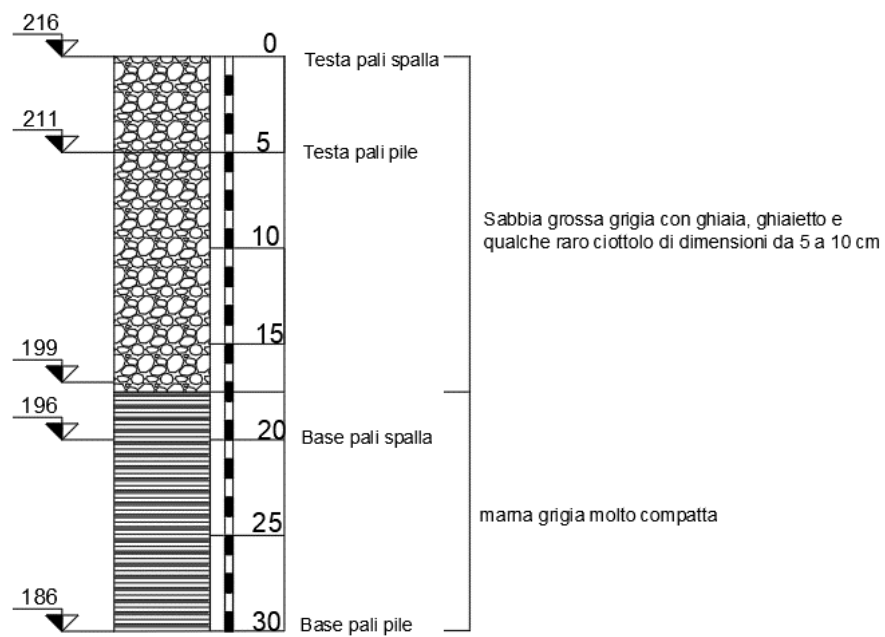


Figura 51: Profilo stratificazione suolo di fondazione

4. Modello agli Elementi Finiti

Attraverso l'analisi agli elementi finiti (F.E.M. – Finite Element Method), viene risolto il complesso problema dell'analisi strutturale. Per la modellazione del ponte si è utilizzato come strumento il software MIDAS Civil, che offre una soluzione completa alla creazione del modello nel campo civile infrastrutturale. Esso è particolarmente adatto all'applicazione in oggetto in quanto include la progettazione e l'analisi strutturale di ponti in c.a.p. a cassone, e tratta in modo completo la precompressione. A tal proposito, le principali caratteristiche della struttura devono essere definite all'interno del software, come il materiale di cui sono fatti gli elementi, le forme geometriche, quantità e disposizione delle armature per gli elementi da verificare, i vincoli esterni, le azioni e carichi da applicare per l'analisi sismica.

4.1 Definizione dei materiali

Per la definizione dei materiali si fa riferimento ai documenti di progetto e collaudo, verbali e disegni tecnici. L'informazione trovata si ritiene sufficiente per la definizione dei materiali che definiscono i vari elementi della costruzione. I materiali e le loro caratteristiche che sono di seguito enunciati sono principalmente quelli necessari alla definizione del modello agli elementi finiti, gli altri materiali verranno richiamati solo quando sarà necessario.

Nella documentazione tecnica si sono trovate diverse evidenze che indicano i valori di resistenza del calcestruzzo. Nei disegni di progetto, in una nota vicino al cartiglio, vengono indicati i valori di resistenza per il calcestruzzo, per l'acciaio di rinforzo e per l'acciaio dei cavi di precompressione. Essi vengono elencati nella *Tabella 9*, dividendoli anche per tipologia di elemento strutturale:

Tabella 9: Tabella dei valori caratteristici di progetto dei materiali

Impalcato	R_{ck}	50 MPa
	f_{tk}	440 MPa
	f_{pk}	1650 MPa
Pali di fondazione pile e spalle	R_{ck}	30 MPa
	f_{tk}	440 MPa
Pile e spalle inclusi i plinti	R_{ck}	35 MPa
	f_{tk}	440 MPa

Dove con:

- R_{ck} – resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo;
- f_{tk} – resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio d'armatura;
- f_{pk} – resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio armonico usato per i cavi di precompressione;

Da tali valori si può notare che la classe del calcestruzzo utilizzato per l'impalcato è più alta rispetto alla classe del calcestruzzo usato per le pile e le fondazioni. Il più basso valore di resistenza del calcestruzzo è quello utilizzato per le fondazioni (30 MPa), mentre quello usato per la costruzione delle pile ha una resistenza maggiore (35 MPa). Il calcestruzzo usato per l'impalcato ha un valore ancora più grande (50 MPa) in quanto esso è sottoposto alle forze di precompressione. Non avendo abbastanza dati per il calcolo del modulo elastico del calcestruzzo si utilizzano le prescrizioni della normativa di cui al punto 11.2.10.3.

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8[N/mm^2]$$

$$f_{ck} = 0.83R_{ck}$$

Nella *Tabella 10* vengono elencati i moduli elastici dei vari tipi di calcestruzzo.

Tabella 10: Moduli elastici del calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	E_{cm} [MPa]
30	31447
35	32588

50	35547
----	-------

Verranno considerate le seguenti classi di calcestruzzo:

- Impalcato – C40/50;
- Pile e spalle – C28/35;
- Pali di fondazione – C25/30;

Per quanto riguarda l'acciaio per il calcestruzzo armato, nei disegni tecnici è indicato che la sua tensione di snervamento (f_{yk}) deve essere maggiore di 440 MPa. In seguito alle prove sui campioni prelevati in fase di montaggio delle barre per il successivo getto, si è ottenuto un valore medio di tensione di snervamento di 468 MPa, con il valore minimo di 455 MPa. Il valore medio di resistenza ultima a trazione invece è di 718 MPa. Il rapporto tra la resistenza a trazione e la tensione di snervamento indica la duttilità del materiale. La normativa prescrive che per un acciaio duttile tale rapporto deve essere maggiore di 1,15. In questo caso il rapporto di duttilità poco più maggiore di 1,5, si tratta quindi di un acciaio molto duttile. Mettendosi nella condizione a favore della sicurezza verrà considerato il tipico acciaio da cemento armato prescritto dalla normativa (B450C).

I dati a disposizione sui cavi da precompressione sono limitati ma è comunque possibile determinare un valore caratteristico a rottura. Dalle indicazioni sui disegni tecnici la tensione caratteristica al carico massimo deve essere maggiore di 1650 MPa. Le prove di laboratorio hanno mostrato un valore di 1785 MPa e un valore della tensione caratteristica allo 0,1% di tensione residua di 1540 MPa. Tali valori rispettano pienamente i valori limiti imposti dalla normativa odierna.

Un grande numero di prove è stato eseguito sul calcestruzzo e sulle barre di acciaio, necessarie ai fini del collaudo della struttura. Si ha anche la disponibilità della documentazione tecnica, esaustiva ai fini della modellazione della struttura. Allo stesso tempo però, la mancanza di prove recenti, necessarie per la valutazione dello stato di degrado e invecchiamento del calcestruzzo suggerisce di considerare il fattore di confidenza il più restrigente possibile, cioè uguale a 1.35. Esso abbasserà il valore di resistenza dei materiali, consentendo di considerare un adeguato limite di sicurezza dovuto all'incertezza sulle caratteristiche attuali dei materiali.

4.2 Modellazione della geometria degli elementi

MIDAS Civil contiene una grande varietà di elementi che possono essere utilizzati per la modellazione. Questo software dedicato alle opere infrastrutturali dispone di elementi sviluppati appositamente per i particolari impieghi in questo ambito e cerca di adattarli in modo da rispecchiare il più possibile il comportamento reale della struttura.

L'analisi sismica delle spalle non è oggetto del presente elaborato. Ai fini dell'analisi sismica presenta maggiore interesse la verifica delle pile e pali di fondazione delle pile.

4.2.1 Pali di fondazione

I pali di fondazione sono gli elementi più semplici ed intuitivi da modellare in quanto sono hanno sezione costante su tutta la loro lunghezza. Il tipo di elemento utilizzato per i pali di fondazione è l'elemento *general beam*. Esso ha sei gradi di libertà che riflettono la rigidità assiale, torsionale e flessionale. Questo elemento è stato definito secondo il modello di "Trave di Timoshenko", considera quindi anche gli effetti di taglio lungo l'elemento.

Viene definita la sezione circolare del palo di fondazione delle pile con diametro 150 cm. I pali sono stati divisi su tutta la loro lunghezza in conci da 1 m. Questo è dovuto principalmente a due motivi:

- una divisione più fine dell'elemento comporta maggiore precisione;
- dovendo aggiungere le condizioni di vincolo del terreno, che viene applicato ai nodi in termini di vincolo elastico distribuito, un maggior numero di nodi descrive meglio la distribuzione dei vincoli. Il modello FEM dei pali di fondazione è mostrato nella *Figura 52*.

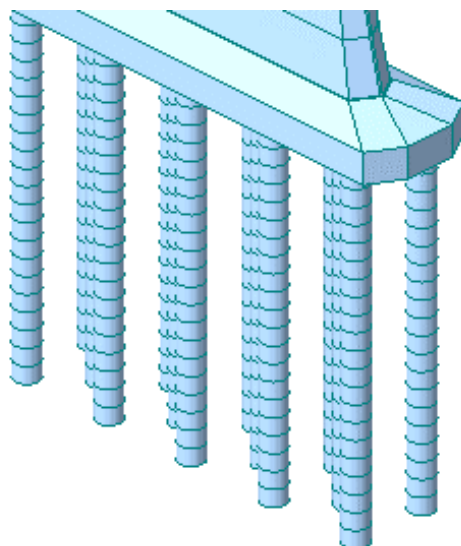


Figura 52: Pali di fondazione delle pile

4.2.2 Pile

La pila ha una geometria più complessa, per la sua modellazione sono stati utilizzati elementi beam. Per il fusto della pila sono stati utilizzati elementi beam con geometria della sezione variabile in base ai disegni tecnici. Vista la biforcazione del fusto, esso è stato collegato alla parte alta del plinto attraverso un collegamento rigido chiamato “Elastic Rigid Link”. Anche per il plinto di fondazione è stato utilizzato l’elemento beam, a sezione variabile nella parte più alta, ed a sezione costante nella parte bassa.

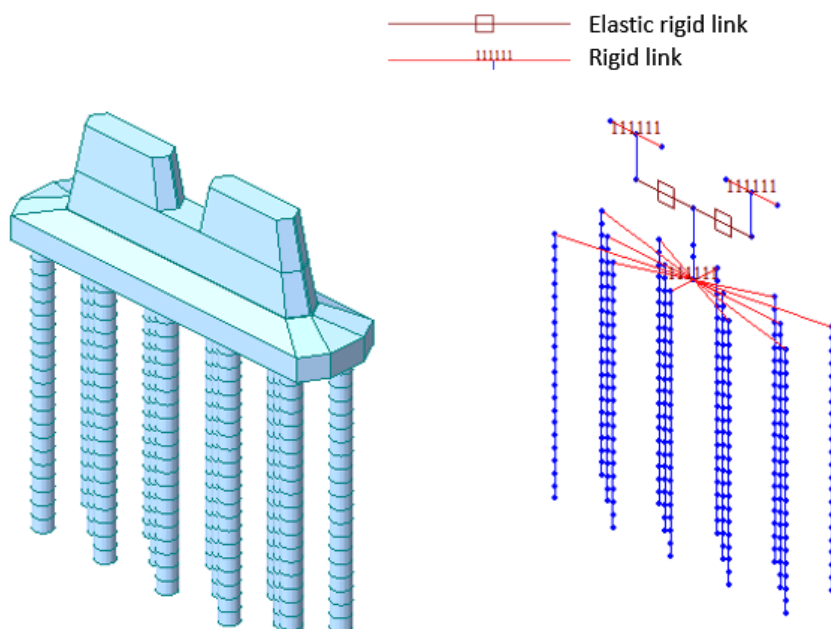


Figura 53: Passaggio da modello reale a modello FEM della pila

I nodi dei pali di fondazione sono stati collegati al nodo dell'elemento beam del plinto attraverso dei collegamenti rigidi chiamati "Rigid link". Questo permette una distribuzione delle sollecitazioni su tutta la platea del plinto, imitando il comportamento reale della trasmissione delle sollecitazioni da e verso la fondazione.

4.2.3 Appoggi

Gli appoggi sono stati modellati tenendo conto dei gradi di connessione tra impalcato e sottostruttura. A tal proposito verranno considerati i vincoli come nella *Figura 45* dove è mostrato lo schema di disposizione degli appoggi in funzione dei gradi di libertà. Ci sono quattro tipi di appoggi:

- appoggi fissi – sono permesse le rotazioni in tutte le direzioni mentre sono impediti gli spostamenti in tutte le direzioni;
- appoggi mobili – sono permesse le rotazioni in tutte le direzioni e gli spostamenti sul piano orizzontale, mentre è impedito lo spostamento verticale;
- appoggi mobili in direzione longitudinale – sono permesse tutte le rotazioni e lo spostamento nella direzione longitudinale mentre sono impediti gli spostamenti nella direzione trasversale e verticale;
- appoggi mobili in direzione trasversale – sono permesse tutte le rotazioni e lo spostamento nella direzione trasversale mentre sono impediti gli spostamenti nella direzione longitudinale e verticale.

Per la loro modellazione sono stati utilizzati dei collegamenti rigidi ai quali sono stati rilasciati i gradi di libertà necessari. Nella *Tabella 11*, vengono elencati i gradi di libertà per ogni tipo di appoggio.

Tabella 11: G.d.l. per elementi "Rigid link"

Tipo di appoggio	Rotazione attorno all'asse longitudinale R_x	Rotazione attorno all'asse trasversale R_y	Rotazione attorno all'asse verticale R_z	Spostamento nella direzione longitudinale D_x	Spostamento nella direzione trasversale D_y	Spostamento verticale D_z
Fisso				X	X	X
Mobile						X
Mobile nella direzione longitudinale					X	X
Mobile nella direzione trasversale				X		X

Nella *Figura 54* sono mostrati gli appoggi fissi posizionati sulla pila.

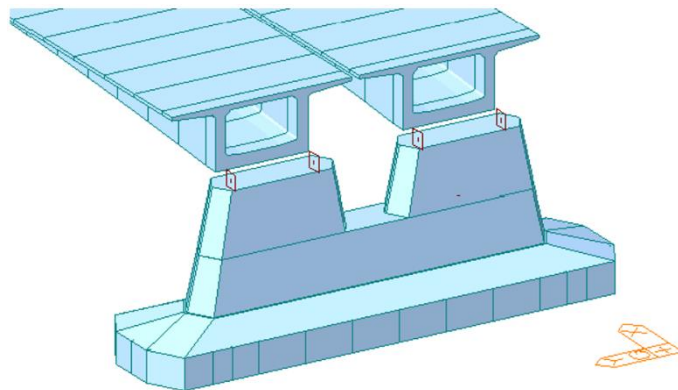


Figura 54: Appoggi mobili modellati con elemento "Elastic rigid link"

4.2.4 Impalcato

L'impalcato è costituito da una serie di conci gettati in opera con forma a cassone, ovvero il volume all'interno della trave è vuoto. Nella *Figura 55* si può osservare la forma complessa della sezione. A tal proposito MIDAS Civil ha predisposto più modalità di modellazione dell'impalcato, attraverso una procedura guidata dove bisogna introdurre le dimensioni degli elementi che compongono la struttura. Un altro metodo è l'importazione delle sezioni in formato DXF che successivamente vengono analizzate dal programma e vengono calcolati i dati principali della sezione come superficie, momenti d'inerzia, etc. Per

la definizione delle sezioni è stato scelto il secondo metodo. Le dimensioni delle sezioni sono state rilevate sui disegni tecnici a disposizione e modellate con l'ausilio del programma Autocad e successivamente importate nel programma MIDAS Civil.

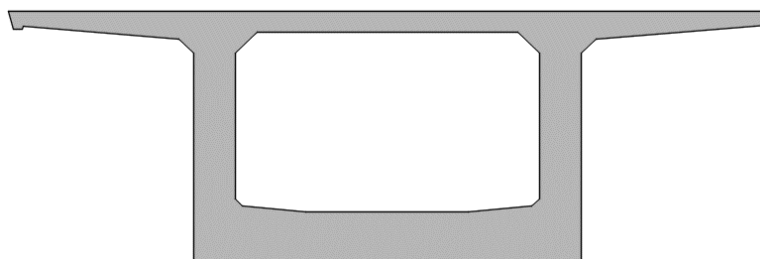


Figura 55: Sezione tipo dell'impalcato

Nella direzione longitudinale il profilo dell'impalcato non è lineare, esso presenta un andamento simil parabolico all'intradosso. Le sezioni in corrispondenza agli appoggi delle pile hanno la sezione più alta, diminuendo la sua altezza mentre si sposta verso il centro della campata e sugli appoggi delle spalle.

L'elemento FEM utilizzato per rappresentare l'impalcato è il beam. All'elemento beam sono state associate le sezioni iniziale e finale precedentemente importate da Autocad. Il programma unisce le due sezioni attraverso una funzione decisa dal progettista creando in questo modo il concio di trave dell'impalcato con sezione variabile sulla lunghezza. Ogni concio di impalcato ha una lunghezza di 3 m. Ogni elemento viene collegato rigidamente col successivo e crea in questo modo la trave dell'impalcato. L'impalcato del ponte è costituito da due travi collegate tra di loro da un cordolo che però non ha funzione strutturale, come mostrato nella *Figura 49*. Per simulare la presenza del cordolo, oltre al suo peso che verrà applicato sulle travi dell'impalcato come descritto nel capitolo successivo, le due travi dell'impalcato sono collegate tra di loro con un vincolo di tipo "Elastic Rigid Link", cioè verrà impedito l'avvicinamento reciproco delle due travi e lo spostamento verticale relativo, mentre saranno permesse le rotazioni relative. Nella *Figura 56* viene mostrato il modello agli elementi finiti dell'impalcato.

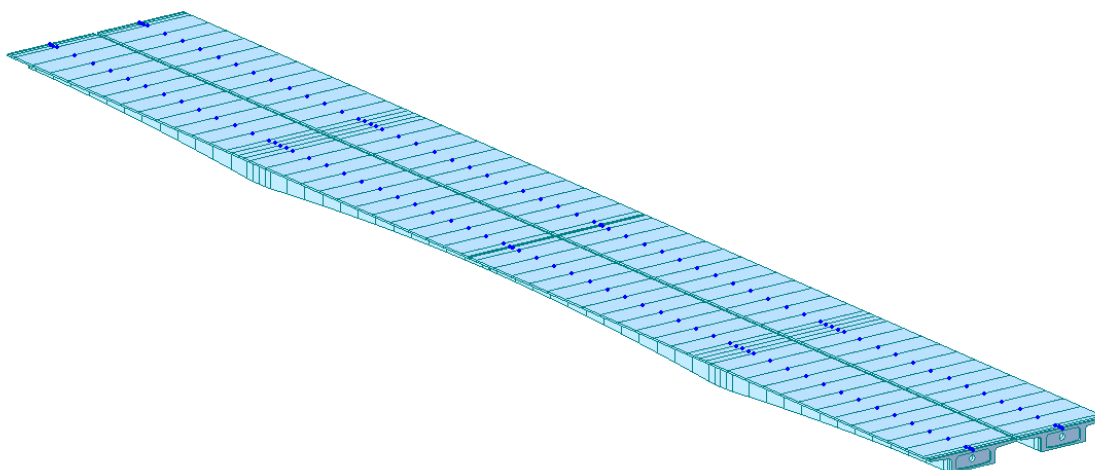


Figura 56: Modellazione dell'impalcato del ponte con elementi beam

L'impalcato viene collegato alla sottostruttura tramite gli appoggi. Per creare l'elemento "Elastic rigid link" dell'appoggio bisogna creare dei nodi all'intradosso dell'impalcato, in corrispondenza degli appoggi. Essi vengono collegati rigidamente con il nodo dell'asse dell'impalcato, come illustrato nella *Figura 57*. In questo modo i nodi inferiori seguiranno i movimenti in termini di spostamenti relativi e deformazioni del nodo posizionato sull'asse della trave. L'uso del collegamento "*Elastic Rigid link*" è ammesso e necessario in quanto la sezione degli appoggi è dotata di diaframma, che irrigidisce e distribuisce i carichi agli appoggi in modo uniforme. La sezione si assume indeformabile, senza spostamenti relativi tra il nodo dell'asse dell'impalcato ed i nodi creati all'intradosso della sezione. Nel caso il diaframma fosse assente un altro tipo di collegamento si sarebbe utilizzato, chiamato *Elastic link* al quale sarebbe stato attribuito una rigidezza ben definita in base al materiale e geometria della sezione.

