

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

PROYECTO DE PUENTE EN CONCRETO ARMADO PRE-COMPRIMIDO EN ZONA SISMICA

TUTOR ACADEMICO: Prof. Mario Petrangeli

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Dario Guerci

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por el Br.
Guevara Martinez, Luis Fernando
Para optar por el título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2011

Guevara M., Luis F.

PROYECTO DE PUENTE EN CONCRETO ARMADO PRE-COMPRIMIDO EN ZONA SISMICA.

Tutor Académico: Prof. Mario Petrangeli.

Tutor Industrial: Ing. Dario Guerci.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2011, 154 pág.

Palabras Clave: Puente, Pilas, Dispositivos sismo resistentes, Norma, Concreto, Linealización, Ductilidad.

Se realizó una serie de análisis para el diseño del acero de refuerzo y verificación de la geometría de un puente en concreto armado pre-comprimido.

Inicialmente se calcula la repartición transversal de las cargas entre las vigas del puente, mediante: el método de Guyon-Massonnet-Bares y un modelo de los elementos finitos.

Una vez conocidos los esfuerzos sobre la viga longitudinal más cargada, se procede con el cálculo del acero de pre-compresión de la misma, según el método elástico de Antonini.

Se continúa con la determinación de las características del sistema sismo-resistente longitudinal del puente, compuesto de 2 dispositivos de comportamiento elástico-plástico. Se calculan las mencionadas características con el método de la linealización equivalente y se verifica con un modelo de los elementos finitos.

Se evalúa el comportamiento sísmico transversal del puente y se determinan las características del sistema sismo-resistente, compuesto por 16 dispositivos de comportamiento lineal, en goma armada. Se realiza el cálculo con un modelo de los elementos finitos, procediendo por tentativos.

Finalmente se determina el acero de refuerzo de las pilas del puente, siguiendo las normas Europeas e Italiana vigentes.

Ringraziamenti

A mis padres, a quienes les debo todo lo que tengo y gracias a sus consejos y enseñanzas, les debo también mucho de lo que soy. Les estoy por siempre agradecido. Su apoyo estuvo siempre ahí cuando mas lo necesité, no sólo en esta etapa que está por terminar, sino en todos los momentos de mi vida. Los quiero mucho y espero poder contar con ellos en los próximos retos que se me presentarán.

Al Professore Petrangeli; le sue lezioni mi hanno insegnato l'interessantissimo processo della costruzione dei ponti e mi ha dato l'opportunità di imparare nel suo Studio una parte del processo che mi apre le porte nel mondo dei grandi progetti.

Al Dario, che con la sua infinita pazienza a la sue conoscenze mi ha assistito in ogni passo di questo lavoro. Non ce l'avrei potuto fare senza la sua tutela.

Agli amicizie che ho fatto negli ultimi anni: "Los mostros", Samuel, Ronald, Carlos, Cesar, Ramón, Andrea e altri con cui ho condiviso i momenti più divertenti degli ultimi 3 anni, ma mi hanno anche dato una mano nei momenti più pesanti.

Ai miei coinquilini. Anche se la convivenza è difficile, ho imparato molto di voi e non vi dimenticherò.

Capitolo 1 Premessa	12
1.1 Introduzione e obiettivi	12
1.2 Descrizione del ponte.....	13
1.3 Schema statico.....	15
Capitolo 2 Azioni sulla sovrastruttura	17
2.1 Cenni teorici e descrizioni generali	17
2.1.1 Ripartizione trasversale dei carichi	17
2.1.2 Metodo di Guyon-Massonnet-Bares	20
2.1.3 Carichi accidentali secondo la normativa.....	21
2.1.4 Modello agli elementi finiti.....	23
2.2 Applicazione numerica	23
2.2.1 Geometria e caratteristiche meccaniche dell'impalcato	23
2.2.2 Modellazione con Guyon-Massonnet-Bares	25
2.2.3 Realizzazione del Modello agli elementi finiti.....	26
2.2.4 Confronto fra i metodi di calcolo della ripartizione trasversale	27
2.2.5 Resistenza a taglio degli elementi longitudinali.....	29
Capitolo 3 Precompressione delle travi di impalcato	37
3.1 Cenni teorici e descrizioni generali.....	37
3.1.1 Impiego e scopo della pre-tensione	37
3.1.2 Materiali impiegati	38
3.1.3 Carichi applicati sulle travi	39
3.1.4 I fenomeni lenti	40
3.1.5 Metodo di calcolo	44
3.1.6 Considerazioni ulteriori	46
3.2 Applicazione numerica	48
3.2.1 Materiali impiegati	48
3.2.2 Sezioni di calcolo	49
3.2.3 Posizionamento dei trefoli.....	54
3.2.3.1 Schema 1 di CDT.....	55
3.2.3.1.1 Fasi di calcolo	56

Capitolo 4 Isolamento sismico longitudinale del ponte	70
4.1 Cenni teorici e descrizioni generali.....	70
4.1.1 Scopo dell'isolamento sismico	70
4.1.2 Dispositivi di isolamento.....	72
4.1.3 Dimensionamento dei dispositivi secondo la normativa NTC-08	74
4.1.4 Calcolo degli spostamenti residui del sistema di isolamento secondo l'Eurocodice	81
4.2 Applicazione numerica	83
4.2.1 Spettri Elastici di Normativa	83
4.2.2 Calcolo della forza d'attrito.....	93
4.2.3 Calcolo delle caratteristiche del sistema di isolamento longitudinale	97
4.2.4 Verifiche e variabilità delle caratteristiche del sistema di isolamento	105
4.2.5 Modello tridimensionale agli elementi finiti.....	129
Capitolo 5 Comportamento trasversale del ponte	134
5.1 Sovrastruttura sismicamente isolata nella direzione trasversale	134
5.1.1 Descrizione del comportamento	134
5.1.2 Calcolo delle caratteristiche dei dispositivi.....	136
5.1.3 Verifiche a flessione e taglio delle pile	143
5.2 Ponte con pile rigidamente collegate trasversalmente	145
5.2.1 Descrizione generale	145
5.2.2 Progetto delle pile seguendo la NTC-08	146
Capitolo 6 Dettagli costruttivi	166
6.1 Armatura trasversale delle pile.....	166
6.1.1 Pile della configurazione a sovrastruttura isolata	166
6.1.2 Pile rigidamente collegate alla sovrastruttura	167
6.2 Armatura longitudinale	168
6.3 Sovrapposizione delle barre longitudinali.....	169
6.3.2 Dettagli sulle pile collegate rigidamente alla sovrastruttura	176
6.3.3 Dettagli sulle pile con isolatori.....	178
Capitolo 7 Analisi dei risultati e conclusioni	179

7.1 Sovrastruttura.....	179
7.1.1 Ripartizione trasversale	179
7.1.2 Calcolo dell'acciaio di precompressione	181
7.2 Sottostruttura.....	183
7.2.1 Isolamento sismico longitudinale	183
7.2.2 Isolamento sismico trasversale	184

Indice di figure

- 1.1 Sezione longitudinale e sezioni trasversali della trave; p.11
- 1.2 Collegamento fra impalcati; p.12
- 1.3 Modello del ponte; p.12
- 1.4 Schema statico trasversale 1; p.13
- 2.1 Graticcio equivalente; p.14
- 2.2 Sezione in mezzera della trave; p.15
- 2.3 Sezione trasversale dell'impalcato in mezzera; p.15
- 2.4 Schema di carico accidentale 1, vista trasversale; p.18
- 2.5 Modello agli elementi finiti per la ripartizione trasversale; p.22
- 2.6 Variazione dei coefficienti di ripartizione trasversale in e/b ; p.24
- 3.1: Pre-tesatura dei cavi; p.32
- 3.2: Diversi tipi di cavi di precompressione; p.33
- 3.3: Deformazione viscosa a N costante da t_0 ; p.36
- 3.4: Sezione 1, schema CDT 2; p.44
- 3.5: Sezione 2, schema CDT 2; p.44
- 3.6: Tensioni totali nella fase I. Schema 1; p.47
- 3.7: Tensioni totali nella fase II. Schema 1; p.50
- 3.8: Tensioni totali nella fase III. Schema 1; p.51
- 3.9: Tensioni totali nella fase IV. Schema 1; p.52
- 4.1: Variazione del periodo fondamentale; p.58
- 4.2: Riduzione della risposta al variare lo smorzamento; p.59
- 4.3: Dissipatore in gomma armata; p.60
- 4.4: Schema di attrito 1; p.62
- 4.5: Schema di attrito 2; p.62
- 4.6: Energia dissipata in un ciclo ideale; p.64
- 4.7: Rappresentazione di un ciclo isteretico ideale; p.65
- 4.8: Spettro isolato; p.66

- 4.9: Spettro elastico SLD; p.72
- 4.10: Spettro elastivo SLV; p.74
- 4.11: Spettro elastico SLC; p.76
- 4.12: Spettri elastici.; p.76
- 4.13: Confronto fra il sistema bilienare e il sistema equivalente; p.88
- 4.14: Confronto fra i sistemi al variare della rigidezza plastica; p.95
- 4.15: Confronto fra i comportamenti del sistema di isolamento nei diversi stati limite;
p.104
- 4.16: Modello 3D agli elementi finiti; p.105
- 4.17: Spettro isolato SLV, $\eta = 0,833$; p.106
- 5.1: Spettro SLV isolato, $\xi = 10\%$ da $0,8T_1$; con $T_1 = 2,47s$; p.115
- 5.2: Calcolo di H ed L per la determinazione di q_0 ; p.119
- 5.3: Sezione trasversale delle pile; p.121
- 5.4: Staffe di stabilizzazione delle barre longitudinali; p.130
- 5.5: Sezione cava equivalente per il calcolo della resistenza torcente, p.131
- 6.1: Sezione trasversale pila 2, schema isolato trasversalmente; p.135
- 6.2: Sezione trasversale nelle zone critiche, pila 4. Configurazione a pile bloccate; p.136
- 6.3: Sezione trasversale fuori delle zone critiche, pila 4. Configurazione a pile bloccate;
p.137
- 6.4: Armatura longitudinale pila 4. Configurazione a pile bloccate; p.138
- 6.5: Dettaglio di sovrapposizione delle barre longitudinali, pile bloccate, f20; p.145
- 6.6: Dettaglio di sovrapposizione delle barre longitudinali, pile isolate, f26; p.146

Indice di tabelle

- 2.1 Caratteristiche geometriche della soletta e della trave; p.20
- 2.2 Caratteristiche geometriche della soletta trasversale; p.20
- 2.3 Parametro per l'impiego delle tabelle di Guyon-Massonnet-Bares; p.21
- 2.4 Carichi e le loro posizioni relative; p.21
- 2.5 Risultati del calcolo della ripartizione trasversale, GMB e Mesh 1; p.23
- 2.6 Risultati del calcolo della ripartizione trasversale, mesh 2; p.23
- 2.7 Azioni di taglio sulle diverse sezioni della trave; p.27
- 2.8 Resistenza tagliente della trave per sezioni fessurate; p.28
- 2.9 Resistenze a taglio della trave per sezioni non fessurate; p.29
- 2.10 Confronto fra resistenze e sforzi taglienti nelle sezioni della trave; p.29
- 2.11 Resistenza a taglio della trave con armatura trasversale; p.30
- 3.1: Caratteristiche dei materiali dell'impalcato; p.40
- 3.2: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio. Schema 1; p.41
- 3.3: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio+soletta. Schema 1; p.42
- 3.4: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio. Schema 2; p.42
- 3.5: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio+soletta. Schema 2; p.43
- 3.6: Configurazione iniziale dei trefoli; p.45
- 3.7: Configurazione finale dei trefoli. Schema 1; p.46
- 3.8: Tensioni finali sulla trave. Schema 1; p.51
- 3.9: Configurazione finale dei trefoli, schema 2; p.52
- 3.10: Tensioni finali sulla trave. Schema 2; p.57
- 4.1: Calcolo dello spostamento residuo in funzione dello spostamento massimo; p.68
- 4.2: Coordinate del ponte; p.69
- 4.3: Parametri spettrali per le coordinate assegnate; p.69
- 4.4: Parametri spettrali per $V_r=75$ anni nel sito in studio; p.70
- 4.5: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLD; p.70
- 4.6: Spettro elastico allo SLD; p.71

- 4.7: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLV; p.72
- 4.8: Spettro elastico allo SLV; p.73
- 4.9: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLC; p.74
- 4.10: Spettro elastico allo SLC; p.75
- 4.11: Valori iniziali nel calcolo della forza d'attrito; p.78
- 4.12: Processo iterativo per trovare le caratteristiche del sistema di isolamento; p.87
- 4.13: Caratteristiche del sistema d'isolamento longitudinale equivalente; p.87
- 4.14: Caratteristiche del sistema di dissipazione bilineare; p.87
- 4.15: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema Upperbound; p.91
- 4.16: Caratteristiche del sistema Upperbound; p.92
- 4.17: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema Lowerbound; p.95
- 4.18: Caratteristiche del sistema Lowerbound; p.95
- 4.19: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema sotto SLD; p.99
- 4.20: Caratteristiche del sistema sotto SLD; p.100
- 4.21: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema sotto SLC; p.103
- 4.22: Caratteristiche del sistema sotto SLC; p.103
- 4.23: Spostamento massimo attendibile del sistema di isolamento; p.103
- 4.24: Caratteristiche del singolo dissipatore; p.103
- 4.25: Spettro isolato allo SLV, $\eta = 0,833$; p.107
- 4.26: Confronto fra le forze d'appoggio con i diversi metodi; p.108
- 5.1: Spettro isolato allo SLV, $\eta = 0,816$ ($\xi = 10\%$); p.110
- 5.2: Risposta del sistema isolato iniziale; p.111
- 5.3: Risposta del sistema isolato, prova 2; p.112
- 5.4: Risposta del sistema isolato, prova 3; p.112
- 5.5: Risposta del sistema isolato finale; p.113
- 5.6: Spettro allo SLV isolato al 10% di smorzamento da $0,8T_1$; con $T_1 = 2,47s$; p.114
- 5.7: Confronto fra le sollecitazioni prodotte trasversalmente con spettri isolati da $0,8T_1$ e $0,9T_1$; p.115

- 5.8: Verifica a flessione delle pile 1,2,7 e 8 secondo lo schema di isolamento trasversale; p.116
- 5.9: Verifica a taglio delle pile 1,2,7 e 8 secondo schema di isolamento trasversale; p.117
- 5.10: Sollecitazioni trasversali sotto sisma SLV, spettro elastico; p.118
- 5.11: Valori iniziali di q_0 ; p.120
- 5.12: Momenti resistenti delle pile prima della verifica di regolarità; p.121
- 5.13: Calcolo dei fattori r_i per la determinazione della regolarità del ponte; p.122
- 5.14: Valori dei coefficienti di struttura corretti per regolarità; p.122
- 5.15: Momenti agenti e resistenti sulle pile; p.123
- 5.16: Momenti secondo la gerarchia delle resistenze e momenti resistenti nelle pile al di fuori delle zone critiche; p.123
- 5.17: Fattori di sovraresistenza delle pile; p.124
- 5.18: Taglio agente secondo la gerarchia delle resistenze; p.125
- 5.19: Coefficienti maggiorativi della resistenza a taglio per compressione; p.125
- 5.20: Coefficienti riduttivi della resistenza al taglio per le pile; p.126
- 5.21: Resistenze a taglio delle pile nelle zone critiche; p.127
- 5.22: Compressione assiale normalizzata nelle pile; p.128
- 5.23: Determinazione delle lunghezze critiche delle pile; p.129
- 5.24: Calcolo delle resistenze torcenti nelle pile; p.132
- 5.25: Verifica sollecitazioni composte taglio-torsione. Resistenza calcestruzzo; p.133
- 5.26: Verifica sollecitazioni composte taglio-torsione. Resistenza acciaio; p.133
- 6.1: Tensione di aderenza ultima per le barre di f_{20mm} ; p.141
- 6.2: Lunghezza di ancoraggio di base per barre di f_{20mm} ; p.142
- 6.3: Calcolo del fattore a_3 ; p.142
- 6.4: Lunghezze minime di ancoraggio; p.143
- 6.5: Lunghezze di ancoraggio di progetto; p.143
- 6.6: Lunghezza di sovrapposizione minima per barre di f_{20mm} ; p.144
- 6.7: Lunghezze di sovrapposizione di progetto per barre di f_{20mm} ; p.144

7.1: Confronto fra i momento secondo il metodo GMB e agli elementi finiti con 2 mesh;
p.147

7.2: Confronto fra i coefficienti di ripartizione con il metodo GMB e agli E.F. con 2 mesh;
p.148

7.3: Confronto dei risultati fra i diversi modelli del comportamento longitudinale; p.150

7.4: Confronto fra i momenti massimi sulle pile nelle 2 configurazioni di vincolazione
trasversale; p.151

Capitolo 1 Premessa

1.1 Introduzione e obiettivi

L'incessante avanzamento della tecnologia fornisce all'ingegnere di tecniche e attrezzature che aumentando la precisione e velocità dei calcoli, generando procedure più adatte alle necessità attuali. Per arrivare però al punto in cui si trova l'ingegneria oggi, si è passato attraverso un lungo processo di prova, ideando metodi senza di cui la progettazione di strutture moderne non sarebbe stato possibile. Incrementando il numero di gradi di libertà del problema senza aumentare in maniera analoga l'onere del calcolo.

Nell'attualità si trovano programmi di calcolo molto sofisticati che con poco tempo forniscono risultati soddisfacenti. Ma senza l'appropriata conoscenza del metodo su di cui si basano i programmi, l'ingegnere si troverebbe in una marea di dati senza l'abilità per interpretarli. Motivo per il cui, con la seguente tesi si valuterà la potenza di diversi programmi moderni e si confronterà in qualche caso il suo risultato con quello di metodi noti dall'ingegnere da tempi più lontani.

Si vuole realizzare il progetto di un ponte in cemento armato precompresso, realizzando dimensionamenti e verifiche sia sulla sovrastruttura che sulla sottostruttura dello stesso, attraverso diversi metodi che saranno poi messi in confronto.

Sulla sovrastruttura si calcoleranno i coefficiente di ripartizione trasversale fra le travi dell'impalcato, attraverso 2 metodi: Il metodo di Guyon-Massonnet-Bares e attraverso un modello agli elementi finito. Si realizzerà anche il progetto dell'acciaio di precompressione della trave.

Sulla sotto-struttura si realizzerà il progetto del sistema di isolamento longitudinale, attraverso una linearizzazione equivalente delle caratteristiche dei dispositivi e un modello tridimensionale agli elementi finiti. Si farà anche il confronto fra 2 diverse soluzioni di vincolazione trasversale degli impalcati.

Finita la modellazione della struttura si procederà alla verifica delle pile secondo la NTC-08 [3].

1.2 Descrizione del ponte

Il ponte è composto da nove campate 30 metri di lunghezza con travi a cassoncino in cemento armato precompresso (attraverso l'impiego di trefoli in acciaio) di 28,3 metri de lunghezza totale e 27,3 metri fra gli appoggi (50cm di retro-trave). Esse hanno una sezione variabile, più leggera in mezzeria e quasi piene sugli appoggi. Ogni travi possiede all'interno 2 diaframmi per aumentare la rigidezza torsionale, che comunque è abbastanza elevata, eliminando la necessità di impiegare trasversi oltre a quei sugli appoggi.

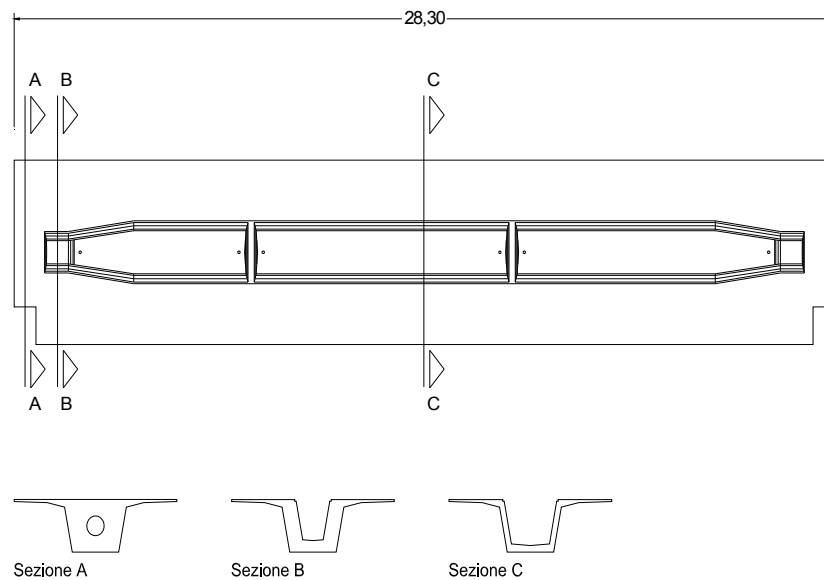


Figura 1.1: Sezione longitudinale e sezioni trasversali della trave.

Sul ponte è consentito il traffico veicolare su una carreggiata di 8,50 m di larghezza e il traffico dei pedoni su 2 marciapiedi situati alle estremità, di larghezza 2 metri e 0,75 metri.

Le trave avranno uno schema di semplice appoggio sugli estremi, cioè non esiste un collegamento flessionale per i carichi verticali fra gli impalcati, esistendo soltanto un collegamento strutturale longitudinalmente attraverso la soletta di continuità.

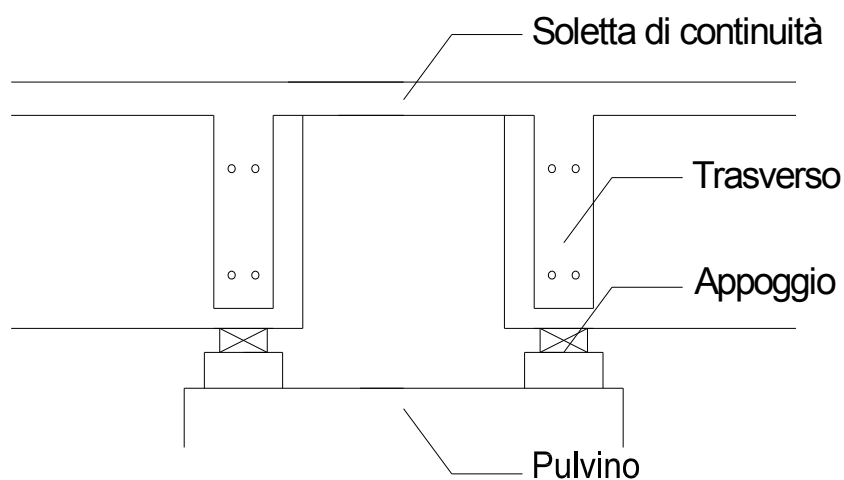


Figura 1.2: Collegamento fra impalcati.

Il ponte resterà appoggiato, oltre che alle 2 spalle, su 8 pile in cemento armato, di lunghezze variabili, ma con la stessa sezione trasversale. Esse vengono fondate su pali nel terreno.

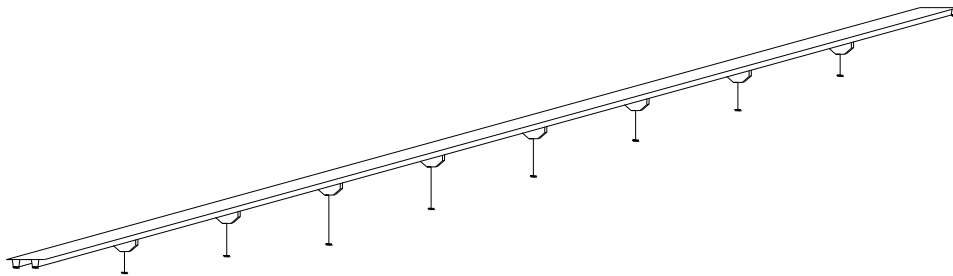


Figura 1.3: Modello del ponte.

1.3 Schema statico

Si ipotizza che il comportamento del ponte nelle sue 2 direzioni principali sarà disaccoppiato. Longitudinalmente si considera che il ponte oscilla come un elemento unico, continuo attraverso le diverse campate, collegate sempre con la soletta. Sulla spalla "A" verranno impiegati 2 dissipatori a comportamento bilineare (progettati nel capitolo 4), uno per ogni trave. Con esso, si può considerare che l'intero ponte apporterà soltanto un contributo di massa nella descrizione del problema, mentre gli apparecchi rappresenteranno l'intera rigidità del sistema. Tutti gli altri appoggi delle travi permettono la traslazione orizzontale in maniera libera.

Trasversalmente saranno considerati 2 schemi di vincolazione:

-Nel primo caso si considera che l'intero impalcato sarà collegato trasversalmente soltanto alle spalle, oscillando liberamente all'essere eccitato. Per ridurre gli spostamenti massimi di questa configurazione si collocano, in corrispondenza delle pile 1,2,7 e 8 degli isolatori trasversale ad alto

smorzamento, realizzati con pacchetti di gomma in neoprene armato, rigidamente collegati ai trasversi dell'impalcato.

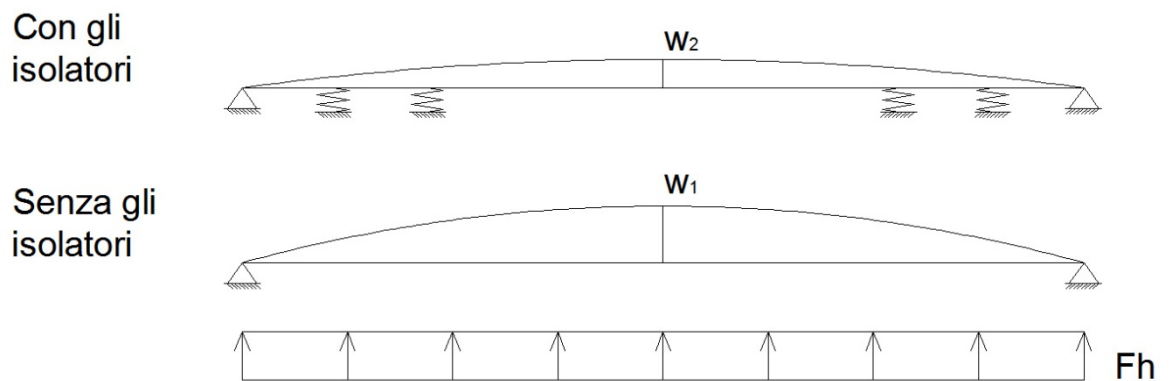


Figura 1.4: Schema statico trasversale 1.

-Nel secondo schema, si bloccano trasversalmente tutti gli appoggi, con cui le pile avranno uno stato tensionale sicuramente maggiore, che richiederà un'armatura maggiore. Si lavorerà in condizione di duttilità alta.

Capitolo 2 Azioni sulla sovrastruttura

2.1 Cenni teorici e descrizioni generali

2.1.1 Ripartizione trasversale dei carichi

Si deve risolvere il problema della ripartizione trasversale dei carichi applicati sulla soletta collaborante fra le travi dell'impalcato; si vuole cioè analizzare la percentuale dei diversi carichi applicati che finisce su ogni trave del impalcato, potendosi con essa progettare l'armatura longitudinale delle travi per la condizioni di carico più sfavorevole. Per calcolare le suddette percentuali, si sono impiegati 2 metodi diversi, facendosi poi il confronto fra i diversi coefficienti di ripartizione trovati. In un primo momento si realizza un'analisi secondo il metodo di Guyon-Massonnet-Bares [2], che verrà, come è stato già detto, confrontato con un modello agli elementi finiti.

Per applicare in maniera adeguata qualunque metodo, si devono ridurre i gradi di libertà del modello, con cui ogni impalcato del ponte viene assimilato a un graticcio, anche se non vengono impiegati trasversi (Tranne quei di testata) ,e ogni campata è composta soltanto da 2 travi. La soletta si ipotizza che viene divisa attraverso dei tagli fittizi, realizzando la funzione di corrente superiore delle travi, presentando un contributo alla resistenza che verrà opportunamente ridotto.

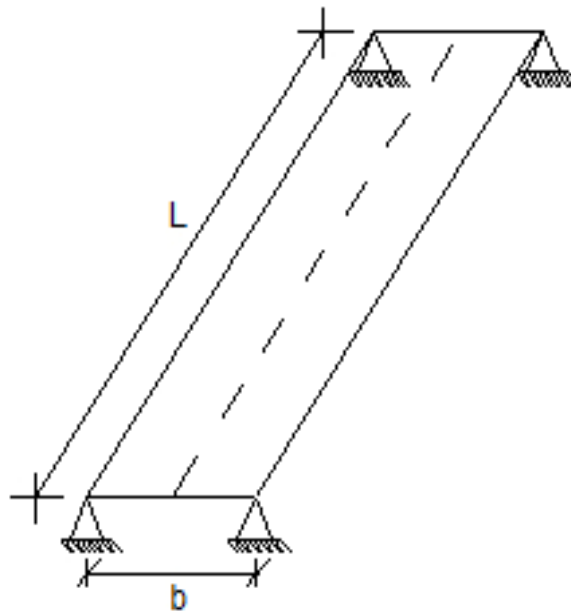


Figura 2.1: Graticcio equivalente.

In una struttura grigliata, un carico applicato su una parte qualsiasi di esso, si distribuisce fra i diversi elementi portanti, prendendosi ognuno una porzione del carico. Questa “porzione” di carico che viene assorbita da un elemento sarà dipendente da diversi fattori, come le rigidzze degli elementi, il collegamento fra di essi e la distanza relativa fra il carico e l’elemento studiato.

L’impalcato studiato è a 2 travi a cassoncino, di sezione in mezzeria descritta da:

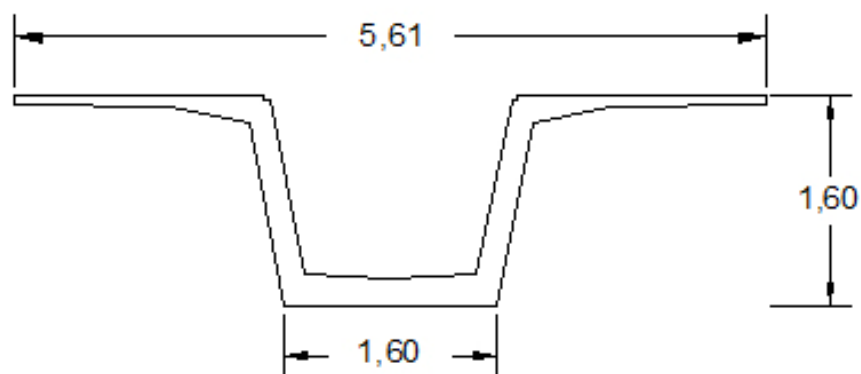


Figura 2.2: Sezione in mezzeria della trave

Con cui l’impalcato ha una sezione in mezzeria:

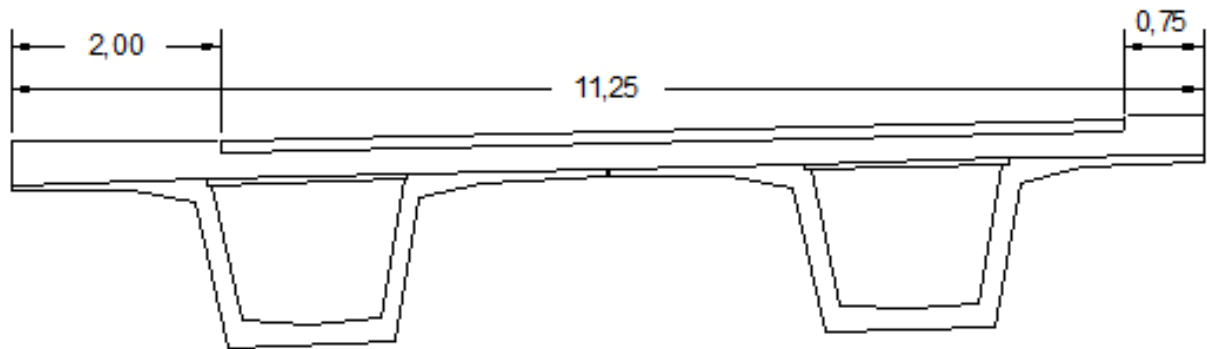


Figura 2.3: Sezione trasversale dell'impalcato in mezzeria

Siccome i tagli assunti sulla soletta non rappresentano una condizione reale, per sezioni aperte, ad esempio a doppio T, si deve considerare una riduzione della rigidità che essa apporta. La sua costante torsionale si calcolerà come:

$$K = \frac{1}{2} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Essendo b ed h, rispettivamente la base e l'altezza della sezione considerata. Si prende allora soltanto il 50% della rigidità della sezione rettangolare.

Mentre per la sezione trave+soletta, si considera la sezione come chiusa, e si calcola la sua costante torsionale come:

$$K = 4 \cdot \frac{A_{int}}{\sum \frac{s_i}{t_i}}$$

Dove:

- A_{int} è l'area interna della sezione chiusa,

- s_i e t_i sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore dei diversi rami della sezione.

2.1.2 Metodo di Guyon-Massonnet-Bares

Il metodo di Guyon-Massonnet-Bares [2] consente la modellazione di una struttura grigliata attraverso l'impiego di una piastra equivalente, con caratteristiche geometriche e resistenti dipendente da quelle del sistema originario. Il metodo viene condizionato da 2 ipotesi:

-Il graticcio può essere sostituito con uno a maglie infinitesime, con le stesse rigidezze torsionali e flessionali. Generalmente è più valido per graticci con almeno 3 travi longitudinali.

-Si può realizzare l'analisi armonica in direzione longitudinale; che richiede la condizione di semplice appoggio agli estremi del graticcio.

Una volta definita la geometria degli elementi strutturali, le caratteristiche del graticcio equivalente si possono calcolare come:

$$D_x = EJ_1/b_1 \quad C_{xy} = GK_1/b_1$$

$$D_y = EJ_t/l_1 \quad C_{yx} = GK_t/l_1$$

Dove J_1 e K_1 sono il momento di inerzia e la costante torsionale della trave; J_t e K_t quei dei trasversi; D_x e D_y le rigidezze flessionali della piastra equivalente e C_{xy} , C_{yx} rappresentano le rigidezze torsionali della piastra, con cui si calcola la rigidezza torsionale media, H .

La larghezza equivalente della piastra si assume pari a $2b$, essendo b pari alla moltiplicazione dell'interasse fra le travi per il numero di travi del graticcio.

$$2b = n_t \cdot b_1$$

Il metodo fu proposto inizialmente da Guyon, mentre Massonnet e Bares hanno generato delle tabelle che forniscono dei valori necessari per il calcolo della ripartizione. Le tabelle vi permettono di calcolare il coefficiente K , equivalente al rapporto fra il momento flettente in una trave sotto un carico eccentrico e quello ottenuto applicando lo stesso carico in maniera uniforme

sull'intera larghezza dell'impalcato. Per trovare il coefficiente K sulle tabelle, si devono calcolare 2 parametri:

-Parametro di deformabilità trasversale, θ . Elevato per graticci flessibili trasversalmente e basso per graticci rigidi. si calcola come:

$$\theta = b \cdot l \cdot \sqrt[4]{\frac{D_x}{D_y}}$$

Dove l è la lunghezza del ponte e b , D_x , D_y sono i coefficienti già introdotti. Si osserva come le dimensioni della griglia hanno un contributo maggiore sulla ripartizione di quello dovuto al rapporto fra le rigidezze.