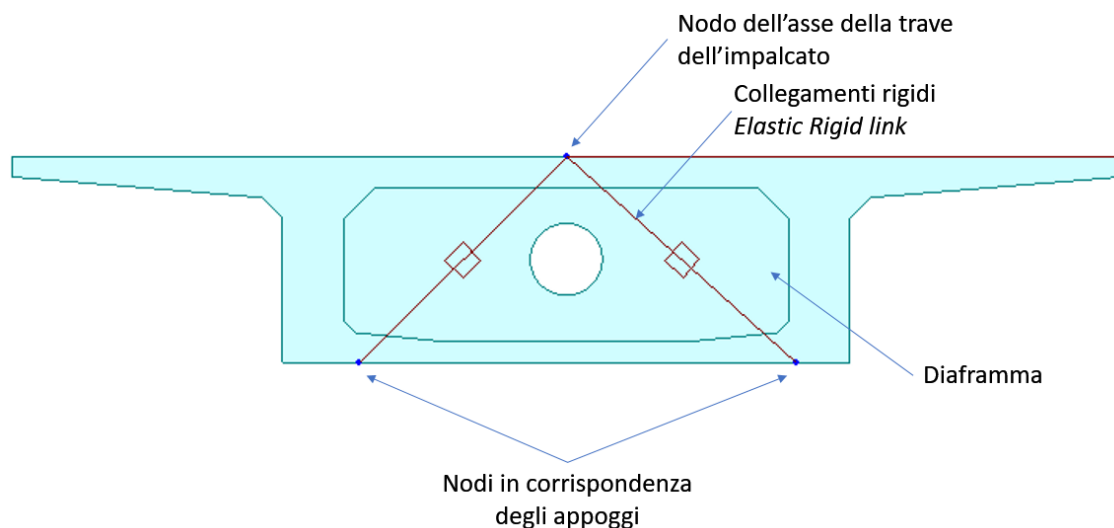


Figura 57: Creazione di Elastic Rigid Link per il collegamento degli appoggi all'impalcato

I nodi in corrispondenza degli appoggi vengono collegati ai nodi in corrispondenza delle pile e spalle attraverso le modalità già descritte nel capitolo precedente. Nella *Figura 58* viene mostrato l'insieme impalcato-pila e collegamenti utilizzati. Si può osservare anche il collegamento dei due impalcati che simula la presenza del cordolo intermedio.

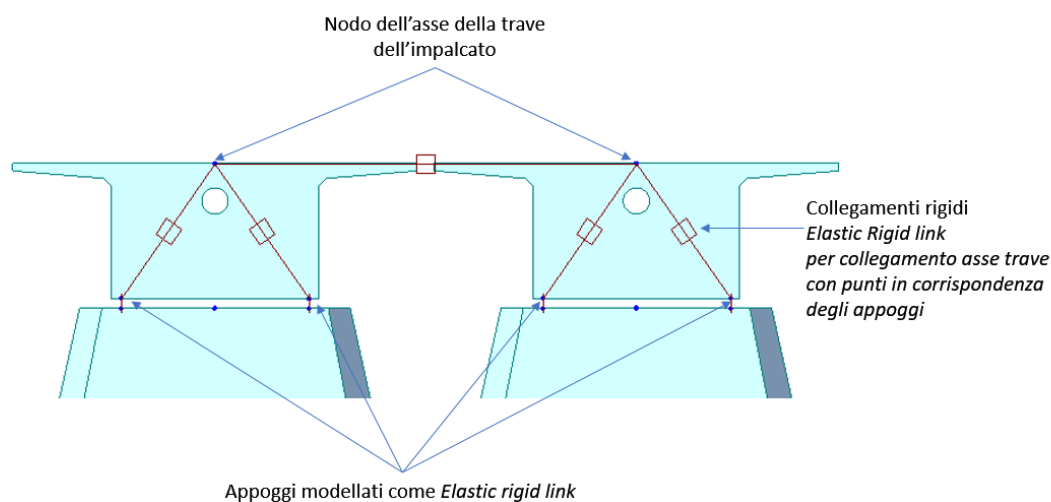


Figura 58: Collegamento trave-appoggi-pila

Lo stesso procedimento viene utilizzato per il collegamento degli appoggi delle spalle all'impalcato. Vengono creati dei collegamenti rigidi tra l'asse dell'impalcato e nodi all'intradosso dell'impalcato e successivamente collegati attraverso "Elastic rigid link" che simulano il comportamento degli appoggi delle spalle.

4.2.5 Condizioni al contorno

In questa sezione verranno descritte le condizioni di vincolo applicate alla struttura, sia quelli esterni, che principalmente si riassumono nell'interazione tra struttura e suolo, che quelli interni, che definiscono i vari collegamenti tra gli elementi della costruzione.

I vincoli esterni devono simulare nel modo corretto l'interazione struttura-suolo. La parte strutturale interagente col suolo sono i pali di fondazione, sia quelli delle pile che quelli delle spalle. Il comportamento del suolo è rappresentato dalla sua natura, descritto nel §3.2.5. I pali attraversano due strati di materiali diversi, lo strato superiore sabbioso ghiaioso e lo strato inferiore di limo sabbioso molto consolidato. In base alle varie quote degli strati che i pali stanno attraversando, si applicherà diversi valori delle caratteristiche del terreno. Tali caratteristiche sono rappresentate nel software di calcolo attraverso delle molle a comportamento simmetrico non lineare per le reazioni laterali orizzontali (*Figura 59*) e molle elastiche a comportamento lineare per le reazioni verticali alla base del palo e reazioni verticali laterali. [27] Nella *Figura 59* la simmetria polare non è dovuta alla stessa resistenza del suolo sia per sforzi di trazione che di compressione, ma all'applicazione di una forza con verso opposto che creerà uno spostamento con verso opposto, il suolo risulta però sempre compresso, ma nel verso opposto rispetto al verso positivo.

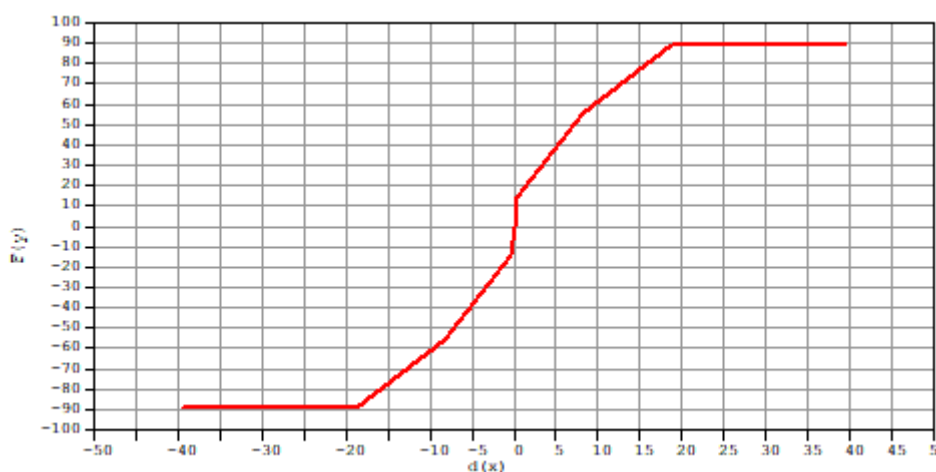


Figura 59: Esempio legame costitutivo molla per resistenza laterale pali

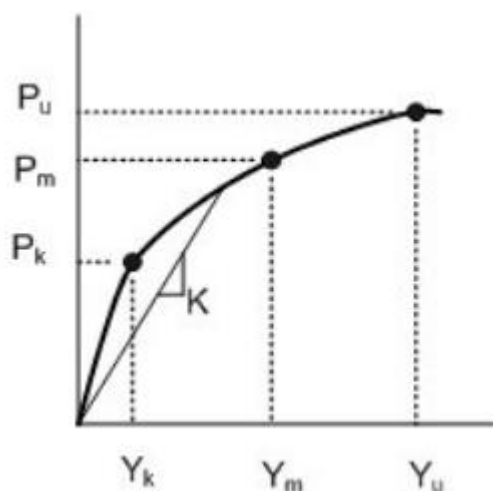


Figura 60: Andamento qualitativo del legame costituzionale della molla elastica non lineare [27]

Il software MIDAS Civil distingue tre classi di suolo: sabbia, argilla non consolidata e argilla sovra consolidata. In base al tipo di materiale scelto viene calcolata la rigidezza della molla. Un'osservazione molto importante è che gli elementi che compongono il palo devono avere il sistema di coordinate locale tutti nella stessa direzione.

Per quanto riguarda la molla elastica applicata alla base del palo, la sua rigidezza dipende dal coefficiente di reazione del terreno. Non avendo tale dato in modo esplicito, esso verrà stimato in base a valori trovati nella letteratura geotecnica. Pertanto, trattandosi di limo molto consolidato si assume il coefficiente di reazione del terreno 8 kg/cm^3 [28]. Nella *Figura 61* viene mostrato la disposizione delle molle che rappresentano il vincolo del terreno e il relativo andamento qualitativo del legame costitutivo.

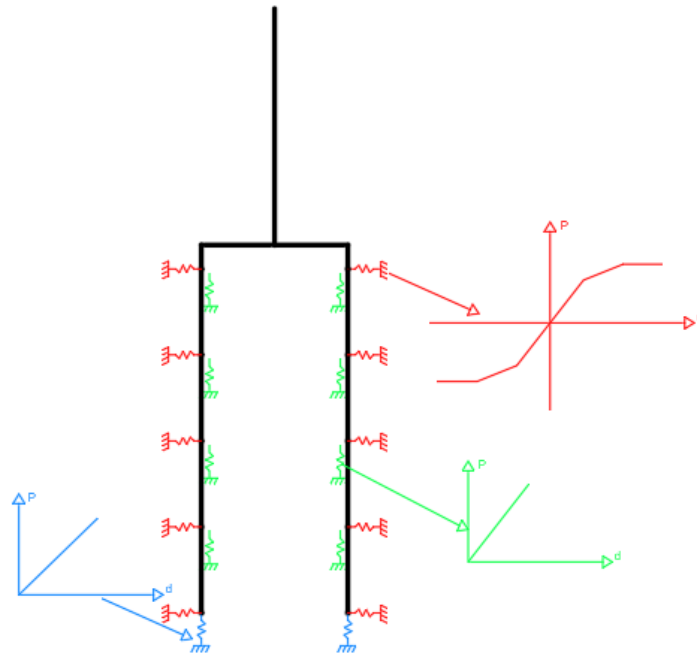


Figura 61: Schematizzazione comportamento del suolo di fondazione

Le spalle sono state sostituite con punti ancorati a terra in quanto esse possono essere analizzate separatamente. Il collegamento tra spalle e impalcato è stato eseguito nel rispetto dei vincoli espressi dagli appoggi, come descritto nel §3.2.3. Gli appoggi sono rappresentati da elementi “Elastic Rigid link” ai quali vengono rilasciati i seguenti gradi di libertà, conforme alla *Figura 45*:

- Per tutti i vincoli vengono rilasciati lo spostamento in direzione longitudinale.
- Per i vincoli all’estradosso vengono rilasciati lo spostamento in direzione trasversale.

Nella *Figura 62* è possibile vedere i vincoli applicati ai pali di fondazione che simulano il comportamento del terreno e la sostituzione delle spalle con punti fissi, quindi senza gradi di libertà.

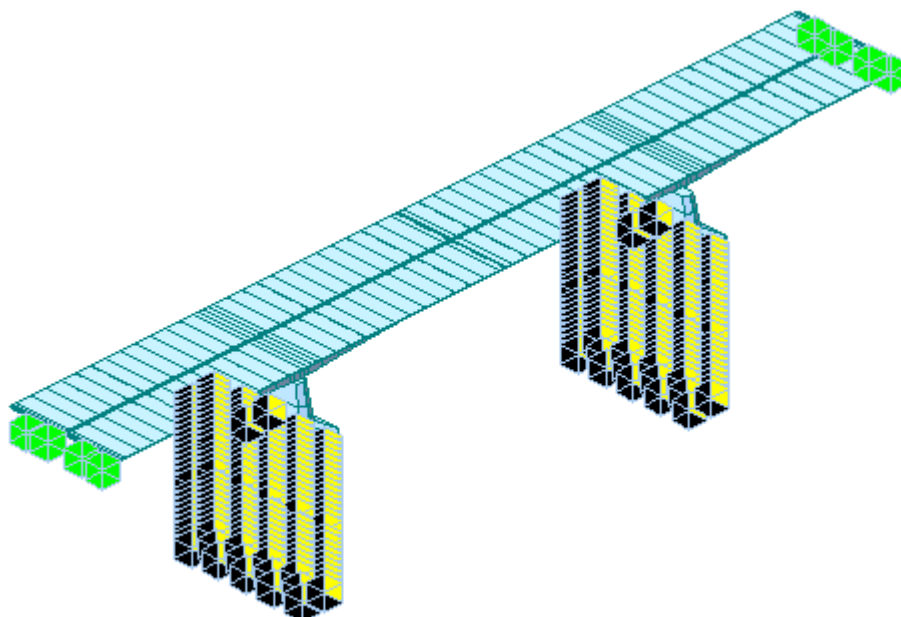


Figura 62: Condizioni al contorno applicate ai pali di fondazione e spalle

4.2.6 Definizione dello spettro di risposta

Vengono di seguito definiti i valori dell'azione sismica in termini di spettro di risposta come descritto nei capitoli precedenti. Considerando inoltre i seguenti dati che vengono inclusi nell'applicazione dell'INGV [29]:

- Probabilità di superamento $P_{VR} - 10\%$;
- Vita nominale $V_N - 50$ anni;
- Classe d'uso $C_u - II$;
- Categoria topografica $S_T - 1$;
- Categoria di sottosuolo

Per il calcolo della categoria di sottosuolo bisogna tenere conto della natura degli strati che lo compongono. Deve essere calcolata la velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1...N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s] \quad (4.1)$$

Avendo a disposizione le prove penetrometriche in situ, esse verranno utilizzate per il calcolo della velocità di propagazione delle onde di taglio per ogni strato. A tal proposito diverse formule empiriche verranno utilizzate. I risultati vengono mostrati nella *Tabella 12*:

Tabella 12: Calcolo V_s per il terreno di fondazione

Tipo di terreno	h_i [m]	N_{SPT}	V_s [m/s] YOSHIDA & MOTONORI (1988) [30]	V_s [m/s] Ohta e Goto (1978) [30]	V_s [m/s] Media
Sabbia grossa con ghiaia e ghiaietto	12,5	7	155	148	151
Marna molto compatta	17,5	24	260	237	249

Utilizzando i dati nella tabella soprastante si ricava la velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente:

$$V_{s,eq} = \frac{30}{\frac{12,5}{151} + \frac{17,5}{249}} = 196 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.2)$$

Il sottosuolo, in base alla *Tabella 3* viene definito di tipo C.

Vengono ricavati i parametri dello spettro di risposta, mostrati nella *Figura 63*:

Parametri indipendenti

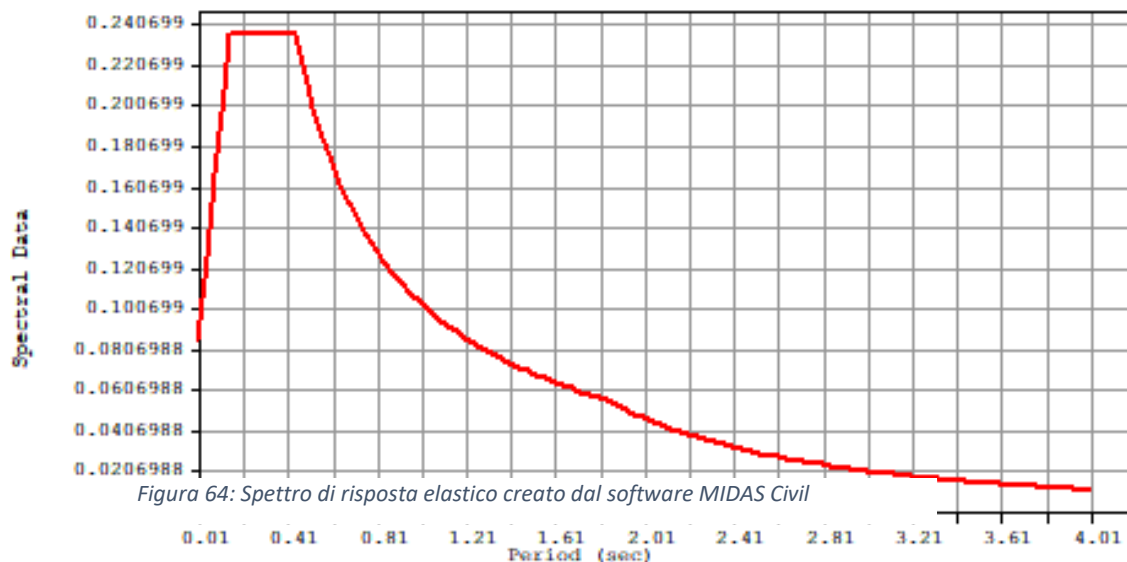
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,057 g
F_o	2,760
T_c^*	0,274 s
S_s	1,500
C_c	1,610
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,441 s
T_D	1,830 s

Figura 63: Parametri dello spettro di risposta elastico allo SLV

I parametri vengono introdotti all'interno del software MIDAS Civil che in automatico calcola i punti dello spettro di risposta e crea una videata come nella *Figura 64*.



4.3 Impostazione dell'analisi statica non lineare

In seguito, verrà definita ed eseguita l'analisi statica non lineare. Si definiscono e si introducono all'interno del programma i carichi applicati alla struttura, si esegue l'analisi modale preliminare che permetterà di definire il tipo di controllo che meglio si adatta alla struttura. Verranno applicate le cerniere plastiche agli elementi strutturali soggetti a verifica e si avvierà l'analisi di pushover.

4.3.1 Definizione dei carichi applicati alla struttura

Per l'esecuzione dell'analisi di pushover si considera un sistema di forze che agisce sulla struttura durante l'analisi di pushover. Verranno quindi applicate le forze verticali che saranno costanti durante tutta la durata dell'analisi. L'espressione 2.5.7 delle NTC, definita anche alla (2.2), enuncia che gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

il coefficiente di combinazione ψ viene applicato con il suo valore quasi permanente che, per le azioni variabili, in base alla *Tabella 13* esso è nullo per i carichi gravitazionali.