-Parametro di torsione, α . Che rappresenta il rapporto fra la rigidezza torsionale e le rigidezze flessionali. Pari a 0 per un piastra priva di rigidezza torsionale e pari a 1 per piastre isotrope, in cui la rigidezza flessionale è pari a quella torsionale. Da trovarsi valori maggiori all'unità, si impiega sempre $\alpha = 1$. Si calcola come:

$$\alpha = \frac{H}{D_x \cdot D_y}$$

Si devono anche addimensionalizzare: la posizione della trave studiata, y , e la posizione del carico (o eccentricità), e , rispetto alle dimensioni della piastra, cioè y/b ed e/b .

Le tabelle forniscono per diversi valori del parametro di deformabilità trasversale, valori di K per $\theta=0$ e $\theta=1$, potendosi calcolare con essi un valore pesato con l'espressione:

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

2.1.3 Carichi accidentali secondo la normativa

Avendo determinato le caratteristiche della piastra equivalente, si deve scegliere uno schema di carico accidentali che fornisca la condizione più

gravosa per una delle travi. La normativa italiana fornisce una serie di possibili schemi di carico, con diversi obiettivi.

-Lo schema di carico 1 è valido per la realizzazione di verifiche globali e locali.

-Lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su un'impronta di pneumatico rettangolare, viene impiegata per verifiche locali.

-Gli schemi 3 e 4 considerano il carico applicato sui marciapiedi, considerandosi o no la presenza di sicurtia.

-Lo schema di carico 5 è costituito dalla folla compatta, con un valore di combinazione di $2,5\text{KN/m}^2$.

Si sceglie lo schema di carico 1, combinato con lo schema 5. Oltre ad esso, si deve anche definire una categoria stradale sulla base dei carichi mobili ammessi al transito. Nel caso valutato, il ponte è di 1^a categoria.

Con lo schema 1 si applicano 2 carichi concentrati su 2 assi in tandem, su impronte di $40\times 40\text{cm}$ e carichi uniformemente distribuiti con la seguente configurazione:

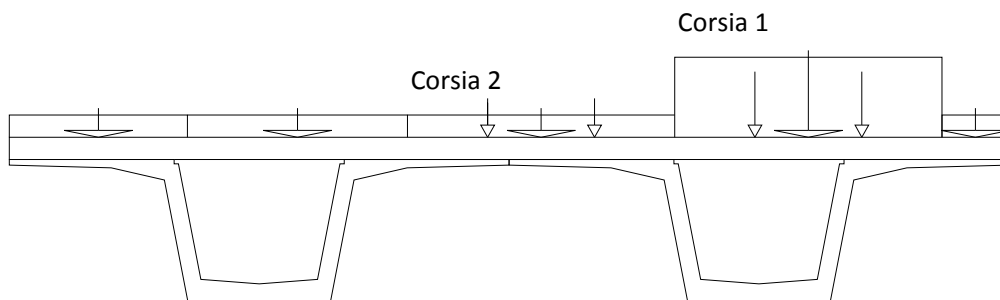


Figura 2.4: Schema di carico accidentale 1, vista trasversale.

-Sulla corsia posizionata sulla posizione più gravosa, i carichi concentrati hanno un valore di 300KN ognuno, e il carico distribuito è pari a 9KN/m^2 .

-Su la seconda corsia, i carichi concentrati hanno un valore di 200KN e il carico distribuito impiegato è di $2,5\text{KN/m}^2$.

-La terza, ha valori di $Q=100\text{KN}$ e $q=2,5\text{KN/m}^2$.

-Tutte le altre, e lo spazio restante sulla sede stradale dopo il posizionamento delle corsie di carico, si applica un carico uniforme di $2,5\text{KN/m}^2$.

2.1.4 Modello agli elementi finiti

Si impiega un programma per di calcolo agli elementi finiti per determinare in una maniera sicuramente più precisa la forma in cui i diversi carichi vengono ripartiti fra i diversi elementi longitudinali. Per poter confrontare accuratamente la variazione fra i coefficienti di ripartizione ottenuti con i 2 metodi, gli elementi impiegati sono dotati dalle stesse caratteristiche geometriche e inerziali della griglia equivalente.

Una volta descritta correttamente la geometria della griglia nel programma di calcolo, si inseriscono le corsie di carico, posizionando i carichi sulla posizione più sfavorevole e si valutano le sollecitazioni prodotte sulle travi, calcolando i coefficienti di ripartizione direttamente come il rapporto fra i momenti ottenuti applicando i diversi carichi a un elemento fittizio in maniera uniforme e i momenti ottenuti con il modello.

$$K_i = \frac{q_i \cdot L^2 / 8}{M_{output,i}}$$

Il sottopedice “i” viene riferito ai diversi carichi applicati, discretizzando fra i carichi concentrati e i carichi uniformemente ripartiti.

2.2 Applicazione numerica

2.2.1 Geometria e caratteristiche meccaniche dell’impalcato

Come è stato già detto, ogni impalcato è conformato da 2 travi a cassoncino, con una soletta collaborante in cls di 25 cm di altezza. L'impalcato è dotato da 2 marciapiedi, di larghezze 2 m e 0,75 m. La sezione longitudinale ha le seguenti caratteristiche:

Elemento	A(m ²)	J(m ⁴)	K(m ⁴)
Trave	1,26	0,458	0,0154
Soletta	1,29	0,007	0,0146
Trave+Soletta	2,55	0,947	1,0407

Tabella 2.1: Caratteristiche geometriche della soletta e della trave.

Si evidenzia come la rigidezza torsionale della sezione trave+soletta considerata come chiusa ha un valore di 2 ordini di grandezza maggiore rispetto alla sezione della sola trave oppure la soletta. Trasversalmente, si considerano elementi di soletta di 1 metro di larghezza. Essendo molto elevata la rigidezza torsionale della sezione chiusa, non esiste la necessità di impiegare trasversi.

Elemento	A(m ²)	J(m ⁴)	K(m ⁴)
Soletta trasv	0,25	0,0013	0,0026

Tabella 2.2: Caratteristiche geometriche della soletta trasversale.

Il numero di corsie ad essere impiegato dipende dalla larghezza della sede stradale. Nel caso studiato, essa ha un valore di 8,5 m. Valore per il cui, la normativa indica che si deve impiegare il minor intero risultante da: $w/3$ (Con w pari alla larghezza della sede stradale); e quindi, nel caso studiato, si impiegano 2 corsie convenzionali di **3 metri** di larghezza, con una zona rimanente di larghezza pari a **2,5 m**.

Fra le diverse posizioni delle corsie di carico, si sceglie posizionare la corsia 1 attaccata al marciapiede destro (di larghezza 0,75 m), che posizione i carichi più gravosi nella posizione più lontana al baricentro della sezione trasversale.

2.2.2 Modellazione con Guyon-Massonnet-Bares

Le caratteristiche della piastra equivalente e i coefficienti necessari per il calcolo di “K” con le tabelle sono i seguenti:

Interassi

b_1	5,64	m
l_1	1	m

Caratteristiche della piastra equivalente

D_x	6115	Mpa	$2b$	11,28	m
D_y	44	Mpa	b	5,64	m
C_{xy}	3054	Mpa	b/l	0,21	
C_{yx}	40	Mpa			
H	1547	Mpa			

θ	0,71
α	1

Tabella 2.3: Parametri per l'impiego delle tabelle di Guyon-Massonnet-Bares.

Noti i parametri meccanici della sezione, serve conoscere le posizioni relative della trave caricata e le diverse corsie di carico considerate. La posizione relativa della trave y/b è pari a 0,5; mentre le posizioni ed entità dei carichi sono:

Corsia	Larghezza (m)	q (KN/m)	Q (KN)	e/b
Corsia 1	3,00	27,00	300	0,60

Corsia 2	3,00	7,50	200	0,07
Restante	2,50	6,25	-	-0,42
Pedonale 1	0,75	1,88	-	0,93
Pedonale 2	2,00	5,00	-	-0,82

Tabella 2.4: Carichi e le loro posizioni relative.

2.2.3 Realizzazione del Modello agli elementi finiti

Si impiegano le caratteristiche della trave già esposte, impiegando elementi di soletta di un metro di larghezza per rappresentare il collegamento fra le travi e le ali delle travi. Il modello impiegato per la rappresentazione della campata in studio è il seguente:

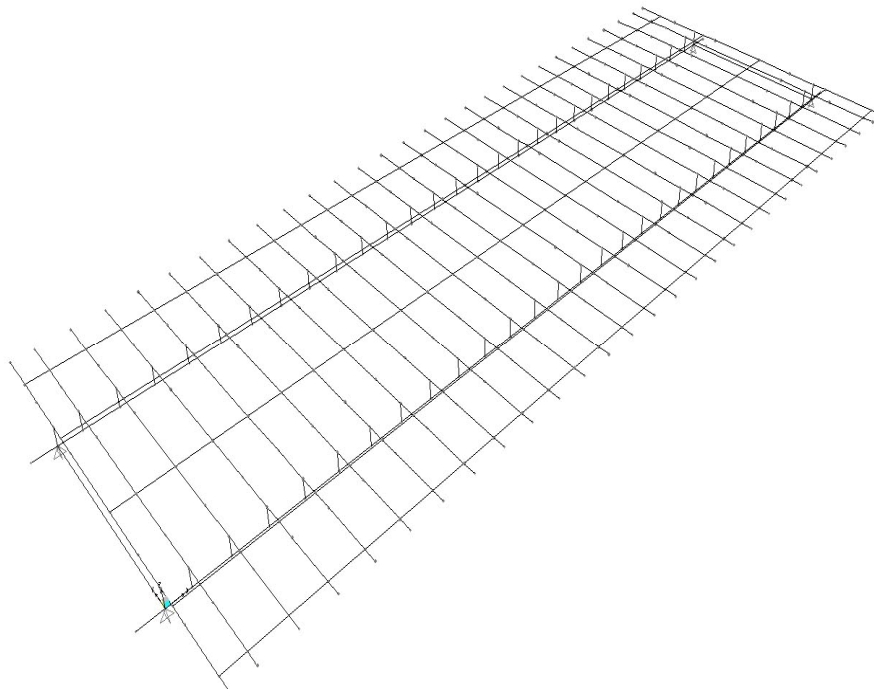


Figura 2.5: Modello agli elementi finiti per la ripartizione trasversale.

In esso si impiegano 2 elementi resistenti longitudinali, conformati da una sezione omogeneizzata fra la trave e la soletta collaborante; quindi ha le stesse proprietà della sezione trave+soletta impiegata nel metodo di Guyon-Massonnet-Bares. Esse vengono vincolate con 2 appoggi semplici; uno ad ogni estremo e su essi si modella un elemento rappresentativo del trasverso di testata.

Il collegamento fra le travi oltre ai trasversi, viene realizzato con dei braccetti rigidi dal baricentro degli elementi fino all'altezza della soletta, dopo di che si realizza un collegamento con gli elementi di tipo "Soletta", che avranno un'altezza di 25cm e larghezza pari a 1 metro, come gli elementi impiegati per il metodo previo. In maniera omologa, si collegano alle trave degli elementi a sbalzo equivalenti alle ale delle travi.

Una volta finita la modellazione della struttura, si caricano le corsie con le sollecitazioni già note e si avvia il calcolo della risposta strutturale.

2.2.4 Confronto fra i metodi di calcolo della ripartizione trasversale

Una volta definiti i valori e realizzate le analisi, si trovano i seguenti valori:

	E.F.	G.M.B	E.F.	G.M.B.
Corsia	Mm(KNm)	Mm(KNm)	k/n	k/n
Corsia 1				
dist	1736	1937,08	0,682	0,770
Corsia 1				
assi	2874	3014,95	0,734	
Corsia 2				
dist	372	375,37	0,534	0,537
Corsia 2	1449	1402,17	0,555	

assi				
Restante	206	176,35	0,355	0,303
Pedonale 1	131	134,44	0,753	0,770
Pedonale 2	127	91,02	0,273	0,195
Totale	6871	7131		

Tabella 2.5: Risultati del calcolo della ripartizione trasversale, GMB e Mesh 1.

I risultati appena riportati sono i risultati trovati realizzando una mesh sul programma agli elementi finiti a 28 elementi per trave, quindi con una descrizione molto più ricca di esse. Si è ripetuta l'operazione senza la divisione delle travi e sul programma agli elementi finiti si trova:

	E.F.
Corsia	Mm(KNm)
Corsia 1 dist	1736
Corsia 1 assi	2905
Corsia 2 dist	373
Corsia 2 assi	1453
Restante	201
Pedonale 1	133
Pedonale 2	122
Totale	6923

Tabella 2.6: Risultati del calcolo della ripartizione trasversale, Mesh 2.

I risultati aumentano (anche se non molto) rispetto alla mesh 1, avvicinandosi ai risultati trovati con il metodo di Guyon-Massonnet-Bares.

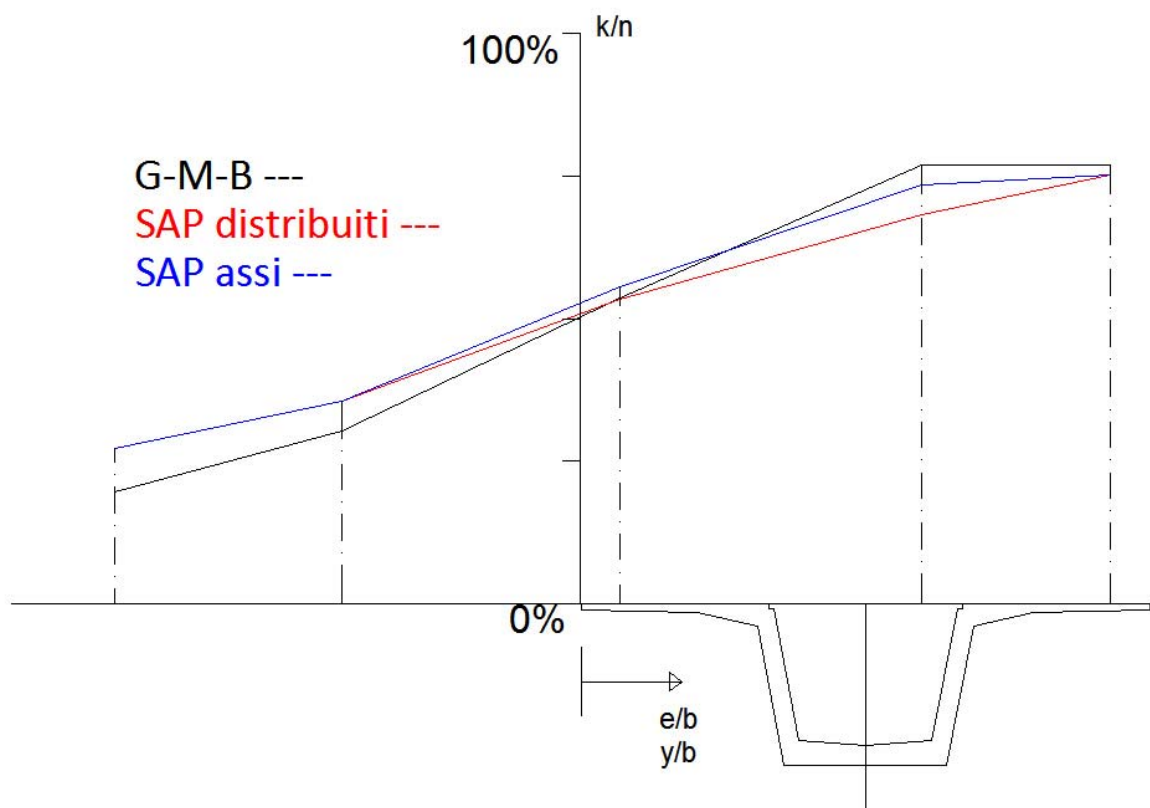


Figura 2.6: Variazione dei coefficienti di ripartizione trasversale in e/b .

2.2.5 Resistenza a taglio degli elementi longitudinali

Si vuole anche valutare lo sforzo di taglio che finisce su ogni trave su diverse sezioni caratteristiche delle trave, valutandosi poi la necessità di implementare armatura a taglio per resistere gli sforzi. Le resistenze si calcolano secondo i criteri dei §4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2.

Secondo il 4.1.2.1.3.1 si può calcolare la resistenza di un elemento senza armatura trasversale in 2 casi: quando l'elemento viene fessurato dagli sforzi

flettenti (Formula 4.1.14) e quando l'elemento non viene fessurato dalla flessione (Formula 4.1.15).

L'espressione 4.1.14 valuta la resistenza tagliente della sezione come:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} d \cdot b_w$$

Dove:

- $k=1+(200/d)^{1/2}$, e deve essere minore o uguale a 2;

- d è l'altezza utile della sezione, inserito in mm;

- ρ_l è il rapporto di armatura longitudinale della sezione (deve essere minore del 2%);

- f_{ck} è la resistenza tipica a compressione del calcestruzzo;

- γ_c è un coefficiente minorante della resistenza del cls, pari a 1,5;

- $\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c$ rappresenta la tensione media di compressione, con limite: $\leq 0,2f_{cd}$ e

- b_w rappresenta la larghezza minima della sezione, in mm.

Essa ha un limite inferiore, calcolato come:

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove $v_{min}=0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

L'espressione 4.1.14 viene riferita a elementi precompressi disposti in semplice appoggio, per sezioni dove lo sforzo di trazione sia minore di f_{ctd} . Si calcola la resistenza come:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$$

Nel 4.1.2.1.3.1 Si valuta la resistenza di un elemento con armatura trasversale; con cui si determina che la resistenza della sezione sarà quella minore fra la resistenza dell'acciaio e quella del calcestruzzo.

La resistenza del calcestruzzo si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg\theta^2)$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w rappresenta la larghezza minima della sezione;
- α_c è un coefficiente maggiorativo dipendente dallo sforzo assiale sull'elemento;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione del cls ridotta, pari a $0,5f_{cd}$;
- θ è l'inclinazione del puntone di calcestruzzo compresso rispetto all'asse dell'elemento e
- α è l'inclinazione delle barre trasversali.

Mentre la resistenza dell'acciaio si determina mediante:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

Dove:

- A_{sw} rappresenta l'area di acciaio trasversale della sezione;
- s è l'interasse dell'armatura trasversale lungo l'asse dell'elemento e
- f_{yd} la resistenza a rottura dell'acciaio trasversale.

2.2.5.1 Sollecitazioni di taglio e resistenza delle travi

Il calcolo delle azioni di taglio sulla trave deve essere diviso dovuto a 2 motivi: in un primo momento si deve pensare alla divisione prodotta dal fatto che la sezione resistente non sarà sempre la stessa. I primi carichi agiranno su una trave che non è ancora dotata da una soletta collaborante, e quindi avrà sicuramente una resistenza minore della sezione finale, su di cui agirà il 100% dei carichi. La seconda divisione dell'analisi è funzione della variabilità della

sezione della trave. Come viene evidenziato nella figura 1.1 la trave ha una sezione quasi piena sugli appoggi (A), passando poi a una sezione che comincia a ridurre la sua area (B) arrivandosi finalmente alla sezione corrente, che ha un'area resistente minore, ma sulla quale agiranno dei carichi con minor entità (C).

Su tutte e 3 le sezione si sceglie l'ascissa sull'asse della trave che fornisca la sollecitazione di taglio più gravosa per il calcolo delle resistenze e azioni massime.

Per semplificare l'analisi si calcola sul programma agli elementi finiti, il valore delle diverse sollecitazioni di taglio dovute ai carichi agenti in maniera indipendente, assegnandosi poi alle loro rispettive fasi di azione.

	Sezione		
	A	B	C
V_{Ed} pp (KN)	495	429	372
V_{Ed} sol (KN)	511	472	387
V_{Ed} spp (KN)	212	192	161
V_{Ed} acc (KN)	465	457	427
Totale	1683	1550	1347

Tabella 2.7: Azioni di taglio sulle diverse sezioni della trave.

2.2.5.2 Resistenza al taglio delle travi

Una volta determinate le azioni di taglio agente sulla trave più caricata si passa a calcolare la resistenza che possiede la trave per azioni taglienti. In un primo passo si determinerà se si deve impiegare acciaio trasversale attraverso le espressioni 4.1.14 e 4.1.15 del capitolo 4 della NTC-08.

-La resistenza dell'elemento fessurato si calcola per una delle 2 anime resistenti della trave attraverso:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} d \cdot b_w$$

Dove:

-La variabilità di geometria delle sezioni comporta una variazione di b_w , ma l'altezza utile della sezione rimane invariata fra esse.

-Si assume una percentuale di armatura di 0,1%.

-La tensione di precompressione è maggiore del 20% di f_{ck} fissato come massimo per l'impiego dell'espressione, prendendosi quindi $0,2f_{ck} = \sigma_{cp}$.

f_{ck}	45650	KN/m ²
σ_{cp}	5174	KN/m ²
γ_c	1,5	

Fase I

Sezione	b_w (mm)	d (mm)	ρ_l	k	v_{min}	$V_{Rd\ min}$ (KN)	V_{Rd} (KN)
A	600	1540	0,001	1,36	0,38	1064	1256
B	500	1540	0,001	1,36	0,38	886	1047
C	200	1540	0,001	1,36	0,38	355	419

Fase II

Sezione	bw (mm)	d (mm)	ρ_1	K	vmin	Vrd min(KN)	Vrd (KN)
A	600	1800	0,001	1,33	0,36	1231	1456
B	500	1800	0,001	1,33	0,36	1026	1213
C	200	1800	0,001	1,33	0,36	410	485

Figura 2.8: Resistenza tagliante della trave per sezioni fessurate.

-La resistenza dell'elemento senza fessure, per ogni anima si calcola attraverso:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$$

Con cui si ottengono:

σ_{cp}	5174	KN/m ²
f_{ctd}	1788	KN/m ²

Fase I

Sezione	b _w (m)	d (m)	V _{Rd} (KN)
A	600	1540	2282
B	500	1540	1902
C	200	1540	761

Fase II

Sezione	b_w (m)	d (m)	V_{Rd} (KN)
A	600	1800	2667
B	500	1800	2223
C	200	1800	889

Tabella 2.9: Resistenze a taglio della trave per sezioni non fessurate.

Si assume quindi che le resistenze delle anime delle sezioni saranno i minori confrontando i risultati appena trovati per ogni fase. Quindi, si trova che per anima:

Sezione	Fase I		Fase II	
	V_{Rd} (KN)	V_{Ed} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Ed} (KN)
A	1256	503	1455	842
B	1047	451	1213	775
C	419	380	485	674

Tabella 2.10: Confronto fra resistenze e sforzi tagliente nelle sezioni della trave.

Si osserva come per la sezione corrente nella seconda fase, gli sforzi superano la resistenza a taglio della sezione senza armatura. Si inserirà quindi l'armatura minima per taglio sull'intera lunghezza della trave. Si sceglie una staffatura di 2 $\phi 12$ ogni 30 cm su tutta la trave, per ogni anima. Si deve allora ricalcolare la resistenza della trave prendendo in conto la resistenza dell'acciaio trasversale.

Per sezioni con armatura di taglio, la resistenza si calcola come la minore fra:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg\theta^2)$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Dove:

-Assumendo che la tensione di compressione sulla trave è il 20% di f_{cd} si prende $\alpha_c=1,2$;

- α , l'inclinazione delle barre trasversali rispetto all'asse della trave, si assume pari a 90° ;

- $\text{ctg}\theta$ si prende pari a 2,5.

Trovandosi, per la sezione finale:

α_c	1,2	
f'_{cd}	12934	KN/m ²
f_{yd}	391000	KN/m ²
φ_t	12	mm
$\text{ctg}\theta$	2,5	
$\text{ctg}\alpha$	0	
$\sin\alpha$	1	

			Accio trasversale			Parziali			
Sezione	d (m)	b _w (m)	Rami	A _{sw} (cm ²)	s (m)	V _{Rsd} (KN)	V _{Rcd} (KN)	V _{Rd} (KN)	V _{Ed} (KN)
A	1,54	0,6	2	2,26	0,3	1022	4451	1022	842
B	1,54	0,5	2	2,26	0,3	1022	3709	1022	775
C	1,54	0,2	2	2,26	0,3	1022	1484	1022	674

Tabella 2.11: Resistenza a taglio della trave con armatura trasversale.

Si osserva come aggiungendo una quantità ridotta di armatura la trave riesce a sopportare i carichi taglianti massimi senza arrivare a rottura.

Capitolo 3 Precompressione delle travi di impalcato

3.1 Cenni teorici e descrizioni generali

3.1.1 Impiego e scopo della pre-tensione

L'obbiettivo della pre-sollecitazione, è quello di produrre su un elemento strutturale, uno stato tensionale più favorevole di quello che si avrebbe sullo stesso con la sola applicazione dei carichi esterni. Si raggiunge alla suddetta condizione aggiungendo ai carichi esterni una distribuzione di tensioni, opportunamente scelta dal progettista.

Nelle travi dei ponti, lo scopo è quello di produrre valori de compressione bassa, o trazione molto ridotta, nelle sezioni che senza l'aggiunta d'acciaio di precompressione andrebbero in forte trazione dovuta agli effetti flessionali dei carichi (Se si ammette l'esistenza di trazione su queste sezioni, essa deve essere minore al f_{ctm} specificato dalla NTC-08). Nel caso in studio, la precompressione viene realizzata attraverso l'impiego di trefoli pre-tesi distribuiti opportunamente sull'altezza della trave. Il calcolo dell'acciaio di precompressione longitudinale delle travi richiede uno studio dettagliato delle azioni agenti sulla struttura, diviso nelle diverse situazioni di carico della struttura.

L'impiego della pre-sollecitazione permette un notevole risparmio nei costi di cemento, potendosi ridurre in maniera importante le sezione necessarie per subire i carichi applicati; permettendo che una percentuale maggiore della sezione venga pienamente utilizzata per resistere i carichi. L'elaborazione di elementi prefabbricati in officina permette il corretto controllo delle loro caratteristiche meccaniche e resistenti. Esistono però degli svantaggi, come ad

esempio delle difficoltà al momento di dover trasportare gli elementi, dotati di un grande peso e dimensioni, dall'officina all'opera; presentando maggiori oneri all'aumentare le dimensioni di essi. Gli acciai impiegati, possedendo una resistenza molto elevata, hanno un costo maggiore di quello degli acciai ordinari, che richiede come ormai detto, le operazioni di pre-tesatura degli elementi in officina.

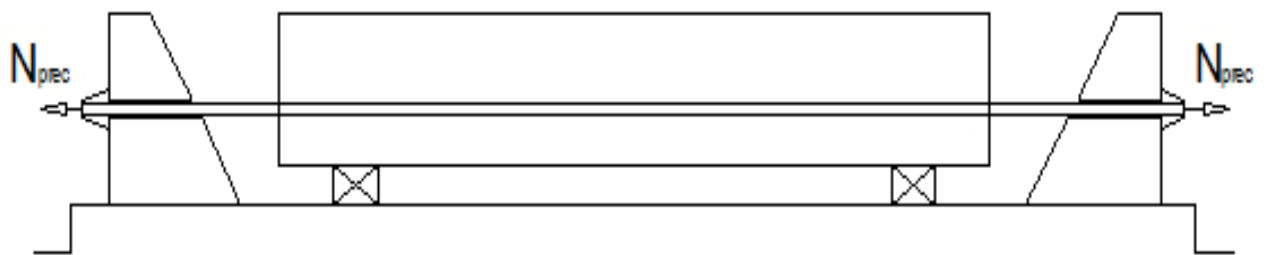


Figura 3.1: Pre-tesatura dei cavi.

3.1.2 Materiali impiegati

Siccome gli elementi longitudinali dei ponti tendono ad avere luci abbastanza elevate e subiscono carichi molto elevati, si impiegano materiali con caratteristiche meccaniche e di resistenza notevoli. Dal cemento, vi servono: un'alta resistenza a compressione (R_{ck}), dovuto alle alte sollecitazioni di quella natura che subiranno le fibre superiori dell'elemento a lunga durata; un'adeguata resistenza a trazione per flessione (f_{ctm} , che sarà sempre dipendente della resistenza a compressione del materiale) per le fibre inferiori dell'elemento. Essa sarà sempre, se esistente, abbastanza modesta.

Per quanto riguarda l'acciaio di pre-compressione, esistono diversi tipi di cavi che si possono impiegare nella costruzione degli elementi. Ad esempio: barre rettilinee di sezione piena in acciaio; trecce, costituite da 2 o 3 fili avvolti in elica; trefoli, costituiti da un insieme di fili avvolti attorno ad un filo centrale mantenuto

rettilineo. Ogni tipo di cavo possiede le sue caratteristiche favorevole e sfavorevoli. Nel caso studiato si impiegano trefoli di diametro 0,6”.

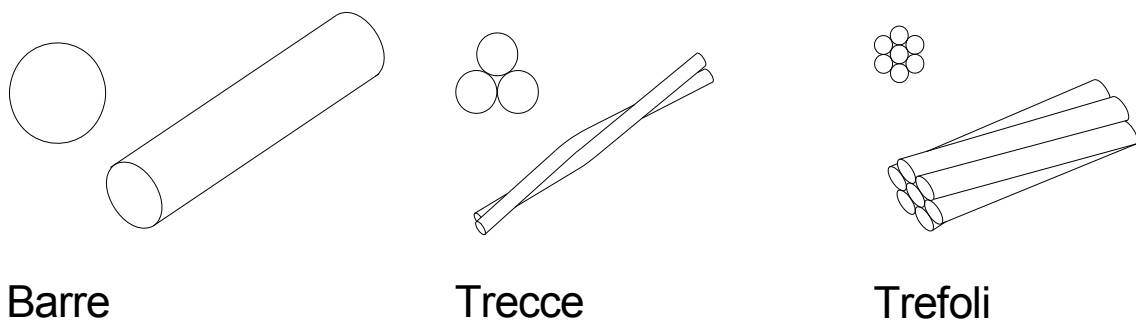


Figura 3.2: Diversi tipi di cavi di precompressione.

I trefoli vengono realizzati con un acciaio molto più resistente da quello impiegato nelle costruzioni in calcestruzzo ordinario. Gli acciai di precompressioni o armonici, sono dotati da un'elevatissima resistenza e una adeguata duttilità all'allungamento. L'incremento di resistenza è dovuto alla loro composizione chimica, che possiede una percentuale maggiore di Carbonio di quella posseduta dagli acciai dolci.

3.1.3 Carichi applicati sulle travi

La struttura subirà, nella sua vita utile, l'applicazione di carichi di diversa natura, come:

- **Carichi permanenti**, cioè, che mantengono nel tempo la loro direzione di applicazione e intensità. Essi si possono dividere in carichi permanenti

strutturali (Peso proprio della trave, peso proprio della soletta collaborante) e permanenti non strutturali (Peso delle barriere, pavimentazione, marciapiedi, ecc.).

- **Carichi accidentali**, che possono presentarsi su diverse parti della struttura, producendo effetti dipendenti dal loro punto di applicazione. In questo caso, i carichi dovuti al traffico veicolare e pedonale.
- **Pre-sollecitazione**, dovuta in questo caso alla pre-tesatura dei cavi longitudinali.

3.1.4 I fenomeni lenti

Oltre ai carichi applicati, si deve anche considerare l'effetto dei fenomeni lenti sullo stato tensionale della trave. Si valutano gli effetti prodotti da:

- **Ritiro del calcestruzzo**: Il ritiro è la riduzione di volume del cemento dovuta all'essiccamento e ai processi chimici al cui è soggetto nella fase di presa. È una riduzione indipendente dallo stato tensionale al cui venga soggetto l'elemento. Il cls. tende a perdere l'acqua non necessaria nello sviluppo del processo di idratazione, in maniera più o meno accentuata dipendendo dalle condizioni dell'intorno (Temperatura e umidità). La perdita di volume è maggiore al decrescere dell'umidità relativa dell'ambiente, potendosi anche trovare un fenomeno di rigonfiamento per materiali sottoposti ad elevati valori di umidità. Le temperature alte producono un'accelerazione del processo di essiccamento, mentre quelle basse possono anche rallentarlo.

Un altro fattore che ha un'elevata influenza sul processo è il rapporto tra l'area e il perimetro bagnato dell'elemento, noto come spessore fittizio, aumentando al diminuire di tale rapporto.

La variazione di volume prodotta dal ritiro può produrre variazioni non trascurabili sullo stato tensionale degli elementi in calcestruzzo. Siccome i cavi di precompressioni sono aderiti al cls, al variare il volume del secondo, si

dovrebbe produrre pure una variazione sull'acciaio, che però presenta una maggiore rigidità, e quindi si genera una tensione agente sul cavo, che verrà risentita come una perdita di tensione sulla precompressione. La normativa presenta delle espressioni per il calcolo della deformazione per ritiro. Nel capitolo 11 di [3] si trova:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

- ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro,
- ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento,
- ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

La deformazione per essiccamento a tempo infinito si calcola in funzione da un coefficiente k_h e un valore massimo pari a ε_{c0} :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{c0} \cdot k_h$$

Il valore di k_h (sempre minore o pari a 1) dipende da un'altezza fittizia, h_0 , calcolata come 2 volte l'area della sezione trasversale divisa il perimetro esposto della sezione ($h_0=2A/u$); mentre la deformazione massima ε_{c0} dipende dalla resistenza a compressione del cls e dall'umidità relativa. Mentre più alte sono esse, minore sarà la deformazione, dovuto al fatto che mentre più resistente è il cls, tende ad essere più compatto, e aumentando l'umidità dell'aria, lo scambio d'acqua con la sezione è più ridotto.

Per quanto riguarda la deformazione per ritiro autogena, esiste soltanto una dipendenza dalla resistenza a compressione cilindrica. Si calcola come:

$$\varepsilon_{ca} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

• **Viscosità:** La viscosità è la capacità dei fluidi di opporsi allo scorrimento. Nei materiali come il cls, si evidenzia il suo effetto quando la loro deformazione aumenta nel tempo all'essere sottoposti a una sollecitazione. Quando un carico viene applicato ad un elemento in cls, esso subisce una deformazione istantanea (ϵ_{ist}), mantenendo il carico costante nel tempo, tale deformazione istantanea aumenta come somma di due contributi, una deformazione elastica differita, anch'essa reversibile, ed una deformazione differita irreversibile, dovuta alla viscosità.

Eliminando il carico, viene recuperata istantaneamente la deformazione istantanea iniziale e nel tempo si recupera anche quella elastica differita, quella che invece non viene più recuperato è la quota parte differita irreversibile.

Quanto detto può essere schematizzato nella figura seguente:

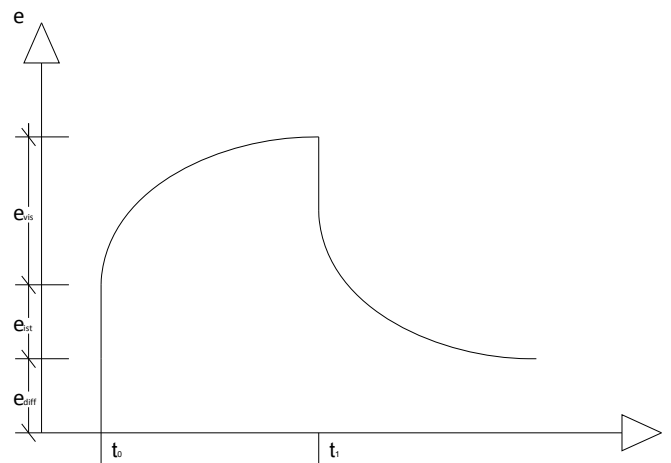


Figura 3.3: Deformazione viscosa a N costante da t_0 .