Tabella 13: Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali come da Tab. 5.1.VI delle NTC 2018

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Vengono considerati quindi in carichi dovuti agli elementi strutturali e non strutturali. Si considera il seguente carico strutturale:

- Peso impalcato – 63240 kN
- Peso pile – 36140 kN

Il carico strutturale viene assegnato automaticamente dal programma in quanto tutti i dati geometrici e dei materiali sono stati introdotti all'interno del software. I carichi non strutturali considerati sono:

- Peso blocchi del marciapiede – 25 kN/ml
- Peso parapetto – 2 kN/ml
- Peso pavimentazione – 25 kN/ml
- Peso cordolo spartitraffico – 20 kN/ml

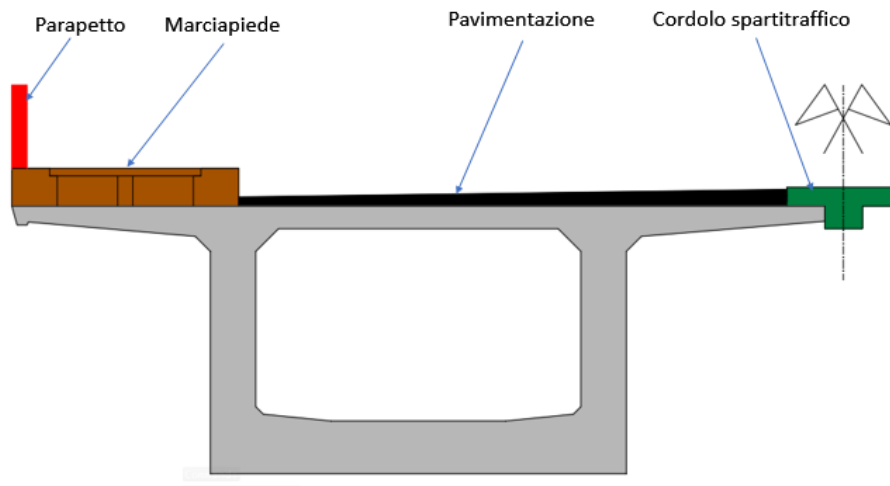


Figura 65: Trave dell'impalcato del ponte e cordolo spartitraffico che unisce le due travi dell'impalcato

Ci sono due blocchi di marciapiede, uno su ogni trave dell'impalcato. Il suo peso verrà applicato come forza linearmente distribuita nel punto di centro di massa di ogni marciapiede. Dal calcolo delle aree, il centro di massa, che corrisponde anche col baricentro, si trova ad una distanza di 1,5 metri dal bordo della trave. Lo stesso procedimento verrà applicato al peso della pavimentazione. La distanza del baricentro dal bordo della trave è 6,98 metri. Il peso del cordolo spartitraffico verrà diviso in due ed applicato al bordo interno di ogni trave dell'impalcato. Il peso del parapetto verrà applicato sul bordo esterno di entrambe le travi dell'impalcato. Nella *Figura 66* è mostrato l'applicazione dei carichi sulla trave di sinistra dell'impalcato. Allo stesso modo vengono applicati i carichi sulla trave di destra.

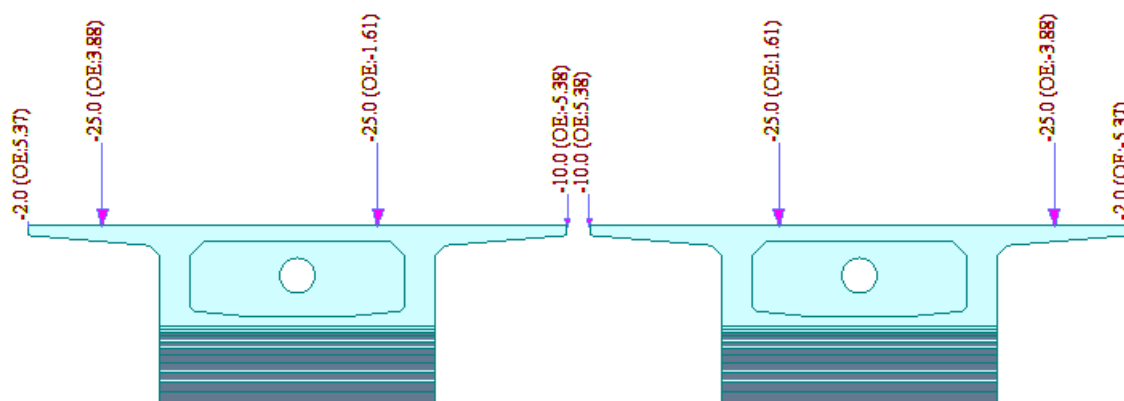


Figura 66: Disposizione dei carichi non strutturali lungo la sezione dell'impalcato

4.3.2 Analisi modale

Prima di procedere all'analisi statica non lineare è necessario eseguire l'analisi modale per la definizione dei modi di vibrare. La circolare 21 gennaio 2019, riguardante l'applicazione delle NTC 2018, al capitolo C8.8, definisce il modo di scelta e utilizzo dell'analisi statica non lineare. In particolare, se il primo modo impiega l'80% della massa totale allora si può procedere con analisi statica mono-modale considerando solo il primo modo di vibrare. In caso contrario, bisogna eseguire l'analisi multi-modale considerando tutti i modi che contribuiscono al raggiungimento dell'80% della massa partecipante.

I risultati dell'analisi modale del ponte in esame sono esposti nella *Figura 67*.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	24.03	24.03	0.00	0.00	5.62	5.62	0.00	0.00	0.59	0.59	0.00	0.00
2	43.67	67.70	0.00	0.00	3.46	9.08	0.00	0.00	1.02	1.62	0.00	0.00
3	0.00	67.70	48.42	48.42	0.00	9.08	7.34	7.34	0.00	1.62	0.02	0.02
4	0.40	68.10	0.00	48.42	0.00	9.08	0.00	7.34	8.62	10.24	0.00	0.02
5	0.02	68.12	0.00	48.42	24.53	33.61	0.00	7.34	0.00	10.24	0.00	0.02
6	0.00	68.12	0.01	48.43	0.00	33.61	0.00	7.34	0.00	10.24	65.88	65.90
7	13.76	81.89	0.00	48.43	0.00	33.61	0.00	7.34	0.10	10.34	0.00	65.90
8	0.00	81.89	0.00	48.43	0.00	33.61	0.00	7.34	34.88	45.22	0.00	65.90
9	0.00	81.89	34.42	82.85	0.00	33.61	0.41	7.75	0.00	45.22	0.14	66.04

Figura 67: Analisi modale, valori della massa partecipante

La soglia dell'80% viene raggiunta per la direzione longitudinale, che nella *Figura 67* è indicata con "TRAN-X". La massa di partecipazione modale complessiva in tale direzione è 81,89%. Vista la particolare disposizione dei vincoli degli appoggi, come mostrato in *Figura 45*, è possibile osservare nella *Figura 68* che l'unico elemento sollecitato in direzione longitudinale è la pila in corrispondenza degli appoggi fissi. Risulta evidente che la massa

degli altri elementi strutturali non giocano alcun ruolo e non influiscono in alcun modo la risposta del sistema nella direzione longitudinale, ma allo stesso tempo abbassano la percentuale di massa partecipante in quanto essa viene rapportata alla massa totale del sistema.

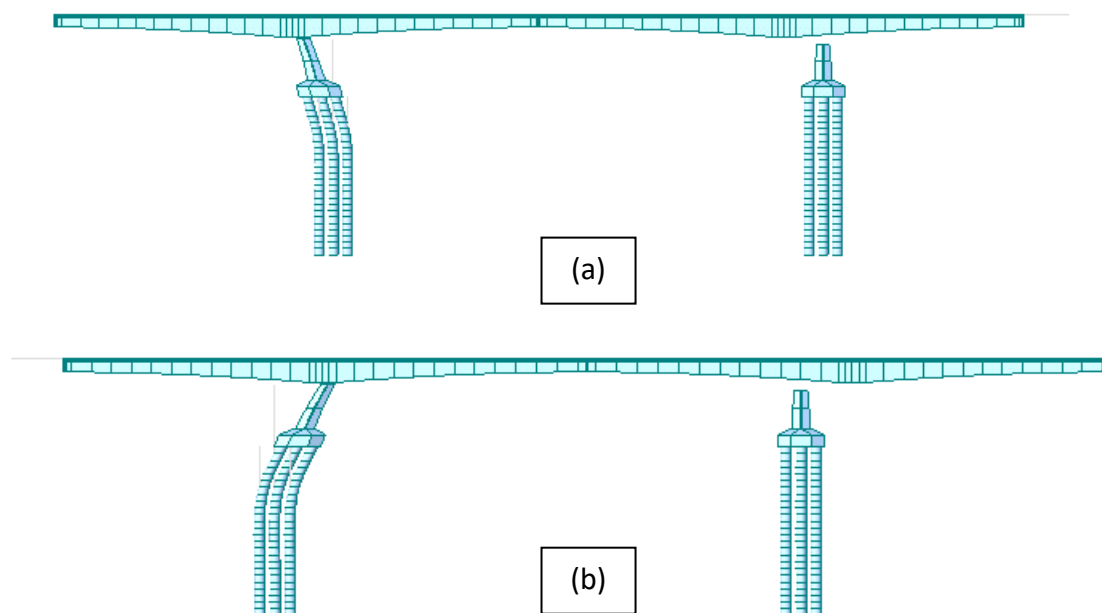


Figura 68: Spostamento in direzione longitudinale dovuto al primo modo di vibrare (a) e secondo modo di vibrare (b)

Si può concludere che in direzione longitudinale il sistema può essere semplificato isolando l'impalcato e la pila dal resto della struttura. Volendo dimostrare che il sistema pila-impalcato si comporta come un pendolo a rovescio e che la massa partecipante del primo modo è maggiore di 80%, si crea un nuovo modello della sola pila alla quale vengono applicati i carichi derivanti dall'impalcato e dai carichi gravitazionali non strutturali. I pesi derivanti dall'impalcato e dai carichi strutturali vengono trasformati in masse sismiche ed applicati alla pila nel punto di baricentro dell'impalcato. Anche se lo schema statico suggerirebbe di considerare solo una parte del carico verticale derivante dalla sovrastruttura, ai fini dell'analisi sismica tutta l'inerzia dell'impalcato viene assorbita da una sola pila, di conseguenza tutta la massa dell'impalcato e del carico non strutturale viene applicata alla pila. Con riferimento al §4.3.1, nella *Tabella 14* vengono indicati i pesi applicati alla pila:

Tabella 14: Pesì applicati alla pila nel modello semplificato

Descrizione	Peso [kN]
Impalcato	63240
Peso blocchi del marciapiede	3900
Peso parapetto	312
Peso pavimentazione	3900
Peso cordolo spartitraffico	3120
Totale	74472

Nella *Figura 69* viene mostrato il principio sopra descritto. Si osserva la forza applicata nel punto baricentrico dell'impalcato che viene collegato con "Elastic rigid link" alla pila.

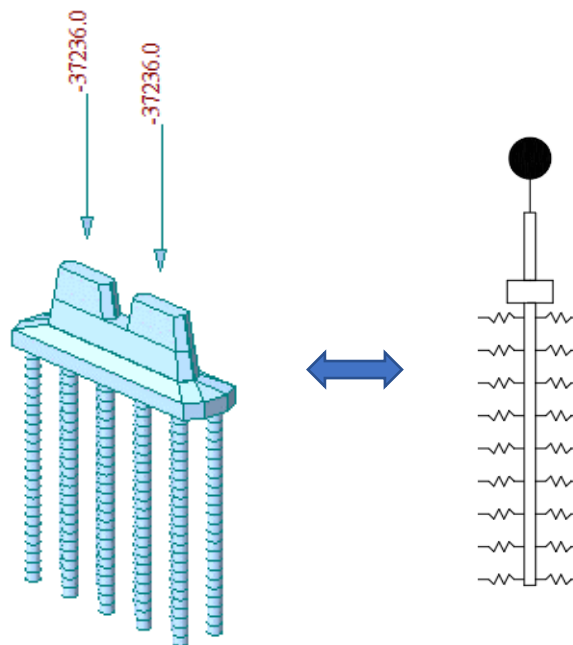


Figura 69: Sistema semplificato per la direzione longitudinale

Per questo sistema viene eseguita l'analisi modale e si ricavano le masse modali illustrate nella *Figura 70*.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	84.89	84.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.34	14.34	0.00	0.00
2	0.00	84.89	89.56	89.56	0.00	0.00	6.56	6.56	0.00	14.34	0.00	0.00
3	0.00	84.89	0.00	89.56	98.19	98.19	0.00	6.56	0.00	14.34	0.00	0.00
4	4.87	89.76	0.00	89.56	0.00	98.19	0.00	6.56	17.50	31.83	0.00	0.00
5	0.00	89.76	0.00	89.56	0.00	98.19	0.00	6.56	0.00	31.83	12.36	12.36
6	0.00	89.76	1.09	90.65	0.00	98.19	29.59	36.15	0.00	31.83	0.00	12.36
7	4.65	94.41	0.00	90.65	0.00	98.19	0.00	36.15	16.99	48.82	0.00	12.36
8	0.00	94.41	0.00	90.65	0.00	98.19	0.00	36.15	0.00	48.82	0.00	12.36
9	0.00	94.41	0.00	90.65	0.00	98.19	0.00	36.15	0.00	48.82	0.00	12.36

Figura 70: Masse modali per il sistema semplificato

Questo sistema soddisfa pienamente la soglia imposta dalla normativa. Di conseguenza, in direzione longitudinale verrà utilizzata l'analisi statica non lineare mono-modale. Verrà applicato un sistema di forze distribuito in corrispondenza dell'impalcato.

In direzione trasversale nessuno dei modi di vibrare raggiunge separatamente l'80% della massa partecipante. Complessivamente invece tale soglia viene superata. Per ogni modo di vibrare verrà eseguita l'analisi statica non lineare. I risultati ottenuti verranno combinati con la tecnica SRSS in modo da ottenere la risposta globale del sistema. L'analisi multi-modale viene eseguita seguendo i seguenti passi [20]:

1. Selezione dei modi significativi;
2. Per ciascun nodo significativo effettuazione dell'analisi statica non lineare:
 - Applicazione di una distribuzione di forze modali crescenti e determinazione della curva di capacità del sistema MDOF;
 - Determinazione del sistema SDOF e dei parametri del sistema

$$V_i^* = V_{b,i}/\Gamma_i \quad (4.3)$$

$$u_i^* = u_i/\Gamma_i \quad (4.4)$$

- $V_i^* = V_{b,i}/\Gamma_i$ $u_i^* = u_i/\Gamma_i$ Determinazione del periodo del sistema SDOF:

$$T_i^* = 2\pi \sqrt{m_i^*/k_i^*} \quad (4.5)$$

- $T_i^* = 2\pi \sqrt{m_i^*/k_i^*}$ Calcolo del performance point:

$$u_{i,PP}^* = S_{De}(T_i^*) \quad (4.6)$$

- $u_{i,PP}^* = S_{De}(T_i^*)$ Calcolo dello spostamento effettivo del sistema MDOF:

$$u_i = u_{i,PP}^* \Gamma_i \quad (4.7)$$

- $u_i = u_{i,PP}^* \Gamma_i$ Calcolo delle grandezze di risposta di interesse per ciascun modo dell'azione sismica.

3. Combinazione delle grandezze di risposta mediante la regola SRSS.

Il software MIDAS Civil dispone dei moduli di calcolo sismico dei metodi visti in precedenza. Uno di questi moduli permette l'analisi statica non lineare, chiamato Pushover. Si tratta quindi di impostare l'analisi selezionando e/o attribuendo i valori come richiesto dal software. Tale procedura consiste in una serie di step successivi che devono essere implementati:

- Definizione dei carichi applicati alla struttura;
- Definizione del controllo globale dell'analisi, controllo di forze oppure di spostamento;
- Definizione del sistema di forze o spostamenti applicati;
- Definizione delle cerniere plastiche;
- Assegnazione delle cerniere plastiche agli elementi strutturali della struttura;
- Inizio analisi;

4.3.3 Definizione del controllo globale

L'analisi statica non lineare può essere eseguita usando il controllo di forze oppure di spostamenti. In ogni caso, si devono aggiungere i carichi gravitazionali applicati alla struttura. Sotto la voce "Pushover global control" è possibile impostare le condizioni necessarie da applicare all'analisi pushover. Si apre quindi una videata come nella *Figura 72* dove si possono impostare le seguenti condizioni:

- "Generic non linearity type" – attraverso questa voce si può specificare se tenere oppure non tenere conto dell'effetto P-Δ. Sotto azioni sismiche che comportano grandi spostamenti degli elementi verticali, e la presenza di una cospicua azione assiale sull'elemento, la deformazione orizzontale può modificare anche in maniera sostanziale le caratteristiche di resistenza e duttilità rispetto a quelle valutate trascurando gli effetti di tali deformazioni. L'effetto P-Δ può essere tenuto in

considerazione attraverso una riduzione di resistenza della sezione critica dell'elemento considerato [12].

- “Perform nonlinear static analysis control for initial load” – in questa sezione bisogna scegliere quali carichi oppure combinazioni di carico bisogna applicare alla struttura durante l'analisi statica non lineare. A tali carichi si possono applicare un fattore di scala se ciò può essere richiesto. Bisogna inoltre scegliere se eseguire una nuova analisi della struttura con i carichi appena caricati oppure importare l'analisi eseguita in precedenza. In generale viene scelta la prima opzione, mentre la seconda opzione viene scelta quando le condizioni al contorno sono diverse tra carico iniziale e carico applicato alla pushover oppure quando particolari risultati di analisi devono essere caricati come quelle dovute alle fasi di costruzione dell'opera. In questo caso l'effetto del carico iniziale verrà importato da analisi statica eseguita in precedenza per la fase di costruzione di nostro interesse. Le deformazioni causate dal carico iniziale non vengono considerate ai fini dell'analisi statica non lineare.
- “Non linear analysis option” – in questa sezione vengono specificati il numero di sub-iterazione e iterazione per il criterio di convergenza. Il numero massimo di sub-iterazioni ed iterazioni devono essere specificati manualmente. La soluzione viene ricercata attraverso il Metodo di Newton-Raphson. A tale scopo deve essere specificato il limite oppure errore di convergenza. Quando l'errore incrementale cade all'interno del range di convergenza il processo iterativo si ferma e l'analisi passa al prossimo step. La condizione di convergenza può essere specificata attraverso tre criteri diversi, convergenza in spostamento, forza oppure energia. In generale la convergenza in spostamento è sufficiente, e solo in casi particolari, quando non si riesce ad ottenere la soluzione esatta, si fa uso degli altri criteri.
- “Pushover hinge data option” – in questa sezione vengono definiti i coefficienti di riduzione delle rigidezze in seguito ai cicli di isteresi subiti dagli elementi sotto l'effetto ciclico dell'azione sismica e in corrispondenza dei quali si è creata la cerniera plastica. In funzione del tipo di curva caratteristica scelta, bilineare o trilineare, vengono applicati coefficienti di riduzione della rigidezza.

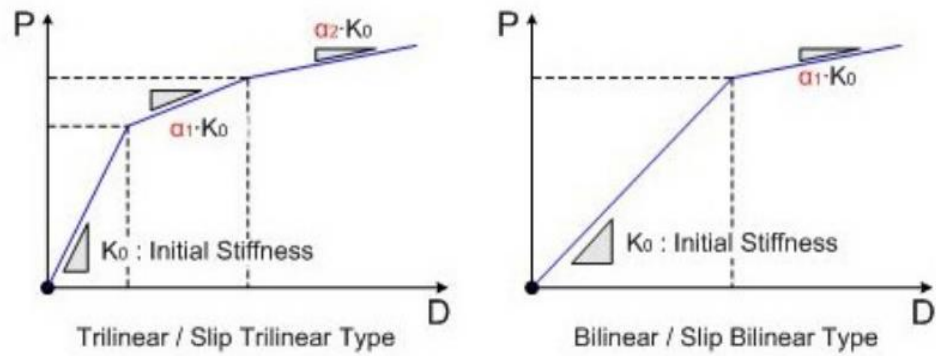


Figura 71: Curve caratteristiche di tipo bilineare o trilineare

Pushover Global Control

Geometric Nonlinearity Type
☒ None ☐ Large Displacements

Initial Load
☒ Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load
☐ Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results
 - When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
 - When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: Pushx Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
G1	1
G2	1

☐ Consider 'Ignore Elements for NL. Analysis Initial Load'

Nonlinear Analysis Option
☒ Permit Convergence Failure
 Max. Number of Substeps: 5
 Maximum Iteration: 5
 Convergence Criteria
☒ Displacement Norm 0.001
☐ Force Norm 0.1
☐ Energy Norm 0.001

Analysis Stop
☐ Shear Component Yield
☒ Beam/Column
☐ Axial Component Collapse/Buckling
☒ Beam/Column ☐ Truss
☐ Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction
☐ Uplifting ☐ Collapse

Pushover Hinge Data Option
☐ Assign Hinge Properties to Member only for Moment-Rotation Beam/Column

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve
 Trilinear / Slip Trilinear Type
☐ Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

 Bilinear / Slip Bilinear Type
☐ Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Point Spring Support & Elastic Link : Nonlinear Type
 Data for Auto-Calculation of Strength
 Reference Location only for Distributed Hinges
 I-end
☐ Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Figura 72: Videata di MIDAS Civil "Pushover global control"

4.3.4 Definizione del controllo in spostamento

Il prossimo passo da eseguire per l'impostazione dell'analisi è la definizione del sistema a controllo di forza oppure di spostamento. Se viene scelto un'analisi a controllo di forza, la forza complessiva viene divisa in porzioni costanti oppure seguendo un metodo automatico definito dal programma. Tali porzioni sono gli incrementi che subirà il sistema di forze ad ogni iterazione fino al collasso della struttura. Per ogni incremento di forza, la struttura subirà anche un incremento di spostamento che dipende dalla rigidità della struttura a quel passo. Incrementando ulteriormente la forza, si arriverà ad un punto di snervamento, oltre il quale la struttura inizia ad usare le sue risorse plastiche. Oltre il punto di snervamento si potrebbe avere un comportamento di incrudimento che necessita ancora un aumento del sistema di forze per produrre spostamento, ma a un certo punto si assisterà ad una diminuzione della capacità della struttura. Arrivato a quel punto, nessun incremento di forza possibile sarà compatibile con la struttura ed analiticamente si ha la perdita di convergenza numerica. Un'analisi a controllo di forze non prevede una riduzione delle forze complessive e può riprodurre solamente un comportamento monotono crescente.