La deformazione viscosa si può esprimere come funzione della deformazione elastica istantanea come:

$$\epsilon_v = \varphi \cdot \epsilon_{ist}$$

Dove φ è un coefficiente di viscosità, dipendente da: le condizioni climatiche (umidità relativa e temperatura); le dimensioni dell'elemento, la composizione

a/c del calcestruzzo e il grado di indurimento al momento in cui l'elemento viene caricato. La deformazione viscosa aumenta se il cls caricato è molto "giovane".

Se al momento di carico la tensione è minore di $0,45 \cdot f_{ckj}$, la normativa permette il calcolo del coefficiente di viscosità a tempo infinito in funzione dell'altezza fittizia dell'elemento h_0 (previamente descritta), il tempo di messa in carico t_0 e l'umidità relativa dell'ambiente.

I valori di φ aumentano quando t_0 è molto ridotto, e decrescono con h_0 e U.R.; variando fra valori di 1,6 (Per un $t_0 > 60$ gg, $h_0 > 600$ mm e U.R. di circa il 75%) fino a 4,5 (Per un t_0 di 3 giorni, $h_0 < 75$ mm e U.R. di circa il 55%).

La variazione della deformazione si tiene in conto anche con una riduzione del modulo elastico del cls. Si impiega il metodo del modulo ridotto modificato [13], in cui si calcola il modulo a tempo infinito come:

$$E_{rid} = \frac{E_{28}}{(1 + \chi \cdot \varphi_{\infty})}$$

Dove:

- E_{28} è il modulo elastico del calcestruzzo ai 28 giorni,

- φ_{∞} è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo a tempo infinito e

- χ è un coefficiente di invecchiamento, che nel caso in cui, i carichi si sviluppino nel tempo con un andamento simile a quello della viscosità, si può assumere pari a 0,8.

• **Rilassamento dell'acciaio:** Anche l'acciaio subisce variazioni tensionali nel tempo se sottoposto a carichi elevati (Maggiori a 50% del carico di rottura), come è il caso dell'acciaio di precompressione. Viene spesso valutato come un'aliquota della tensione di precompressione iniziale. Secondo la normativa [3,

capitolo 11] si può valutare la perdita di tensione per rilassamento dipendendo da 3 classi d'acciaio:

-Classe I: Frecce, filo o trefolo ordinario,

-Classe II: Frecce, filo o trefolo stabilizzato,

-Classe III: Barra laminata.

Avendo identificato la classe dell'acciaio, si calcola le perdita attraverso l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Per Classe II, che rappresenta il caso studiato. Nell'espressione si trova che:

- $\Delta\sigma_{pr}$ è la variazione della tensione per rilassamento,

- σ_{pi} è la tensione di precompressione iniziale,

- ρ_{1000} è la percentuale di perdita per rilassamento a 1000 ore dell'applicazione del carico. Dipende dalla classe d'acciaio impiegata,

- μ è il rapporto fra la tensione iniziale dei cavi e la loro tensione ultima a compressione, σ_{pi}/f_{pk} ,

- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione, che spesso viene valutato pari a 500000 ore.

3.1.5 Metodo di calcolo

Gli effetti dei carichi e dei fenomeni lenti appena descritti si valutano attraverso il Calcolo elastico esposto da Antonini [1], nel cui si valutano in momenti diversi gli effetti della pre-sollecitazione e poi gli effetti prodotti dai

carichi esterni applicati sull'elemento. Le diverse tensioni si calcolano su un punto qualsiasi della trave, dipendendo dalla sua posizione dal baricentro della sezione ideale, attraverso l'espressione:

$$\sigma_i = \frac{N_{prec}}{A} + \frac{M_x \cdot y_i}{J}$$

Dove:

- N_{prec} è la tensione di pre-sollecitazione applicata alla trave,

- A rappresenta l'area della trave,

- M_x rappresenta i diversi momenti applicati sulla trave nelle diverse fasi di calcolo,

- y_i è l'altezza rispetto al baricentro del piano in considerazione e

- J rappresenta il momento d'inerzia della sezione rispetto al suo baricentro.

Ma, le tensioni applicate agli elementi precompressi non si possono considerare interamente agenti allo stesso momento sulla stessa sezione. La trave viene caricata dal momento in cui il cls fa presa e sia i carichi che la sezione reagente variano da quel momento fino a quando viene caricata finalmente dal traffico. Si devono definire 2 sezioni tipo ad essere caricate e 4 fasi di carico.

La prima sezione è quella rappresentata dalla sezione in cemento armato con i cavi aderenti. Comincia a lavorare nel momento in cui si rilasciano i trefoli e su di essa agiscono la tensione di pre-compressione e il peso proprio della trave.

Una volta che la trave viene poggiata sui pulvini, si procede con il getto della soletta sulla trave stessa, agendo come carico sulla sezione di cls con i trefoli.

Avendo già fatto presa la soletta, si può considerare che essa è reagente e quindi, si trova la seconda sezione di calcolo, composta dalla trave in cls con i trefoli aderenti e la soletta collaborante. Sulla nuova sezione agiranno in terza fase i sovraccarichi permanenti portati, costituiti dalle barriere, la pavimentazione e altri elementi che non hanno una funzione strutturale, ma non variano in direzione e intensità nella vita utile della struttura.

Finalmente, sulla sezione complessiva agiscono i carichi dovuti al traffico, rappresentando essi la quarta fase di carico.

3.1.6 Considerazioni ulteriori

- È di grande importanza notare che i materiali impiegati per la costruzione delle sezioni hanno delle proprietà meccaniche diverse, che devono venire correttamente rappresentate nella modellazione della stessa. Si parte da un materiale base, in questo caso il cls, al cui verranno aggiunti 2 materiali diversi: acciaio, che ha un modulo elastico molto più elevato di quello del calcestruzzo della trave, e il cls della soletta che ha caratteristiche di resistenza minori.

Per tener conto della differenza fra i moduli si fa impiego di un coefficiente di omogeneizzazione, n , che tiene semplicemente in conto il rapporto fra di loro.

$$n = \frac{E_i}{E_c}$$

Dove E_c rappresenta il modulo elastico del cemento della trave ed E_i , il modulo dell'acciaio o del calcestruzzo della soletta, dipendendo dal caso valutato.

- Gli effetti lenti variano con le diverse fasi di carico, dal momento che con il passare del tempo e l'applicazione dei vari carichi, lo stato tensionale all'interno

della sezione si modifica, in particolare la tensione di compressione al livello del cavo risultante, soprattutto nella sezione di mezzeria della trave, si riduce e con essa si riduce l'effetto viscoso. Si considereranno 2 schemi: Uno in cui essi agiscono in un 100% fra la prima a seconda fase di carico, sopravvalutandosi la loro entità in favore della sicurezza; e un secondo caso in cui verranno divisi in diverse fasi.

3.2 Applicazione numerica

3.2.1 Materiali impiegati

Per il calcolo vi servono le seguente caratteristiche dei materiali impiegati:

Trave in c.a.

	R_{bk} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	f_{cm} (Mpa)	E_{cm} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	f_{ctk} (Mpa)
Al taglio dei trefoli	40	33,20	41,20	33642,78	3,10	3,10
Finale	55	45,65	53,65	36416,11	3,83	3,83

Soletta

R_{bk} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	f_{cm} (Mpa)	E_{cm} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)
40	33,20	41,20	33642,78	3,10

Acciaio

f_{ptk} (Mpa)	$f_{p(1)k}$ (Mpa)	E_{cm} (Mpa)	σ_{spi} (Mpa)
1860	1670	195000	1350

Tabella 3.1: Caratteristiche dei materiali dell'impalcato.

Dove per il calcestruzzo si presentano (Secondo [3]):

- R_{bk} è la resistenza a rottura caratteristica cubica,

- f_{ck} è la resistenza a rottura caratteristica cilindrica, calcolata come $0,83 \cdot R_{bk}$,

- f_{cm} è il valore medio della resistenza cubica, calcolata come $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{Mpa}$,

- E_{cm} è il modulo elastico istantaneo, assunto come quello secante tra la tensione nulla e 40% di f_{cm} . Si può calcolare come: $22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$,

- f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice assiale, calcolata come:
 $0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$,

- f_{ctk} è la resistenza caratteristica di rottura per trazione da flessione.

Per quanto riguarda all'acciaio di precompressione, la normativa presenta:

- f_{ptk} è la tensione caratteristica a rottura, sempre uguale o maggiore di 1860Mpa,

- $f_{p(1)k}$ è la tensione caratteristica al 1% di deformazione totale,

- E_{cm} è il modulo di elasticità medio dei trefoli,

- σ_{pi} è la tensione iniziale di precompressione dei cavi.

Con le caratteristiche dei materiali, si calcolano i coefficienti di omogeneizzazione:

n acciaio	5,80
n soletta	0,92

3.2.2 Sezioni di calcolo

Come è stato già accennato nel capitolo precedente, il calcolo richiede l'impiego di 2 sezioni di calcolo per ogni schema di cadute di tensione considerato. La prima sezione è composta dalla trave in cls e i trefoli aderenti e la seconda avrà l'aggiunta della soletta collaborante.

3.2.2.1 Sezioni dello schema 1 di CDT

La sezione 1 presenta le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

**Sezione 1: Trave+Trefoli
aderenti**

A₁	1,31	m ²
J₁	0,4860	m ⁴
h₁	1,60	m
yi₂	0,83	m
ys₂	-0,77	m
et₂	0,68	m
wi₂	0,586	m ³
ws₂	-0,630	m ³
wt₂	0,715	m ³

Tabella 3.2: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio.

Schema 1

Mentre la sezione 2 ha le seguente caratteristiche:

**Sezione 2: Trave+Trefoli+Soletta
collaborante**

A₂	2,61	m ²
J₂	1,0166	m ⁴
h₂	1,60	m
yi₂	1,27	m
ys₂	-0,33	m
et₂	1,13	m

ess₂	-0,58	m
------------------------	-------	---

wi₂	0,798	m ³
ws₂	-3,117	m ³
wt₂	0,904	m ³
wss₂	-1,765	m ³

Tabella 3.3: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio+soletta.

Schema 1.

3.2.2.2 Sezione dello schema 2

Sezione 1: Trave+Trefoli aderenti

A₁	1,31	m ²
J₁	0,4838	m ⁴
h₁	1,60	m
yi₂	0,83	m
ys₂	-0,77	m
et₂	0,68	m

wi₂	0,582	m ³
ws₂	-0,629	m ³
wt₂	0,713	m ³

Tabella 3.4: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio.

Schema 2.

Mentre la sezione 2 ha le seguenti caratteristiche:

**Sezione 2: Trave+Trefoli+Soletta
collaborante**

A₂	2,61	m ²
J₂	1,0166	m ⁴
h₂	1,60	m
yi₂	1,27	m
ys₂	-0,33	m
et₂	1,12	m
ess₂	-0,57	m
wi₂	0,793	m ³
ws₂	-3,117	m ³
wt₂	0,900	m ³
wss₂	-1,760	m ³

Tabella 3.5: Caratteristiche geometriche della sezione cls+acciaio+soletta.

Schema 2.

Dove si trovano:

-A= Area della sezione,

-J= Momento d'inerzia della sezione attorno al centro de massa,

-h= Altezza della sezione in cls,

-y= Altezza misurata dal centro di massa, positiva verso il basso,

-e= Eccentricità,

-w= Momento meccanico.

E i pedici indicano: i= lembo inferiore della trave in cls, s= lembo superiore della trave in cls, t= posizione del cavo ideale, ss= lembo superiore della soletta collaborante.

Graficamente si rappresentano le sezioni 1 e 2 dello schema 2 come:

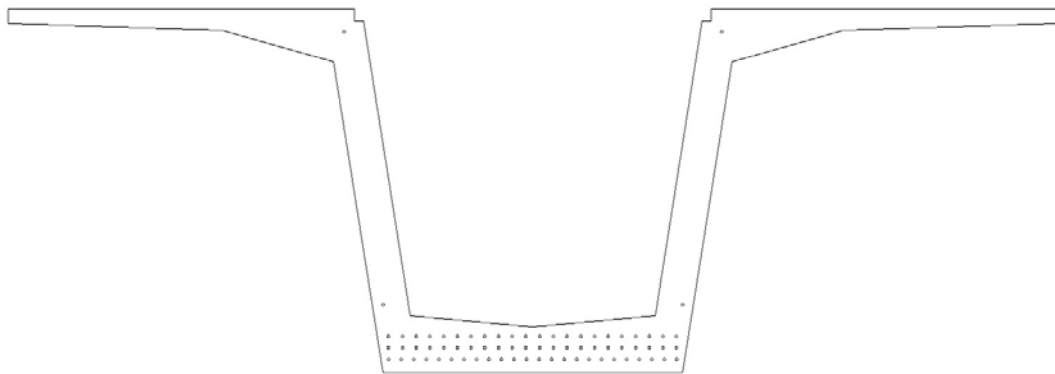


Figura 3.4: Sezione 1, schema CDT 2.

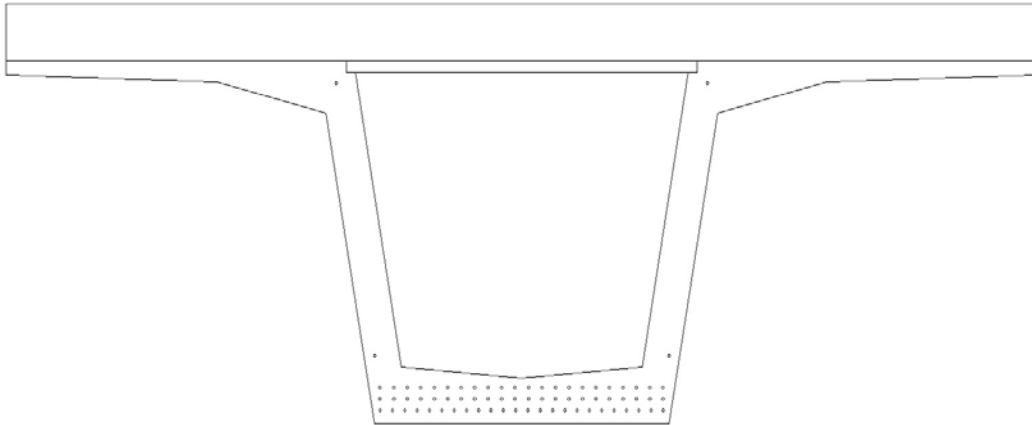


Figura 3.5: Sezione 2, schema CDT 2.

3.2.3 Posizionamento dei trefoli

La determinazione della posizione finale dei trefoli viene effettuata attraverso un processo iterativo, in cui variando il loro numero e posizione relativa ai lembi, si sposta il baricentro della sezione composta, dando luogo a cambiamenti nelle tensioni agenti sulla sezione. In un primo tentativo si è scelta la seguente configurazione:

Strato	n° trefoli	dist dal lembo inferiore (m)
1	26	0,06
2	26	0,11
3	26	0,16
4	4	1,50

Tabella 3.6: Configurazione iniziale dei trefoli.

Il calcolo della posizione e il numero dei trefoli è condizionato della maniera in cui vengono considerato le cadute di tensione dovuto agli effetti lenti. Vengono

considerati seguendo 2 schemi: nel primo, si considera il 100% delle cadute di tensione alla fine della prima fase; cioè considerando che sulla trave agiscono soltanto la precompressione e il peso proprio della trave stessa. Realizzandosi in questa maniera, la variazione della tensione dovuta agli effetti viscosi (che dipende dal carico che subisce l'elemento) sarà massima e rappresenta una condizione che non si trova nella realtà.

Il secondo schema considera che la caduta di tensione dovuta alla viscosità e il ritiro si estendono nel tempo, considerandosi: il 40% della caduta dopo la tesatura dei cavi e l'applicazione del peso proprio della trave, 30% avendo gettato la soletta e 30% dopo dell'applicazione dei sovraccarichi permanenti portati.

3.2.3.1 Schema 1 di CDT

Nel primo schema si considera che la caduta di tensione prodotta dagli effetti lenti si produce in un 100% dopo della prima fase di carico della trave. La configurazione finale dei trefoli seguendo questa strada si presenta nella tabella 3.7. Anche se la configurazione iniziale funzionava, poteva essere minorata per far decrescere il numero di trefoli, accettando valori di trazione un po' più elevati. Dopo un certo numero di iterazioni si arriva alla configurazione finale:

Strato	n° trefoli	dist dal lembo inferiore (m)
1	26	0,06
2	25	0,11
3	23	0,16
4	2	0,30
5	2	1,50

Tabella 3.7: Configurazione finale dei trefoli. Schema 1.

Con cui si impiegano **78** trefoli di diametro 0,6''($\varphi=0,0134m$); trovandosi un'area di acciaio pari a **0,0109m²**.

3.2.3.1.1 Fasi di calcolo

-**Fase I:** Viene divisa in 2 sollecitazioni: la tessatura dei cavi e l'applicazione del peso proprio:

- Pre-sollecitazione: Dal valore iniziale di tessatura (σ_{pi}), l'area d'acciaio e il modulo elastico dell'acciaio si calcola la forza assiale applicata sulla trave:

$$N_{prec} = \sigma_{pi} \cdot E_a = -14742 \text{ KN}$$

E conoscendo lo sforzo assiale e la posizione del cavo equivalente rispetto al baricentro, si calcola il momento applicato:

$$M_{prec} = N_{prec} \cdot e_{t,1} = -10027 \text{ KNm}$$

Si generano le seguenti tensioni parziali:

σ_s	4,69	Mpa
σ_i	-28,32	Mpa
σ_t	-25,26	Mpa

-Il peso proprio della trave viene valutato attraverso il momento che esso produce in mezzeria all'elemento, calcolato prendendo in conto le variazioni della sezione, di valore **3150 KNm**. Si producono le seguenti tensioni parziali:

σ_s	-5,00	Mpa
σ_i	5,36	Mpa
σ_t	4,40	Mpa

E alla fine della prima fase di calcolo si trovano come tensioni totali:

σ_s	-0,31	Mpa
σ_i	-22,95	Mpa
σ_t	-20,85	Mpa

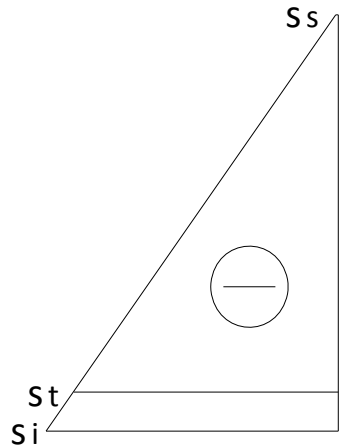


Figura 3.6: Tensioni totali nella fase I. Schema 1.

-Effetti lenti: Come già accennato, si valuterà il 100% dell'effetto dei fenomeni lenti fra la fase I e la fase II.

- Rilassamento dell'acciaio: I valori impiegati per il calcolo, e caduta di tensione prodotta sono i seguenti:

σ_{pi}	1350	Mpa
ρ_{1000}	2,5	%
μ	0,73	
t	500000	ore
$\Delta\sigma_{ril}/\sigma_{pi}$	0,04	
$\Delta\sigma_{ril}$	59,06	Mpa

- Effetti della viscosità: Le caratteristiche della sezione e il coefficiente di viscosità saranno:

A_c	1,26	m ²
u	15,89	m
h_o	158,72	mm
t_o	7	gg
φ[∞]	2,69	

Noto il coefficiente di viscosità si calcola la caduta di tensione prodotta da esso come la tensione agente sull'cavo equivalente che moltiplica il rapporto fra i moduli e il coefficiente di viscosità:

$$\Delta\sigma_{visc} = \varphi_{\infty} \cdot \sigma_{t,FI} \cdot E_a / E_{cls} = 334,38 \text{ Mpa}$$

Considerandosi $\sigma_{t,FI}$ come la tensione sui trefoli alla fine della Fase I.

- Ritiro: I valori impiegati per il calcolo e le deformazioni prodotte dal ritiro sono:

h_o	158,72	mm
k_h	0,91	
f_{ck}	45,65	Mpa
ε_{co}	-0,26	
	-	
ε_{cd,∞}	0,000237	
ε_{ca,∞}	-8,91E-05	

	-	
ε_{cs,∞}	0,000326	

Nota la deformazione, si calcola la perdita di precompressione come:

$$\Delta\sigma_{rit} = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot E_a = 63,61 \text{ Mpa}$$

In definitiva, la caduta di tensione totale prodotta dagli effetti lenti sarà:

Perdite per rilassamento	59,06	Mpa
Perdite totali per ritiro	63,61	Mpa
Perdite per viscosità	324,88	Mpa
Totale	447,55	Mpa

Una volta calcolata la caduta di tensione, si trovano le sollecitazioni efficaci della pre-sollecitazione:

N	4887,28 KN
M	3324,13 KNm

E lo stato tensionale totale, al 100% delle cadute dovute agli effetti lenti sarà:

σ_s	-1,87	Mpa
σ_i	-13,56	Mpa
σ_t	-12,48	Mpa

-Fase II: In questa fase si applica il solo carico della soletta (e la predalle su di cui si esegue anche il getto) sulla sezione 1. Esso viene rappresentato da un carico equivalente al peso specifico del cls, che moltiplica l'altezza della soletta per la sua larghezza (si considera che metà del carico totale della soletta agisce su ogni trave), applicato sull'intera larghezza della trave e un altro carico lineare che rappresenta la predalle.

$$q_{sol} = \frac{1}{2} \cdot h_{sol} \cdot b_{sol} \cdot \gamma_{cls}$$

$$= 0,5 \cdot 0,25 \cdot 11,25 \cdot 25$$

$$q_{sol} = 35,16 \frac{KN}{m}$$

$$q_{pre} = 0,05 \cdot 1,89 \cdot 25$$

$$q_{pre} = 2,36 \text{ KN/m}$$

Con essi si produce un momento in mezzeria di 3495KNm, che genera le seguenti tensioni:

σ_s	-5,55	Mpa
σ_i	5,96	Mpa
σ_t	4,89	Mpa

Che aggiunte alle tensioni totali generano:

σ_s	-7,41	Mpa
σ_i	-7,60	Mpa
σ_t	-7,58	Mpa

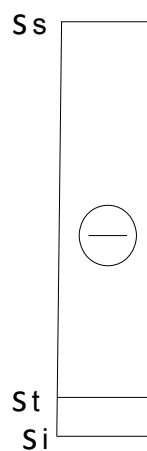


Figura 3.7: Tensioni totali nella fase II. Schema 1.

-Fase III: Da questa fase in poi, la soletta ha ormai fatto presa e quindi si può passare a considerare la sezione 2 come sezione di calcolo. Come è stato visto nelle caratteristiche, si produce un forte spostamento del baricentro della sezione verso l'alto, riducendo gli effetti di compressione dai carichi che vengono applicati da quel momento in poi. Nella terza fase si considera l'applicazione dei sovraccarichi permanenti portati, generandosi le seguenti tensioni parziali:

σ_s	-0,49	Mpa
σ_i	1,93	Mpa
σ_t	1,70	Mpa
σ_{ss}	-0,87	Mpa

E tensioni totali di:

σ_s	-7,91	Mpa
σ_i	-5,68	Mpa
σ_t	-5,88	Mpa
σ_{ss}	-0,87	Mpa

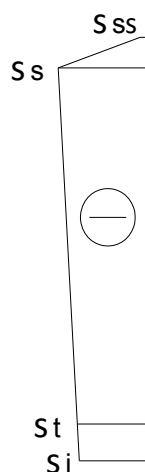


Figura 3.8: Tensioni totali nella fase III. Schema 1.

L'effetto della precompressione ha ancora un effetto predominante sugli altri carichi, riuscendo a produrre sforzi di compressione sulle fibre inferiori della trave.

-Fase IV: Nella quarta fase, finalmente l'impalcato è pronto per subire i carichi dovuti al traffico dei veicoli e dei pedoni. Si prende il valore del momento massimo in mezzeria prodotto dallo schema di carico 1 della NTC 08[3] calcolato nel capitolo 2 secondo in metodo di Guyon-Massonnet-Bares. Le tensioni parziali prodotte sono:

σ_s	-2,29	Mpa
σ_i	8,93	Mpa
σ_t	7,89	Mpa
σ_{ss}	-4,04	Mpa

E le tensioni finali che si troveranno sulla trave sono:

σ_s	-10,19	Mpa
σ_i	3,26	Mpa
σ_t	2,01	Mpa
σ_{ss}	-4,91	Mpa

Tabella 3.8: Tensioni finali sulla trave. Schema 1.

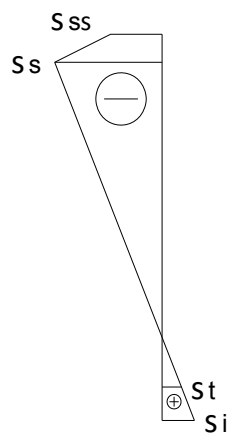


Figura 3.9: Tensioni totali nella fase IV. Schema 1.

Finalmente si osserva uno sforzo di trazione sulle fibre inferiori della trave, che è ancora dentro dei valori accettabili.

3.2.3.2 Schema 2 di CDT

Con il secondo schema di calcolo, gli effetti lenti non si considerano concentrati in una singola fase, ma vengono divisi in 3 fasi di calcolo, nelle cui varierà lo stato tensionale della sezione, producendo una riduzione della caduta dovuta alla viscosità.

Dopo certi tentativi si raggiunge ad una configurazione che riesce a mantenere le tensioni entro i limiti accettabili in una maniera soddisfacente. Si osserva come la quantità di trefoli è minore da quella impiegata nello schema 1 impiegandosi **72** trefoli con le stesse caratteristiche di prima, generandosi un'area di **0,0101m²**.

Strato	n° trefoli	dist dal lembo inferiore (m)
1	24	0,06
2	22	0,11
3	22	0,16
4	2	0,30
5	2	1,50

Tabella 3.9: Configurazione finale dei trefoli, schema 2.

3.2.3.2.1 Fasi di calcolo

-Fase I: Le sollecitazioni prodotte dalla pre-sollecitazione sono:

$$N_{prec} = \sigma_{pi} \cdot E_a = -13608 \text{ KN}$$

$$M_{prec} = N_{prec} \cdot e_{t,1} = -9233 \text{ KNm}$$

Come si poteva aspettare, sono minori da quelle trovate con lo schema 1, essendo l'area d'acciaio minore. Le sollecitazioni producono le seguenti tensioni parziali sulla trave:

σ_s	4,28	Mpa
σ_i	-26,25	Mpa
σ_t	-23,34	Mpa

Mentre quelle dovute al peso proprio saranno:

σ_s	-5,01	Mpa
σ_i	5,41	Mpa
σ_t	4,42	Mpa

Producendosi uno stato tensionale totale:

σ_s	-0,72	Mpa
σ_i	-20,84	Mpa
σ_t	-18,92	Mpa

-Effetti lenti, fase I: Siccome il ritiro è indipendente dallo stato tensionale agente sull'elemento e il rilassamento dell'acciaio è indipendente dalla configurazione dei trefoli, tutte e 2 le cadute di tensione associate ad'essi

restano invariate rispetto allo schema 1. L'effetto che deve venire valutato con più attenzione è quello della viscosità.

Si considererà che il **40%** delle perdite per viscosità si troveranno in questa fase. Il 100% che si trova in quel momento equivale a:

$$\Delta\sigma_{visc} = \varphi_{\infty} \cdot \sigma_{t,FI} \cdot \frac{E_a}{E_{cls}} = 294,86 \text{ Mpa}$$

E quindi si considererà che fra la fase I e la fase II; viene scontata una tensione di 117,95Mpa dovuto all'effetto della viscosità.

In definitiva, si considereranno in prima fase: il 100% delle perdite associate al rilassamento dell'acciaio, il 40% delle perdite associate al ritiro e il 40% delle perdite associate alla viscosità. Con esse, la caduta di tensione totale prodotta dagli effetti lenti sarà:

Perdite per rilassamento	59,06	Mpa
Perdite totali per ritiro	25,45	Mpa
Perdite per viscosità	117,95	Mpa
Totale	202,45	Mpa

Una volta calcolata la caduta di tensione, si trovano le sollecitazioni efficaci della pre-sollecitazione:

N	2041 KN
M	1385 KNm

E le tensioni parziali associate:

σ_s	-0,64	Mpa
σ_i	3,94	Mpa
σ_t	3,50	Mpa

Con tensioni totali:

σ_s	-1,37	Mpa
σ_i	-16,90	Mpa
σ_t	-15,42	Mpa

-Fase II: I carichi dovuti al getto della soletta e la predal sono gli stessi applicati nello schema 1, trovandosi le tensioni parziali:

σ_s	-5,56	Mpa
σ_i	6,00	Mpa
σ_t	4,90	Mpa

Che aggiunte alle tensioni della fase precedente producono:

σ_s	-6,92	Mpa
σ_i	-10,90	Mpa
σ_t	-10,52	Mpa

-Effetti lenti, fase II: Avendosi già considerato il 100% della caduta dovuta al rilassamento dell'acciaio, si considerano soltanto: 30% degli effetti dovuti al ritiro e 30% degli effetti dovuti alla viscosità. Il 100% del ritiro rimane invariato fra le fase e quindi si prende il 30% dell'effetto considerato inizialmente; mentre per valutare la variazione prodotta dalla viscosità, si deve prendere la tensione agente alla fine della fase II all'altezza del cavo equivalente. Con esso, invece che prendere il 100% degli effetti su una tensione di 18 Mpa, adesso si sconta un 30% su una tensione minore di **10,52 Mpa**. Si trovano allora:

Perdite totali per ritiro	19,08	Mpa
Perdite per viscosità	49,18	Mpa
Totale	68,27	Mpa

Esse generano delle tensioni parziali pari a:

σ_s	-0,22	Mpa
σ_i	-1,33	Mpa
σ_t	-1,18	Mpa

E dopo della seconda fase degli effetti lenti si ottiene:

σ_s	-7,14	Mpa
σ_i	-9,57	Mpa
σ_t	-9,43	Mpa

-Fase III: Come nel caso della soletta, i sovraccarichi permanenti portati producono lo stesso momento sulla trave trovato con lo schema 1, generando sulla tensione 2 (Schema 2) le seguenti tensioni parziali:

σ_s	-0,49	Mpa
σ_i	1,94	Mpa
σ_t	1,71	Mpa
σ_{ss}	-0,87	Mpa

E le tensioni totali che si troveranno sulla trave sono:

σ_s	-7,63	Mpa
σ_i	-7,65	Mpa
σ_t	-7,64	Mpa
σ_{ss}	-0,87	Mpa

-Effetti lenti, fase III: Finalmente si considera l'ultimo sconto degli effetti lenti sulla trave; con i restanti 30% di ritiro e viscosità. Si ottengono quindi:

Perdite totali per ritiro	19,08	Mpa
Perdite per viscosità	35,68	Mpa
Totale	54,77	Mpa

Con tensioni parziali:

σ_s	-0,01	Mpa
σ_i	-0,99	Mpa
σ_t	-0,90	Mpa
σ_{ss}	-0,14	Mpa

E totali:

σ_s	-7,62	Mpa
σ_i	-6,64	Mpa
σ_t	-6,73	Mpa
σ_{ss}	-1,01	Mpa

-Fase IV: Al considerarsi gli effetti prodotti dai carichi accidentali si trovano come tensioni parziali:

σ_s	-2,29	Mpa
σ_i	9,00	Mpa
σ_t	7,92	Mpa
σ_{ss}	-4,05	Mpa

E le tensioni finali che agiscono sulla trave sono:

σ_s	-9,91	Mpa
σ_i	2,36	Mpa
σ_t	1,19	Mpa
σ_{ss}	-5,06	Mpa

Tabella 3.10: Tensioni finali sulla trave. Schema 2.

Dove si osserva che anche considerando una quantità minore di trefoli, la tensione di trazione massima agente sulla fibra più esterna è minore di quella trovata con lo schema 1.

Capitolo 4 Isolamento sismico longitudinale del ponte

4.1 Cenni teorici e descrizioni generali

4.1.1 Scopo dell'isolamento sismico

I ponti sono strutture che generalmente possiedono pesi propri elevati, con uno schema di vincolo a terra isostatico o debolmente iperstatico. Avendo queste caratteristiche, tendono ad avere periodi assai elevati, che producono spostamento considerevoli al venire eccitati dai sisma. Con gli isolatori si vuole minorare la risposta del ponte d'avanti agli eventi sismici. Ciò si raggiunge attraverso una o 2 delle seguenti maniere:

- 1)Aumentando i periodo fondamentali di vibrazione della struttura, spostando la risposta a una zona di accelerazioni minori dello spettro (Figura 4.1),
- 2)Limitando la forza massima orizzontale trasmessa (aumento dello smorzamento viscoso, figura 4.2).

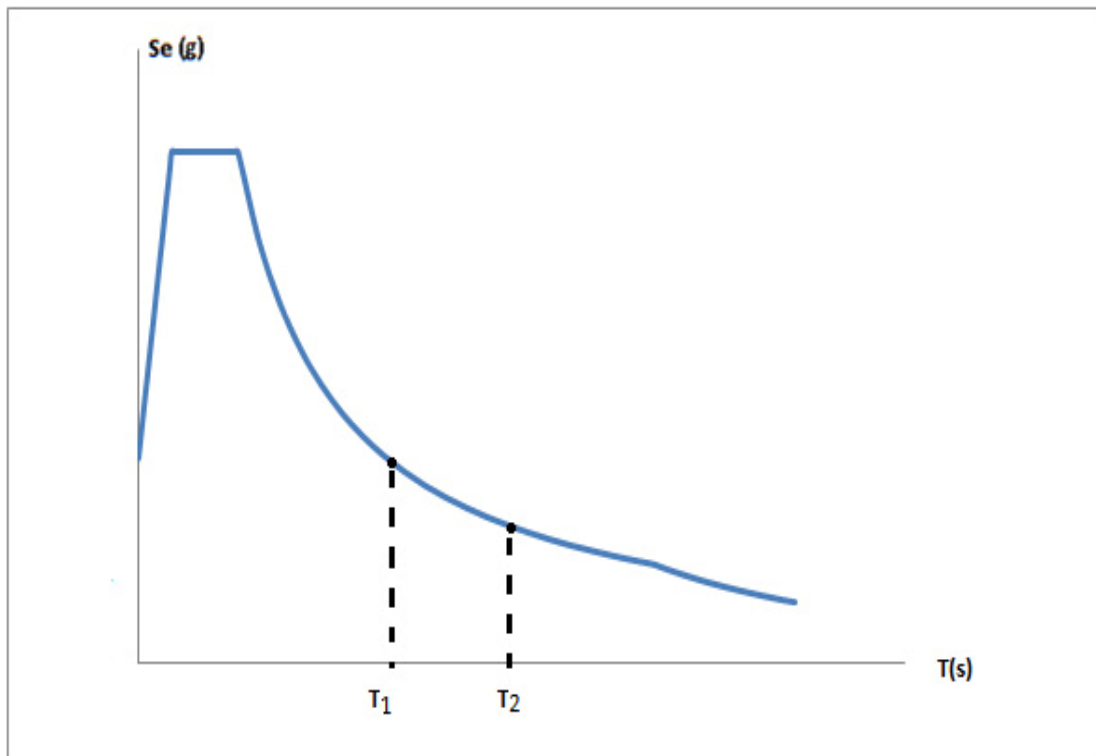


Figura 4.1: Variazione del periodo fondamentale.