Un'analisi a controllo di spostamento consiste nell'applicare delle variazioni di spostamento tali da produrre variazioni di forza sia positivi che negativi. È sbagliato pensare che un sistema di spostamenti imposti è applicato alla struttura. Essa è un'analisi in cui un sistema di forze viene fatto variare incrementando o diminuendo il valore della forza del passo precedente in modo da avere uno spostamento crescente. Infatti, una condizione necessaria per la convergenza della soluzione è che lo spostamento del punto di controllo deve aumentare rispetto allo step precedente. Bisogna quindi fare attenzione alla scelta del punto di controllo. Con questo tipo di analisi è possibile descrivere anche il comportamento softening della struttura e raggiungere la condizione di crollo. Prevedendo quindi di avere un decremento della rigidità della struttura con decremento della forza applicata e volendo cogliere tale comportamento nella curva di capacità, un'analisi a controllo di spostamenti deve essere eseguita. [31]

Per l'analisi in esame viene utilizzato il controllo di spostamenti applicando un sistema di forze proporzionali al modo di vibrare. Tale sistema è incrementato in modo da

rispettare la congruenza con l'incremento di spostamento. Viene monitorato lo spostamento di un punto di controllo e l'evoluzione del taglio alla base. La scelta del punto di controllo deve considerare il fatto che tale punto deve escludere le deformazioni degli elementi che rimangono in campo elastico, che contrariamente darebbe un'indicazione sbagliata della capacità di spostamento degli elementi resistenti alle azioni sismiche. A tal proposito viene considerato come punto di controllo il nodo dell'elemento che rappresenta il diaframma in corrispondenza degli appoggi fissi, .

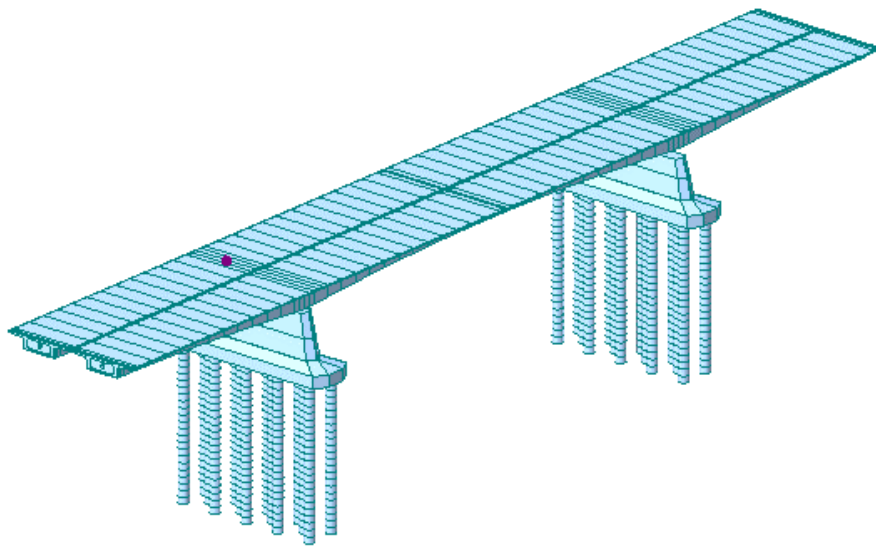


Figura 73: Scelta del punto di controllo

Nella sezione "Load case" del modulo "Pushover" del software, è necessario impostare una serie di opzioni collegati al controllo in spostamento dell'analisi:

- "incremental steps" – numero di passi incrementali. È consigliabile considerare almeno 20 passi incrementali.
- "Initial load" – utilizzare gli effetti dovuti al carico iniziale in termini di reazioni/spostamenti al risultato dell'analisi pushover. Quando l'interazione sforzo normale-momento flettente è considerata, l'effetto del carico iniziale deve essere considerato.
- "Control option" – definisce in che modo viene applicato l'incremento di spostamento:

- “Global” – in questo caso lo spostamento impostato è riferito al nodo che subisce il massimo spostamento. Il massimo spostamento deve essere impostato nella casella in corrispondenza al “Max translational displacement”.
- “Master node” – in questo caso viene definito un nodo specifico il cui spostamento viene specificato e considerato come controllo dell’analisi. [27]
- “Load case” – si deve scegliere il tipo di carico incrementale applicato alla struttura.

Il programma mette a disposizione 4 tipi di carico:

- “Static load case” – si applica un profilo di carico statico definito dall’utente.
- “Uniform Acceleration” – il carico viene distribuito relativamente alle forze di inerzia sviluppate dalla struttura. Il sistema di forze è determinato proporzionalmente alle masse di ogni impalcato.
- “Mode shape” – il carico applicato rappresenta la forma modale della struttura. A tale scopo l’analisi modale è richiesta.
- “Normalized mode shape mass” – il sistema di carico applicato alla struttura è ottenuto dal prodotto tra la forma modale normalizzata e le masse di ogni impalcato.

Per l’analisi in esame, in relazione alla *Figura 74* si definiscono le seguenti opzioni:

- Nome del profilo di carico – “Push+direzione+numero modo di vibrare”
- Consider P- effect – si;
- Initial load – si;
- Incremental method – controllo in spostamento;
- Incremental step – 50;
- Control option – Master node;
- Load Case – Mode shape;

Sono stati definiti tre profili di carico:

- Pushlong – profilo di carico “Static load case” al quale sono state attribuite forze distribuite di valore unitario lungo l’asse dell’impalcato;
- Pushtrasv3 – profilo di carico “Modal shape” al quale sono state attribuite forze proporzionali alla forma modale del modo 3;
- Pushtrasv9 - profilo di carico “Modal shape” al quale sono state attribuite forze proporzionali alla forma modale del modo 9;

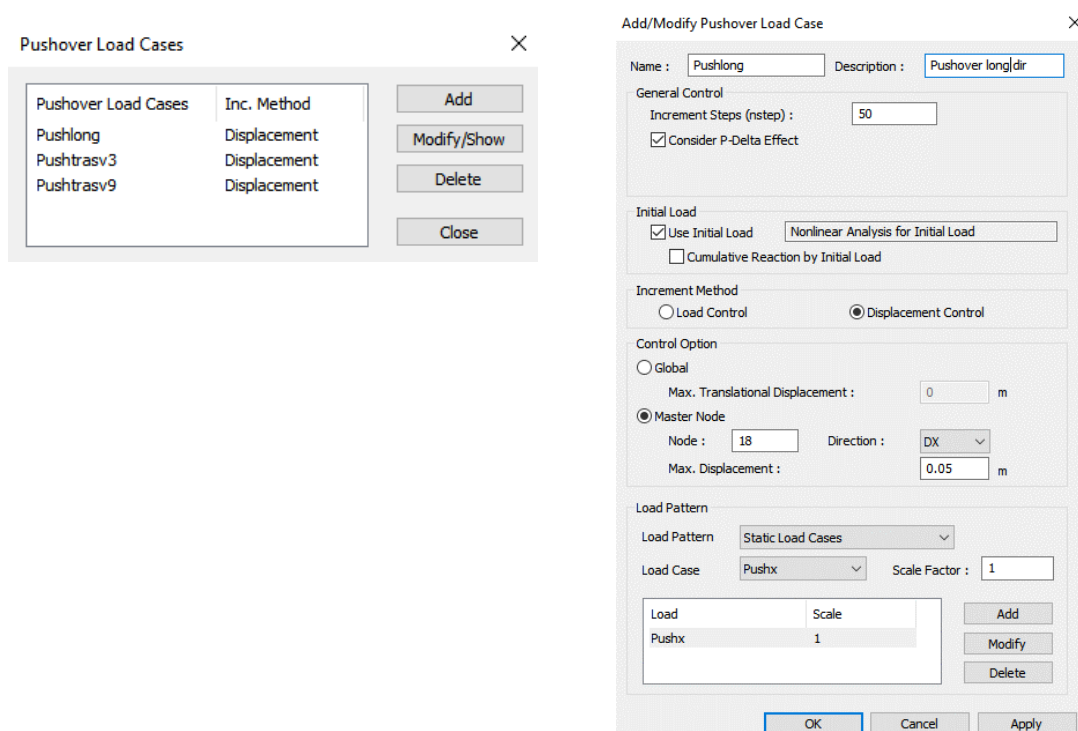


Figura 74: Videata definizione casi di carico per controllo in spostamento

4.3.5 Definizione della cerniera plastica

Per eseguire l’analisi non lineare bisogna considerare le non linearità dei materiali. Gli elementi della struttura devono sfruttare le loro risorse plastiche per resistere e dissipare le sollecitazioni sismiche. Questo presume che al raggiungimento delle resistenze elastiche ultime, si creano delle zone critiche, chiamate anche di plasticizzazione. Quando ciò accade, in corrispondenza della sezione dove si è raggiunta la resistenza ultima, viene applicata una cerniera plastica in quanto l’elemento non è più in grado di trasmettere sollecitazioni maggiori al momento di plasticizzazione. Attraverso tale cerniera esso conserva una resistenza residua e sviluppa fenomeni di dissipazione dell’energia derivante

dall'azione sismica. La capacità di rotazione in corrispondenza della cerniera dipende dalla duttilità della sezione e dall'estensione della zona critica, comunemente indicato con l_p . La duttilità disponibile può essere valutata attraverso il diagramma momento-curvatura della sezione critica. MIDAS Civil permette di applicare agli elementi le cerniere plastiche, simulando il comportamento non lineare attraverso i diagrammi momento-curvatura, oppure momento-rotazione, in corrispondenza della sezione critica.

Esistono diversi modi di formulare la legge costitutiva delle cerniere plastiche. In base al tipo di formulazione esse si dividono in:

- cerniere di tipo rotazione alla corda;
- cerniere plastiche con modelli a fibre;

Nelle cerniere di tipo rotazione alla corda la legge costitutiva è fissata misurando la rotazione della membratura in riferimento alla corda, dove la corda è rappresentata dall'asse indeformato dell'elemento. Considerando un elemento come nella *Figura 75*, applicando una deformazione crescente all'elemento, è possibile ricavare la legge Momento-Rotazione. La linearizzazione a tratti di tale legge rappresenta la cerniera plastica di tipo rotazione alla curva. Nella *Figura 76*, il tratto A-B rappresenta il campo di deformazione elastica. Il punto B rappresenta il momento di snervamento che corrisponde ad un danneggiamento della sezione dell'elemento nel punto di massima sollecitazione con effetto di perdita di rigidezza. Superato questo punto la rigidezza dell'elemento decade pur mantenendo un comportamento di incrudimento fino al punto C dove si raggiunge la rotazione limite, il valore ultimo del momento entro il quale l'elemento possiede adeguata resistenza. Superato questo punto si ha una rottura locale con conseguente perdita sostanziale di resistenza rappresentato dal tratto C-D. Raggiunto il punto D, una resistenza residua permane nella sezione danneggiata ma l'elemento non può accogliere incrementi di momento. Esso si deforma ulteriormente fino al raggiungimento del punto E dove si ha il collasso.

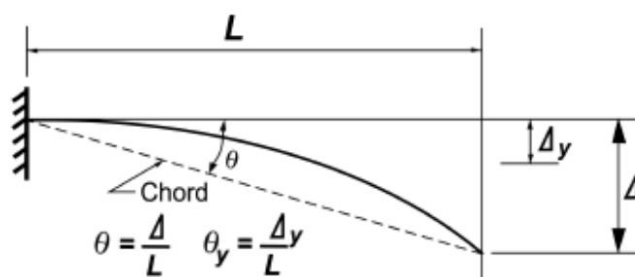


Figura 75: Elemento sottoposto a deformazione crescente per il calcolo del legame Momento-Rotazione [31]

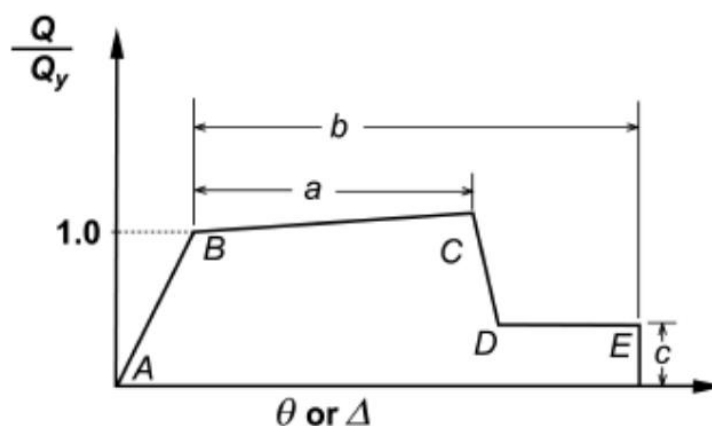


Figura 76: Diagramma Momento-Rotazione [31]

I parametri a , b , c sono definiti come parametri di modello della cerniera plastica. Essi dipendono dalle caratteristiche dell'elemento. Per esempio, per una trave tali parametri dipendono dal rapporto di armatura al lembo superiore e inferiore della trave, dal passo delle staffe e dalla sovrarresistenza della trave a taglio nei confronti della rottura del puntone di compressione. Per un pilastro invece il primo discriminante è la presenza e l'entità dello sforzo assiale. Oltre ai parametri comportamentali, devono essere definiti dei parametri di accettazione che consistono in limiti di rotazione associati a certi stati limite: danno limitato, danno severo, collasso. Essi dipendono sempre dalle caratteristiche della sezione, come per i parametri di modello della cerniera plastica.

Le cerniere plastiche di tipo a fibre sono cerniere di interazione tra sforzo normale e momenti flettenti. Tale modello assume la sezione divisa in piccole aree ognuna rappresentata da fibre posizionata nel suo baricentro e avente legge costitutiva del calcestruzzo non confinato o confinato definito, per esempio, secondo il modello di Mander

che tiene conto dell'armatura trasversale e del confinamento indotto da essa. Le armature longitudinali sono rappresentate da fibre aventi area pari alle armature stesse e legge costitutiva del materiale delle armature. [31]

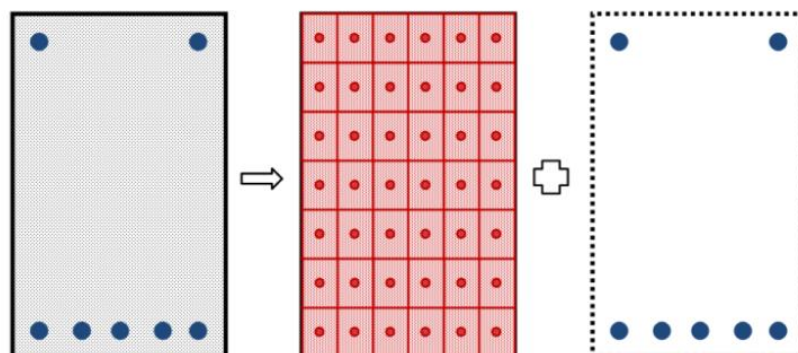


Figura 77: Cerniera plastica secondo il modello a fibre [31]

Per il calcolo dei diagrammi momento-curvatura il programma mette a disposizione un modulo dal nome GSD – “General Section Designer” che, in funzione delle caratteristiche geometriche e dei materiali che costituiscono le sezioni degli elementi strutturali ed in funzione al carico applicato all’elemento, viene ricavata la curva caratteristica della cerniera plastica. MIDAS offre la possibilità di calcolare ed importare da GSD nel modello solo il diagramma momento curvatura corrispondente ad un certo carico verticale applicato oppure di considerare ed importare nel modello anche il diagramma di interazione sforzo normale-momento (N-M) e in funzione dello sforzo normale ricavato dal calcolo statico, in automatico applica la curva di momento-curvatura corrispondente a tale sforzo normale. Il carico verticale applicato al fine di definire l’interazione sforzo normale-momento flettente è quello derivante dall’analisi statica sotto l’azione della configurazione dei carichi gravitazionali, strutturali e non strutturali. Si esegue quindi l’analisi statica e si ricavano i valori in corrispondenza delle sezioni alle quali si dovrà applicare la cerniera plastica. Le sezioni considerate sono quelle in corrispondenza alla base dei fusti dove si ha la biforcazione delle pile e quindi un cambio significativo di sezione, alla base delle pile ed in corrispondenza degli elementi dei pali di fondazione. Nella *Figura 78* vengono mostrati gli elementi ai quali è applicata la cerniera plastica.

● - Cerniera plastica

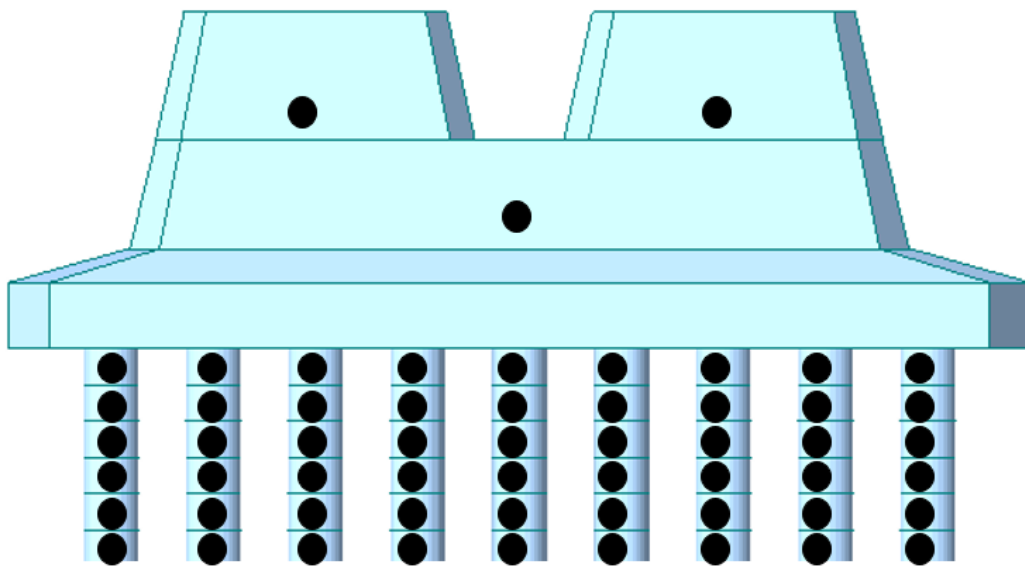


Figura 78: Assegnazione cerniere plastiche

Dai disegni tecnici vengono ricavate le geometrie delle sezioni e l'aratura di rinforzo. Insieme alle caratteristiche dei materiali, i dati vengono caricati all'interno del modulo GSD di MIDAS Civil. A titolo di esempio, nella *Figura 79* viene considerata la sezione alla base dei fusti. Vengono ricavate le dimensioni e disposizione dell'armatura longitudinale e delle staffe.