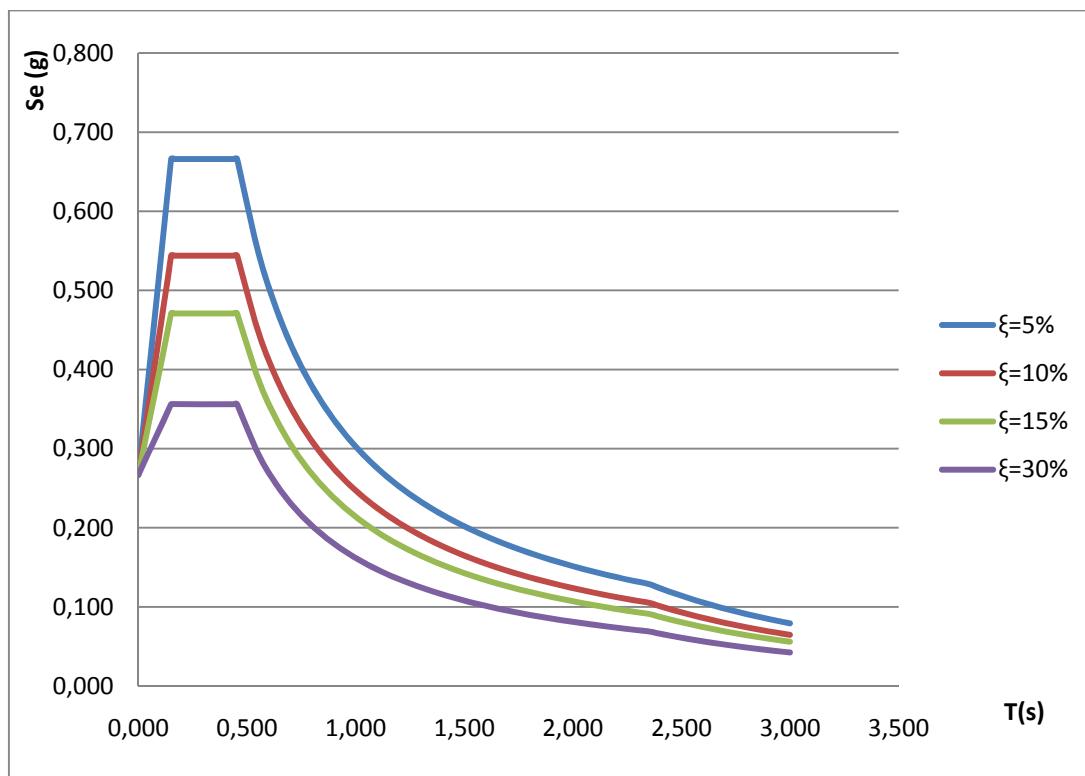


Figura 4.2: Riduzione della risposta al variare lo smorzamento.

L'aumento del periodo riduce efficacemente la risposta della struttura, ma porta a un aumento degli spostamenti che in certi casi possono dominare la progettazione, richiedendo un certo livello di rigidità dovuto ad esempio a restrizioni geometriche.

Lo smorzamento viene spesso assunto come quello di uno smorzatore viscoso, ma esistono diversi meccanismi di dissipazione di energia, come ad esempio: attrito, cicli isteretici, impatto e radiazione. Nel caso studiato è di interesse la dissipazione ottenuta in cicli isteretici attraverso la plasticizzazione di dispositivi in acciaio, e si dovrà quindi fare attenzione agli spostamenti che si possono trovare alla fine del processo deformativo.

La strategia di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze assume che in certe parti delle strutture (spesso le pile), si subirà una risposta elasto-plastica, dissipandosi una grande quantità di energia, se si progetta la duttilità della struttura in maniera adeguata. Nel caso dei ponti isolati, la dissipazione di energia non verrà più affidata agli elementi strutturali, ma sì agli elementi del sistema dissipativo; in maniera che le parti protette da esso si mantengano sostanzialmente elastiche.

4.1.2 Dispositivi di isolamento

Esistono diversi tipi di dispositivi, con comportamenti dipendenti dai materiali impiegati per la sua elaborazione. Qualunque sia la scelta del dispositivo, esistono dei parametri che sono necessari nella descrizione del sistema dissipativo, come ad esempio:

- Deformazione sotto carichi di esercizio,
- Forza e spostamento di snervamento,
- Forza e spostamento ultimi,

-Capacità di ricentraggio e spostamenti residui.

Nel caso valutato verranno impiegati 2 tipi di dispositivi: dissipatori in gomma armata e dispositivi metallici a comportamento elasto-plastico.

-I dissipatori in gomma sono fra gli apparecchi più semplici che si possono impiegare. Potendo anche lavorare come appoggi per le travi. Hanno una risposta prevalentemente elastica, governata dalle proprietà e dimensioni del materiale. Posseggono un'alta deformabilità influenzata dai carichi verticali ai cui vengono sottoposti e la quantità di lamiere in acciaio che vengono intraposte fra gli strati in gomma.

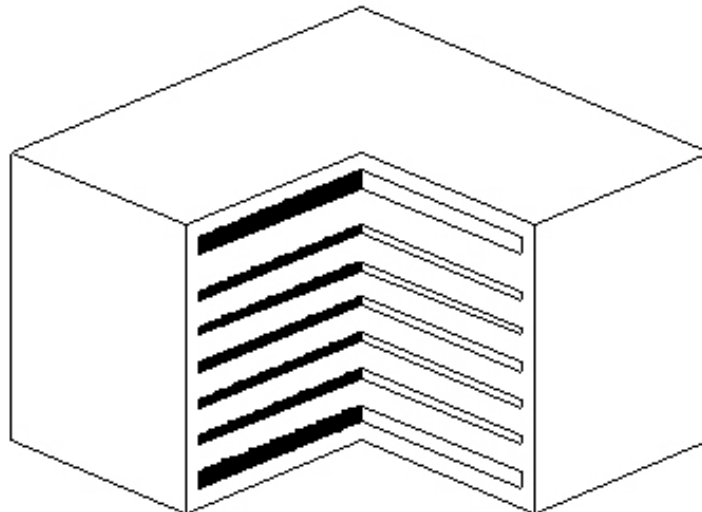


Figura 4.3: Dissipatore in gomma armata

-I dissipatori in acciaio aumentano la resistenza sismica della struttura, giacché sono elementi dotati da un'elevata capacità di dissipazione isteretica e incrementano lo smorzamento equivalente del sistema. Hanno come vantaggio una bassa necessità di manutenzione, ma devono sicuramente venir cambiati dopo un sisma di intensità elevata.

4.1.3 Dimensionamento dei dispositivi secondo la normativa NTC-08

4.1.3.1 Forze in esercizio

Come già accennato, il loro dimensionamento consiste in prima fase di determinare la sua soglia di plasticizzazione, per poter consentire il suo corretto funzionamento sotto carichi di esercizio, determinandosi la sua rigidità elastica a partire da uno spostamento elastico massimo consentito. Lo spostamento che rappresenta questa soglia viene scelto dal progettista, mentre la forza si calcola in funzione delle massime forze orizzontali che si possono trovare nel normale esercizio del ponte.

La forza si calcola come il valore massimo fra: la forza di frenamento e la forza d'attrito del peso proprio della struttura.

-La **forza di frenamento** viene definita nel capitolo 5 della NTC-08 come:

$$0,6(2Q_{1k}) + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L_1 < 900 \text{ KN}$$

Dove:

- Q_{1k} rappresenta il valore dei carichi concentrati della corsia 1, dello schema di carico scelto,

- q_{1k} rappresenta il valore del carico uniformemente distribuito sulla corsia 1, appartenente allo schema di carico scelto,

- w_1 è la larghezza della corsia convenzionale,

- L_1 è la lunghezza della zona caricata.

-Il calcolo della **forza d'attrito** può realizzarsi in maniera iniziale come il 3% del peso totale della sovrastruttura, ma spesso rappresenta una sopravvalutazione dell'entità della forza che veramente agirà sul dispositivo. Con la stima del 3% si ottiene il valore della forza d'attrito per una struttura incastrata su un estremo,

con cui le forze d'attrito dell'intera struttura finiscono su un solo punto, producendo uno sforzo molto elevato:

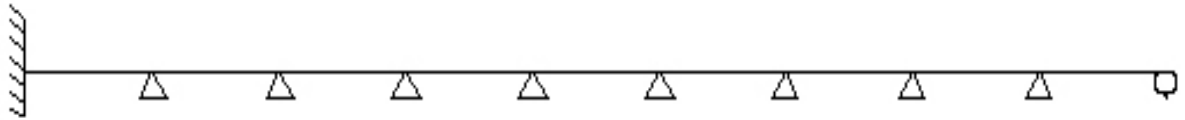


Figura 4.4: Schema di attrito 1.

Nella realtà non esiste una vincolazione infinitamente rigida, giacché l'isolatore si comporta come una molla, cioè subisce uno spostamento al presentarsi una variazione di temperatura sulla struttura e il punto termico nullo si allontana dalla molla. Si deve quindi trovare il punto che non subisce nessuno spostamento con il ΔT e imporre l'equilibrio fra le forze a destra e sinistra di esso.

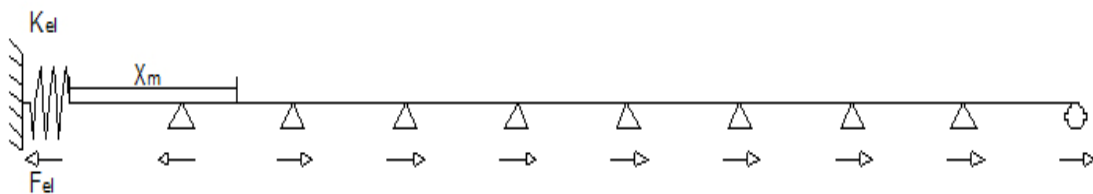


Figura 4.5: Schema di attrito 2.

Per calcolare la nuova forza d'attrito si assume una variazione di temperatura. Nota la variazione, si calcola lo spostamento della molla come:

$$d_1 = \alpha \cdot \Delta T \cdot X_m$$

Dove:

- α è il coefficiente di dilatazione termica, pari a 1×10^{-5} ,

- ΔT è la variazione termica assunta,

- X_m è la posizione del punto termico nullo. Che verrà assunta come un valore positivo dall'appoggio dove si trova la molla.

Con lo spostamento, si calcola la Forza elastica della molla come:

$$F_{el} = K_{el} \cdot d_1$$

Dove:

- K_{el} è la rigidezza elastica della molla. Assunta in un primo momento come quella risultante dallo spostamento massimo elastico e la prima approssimazione della forza di snervamento F_y ,

- d_1 è lo spostamento calcolato nel passo precedente.

Oltre alla forza della molla, si devono conoscere le forze d'attrito presenti sui pulvini, prodotte dai pesi della sovrastruttura. Ciò si fa dividendo il peso dell'intera sovrastruttura fra le campate, conferendo il peso di un'intera campata per le pile interne e soltanto $\frac{1}{2}$ di essa per le pile esterne.

$$F_{ai} = p \cdot L_c \cdot \mu$$

$$F_{ae} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot L_c \cdot \mu$$

Dove:

- F_{ai} ed F_{ae} sono rispettivamente le forze d'attrito delle pile interne ed esterne del ponte,

- p è il peso della struttura espresso come carico linearmente distribuito,

- L_c è la lunghezza delle campate e

- μ è il coefficiente d'attrito, pari sempre a 0,03.

Con le forze appena descritte, si conosce il valore della forza d'attrito imponendo un equilibrio tale che:

$$F_{(+)} = F_{(-)}$$

Dove:

$$F_{(+)} = F_{el} + F_{ae} + n_{app(+)} \cdot F_{ai}$$

$$F_{(-)} = F_{ae} + n_{app(-)} \cdot F_{ai}$$

Dove n_{app} indica in numero di appoggi presenti sia a sinistra, vicini all'appoggio (+), che a destra, o lontani dall'appoggio rispetto il punto termico nullo (-).

Si assumono diversi valori di X_m fino a trovare l'equilibrio ed essa sarà la forza d'attrito reale.

4.1.3.2 Linearizzazione equivalente

Per valutare la risposta dell'isolatore, si impiega una procedura di linearizzazione equivalente, in cui le caratteristiche della risposta bilineare vengono rappresentate da una risposta elastica lineare equivalente, avente una rigidezza K_{eff} riferita allo spostamento massimo dello stato limite in esame; e dall'energia dissipata, espressa in termini di un coefficiente di smorzamento equivalente ξ_{eff} calcolato come:

$$\xi_{eff} = \frac{E_d}{2\pi \cdot F_{dcd} \cdot d_{dcd}}$$

Dove:

- E_d è l'energia dissipata in ciclo isteretico ideale,

- F_{dcd} e d_{dcd} sono rispettivamente la forza e la deformazione massime riferite allo stato limite valutato.

L'energia dissipata si può trovare come:

$$E_d = 4 \cdot (F_y \cdot d_{cd} - F_u \cdot d_y)$$

Graficamente, si osserva come essa è pari a 4 volte l'area romboidale della figura:

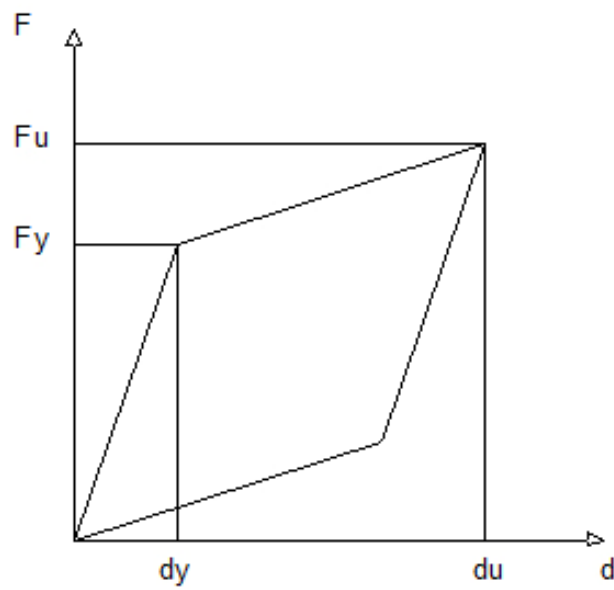


Figura 4.6: Energia dissipata in un ciclo ideale

Essendo il ciclo ideale quello trovato come:

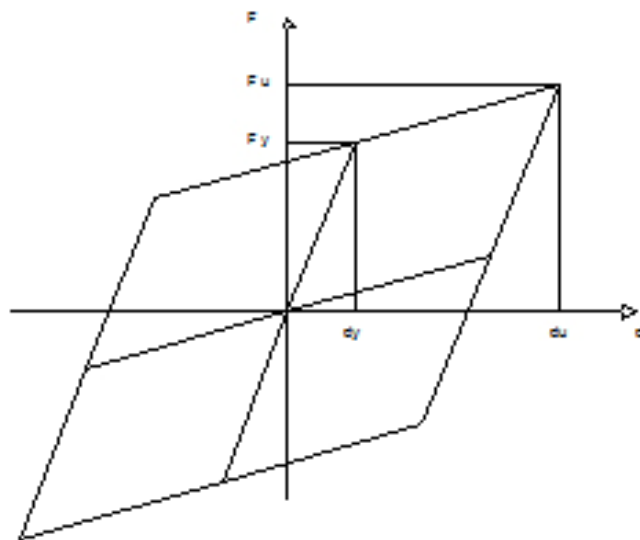


Figura 4.7: Rappresentazione di un ciclo isteretico ideale

In definitiva lo scopo è quello di trovare un K_{eff} e uno ξ_{eff} tali che sia valida l'eguaglianza:

$$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{acd} - d_y) = K_{eff} \cdot d_{acd}$$

In funzione del ξ_{eff} assegnato.

Si può però vedere, che nell'eguaglianza si trovano 3 incognite (La rigidezza del tratto plastico, la deformazione massima plastica e la rigidezza equivalente), collegati ad un quarto (lo smorzamento). Motivo per il cui, si deve procedere in maniera iterativa, fino a trovare valori delle incognite che soddisfano le condizioni.

4.1.3.3 Modellazione dei dispositivi

La modellazione dei dispositivi di isolamento viene disciplinata dal capitolo 7, articolato 7.10 della NTC 08[3], indicando fattori con variabilità, range di valori per caratteristiche meccaniche del sistema e stati limite ad essere valutati. Le caratteristiche del sistema vengono calcolate attraverso un'analisi sotto un sisma nello SLV, impiegandosi poi lo SLD e lo SLC per la determinazione dello spostamento massimo attendibile.

Nella determinazione delle caratteristiche (SLV) viene richiesta la soddisfazione delle seguenti condizioni per l'impiego della linearizzazione equivalente del sistema:

- La rigidezza del sistema equivalente deve essere valutata in maniera iterativa, fino a quando la differenza fra la forza del sistema equivalente e quella del sistema bilineare sia minore del 5%;
- La rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza elastica;
- Lo smorzamento del sistema equivalente deve essere minore o uguale a 30%;

-L'incremento della forza nel sistema di isolamento fra $0,5d_{cd}$ e d_{cd} (essendo d_{cd} lo spostamento ultimo del sistema) deve essere pari ad almeno 2,5% del peso totale della struttura protetta.

Come già accennato, dal SLD si richiede soltanto che gli spostamenti massimi siano compatibili con la funzionalità del sistema; mentre con lo SLC si determina lo spostamento massimo attendibile come la somma fra: lo spostamento massimo determinato per lo SLC e il maggiore fra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico dallo spostamento massimo nello SLD.

Una volta calcolate le caratteristiche del sistema di isolamento, si deve realizzare la verifica del sistema allo SLV, impiegando lo spettro isolato, che verrà costruito dallo spettro elastico, con una riduzione prodotta dal fattore $\eta(\xi_{eff})$ per tutti i periodi maggiori a $0,8T_1$, essendo T_1 il periodo fondamentale nella direzione in cui agisce il sistema isolatore.