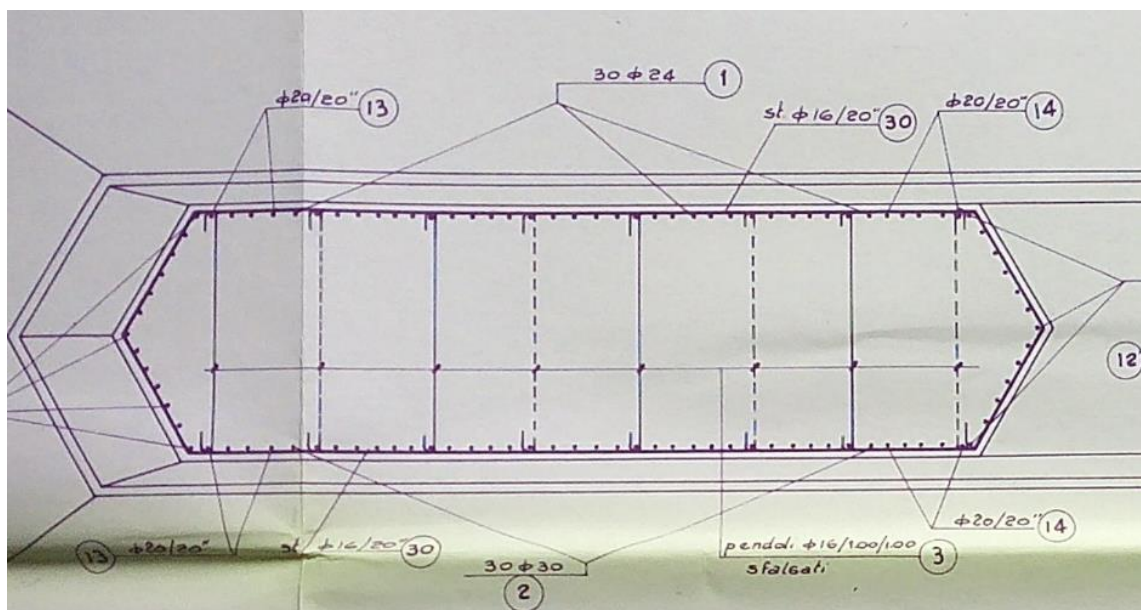


Figura 79: Armatura sezione alla base dei fusti

I dati sulla geometria, armatura e materiali vengono introdotti nel modulo GSD.

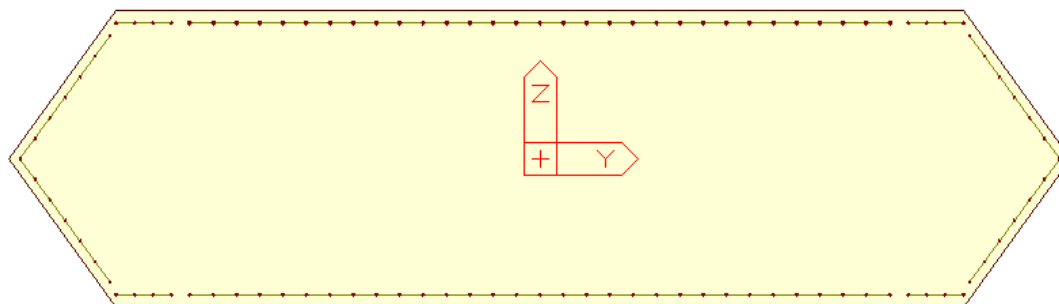


Figura 80: Sezione alla base dei fusti nel modulo GSD di MIDAS Civil

Per tener conto dell'armatura di confinamento, viene considerato il modello di Mander per la legge costitutiva del calcestruzzo. La legge costitutiva del calcestruzzo confinato secondo il modello di Mander viene mostrata nella *Figura 81*. Esso, in funzione della quantità, disposizione e dimensione delle barre di armatura, sia longitudinale ma specialmente delle staffe, ricalcola le caratteristiche di resistenza e deformazione ultima del calcestruzzo confinato. La definizione di questo modello può essere facilmente reperibile nella letteratura tecnica. [32]

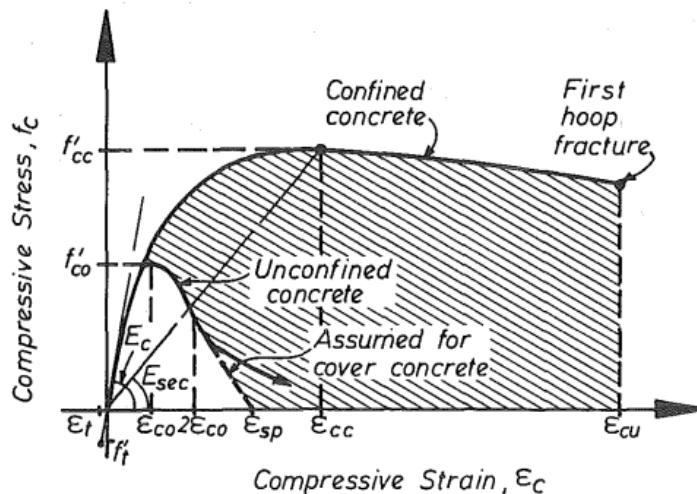


Figura 81: Modello di Mander per la legge costitutiva del calcestruzzo confinato

La procedura che richiede il modulo GSD di MIDAS Civil è la seguente:

- Assegnazione del modello di Mander per comportamento non lineare del calcestruzzo in condizioni senza armatura di confinamento.

- Assegnazione dell'armatura di confinamento.
- Ricalcolo delle caratteristiche del calcestruzzo tenendo conto del confinamento.

Nella *Figura 82* è possibile confrontare il diagramma costitutivo del calcestruzzo confinato e non confinato per la sezione alla base del fusto, tenendo conto delle caratteristiche della sezione ricavate dai disegni tecnici.

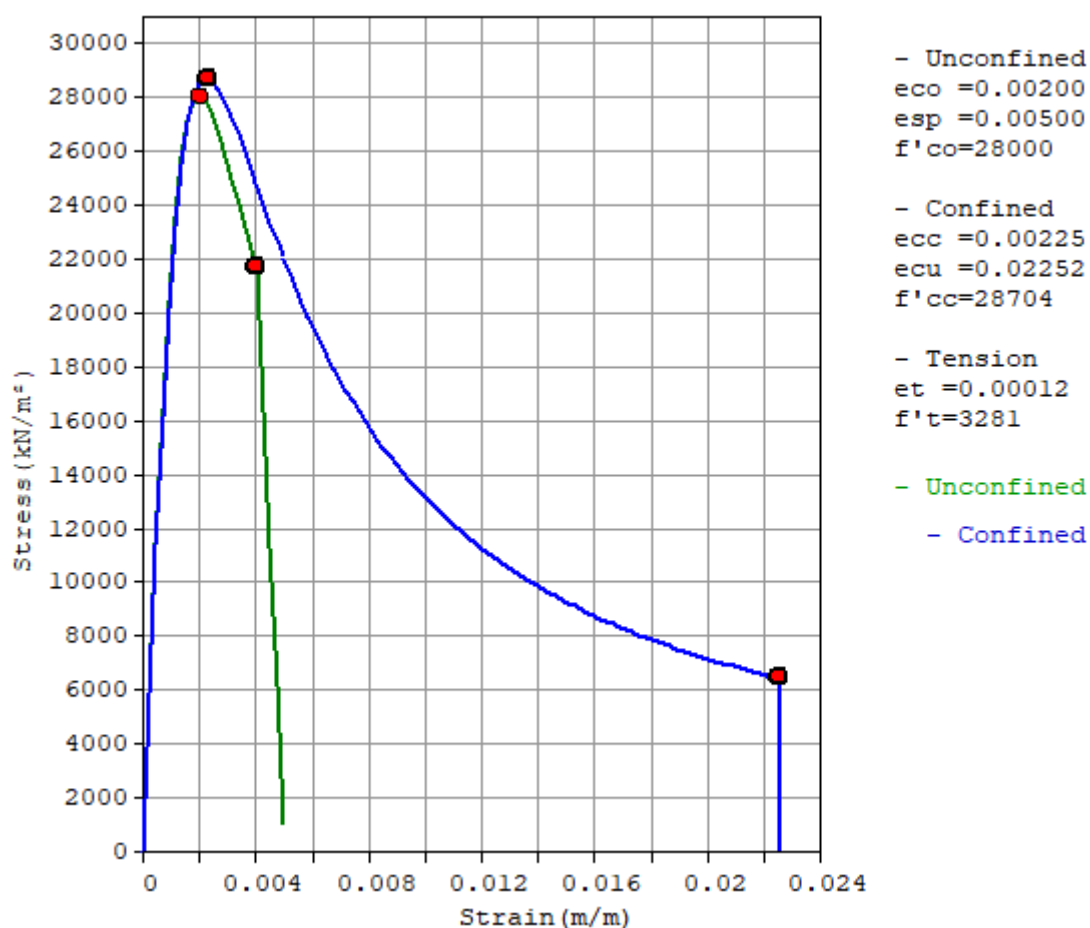


Figura 82: Legge costitutiva del calcestruzzo confinato e non confinato della sezione alla base del fusto secondo il modello di Mander

Definito il materiale e la disposizione delle armature delle tre sezioni, si procede al calcolo del diagramma momento curvatura per ogni sezione. Questo diagramma starà alla base della definizione della cerniera plastica. A titolo di esempio, nella *Figura 83* è mostrato il diagramma momento curvatura della sezione a base del fusto per momento attorno all'asse Z (sistema di riferimento mostrato nella *Figura 80*), mentre nella *Figura 84* è

mostrato il diagramma momento-curvatura per il momento attorno all'asse Y. È stato considerato il carico assiale per la combinazione dei carichi gravitazionali.

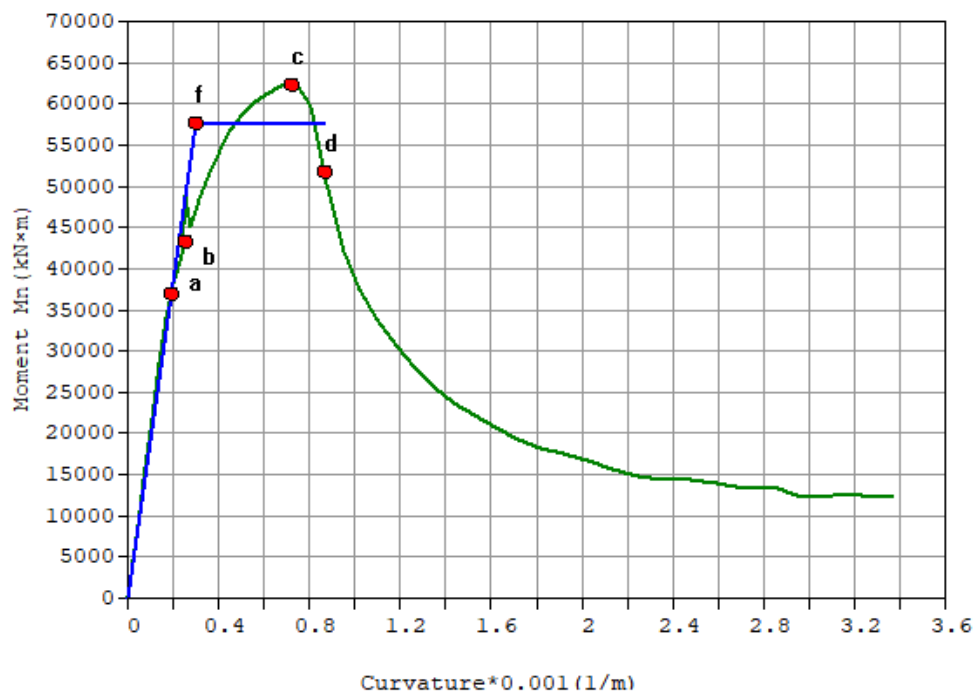


Figura 83: Diagramma Momento (M_z)-Curvatura

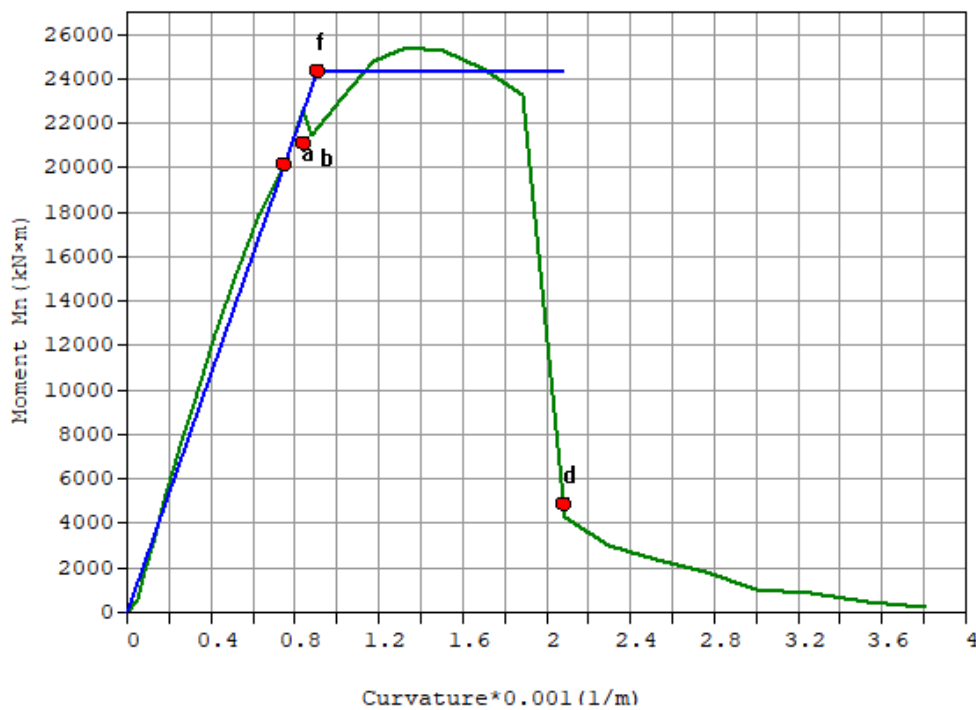


Figura 84: Diagramma Momento (M_y)-Curvatura

Come si può notare dai diagrammi sopra mostrati, per la sezione alla base del fusto, il momento massimo attorno all'asse z è molto più grande rispetto al momento massimo attorno a y. La curva ricavata viene idealizzata ed esportata.

Il modulo GSD permette l'importazione immediata dei diagrammi all'interno del modello. Una volta importati i dati dei diagrammi di momento-curvatura per ogni sezione di interesse, si procede alla definizione della cerniera plastica in corrispondenza di tali sezioni. Nella *Figura 85* si può osservare un esempio di cerniera plastica idealizzata, importata dal modulo GSD nel software MIDAS Civil.

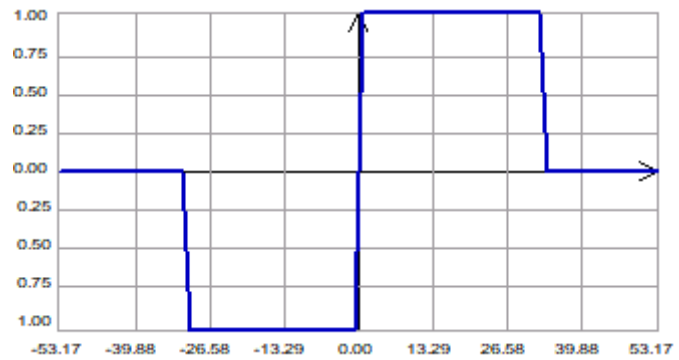


Figura 85: Cerniera plastica importata da GSD a MIDAS Civil

5. Analisi e verifiche di sicurezza

5.1 Risultati dell'analisi statica non lineare

Una volta definiti tutti i parametri si procede all'esecuzione dell'analisi pushover. Il risultato dell'analisi è la curva di capacità della struttura per la direzione longitudinale, mentre per la direzione trasversale si ottengono due curve di capacità, una per ogni modo di vibrare considerato. Nella *Figura 86* è mostrata la curva di capacità in direzione longitudinale.

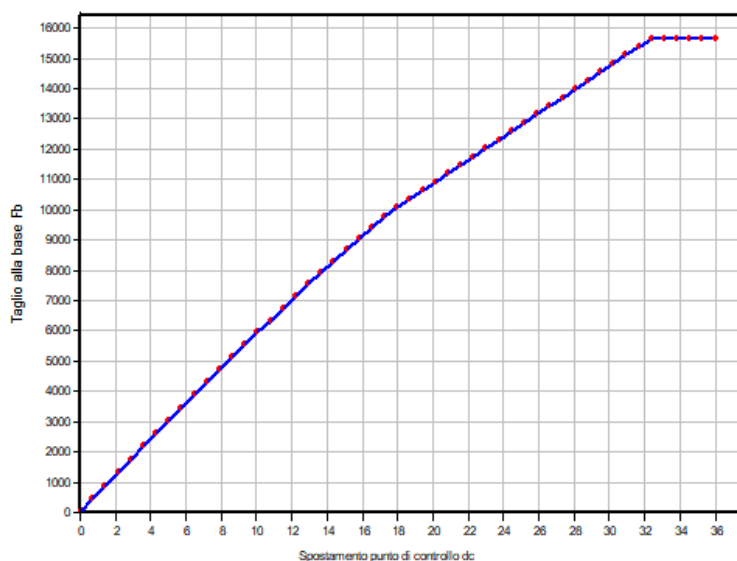


Figura 86: Curva di capacità in direzione longitudinale

Nella direzione longitudinale viene sollecitata la pila in corrispondenza degli appoggi fissi in quanto l'effetto delle forze orizzontali viene trasmesso alla sottostruttura soltanto attraverso tali appoggi. L'altra pila e le spalle del ponte risultano scariche da tali effetti. Nell'immagine sottostante si può inoltre osservare che la prima cerniera plastica si crea in corrispondenza del plinto della pila. In base alla definizione della cerniera plastica del paragrafo precedente, ovvero comportamento perfettamente plastico, l'elemento plasticizzato non può cogliere ulteriori incrementi di forza ma può solo deformarsi fino al raggiungimento della curvatura limite, oltre la quale la sezione subisce un drastico calo di resistenza.

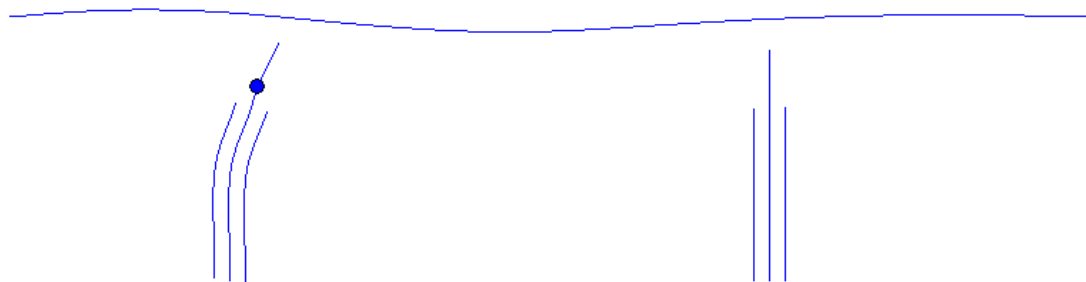


Figura 87: Deformazione della pila con appoggi fissi nella direzione longitudinale in seguito all'applicazione del sistema di forze orizzontale. Indicazione della prima sezione plasticizzata.

Si vuole far notare inoltre che una curva di capacità simile si ottiene applicando il sistema di forze orizzontali ed il sistema di forze verticali equivalenti alla sola pila. Questo può essere considerato come ulteriore dimostrazione del fatto che la pila è l'unico elemento ad assorbire gli effetti delle azioni orizzontali provenienti dalla sovrastruttura. Un'altra osservazione da segnalare è che al momento della plasticizzazione della pila i momenti flettenti in corrispondenza delle teste dei pali di fondazione sono prossimi ai momenti di snervamento. Viste le incertezze che comunque si possono incontrare durante la fase di costruzione dell'opera, le incertezze geometriche e di materiale, si può considerare che il danneggiamento della pila e quello dei pali di fondazione avviene allo stesso momento. Anche se la capacità della struttura è molto più alta della domanda, come si vedrà in seguito, in caso di danneggiamento della pila allora anche un'ispezione della fondazione deve essere eseguita.

Nel sistema MDOF la curva di capacità nella direzione longitudinale ha le seguenti caratteristiche:

- Taglio alla base $F_b = 15719$ kN;
- Spostamento di snervamento $d_y = 31,5$ mm;
- Spostamento ultimo $d_u = 36,2$ mm;

Una volta trovata la curva di capacità si procede alla ricerca del punto di prestazione, ovvero l'intersezione tra lo spettro di domanda e la curva di capacità nel grafico ADRS. Per fare questo la curva di capacità del sistema MDOF viene trasformata nella curva di capacità del sistema SDOF dividendo i valori dell'ascissa, lo spostamento del punto di controllo, ed i valori dell'ordinata, il taglio alla base, per il fattore di partecipazione Γ . Per il calcolo del

punto di prestazione è stato utilizzato il metodo CSM secondo le linee guida ATC40. Il comportamento isteretico considerato è di tipo C. Per la direzione longitudinale vengono ricavati i seguenti valori:

- $\Gamma = 0,6447$
- $m^* = 9,87 \text{ kg}$
- $F_b^* = 25584 \text{ kN}$
- $d_y^* = 47,5 \text{ mm}$
- $d_u^* = 54,0 \text{ mm}$
- $k^* = \frac{F_b^*}{d_y^*} = 517,56 \text{ kN/mm}$
- $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0,701 \text{ s}$
- PP $S_{de}(T) = 20,97 \text{ mm}$
- PP $S_{ae}(T) = 0,128$

Viene calcolato di seguito lo spostamento del sistema reale in corrispondenza del punto di prestazione:

$$\delta_p = \text{PP } S_{de}(T) \cdot \Gamma = 20,97 * 0,6447 = 13,52 \text{ mm}$$

Nella *Figura 88* viene mostrato la sovrapposizione dello spettro di domanda con quello di capacità. La loro intersezione definisce il punto di prestazione. Nella *Figura 89* viene riportato tale spostamento sulla curva di capacità del sistema reale dopo la trasformazione da SDOF a MDOF. Il punto ricavato rappresenta la domanda del sistema.

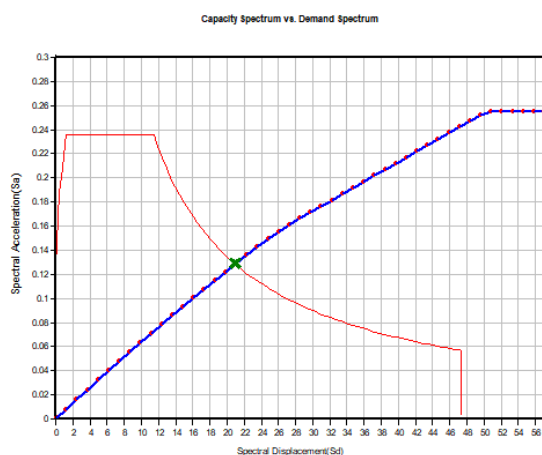


Figura 88: Calcolo del performance point direzione longitudinale

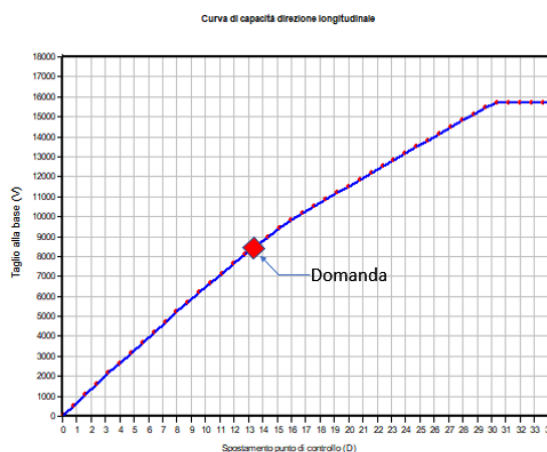


Figura 89: Sovrapposizione punto di domanda sulla curva di capacità in direzione longitudinale

Nella direzione trasversale verrà eseguita l'analisi statica non lineare multi-modale. Verranno considerati i modi di vibrare 3 e 9 che complessivamente raggiungono l'82,9% di massa partecipante. Per ogni modo viene eseguita l'analisi statica non lineare applicando un sistema di forze proporzionale al modo di vibrare. Nella *Tabella 15* vengono indicati i parametri relativi alle curve di capacità MDOF ricavate per ogni modo di vibrare.

Tabella 15: Curve di capacità in direzione trasversale

Modo	Massa modale [%]	F_b [kN]	d_y [mm]	d_u [mm]
3	48,2	30366	6,6	13,5
9	34,42	47000	6	15,6

Le curve di capacità assumono la forma come nella *Figura 90*. A sinistra viene mostrata la curva di capacità del modo 3 mentre a destra la curva di capacità del modo 9.

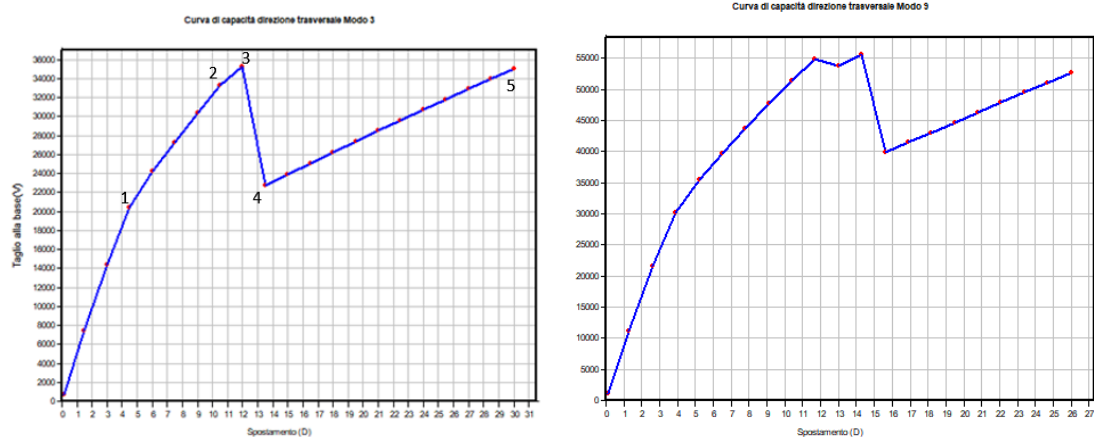


Figura 90: Curve di capacità in direzione trasversale per i modi 3 e 9

Si procede alla trasformazione del sistema MDOF in SDOF e calcolo dei parametri necessari per il ricavo del performance point e spostamento di domanda del sistema reale che vengono mostrati nella *Tabella 16*.

Tabella 16: Parametri trasformazione da sistema MDOF a SDOF

Modo	Γ	F_b^* [kN]	d_y^* [mm]	K [kN/mm]	m^* [kgf]	T^* [s]	$S_D(T^*)$ [mm]	$S_a(T^*)$	d_y [mm]
3,00	0,45	66988,75	14,56	4600,91	15,56	0,37	7,67	0,24	3,48
9,00	0,62	75538,41	9,64	7833,33	8,06	0,20	2,17	0,24	1,35

Nella *Figura 91* vengono illustrate le curve di capacità e domanda per ogni modo di vibrare.

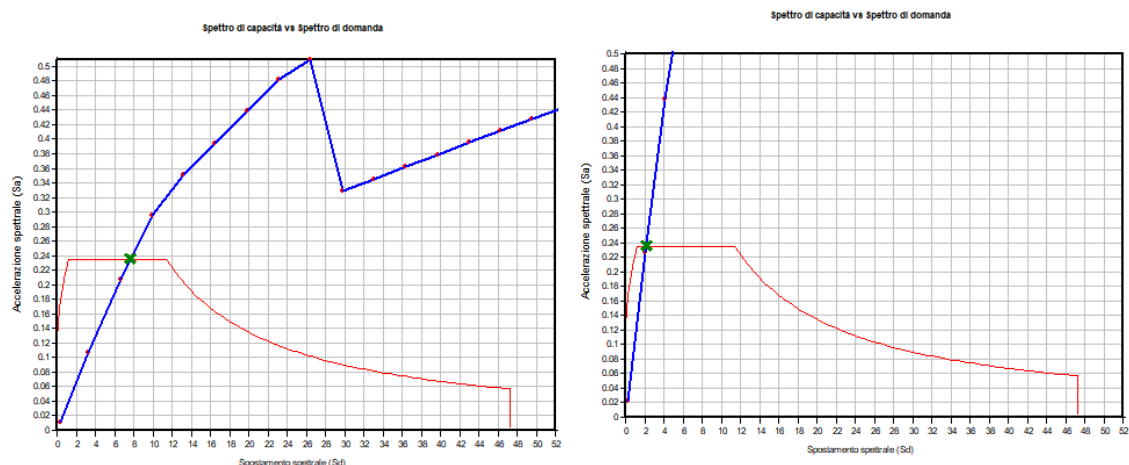


Figura 91: Calcolo del performance point per i modi 3 e 9 in direzione trasversale

Si vuole commentare la curva di capacità del modo 3. La curva di capacità del modo nove ha un comportamento simile. Con riferimento ai punti numerati nella *Figura 90*, partendo dall'origine, si osserva un ramo elastico con un piccolo cambio di pendenza a 20000 kN (punto 1). Esso procede fino al raggiungimento del punto 2 che corrisponde ad una diminuzione di rigidezza. Dal punto 2 al punto 3 si osserva una situazione di hardening corrispondente ad una deformazione molto piccola ed un incremento di forza ancora più piccolo. Il tratto 2-3 corrisponde allo snervamento delle sezioni dei pali all'interfaccia con il plinto di fondazione. Il punto 3 corrisponde al raggiungimento della massima forza. In corrispondenza di tale punto si ha anche una diminuzione drastica ed improvvisa della resistenza. A livello della sezione questo corrisponde al raggiungimento della rotazione limite dell'elemento che indica anche il momento resistente limite (punto E della *Figura 76*). In seguito alla perdita di resistenza del punto 3 si osserva che la struttura conserva una resistenza residua dovuta al complesso dei pali di fondazione. Incrementando ulteriormente lo spostamento oltre il punto 4 si osserva un tratto lineare imputabile alla deformazione del terreno. Esso rimane lineare fino al raggiungimento del punto 5 dove, in seguito alle eccessive deformazioni dei pali solidali al terreno, si raggiunge la plasticizzazione di altre sezioni dei pali poste ad un livello più basso.

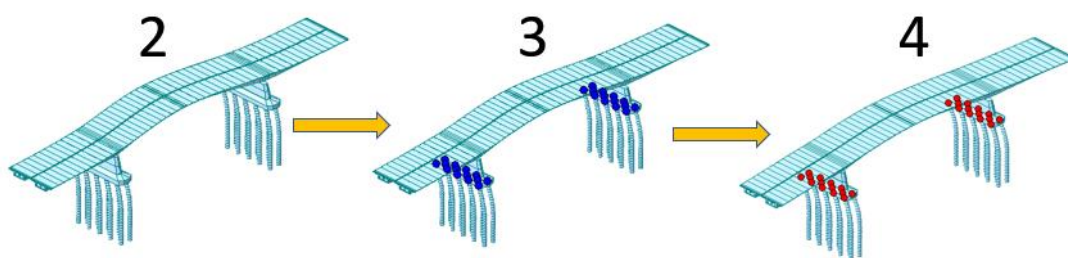


Figura 92: Evoluzione del danneggiamento negli elementi strutturali

Per l'analisi di pushover si considera come deformazione ultima quella corrispondente al calo di resistenza del sistema di fondazione, ovvero al raggiungimento del punto 3. Questa scelta è influenzata anche dal fatto che il punto di prestazione, come si vedrà in seguito, si trova sul tratto 1-2, di conseguenza diventa inutile considerare anche il tratto che succede la caduta di resistenza. Agli spostamenti di domanda appena trovati corrisponderà uno stato di sollecitazione della struttura ricavabile dall'analisi di pushover. Tali sollecitazioni

verranno utilizzate per la verifica dei vari elementi strutturali e per i vari livelli di prestazione.

5.2 Verifiche di sicurezza

L'analisi statica non lineare ha consentito di trovare la sollecitazione di domanda corrispondente all'azione sismica definita in precedenza allo SLV. Le verifiche di sicurezza mettono a confronto tale domanda con la capacità degli elementi. Esistono principalmente due tipi di meccanismi che interessano la resistenza di un elemento: il meccanismo duttile ed il meccanismo fragile.

Con la circolare delle NTC 2018 [21] è stato introdotto il capitolo C8.8 che fornisce utili indicazioni per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti. Al C8.8.5.4 viene descritto il metodo di verifica dei meccanismi duttili degli elementi soggetti a pressoflessione, confrontando la domanda di rotazione rispetto alla corda con la rispettiva capacità. Al C8.8.5.5 invece ci sono le indicazioni alla verifica dei meccanismi fragili in termini di confronto della domanda con la capacità resistente a taglio.

La verifica deve soddisfare la seguente espressione [20]:

$$\sqrt{\left(\frac{D_x}{C_x}\right)^2 + \left(\frac{D_y}{C_y}\right)^2} \leq 1 \quad (5.1)$$

Dove con D viene indicata la quantità di domanda (spostamenti, rotazioni, taglio) ed il pedice indica la direzione, e con C viene indicata la capacità dell'elemento sottoposto a verifica. Per la direzione longitudinale si considera il pedice con la lettera x mentre per la direzione trasversale si considera il pedice con la lettera y. Il rapporto tra domanda e capacità è chiamato anche indice di vulnerabilità sismica e solitamente viene indicato con ρ .

$$\rho = \frac{D}{C} \quad (5.2)$$

Nel caso di verifiche di deformabilità (meccanismi duttili) l'espressione precedente assume la seguente forma:

$$\sqrt{\left(\frac{\theta_x}{\theta_{u,x}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_y}{\theta_{u,y}}\right)^2} \leq 1 \quad (5.3)$$

Dove

- θ_x – domanda in rotazione rispetto alla corda dell'elemento nella direzione longitudinale del ponte;
- θ_y – domanda in rotazione rispetto alla corda dell'elemento nella direzione trasversale del ponte;
- $\theta_{u,x}$ – capacità in rotazione rispetto alla corda dell'elemento nella direzione longitudinale del ponte;
- $\theta_{u,y}$ – capacità in rotazione rispetto alla corda dell'elemento nella direzione trasversale del ponte;

Nel caso di verifiche di resistenza (meccanismi fragili), l'espressione precedente assume la seguente forma:

$$\sqrt{\left(\frac{V_x}{V_{u,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_y}{V_{u,y}}\right)^2} \leq 1 \quad (5.4)$$

Dove

- V_x – domanda della sollecitazione a taglio dell'elemento in direzione longitudinale;
- V_y – domanda della sollecitazione a taglio dell'elemento in direzione trasversale;
- $V_{u,x}$ – resistenza a taglio dell'elemento in direzione longitudinale;
- $V_{u,y}$ – resistenza a taglio dell'elemento in direzione trasversale;

Le grandezze di domanda sono ottenute mediante le combinazioni:

$$D_x = D_{x,G} \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[(D_{xE_{x,i}} - D_{x,G})^2 + (D_{xE_{y,i}} - D_{x,G})^2 \right]} \quad (5.5)$$

La sottrazione della risposta dei carichi gravitazionali viene effettuata in quanto l'applicazione delle forze orizzontali è preceduta dall'applicazione dei carichi verticali.

Gli elementi da sottoporre alla verifica sono la pila ed i pali di fondazione. Essendo lo stato di sollecitazioni dei pali molto variato verranno considerati più di un elemento. Lo stato di sollecitazione assiale può modificare sia la resistenza al taglio dell'elemento che quella a pressoflessione. Essi verranno numerati come illustrato nella *Figura 93*.

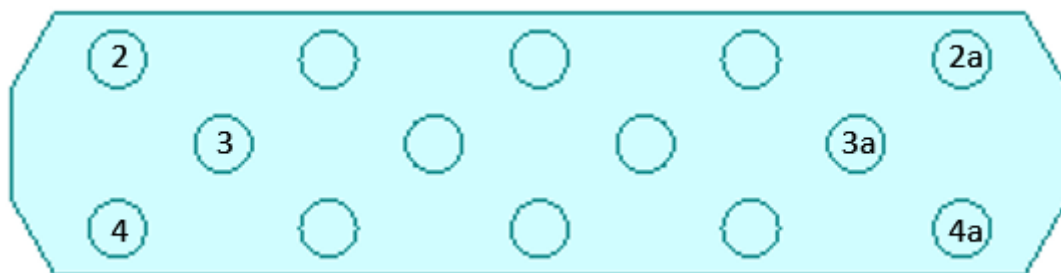


Figura 93: Numerazione pali di fondazione

5.3 Verifica dei meccanismi duttili

Il meccanismo duttile riguarda la capacità dell'elemento in termini di deformazione con riferimento alla rotazione θ rispetto alla corda dell'elemento. La domanda in rotazione viene definita come il rapporto tra lo spostamento relativo della sezione d'estremità e la sezione caratterizzata dal momento flettente nullo, e la distanza tra le sopraelencate sezioni. La distanza tra le due sezioni viene chiamata luce di taglio L_s . Per la capacità in rotazione dell'elemento la normativa definisce le seguenti espressioni:

$$\theta_y(N) = \phi_y(N) \frac{L_s}{3} \quad (5.6)$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\phi_u(N) - \phi_y(N)] L_p \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L_s} \right) \quad (5.7)$$

- $\theta_y(N)$ – rotazione rispetto alla corda allo snervamento
- $\theta_u(N)$ – rotazione rispetto alla corda al collasso
- $\phi_y(N)$ – curvatura di snervamento della sezione
- $\phi_u(N)$ – curvatura ultima della sezione

- L_s – lunghezza di taglio
- L_p – lunghezza della cerniera plastica

Riguardo le formule sopra esposte vengono fatte le seguenti considerazioni:

- Le rotazioni sono funzione dello stato di sforzo normale applicato all'elemento.
- La normativa impone di considerare come valore della curvatura ultima la minima tra la più piccola curvatura che si ottiene imponendo ai lembi della sezione le deformazioni limite dei materiali, e quella per la quale il valore del momento diminuisce all'85% del valore massimo.
- Per la deformazione limite del calcestruzzo bisogna considerare l'effettivo stato di confinamento.
- La lunghezza della cerniera plastica può essere assunta pari a:

$$L_p = 0,1L_s \quad (5.8)$$

- Per la verifica della capacità rotazionale rispetto alla corda allo SLC, essa può essere assunta pari a:

$$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N) \quad (5.9)$$

Con $\gamma_{el} = 1,5$.

- Per la verifica allo SLV:

$$\theta_{SLV} = 0.75\theta_{SLC} \quad (5.10)$$

Nella *Tabella 17* vengono elencate le caratteristiche delle sezioni alla base della pila e del palo di fondazione. Per la sezione alla base della pila lo sforzo normale considerato è quello composto dal carico strutturale e non strutturale provenienti dagli elementi sovrastanti. Esso è costante durante la prova di pushover, di conseguenza verrà considerato un solo valore di sforzo normale per tale sezione. Per la sezione del palo di fondazione lo sforzo normale cambia durante la prova di pushover. In direzione longitudinale una fila di pali si trova in compressione mentre un'altra fila in trazione, ciò è dovuto al momento flettente derivante dal plinto di fondazione che viene assorbito proprio dai pali di fondazione.

Verranno considerati più valori dello sforzo normale in modo da coprire tutti i possibili casi di verifica.

Tabella 17: Caratteristiche in termini di curvatura delle sezioni

Sezione	Numero elemento	Sforzo normale	Curvatura Longitudinale		Curvatura Trasversale	
			$\phi_{y,L}$	$\phi_{u,L}$	$\phi_{y,T}$	$\phi_{u,T}$
Base pila	1	45675	0,00172	0,0384	0,000282	0,00536
Palo fondazione	2	-47	0,00282	0,0132	0,00282	0,0132
	3	3809	0,00290	0,0088	0,0029	0,0088
	4	7668	0,00320	0,00565	0,0032	0,00565

Le caratteristiche delle sezioni sono state ricavate con l'ausilio del modulo GSD di MIDAS Civil utilizzando il modello a fibre. Esse sono state riportate nella *Tabella 18*.

Si procede al calcolo delle rotazioni alla corda utilizzando le formule sopra elencate.

Tabella 18: Capacità in rotazione degli elementi strutturali

Sezione	Numero elemento	$L_{S,L}$	$L_{S,T}$	Rotazione Longitudinale		Rotazione Trasversale	
				$\theta_{y,L}$	$\theta_{u,L}$	$\theta_{y,T}$	$\theta_{u,L}$
Base pila	1	6,55	10,4	0,00376	0,02658	0,00062	0,00378
Palo fondazione	2	3	-	0,00282	0,00578	0,00282	0,00578
	3	-	5	-	-	0,00483	0,00764
	4	3	-	0,00320	0,00390	0,00320	0,00390

La domanda in rotazione alla corda viene ricavata imponendo al sistema sottoposto all'analisi statica non lineare lo spostamento di domanda, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Vengono ricavati gli spostamenti degli elementi sottoposti a verifica e successivamente le rotazioni alla corda, mostrati nella .

Tabella 19: Calcolo della domanda in termini di rotazioni alla corda

Spostamenti			Rotazioni alla corda	
δ_L [mm]	$\delta_{T,push\ 3}$ [mm]	$\delta_{T,push\ 9}$ [mm]	θ_L	θ_T
5,41	0,28	0,04	0,000826	0,000027
2,4	1,77	0,657	0,000800	0,000378
2,4	1,77	0,657	0,000800	0,000378
2,4	1,77	0,657	0,000800	0,000378

Le rotazioni ricavate nella sono quelle di domanda, da confrontare con la capacità in rotazione ricavate nella *Tabella 18*. Nella *Tabella 20* vengono ricavati gli indici di vulnerabilità degli elementi strutturali secondo la (5. 3).

Tabella 20: Rapporti di duttilità elementi strutturali

Numero elemento	$\rho_{\theta,L}$	$\rho_{\theta,T}$	ρ_{θ}
1	0,054	0,012	0,056
2	0,129	0,061	0,142
3	0,214	0,067	0,224
4	0,225	0,106	0,249

5.4 Verifica dei meccanismi fragili

La verifica dei meccanismi fragili consiste nel confronto tra le sollecitazioni di taglio derivanti dall'analisi di pushover e la capacità resistente a taglio dell'elemento considerato calcolata da modelli di comprovata validità. Risulta molto importante valutare tale meccanismo in quanto, essendo di tipo fragile, molto spesso essi costituiscono l'anello debole della catena di resistenze che una struttura utilizza nei confronti dell'azione sismica.

I contributi alla resistenza a taglio sono diversi, iniziando con la geometria della sezione, le caratteristiche del calcestruzzo, lo spato di sollecitazione dell'azione assiale e finendo con la domanda di duttilità richiesta dall'azione sismica. Uno dei termini più importanti è quello che tiene conto della domanda di duttilità che potrebbe abbattere di

molto la resistenza a taglio degli elementi, come si vedrà in seguito. La normativa prevede l'utilizzo di diverse formule a seconda della richiesta di duttilità. Una formulazione completa, che viene riportata dall'Eurocodice 8-3 e indicata nelle norme tecniche [21] al §C8.7.2.3.5:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min \left(5; \mu_{\Delta, pl} \right) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min \left(5; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right] \right] \quad (5.11)$$

- ρ_{tot} – percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;
- $\mu_{\Delta, pl}$ – plasticità della domanda di duttilità

$$\mu_{\Delta, pl} = \mu_{\Delta} - 1$$

- μ_{Δ} – domanda di duttilità espressa come il rapporto tra θ_m la rotazione massima per il livello dell'azione sismica considerato e θ_y la rotazione di prima plasticizzazione;

Tutte le altre variabili verranno spiegate di seguito in quanto sono le stesse anche per le altre formule. Per la verifica a taglio delle strutture da ponte, al punto C8.8.5.5 la normativa [21] suggerisce le seguenti formule per il calcolo. Si vuole segnalare la somiglianza con la (5.11). [33]

$$V_u = V_C + V_N + V_W \quad (5.12)$$

Dove

$$V_C = 0.8A_c k \sqrt{f_c} \quad (5.13)$$

- V_C – resistenza del puntone compresso del calcestruzzo d'anima;
- A_c – area della sezione del calcestruzzo confinato;
- k – coefficiente che considera la dipendenza della resistenza dalla domanda di duttilità richiesta. Esso penalizza il contributo di resistenza a taglio del calcestruzzo per tenere conto del suo degrado ciclico, ma senza mai annullarlo. Esso varia tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento μ_{Δ} :

$$k = k(\mu_{\Delta})$$

- μ_{Δ} – domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione di domanda θ_m e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y

$$\mu_{\Delta} = \frac{\theta_m}{\theta_y}$$

La Figura 94 mostra l'andamento del fattore k in funzione della duttilità.

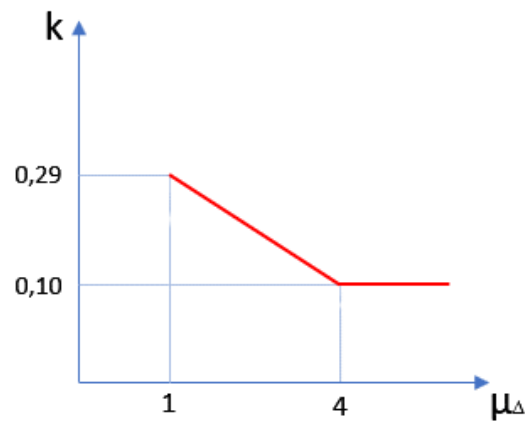


Figura 94: Andamento del fattore k al variare della duttilità in rotazione

- f_c – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$f_c = \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} \quad (5.14)$$

- f_{cm} – valore medio della resistenza a compressione
- γ_c – coefficiente parziale del materiale, $\gamma_c=1.5$
- FC – fattore di confidenza

$$V_N = N \frac{h - x}{2L_V} \quad (5.15)$$

- V_N – contributo dovuto allo sforzo normale
- N – valore dello sforzo normale
- h - altezza totale della sezione
- x – altezza della zona compressa
- L_V – luce di taglio

$$V_W = \frac{A_{sw}}{s} f_y z - \text{per sezioni rettangolari} \quad (5.16)$$

$$V_W = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c) - \text{per sezioni circolari} \quad (5.17)$$

- V_W – contributo dovuto all'armatura trasversale
- A_{sw} – area dell'armatura trasversale
- s – passo dell'armatura trasversale
- D – diametro della sezione circolare
- c – copriferro nella sezione circolare
- f_{yw} – resistenza a trazione dell'armatura

$$f_y = \frac{f_m}{\gamma_c \cdot FC} \quad (5.18)$$

- f_m – valore medio delle eventuali prove a trazione
- γ_c – coefficiente parziale del materiale, $\gamma_c=1.15$
- FC – fattore di confidenza

- z – braccio delle forze interne;

$$z = 0.9d - \text{per sezioni rettangolari} \quad (5.19)$$

Il valore di resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche allo SLV e SLC deve essere diviso per un coefficiente di sicurezza $\gamma_{el} = 1.25$.

Si evidenzia che la normativa non dice nulla nei confronti del fattore k della (5.13) per $\mu_\Delta < 1$, ovvero quando in seguito all'azione sismica la struttura rimane in campo elastico. Allo stesso tempo, per la (5.11), vista la somiglianza, anche per la (5.12)(5.13), la normativa [3] impone dei limiti di utilizzo, sia di natura generale che al variare della duttilità di domanda.

1. Il valore della resistenza a taglio fornito dalla (5.11) deve essere minore del valore di resistenza a taglio-compressione, valutata come per le condizioni non sismiche con l'equazione [4.1.28] delle NTC e imponendo $\theta=45^\circ$ ($ctg\theta=1$); Questo vuole dire che il limite superiore della resistenza a taglio deve rimanere comunque quello associato alla resistenza a tagli-compressione del puntone di calcestruzzo secondo il modello a traliccio di Ritter-Morsch.

2. Se $\mu_{\Delta} < 1$, la resistenza a taglio può essere valutata come per gli elementi senza armatura trasversale resistenti a taglio usando la [4.1.23] delle NTC, dovendo però verificare che per l'azione considerata la domanda a flessione o a pressoflessione non superi il corrispondente limite di capacità elastica dell'elemento in entrambe le direzioni principali della sezione;
3. Se $\mu_{\Delta} < 2$, la resistenza a taglio si assume come la maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche, come dalla [4.1.29] delle NTC, e la resistenza a taglio ciclica come descritto nella (5. 11).
4. Se $\mu_{\Delta} > 3$, per il calcolo della resistenza a taglio si usa la (5. 11);
5. Se $2 < \mu_{\Delta} < 3$, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per $\mu_{\Delta} = 2$ e $\mu_{\Delta} = 3$;

Quanto sopra esposto può essere tradotto nel diagramma di flusso della *Figura 95*.

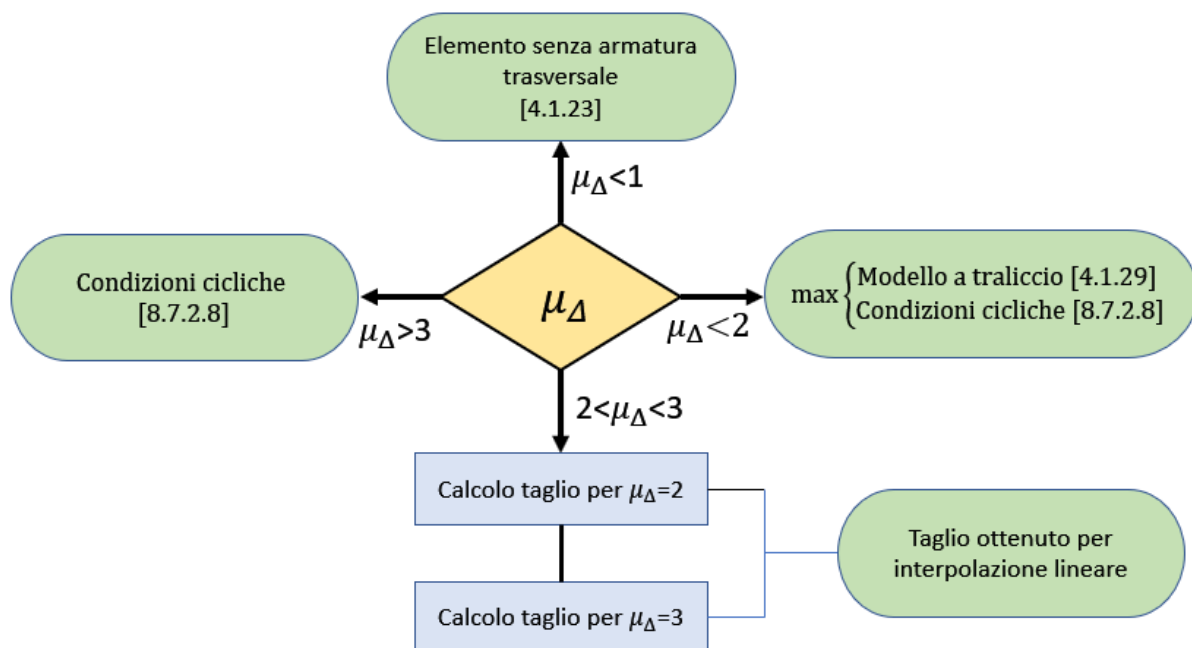


Figura 95: Diagramma di flusso per il calcolo della resistenza a taglio V_R

Dai risultati dell'analisi pushover si può osservare che in seguito alla sollecitazione sismica la struttura rimane in campo elastico, inoltre, attraverso la verifica dei meccanismi duttili si osserva che la capacità elastica degli elementi nei confronti della domanda è pienamente soddisfatta. Di conseguenza, per il calcolo della resistenza a taglio è possibile usare formulazione di cui alla condizione 2. Tale formulazione può essere considerata come

riferimento alternativo per la valutazione della capacità. Esso può essere interpretato come un limite inferiore della resistenza a taglio che allo stesso tempo permetterebbe di ignorare la resistenza a taglio-trazione calcolata al limite con $ctg\theta=2.5$ secondo la [4.1.29] delle NTC se questa dovesse fornire un valore più basso della [4.1.23] delle NTC, situazione che succede negli elementi con scarsa armatura trasversale. [33] Di seguito viene riportata la [4.1.23] delle NTC che sarà utilizzata per il calcolo della resistenza a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \right\} \quad (5.20)$$

Con

- f_{ck} – espresso in MPa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- d - altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ - il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd}+d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] - la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w - la larghezza minima della sezione (in mm).

Per le sezioni circolari d e b_w possono essere assunte pari a 0.8 il diametro della sezione.

Nella *Tabella 21* vengono riassunti tutti i termini calcolati per la resistenza a taglio degli elementi in direzione longitudinale mentre per la direzione trasversale i risultati vengono esposti nella *Tabella 22*.

Tabella 21: Calcolo resistenza a taglio degli elementi direzione longitudinale

Direzione longitudinale								Capacità
Sezione	N [kN]	M [kNm]	A_c [m ²]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm ²]	d [mm ²]	f_{ck} [MPa]	V_{Rd} [kN]
1	45340	52949	55,6	85523	19800	2700	28	16597
2	0	1198	1,66	7385	1200	1200	25	330
2a	0	1198	1,66	7385	1200	1200	25	330
3	3809	1198	1,66	11969	1200	1200	25	784
3a	3809	1198	1,66	11969	1200	1200	25	784
4	7668	1198	1,66	14042	1200	1200	25	899
4a	7668	1198	1,66	14042	1200	1200	25	899

Tabella 22: Calcolo resistenza a taglio degli elementi in direzione trasversale

Direzione trasversale								Capacità
Sezione	N [kN]	M [kNm]	A_c [m ²]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm ²]	d [mm ²]	f_{ck} [MPa]	V_{Rd} [kN]
1	45675	28273	55,6	114874	19800	2700	28	16635
2	4162	2495	1,66	5037	1400	1400	25	1034
2a	4163	2495	1,66	5037	1400	1400	25	1034
3	4070	2506	1,66	5064	1400	1400	25	1021
3a	4069	2506	1,66	5065	1400	1400	25	1020
4	4162	2559	1,66	5025	1400	1400	25	1034
4a	4163	2559	1,66	5025	1400	1400	25	1034

Riguardo i dati ricavati nella *Tabella 21* e *Tabella 22* si vuole fare alcune considerazioni:

- In direzione longitudinale l'elemento 2 ha lo sforzo normale di trazione, esso viene assunto nullo, annullando di conseguenza il contributo dello sforzo normale alla resistenza al taglio.
- In direzione trasversale il valore dello sforzo normale è quello ottenuto dalla combinazione degli effetti del modo 3 e modo 9 di vibrare.

Si procede al calcolo dei rapporti domanda/capacità. Essi verranno calcolati nel seguente modo.

$$\rho_{v,L} = \frac{V_{D,L}}{V_{u,L}} \quad (5.21)$$

$$\rho_{v,T} = \frac{V_{D,T}}{V_{u,T}} \quad (5.22)$$

$$\rho_v = \sqrt{\rho_{v,L}^2 + \rho_{v,T}^2} \quad (5.23)$$

La *Tabella 23* riporta i rapporti per tutti gli elementi. Si può osservare che nessuno degli elementi sono in grado di verificare la resistenza al taglio nel confronto dell'azione sismica.

Tabella 23: Rapporti domanda/capacità al taglio degli elementi strutturali

Elemento	Direzione longitudinale			Direzione trasversale			ρ_v
	V_u [kN]	V_D [kN]	$\rho_{v,L}$	V_u [kN]	V_D [kN]	$\rho_{v,T}$	
1	16597	8049	0,48	17145	7828	0,46	0,67
2	446	572	1,28	1072	673	0,63	1,43
2a	446	572	1,28	1072	673	0,63	1,43
3	920	572	0,62	1060	679	0,64	0,89
3a	920	572	0,62	1059	679	0,64	0,89
4	1042	572	0,55	1071	686	0,64	0,84
4a	1042	572	0,55	1071	686	0,64	0,84

5.5 Verifica a presso-flessione

La verifica a taglio dei pali di fondazione è stata effettuata insieme alla verifica a taglio della pila utilizzando lo stesso procedimento e le stesse formule. Essi sono identificati con il numero di elemento 2,3, 4, 2a, 3a e 4a. Sono stati considerati più elementi per considerare i vari stati tensionali. In direzione longitudinali alcuni elementi sono soggetti a compressione mentre altri elementi sono soggetti a trazione. Sono stati calcolati anche i rapporti di domanda-capacità.

La verifica a pressoflessione viene eseguita mettendo a confronto il momento resistente della sezione del palo con il momento agente di domanda. Il momento resistente dipende dallo stato di sollecitazione dello sforzo normale. Per il calcolo del momento

resistente viene considerato il diagramma di interazione M-N della sezione del palo, mostrato in *Figura 96*.

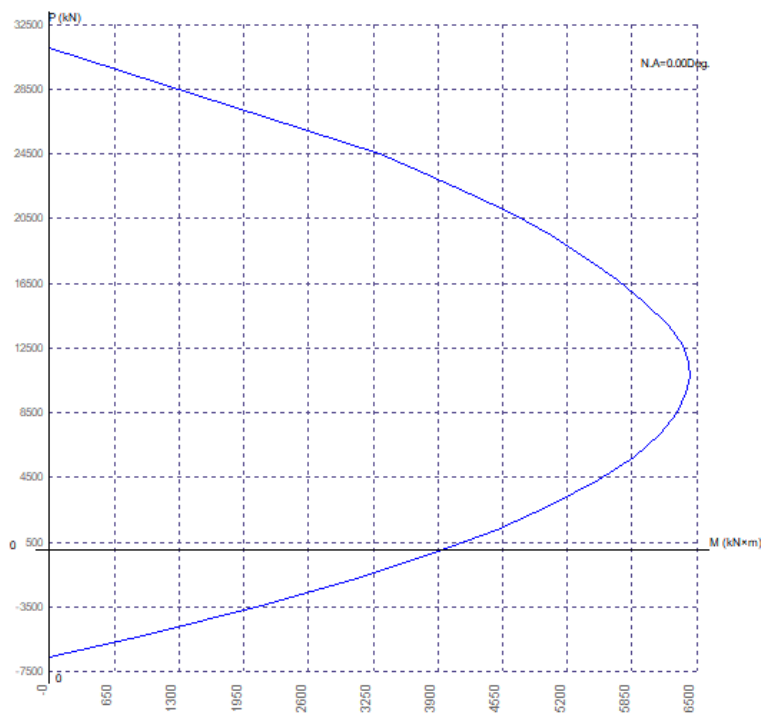


Figura 96: Diagramma di interazione M-N per i pali di fondazione delle pile

$$\rho = \frac{M_{D,palo}}{\min (M_{u,palo}(N_{min}); M_{u,palo}(N_{max}))}$$

Il momento agente viene calcolato combinando l'effetto in direzione longitudinale con quello in direzione trasversale. Lo stesso vale per il calcolo dello sforzo normale necessario al calcolo del momento resistente. Nella *Tabella 24* vengono riportati i valori dello sforzo normale combinato, momento resistente e momento agente.

Tabella 24: Rapporto tra momento agente e momento resistente

Elemento	N [kN]	$M_{u,palo}(N)$ [kN/m]	$M_{D,palo}$ [kN/m]	ρ_M
2	-65	3965	2767	0,70
2a	-65	3965	2767	0,70
3	4071	5514	2778	0,50
3a	4069	5513	2778	0,50
4	7686	6340	2825	0,45
4a	7686	6340	2825	0,45

Si può osservare che il rapporto tra il momento agente e quello resistente è minore di uno, la verifica si può ritenere soddisfatta. Nella *Tabella 25* vengono riassunti i rapporti domanda-capacità.

Tabella 25: Tabella riassuntiva rapporti domanda/capacità

Elemento	ρ_θ	ρ_V	ρ_M
1	0,06	0,78	-
2	0,14	2,10	0,70
2a	2,10	2,10	0,70
3	0,22	1,64	0,50
3a	2,10	1,64	0,50
4	0,25	1,81	0,45
4a	1,81	1,81	0,45

Si osserva la mancanza di resistenza nei confronti della sollecitazione di taglio dei pali di fondazione mentre nei confronti della duttilità e resistenza al momento flettente la verifica risulta soddisfatta.

5.6 Discussione dei risultati - Le curve di fragilità

I meccanismi di danno sono descritti tramite la valutazione della capacità della struttura nei confronti dei meccanismi fragili e quelli duttili. Dalle verifiche effettuate si può osservare come i meccanismi duttili sono pienamente soddisfatti mentre i meccanismi

fragili per alcuni elementi risultano non soddisfatti mentre altri si trovano al limite della verifica. Si sovrappone sulla curva di capacità della struttura ricavata precedentemente il valore corrispondente alla capacità a taglio. Il punto di intersezione rappresenta la deformazione massima della struttura oltre la quale si ha il raggiungimento della resistenza ultima a taglio. Visto che la resistenza a taglio dipende dallo stato di sforzo normale nella configurazione deformata, si ricorre ad un procedimento iterativi per il calcolo dello stesso. Esso viene di seguito descritto:

- Si calcola il taglio alla base ($F_{b,T}$) come somma delle resistenze dei pilastri di fondazione nella situazione di deformata corrispondente al punto di prestazione:

$$F_{b,T} = \sum_i V_{u,i} \quad (6.1)$$

- Il valore ottenuto viene considerato come primo valore di tentativo della sollecitazione di taglio. Esso si applica alla curva di capacità del sistema MDOF e si ricava lo spostamento corrispondente.
- Lo spostamento trovato produrrà uno stato di sforzo normale nei pali di fondazione diverso da quello iniziale. Di conseguenza, viene modificata anche la resistenza al taglio degli elementi.
- Si ricalcola resistenza a taglio tenendo conto del nuovo stato di sforzo normale. Si trova il nuovo valore di $V_{u,i}$.
- Si ricalcola il taglio alla base con le nuove resistenze a taglio trovate usando la (6.1).

Questo processo iterativo che finisce quando i valori di due iterazioni successive non differiscono di una soglia accettabile che potrebbe essere impostata al 5%.

Tale sollecitazione verrà considerata come limite di danno completo per il raggiungimento delle resistenze al taglio. Non verranno considerati livelli di danno diversi in quanto la rottura a taglio può essere paragonata al collasso della struttura, con conseguente chiusura del ponte e relative opere di ripristino. Nella *Figura 97* vengono sovrapposte le curve di capacità con la resistenza a taglio ottenuta dal processo iterativo. Sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale si osserva che il meccanismo di collasso fragile

anticipa quello duttile ed in particolare, per la direzione longitudinale il valore di taglio alla base che provoca il collasso per i meccanismi fragili risulta intorno al 60% del valore che provoca lo snervamento della struttura, in direzione trasversale tale valore è meno del 15%.

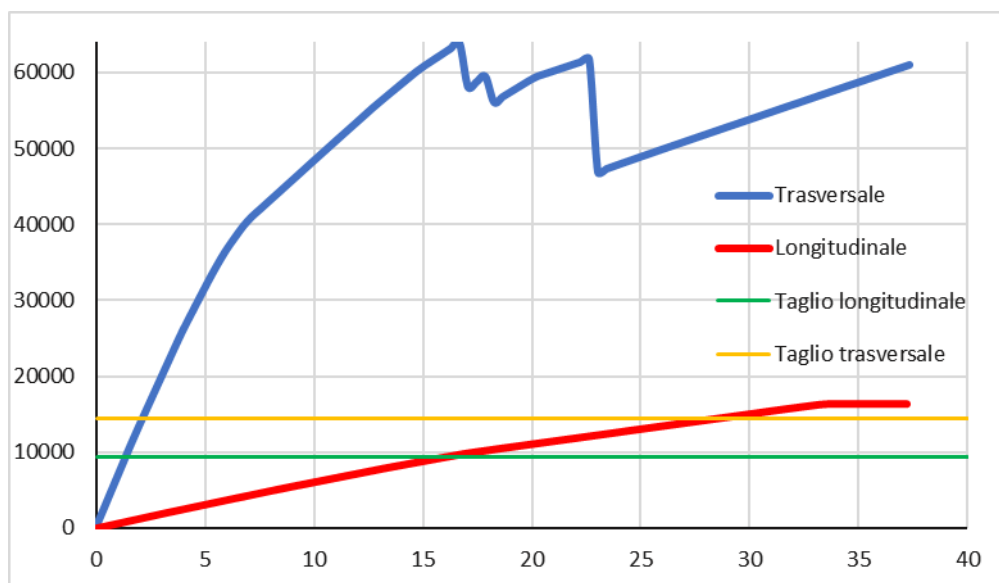


Figura 97: Le curve di capacità e resistenza a taglio

Nella *Tabella 26* vengono indicati i valori di resistenza al taglio, che corrispondono al massimo taglio alla base che può sopportare la struttura, ed i relativi spostamenti del punto di controllo in direzione longitudinale e trasversale.

Tabella 26: Valori di resistenza al taglio e spostamento del punto di controllo

Direzione	Valori di resistenza al taglio [kN]
Longitudinale	9283
Trasversale	14418

Si procede al calcolo dell'accelerazione massima al suolo (PGA-peak ground acceleration) corrispondente al limite di danno sopra definito. Si vuole trovare lo spostamento della struttura, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale, che corrisponde al raggiungimento della resistenza al taglio. Successivamente, lo spostamento viene convertito nel sistema SDOF e introdotto nel grafico ADSR sulla curva di capacità attraverso il quale si ricava l'accelerazione spettrale corrispondente. Attraverso la (2. 29)

si calcola il PGA che definisce il livello di danno completo per il raggiungimento delle resistenze a taglio.

Procedendo come appena descritto, nella *Tabella 27* vengono mostrati i risultati ottenuti in termini di PGA corrispondenti alle soglie di rottura per taglio, sia in direzione longitudinale che trasversale.

Tabella 27: Valori PGA per lo stato di danno di collasso

	PGA_{pp}
Direzione longitudinale	0.063
Direzione trasversale	0.162

Viene riportata la (2. 28) che descrive l'andamento delle curve di fragilità:

$$P(D \geq D_s | PGA) = \Phi \left(\frac{1}{\beta_c} \ln \left(\frac{PGA}{PGA_{pp}} \right) \right)$$

A tale scopo β_c viene assunto uguale a 0,6. [26] Nella *Figura 98* vengono mostrate le curve di fragilità per il livello di danno completo per rottura a taglio della fondazione. Viene aggiunto anche il valore della massima accelerazione al suolo per SLV, calcolato in precedenza, riuscendo in questo modo effettuare un confronto e ricavare la probabilità di raggiungimento del livello di danno impostato nella situazione di un terremoto con intensità uguale a quella calcolata per lo SLV. Si può osservare che per la direzione longitudinale tale probabilità è intorno a 43% mentre è molto più bassa per la direzione trasversale – 4%.

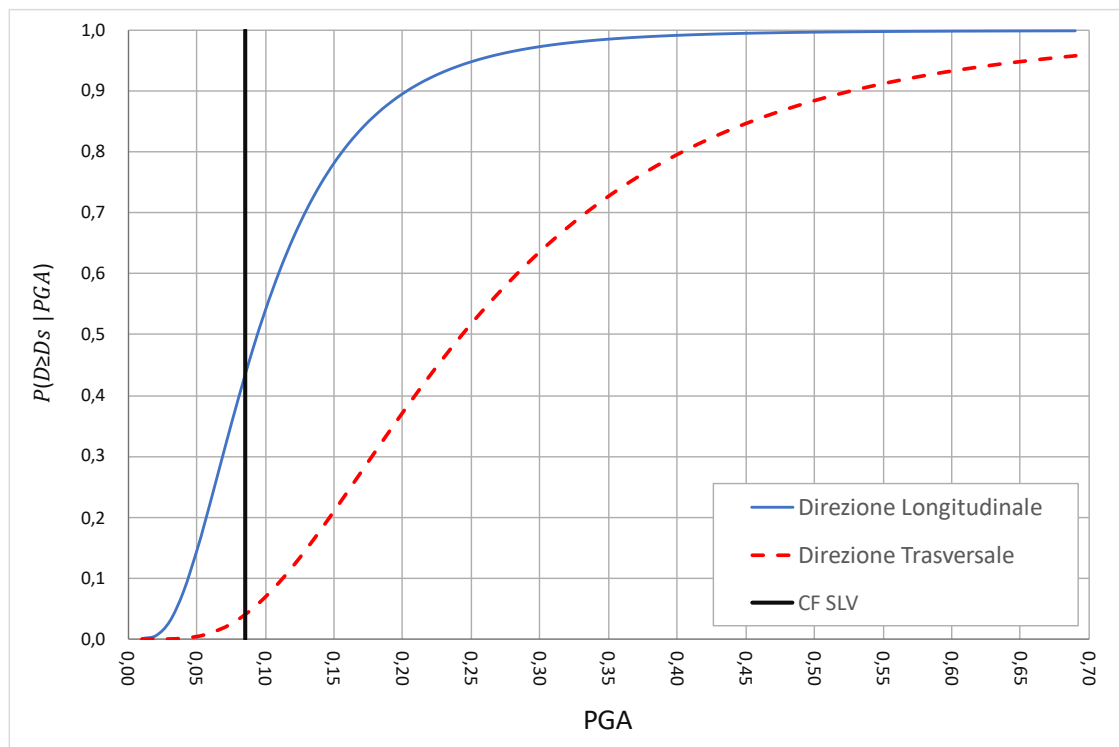


Figura 98: Curve di fragilità per danno completo dovuto a rottura a taglio

6. Conclusioni

La presente tesi ha affrontato l'analisi critica della valutazione della vulnerabilità sismica di un ponte continuo in calcestruzzo armato precompresso.

A partire dall'introduzione del quadro normativo italiano e la sua evoluzione nel tempo, è stato possibile contestualizzare le tecniche e scelte progettuali per la costruzione del ponte. Infatti, nel periodo di costruzione dell'opera l'effetto dell'azione sismica era minimizzato, e di conseguenza gli elementi strutturali erano carenti di dettaglio e di dimensionamento necessari per la resistenza al sisma. Inoltre, la gerarchia delle resistenze, tema che oggi è di massima importanza per il progettista, non era ancora interamente affrontato.

Le normative attuali hanno sviluppato metodi per la valutazione della vulnerabilità strutturale per le opere esistenti ai fini della gestione, monitoraggio e intervento quando una determinata soglia di fragilità viene superata. Per il calcolo della vulnerabilità sismica sono state messe a confronto la domanda sismica con la capacità strutturale. La domanda sismica è stata espressa in termini di spettro elastico di risposta che è funzione della tipologia di sottosuolo, della posizione geografica della costruzione, della probabilità di superamento di una determinata soglia e del periodo di ritorno dell'azione sismica. L'intensità della domanda sismica ottenuta risulta relativamente bassa, pienamente compatibile con il livello di pericolosità del sito di costruzione del ponte. La capacità sismica invece dipende dalle caratteristiche dei materiali, dalla geometria degli elementi, quantità di armatura longitudinale e trasversale, schema statico, tipologia e posizionamento degli appoggi. Per la sua determinazione è stata utilizzata l'analisi statica non lineare che si è dimostrato uno strumento molto utile, non solo per il calcolo della vulnerabilità ma anche al fine di conoscere le capacità ultime della struttura. L'analisi ha permesso di ottenere la curva di capacità della struttura che, tramite il metodo CSM (Capacity Spectrum Method), è stata messa a confronto con la curva di domanda, ricavando il punto di prestazione. Esso assume un ruolo fondamentale per la definizione dello stato di sollecitazione e deformazione per un determinato valore dell'azione tenendo conto della capacità strutturale.

Per il valore del sisma di progetto la struttura rimane interamente nel campo elastico, conservando quasi la metà delle risorse elastiche prima di toccare il suo punto di plasticizzazione. Un comportamento simile è dovuto alla natura molto rigida delle pile. Esse si presentano come elementi tozzi con grandi resistenze alla flessione nel campo elastico ma poche risorse di deformazione e creazione di zone di plasticizzazione controllate che permetterebbero la dissipazione di energia. La mancanza di deformazione è ancora più evidente nella direzione trasversale. In questa direzione il ponte presenta una rigidità di un ordine di grandezza maggiore, portando il periodo di oscillazione della costruzione nell'area con $T_B < T < T_C$ e subendo di fatto un fenomeno di amplificazione dell'effetto sismico, con aumenti delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

In seguito all'analisi e alle verifiche strutturali, si può osservare la mancanza del rispetto della gerarchia delle resistenze. A livello degli elementi strutturali, la sovrarresistenza delle pile rispetto agli altri elementi sposta la localizzazione del danneggiamento sui pali di fondazione. Tale effetto è facilmente evitabile se viene seguita una gerarchia delle resistenze adeguata. Infatti, se si dovessero danneggiare i pali di fondazione, la loro ispezione e riparazione diventerebbe molto difficile ed onerosa rispetto ad un danneggiamento localizzato in corrispondenza della pila. A livello di resistenza, si può osservare che i meccanismi di collasso fragili anticipano i meccanismi di collasso duttili, fenomeni che devono essere assolutamente evitati ai fini della sicurezza strutturale.

Infine, sono state definite le curve di fragilità nei confronti dell'unico stato di danno rilevato, rappresentato dal raggiungimento della resistenza a taglio. Essendo un meccanismo di rottura fragile, la sua presenza implica il danno completo della struttura ed il raggiungimento della condizione di collasso. Il parametro di confronto scelto è stato la massima accelerazione al suolo (PGA). Esso è stato calcolato per lo stato di danno in direzione longitudinale e trasversale e confrontato con quello ricavato dall'azione sismica allo SLV, che corrisponde ad una probabilità di accadimento del 10 % per un periodo di riferimento della struttura di 50 anni. Le curve di fragilità evidenziano la differenza della capacità, e conseguentemente della vulnerabilità, che ha la struttura nelle due direzioni principali. Nella direzione longitudinale il livello di vulnerabilità sismica risulta più alto, con

probabilità di raggiungimento dello stato di danno in seguito al verificarsi dell'evento sismico del 43%, mentre nella direzione trasversale tale probabilità è del 4%.

7. Riferimenti

- [1] Studio Giovannardi e Rotini, «Con Eugène Freyssinet oltre i limiti del cemento armato,» Febbraio 2008. [Online]. Available: <https://www.teknoring.com>. [Consultato il giorno 10 04 2022].
- [2] Dipartimento della Protezione Civile, «I tre fattori del rischio sismico,» 12 02 2021. [Online]. Available: <https://rischi.protezionecivile.gov.it>. [Consultato il giorno 18 04 2022].
- [3] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, «Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti,» [Online].
- [4] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni*, Roma: Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.
- [5] L. Inzerillo, «La Faglia Gloria, il Mediterraneo ed i terremoti italiani,» 28 05 2012. [Online]. Available: <https://www.scienzafacile.it/>. [Consultato il giorno 15 04 2022].
- [6] camera.it, «Norme antisismiche - L'evoluzione normativa,» [Online]. Available: <http://leg15.camera.it>. [Consultato il giorno 13 04 2022].
- [7] Associazione ISI - Ingegneria Sismica Italiana, «Normative,» [Online]. Available: <https://www.ingegneriasismicaitaliana.com>. [Consultato il giorno 13 04 2022].
- [8] Ministero delle infrastrutture, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008.,» Roma, 2008.
- [9] Dipartimento della Protezione Civile, «Classificazione sismica,» [Online]. Available: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/>. [Consultato il giorno 10 04 2022].

- [10] Ordinanza del presidente del consiglio dei ministri 20 aprile 2006, «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone. (Ordinanza n. 3519),» Roma, 2006.
- [11] E. Cosenza, G. Maddaloni e G. Magliulo, «Guida all'uso della nuova normativa tecnica in zona sismica,» in *Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato. Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008*, Roma, Pubblicamento, 2012, pp. 5-14.
- [12] D. Raffaele, *Ponti in zona sismica. Progettazione convenzionale in duttilità.*, Bari: Politecnico di Bari, 2019-2020.
- [13] Ordinanza del presidente del consiglio dei ministri 20 marzo 2003 n. 3274, «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica,» Roma, 2003.
- [14] A. Dall'Asta, «Vulnerabilità sismica dei ponti,» [Online]. Available: <https://webapi.ingenio-web.it/>. [Consultato il giorno 15 04 2022].
- [15] D. Sabia, «Progettazione sismica delle strutture - Ponti,» Politecnico di Torino, Torino, 2011.
- [16] J. Moehle e M. O. Eberhard, «Earthquake Damage to Bridges,» in *Bridge Engineering Handbook*, W. Chen e D. Lian, A cura di, Boca Raton, CRC Press, 2000, p. cap. 34.
- [17] H. Cowan, G. Beattie, K. Hill, N. Evans, C. McGhie, G. Gibson, G. Lawrence, J. Hamilton, P. Allan, M. Bryant, M. Davis, C. Hyland, C. Oyarzo-Vera, P. Quintana-Gallo e P. Smith, «The M8.8 Chile earthquake, 27 February 2010,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, September 2011.
- [18] N. Yoshida, T. Tazoh, K. Wakamatsu, S. Yasuda, I. Towaha, H. Nakazawa e H. Kiku, «Causes of Showa Bridge collapse in the 1964 Niigata Earthquake based on Eyewitness testimony,» *Soils and Foundations*, vol. 47, n. 6, pp. 1075-1087, 2007.

- [19] Associazione volontari Protezione Civile Imbersago, «Rischio sismico,» 2015. [Online]. Available: <http://www.protezionecivile-imbersago.com/rischio-sismico>. [Consultato il giorno 18 04 2022].
- [20] P. E. Pinto, P. Franchin e A. Lupoi, «Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.,» 2009.
- [21] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*, Roma, 2019.
- [22] T. Albanesi e C. Nuti, «Analisi statica non lineare (Pushover),» Roma, 2007.
- [23] A. T. Council, «Seismic Evaluation and Rerofit of Concrete Buildings. Report No. SSC96-01.,» Rewood City, California, 1996.
- [24] R. Morbin, M. A. Zanini, C. Pellegrino e C. Modena, «Procedura Probabilistica per la Valutazione di Ponti Danneggiati da un Eventi Sismico,» Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Padova.
- [25] FEMA, «HAZUS Earthquake Model. Technical Manual. HAZUS 4.2 SP3,» October 2020.
- [26] D. Cardone, G. Perrone e S. Salvatore, «A performance-based adaptive methodology for seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, October 2011.
- [27] Midas Information Technology Co, «Midas Civil On-Line Manual,» 2022. [Online]. Available: <http://www.MidasUser.com>. [Consultato il giorno 17 05 2022].
- [28] GeoStru, «Coefficiente di reazione del terreno o coefficiente di Winkler,» 25 02 2017. [Online]. Available: <https://www.geostru.eu/>. [Consultato il giorno 05 04 2022].

- [29] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, «Modello di pericolosità sismica MPS04-S1,» INGV, [Online]. Available: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>. [Consultato il giorno 19 05 2022].
- [30] M. Maugeri e A. Cavallaro, «Caratterizzazione dinamica dei terreni di Augusta e Noto,» Università di Catania, Italia.
- [31] L. Bandini, «Analisi Pushover: valutazione sismica di una struttura esistente,» [Online]. Available: <https://www.csi-italia.eu>. [Consultato il giorno 29 04 2022].
- [32] J. Mander, M. J. Priestley e R. Park, «Theoretical stress-strain model for confined concrete,» *Journal of structural engineering*, vol. 114, pp. 1804-1826, 1998.
- [33] G. P. Rebecchi, «La formulazione della capacità a taglio ciclico introdotta dalla nuova Circolare applicativa delle NTC 2018».