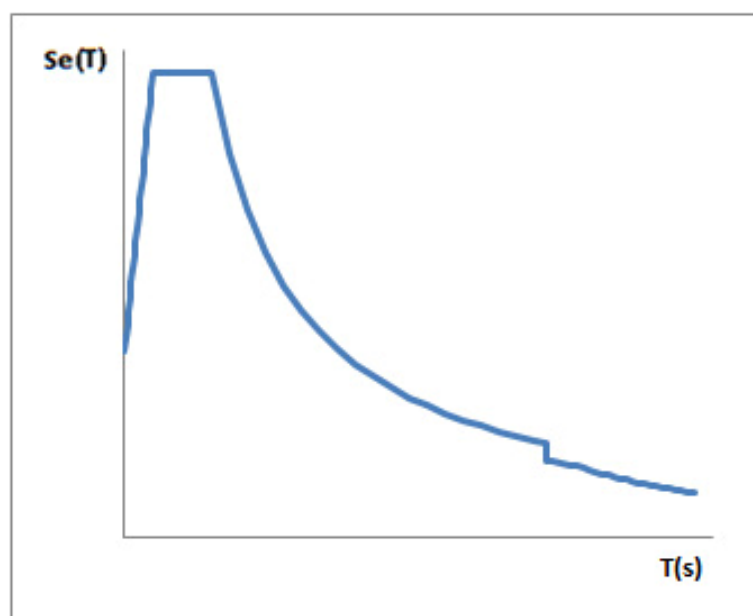


Figura 4.8: Spettro isolato.

È importante verificare che effettivamente isolando lo spettro dal 80% di T_1 si sta soltanto minorando la risposta della sovrastruttura. La mancanza della

verifica potrebbe portare a sottovalutare la risposta della sotto-struttura, conferendo minori sforzi a elementi che in realtà non vengono protetti dal sistema di isolamento.

La normativa richiede inoltre che il calcolo venga ripetuto assumendo una variazione di + o -15% della rigidezza plastica del sistema per invecchiamento. Si deve quindi rifare il processo di calcolo delle caratteristiche del sistema equivalente per i nuovi valori di K_2 .

Una volta trovati gli spettri si deve determinare la risposta del sistema sia trasversalmente che longitudinalmente considerandosi separatamente:

$$\begin{cases} Sismo X = 1,0 \cdot S_x + 0,3 \cdot S_y \\ Sismo Y = 1,0 \cdot S_y + 0,3 \cdot S_x \end{cases}$$

Si dovrebbe però trovare che il comportamento del ponte nelle 2 direzioni sarà dissaccoppiato, cioè l'eccitazione sismica in direzione trasversale non produrrà sforzi considerevoli in direzione longitudinale e viceversa.

4.1.4 Calcolo degli spostamenti residui del sistema di isolamento secondo l'Eurocodice

Per il calcolo dello spostamento massimo attendibile la Normativa Italiana prevede con l'articolo 7.10.6.2.2 calcolarlo come quello trovato secondo la valutazione sotto il sisma allo SLD più lo spostamento maggiore fra: *“lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD”*. Purtroppo non viene indicata una procedura per il calcolo dello spostamento residuo, motivo per il cui si impiegano le formule esposte nell'articolo 7.7 *Special requirements for the isolating system* (Requisiti speciali per il sistema di isolamento).

Lo spostamento residuo d_{rm} si calcola in funzione del ritorno elastico d_r calcolato come:

$$d_r = F_0 / K_p = F_y / K_p - d_y$$

Dove:

- F_0 è la forza di snervamento del sistema, F_y ;

- K_p è la rigidezza del ramo plastico del sistema bilineare e

- d_y rappresenta lo spostamento elastico massimo del sistema.

Con esso e lo spostamento massimo d_m , si calcola lo spostamento residuo d_{rm} come:

d_m	d_{rm}
$d_r + 2d_y \leq d_m$	d_r
$d_y < d_m < d_r + 2d_y$	$d_r(d_m - d_y) / (d_r + d_y)$
$d_m \leq d_y$	0

Tabella 4.1: Calcolo dello spostamento residuo in funzione dello spostamento massimo.

4.2 Applicazione numerica

4.2.1 Spettri Elastici di Normativa

Per poter riprodurre gli spettri di risposta che saranno associati alla struttura si devono conoscere dei parametri riferiti al terreno e la sua localizzazione oltre che certi parametri della struttura.

Le coordinate necessari per determinare i parametri sono:

	°	min	sec
Lat	41	55	33
Long	12	41	53

Tabella 4.2: Coordinate del ponte.

E con esse, sulla tabella di parametri spettrali trovata sul sito [11] si ottengo:

T_r	a_g	F_o	T_c*
30	0,053	2,521	0,258
50	0,068	2,453	0,272
72	0,081	2,439	0,277
101	0,093	2,450	0,279
140	0,106	2,488	0,278
201	0,120	2,523	0,280
475	0,164	2,521	0,284
975	0,209	2,478	0,289
2475	0,266	2,504	0,305

Tabella 4.3: Parametri spettrali per le coordinate assegnate.

Dove:

-T_r rappresenta i diversi tempi di ritorno che si possono considerare;

-a_g è l'accelerazione orizzontale massima del terreno;

- F_o è il coefficiente di amplificazione della risposta orizzontale e

- T_{c^*} è il periodo di inizio del tratto di velocità costante dello spettro.

Alla struttura viene assegnata una vita nominale di 50 anni, che avrà un coefficiente di uso $C_u=1,5$ (Classe d'uso III) e quindi una vita di riferimento pari a 75 anni. Con essa, si determinano i tempi di ritorno per i 4 stati limiti ad essere considerati:

	Tr	ag	Fo	Tc*
SLO	45	0,065	2,466	0,269
SLD	75	0,082	2,440	0,277
SLV	712	0,188	2,496	0,287
SLC	1462	0,232	2,489	0,296

Tabella 4.4: Parametri spettrali per $V_r=75$ anni nel sito in studio.

Si conosce anche che il terreno è di categoria "C", mentre la categoria topografica è "T1", che secondo la NTC 08 vuol dire:

-Terreno di categoria C: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.*

-Categoria topografica T1: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.*

Seguendo i criteri della normativa per i diversi stati limite, secondo le caratteristiche del terreno e probabilistiche trovate, si calcolano i diversi spettri:

-Stato limite di danno (SLD):

Parametri:

a_g	0,082	g
F_o	2,440	
T_c*	0,277	s
T_b	0,148	s
T_c	0,444	s
T_d	1,930	s
η	1,000	
S	1,500	

Categoria terreno	C
C_c	1,604
S_s	1,500
Categoria Topografica	T1
S_t	1

Tabella 4.5: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLD

Spettro elastico:

Elastico					
T	Se(T)	T	Se(T)	T	Se(T)
0,000	0,124	0,252	0,302	1,484	0,090
0,007	0,133	0,267	0,302	1,558	0,086
0,015	0,141	0,281	0,302	1,633	0,082
0,022	0,150	0,296	0,302	1,707	0,079
0,030	0,159	0,311	0,302	1,781	0,075
0,037	0,168	0,326	0,302	1,855	0,072
0,044	0,177	0,341	0,302	Td 1,930	0,069
0,052	0,186	0,356	0,302	1,983	0,066
0,059	0,195	0,370	0,302	2,037	0,062
0,067	0,204	0,385	0,302	2,090	0,059
0,074	0,213	0,400	0,302	2,144	0,056
0,081	0,222	0,415	0,302	2,197	0,054
0,089	0,230	0,430	0,302	2,251	0,051
0,096	0,239	Tc 0,444	0,302	2,304	0,049
0,104	0,248	0,519	0,259	2,358	0,047
0,111	0,257	0,593	0,226	2,411	0,044
0,119	0,266	0,667	0,201	2,465	0,043
0,126	0,275	0,741	0,181	2,518	0,041
0,133	0,284	0,816	0,164	2,572	0,039
0,141	0,293	0,890	0,151	2,625	0,038
Tb 0,148	0,302	0,964	0,139	2,679	0,036
0,163	0,302	1,039	0,129	2,732	0,035
0,178	0,302	1,113	0,120	2,786	0,033
0,193	0,302	1,187	0,113	2,839	0,032
0,207	0,302	1,261	0,106	2,893	0,031
0,222	0,302	1,336	0,100	2,946	0,030
0,237	0,302	1,410	0,095	3,000	0,029

Tabella 4.6: Spettro elastico allo SLD

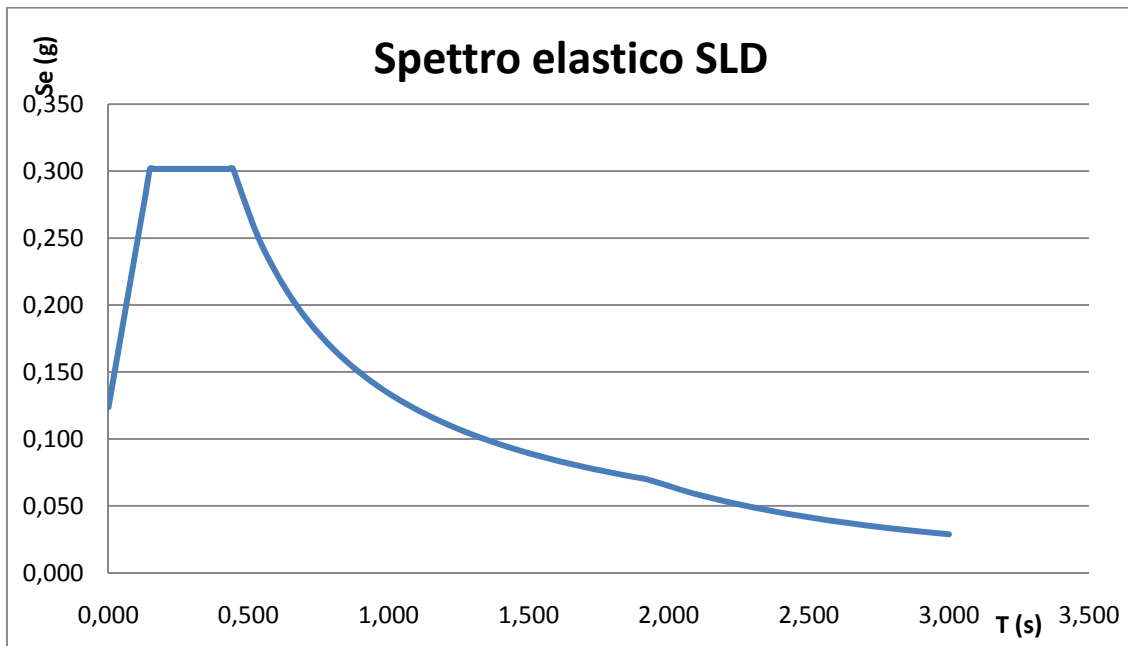


Figura 4.9: Spettro elastico SLD

-Stato limite di salvaguarda della vita (SLV):

Parametri:

a_g	0,188	g
F_o	2,496	
T_{c^*}	0,287	s
T_b	0,152	s
T_c	0,455	s
T_d	2,353	s
η	1,000	
S	1,418	

Categoria terreno	C
C_c	1,59
S_s	1,42

Categoria Topografica	T1
S_t	1

Tabella 4.7: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLV

Spettro elastico:

Elastico					
T	Se(T)	T	Se(T)	T	Se(T)
0,000	0,267	0,258	0,666	1,783	0,170
0,008	0,287	0,273	0,666	1,878	0,161
0,015	0,307	0,288	0,666	1,973	0,154
0,023	0,327	0,303	0,666	2,068	0,146
0,030	0,347	0,318	0,666	2,163	0,140
0,038	0,367	0,333	0,666	2,258	0,134
0,045	0,387	0,349	0,666	Td 2,353	0,129
0,053	0,407	0,364	0,666	2,385	0,125
0,061	0,427	0,379	0,666	2,417	0,122
0,068	0,446	0,394	0,666	2,450	0,119
0,076	0,466	0,409	0,666	2,482	0,116
0,083	0,486	0,424	0,666	2,514	0,113
0,091	0,506	0,440	0,666	2,547	0,110
0,099	0,526	Tc 0,455	0,666	2,579	0,107
0,106	0,546	0,550	0,551	2,612	0,104
0,114	0,566	0,645	0,470	2,644	0,102
0,121	0,586	0,739	0,410	2,676	0,099
0,129	0,606	0,834	0,363	2,709	0,097

	0,136	0,626		0,929	0,326		2,741	0,095
	0,144	0,646		1,024	0,296		2,773	0,093
Tb	0,152	0,666		1,119	0,271		2,806	0,091
	0,167	0,666		1,214	0,250		2,838	0,088
	0,182	0,666		1,309	0,231		2,871	0,086
	0,197	0,666		1,404	0,216		2,903	0,085
	0,212	0,666		1,499	0,202		2,935	0,083
	0,227	0,666		1,593	0,190		2,968	0,081
	0,243	0,666		1,688	0,179		3,000	0,079

Tabella 4.8: Spettro elastico allo SLV

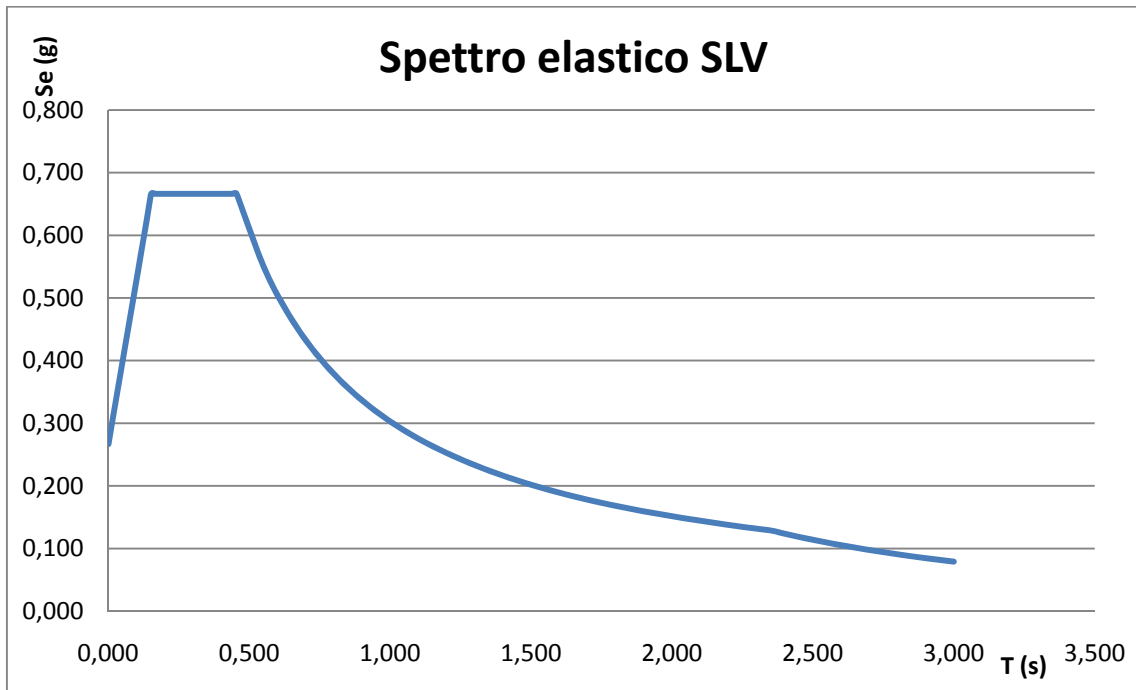


Figura 4.10: Spettro elastivo SLV

-Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):

Parametri:

a_g	0,232	g
F_o	2,489	
T_{c*}	0,296	s
T_b	0,155	s
T_c	0,465	s
T_d	2,529	s
η	1,000	
S	1,353	

Categoria terreno	C
C_c	1,57
S_s	1,353
Categoria Topografica	T1
S_t	1

Tabella 4.9: Parametri di calcolo per lo spettro allo SLC

Spettro elastico:

Elastico	
T	Se(T)
0,000	0,314
0,008	0,338
0,015	0,361
0,023	0,385
0,031	0,408
0,039	0,431

T	Se(T)
0,263	0,782
0,279	0,782
0,294	0,782
0,310	0,782
0,325	0,782
0,341	0,782

T	Se(T)
1,910	0,190
2,013	0,181
2,116	0,172
2,219	0,164
2,323	0,156
2,426	0,150

	0,046	0,455		0,356	0,782	Td	2,529	0,144
	0,054	0,478		0,372	0,782		2,553	0,141
	0,062	0,502		0,387	0,782		2,576	0,138
	0,070	0,525		0,403	0,782		2,600	0,136
	0,077	0,548		0,418	0,782		2,623	0,134
	0,085	0,572		0,434	0,782		2,647	0,131
	0,093	0,595		0,449	0,782		2,670	0,129
	0,101	0,619	Tc	0,465	0,782		2,694	0,127
	0,108	0,642		0,568	0,640		2,718	0,124
	0,116	0,665		0,671	0,542		2,741	0,122
	0,124	0,689		0,774	0,469		2,765	0,120
	0,132	0,712		0,877	0,414		2,788	0,118
	0,139	0,736		0,981	0,371		2,812	0,116
	0,147	0,759		1,084	0,335		2,835	0,114
Tb	0,155	0,782		1,187	0,306		2,859	0,112
	0,170	0,782		1,290	0,282		2,882	0,111
	0,186	0,782		1,394	0,261		2,906	0,109
	0,201	0,782		1,497	0,243		2,929	0,107
	0,217	0,782		1,600	0,227		2,953	0,105
	0,232	0,782		1,703	0,213		2,976	0,104
	0,248	0,782		1,807	0,201		3,000	0,102

Tabella 4.10: Spettro elastico allo SLC

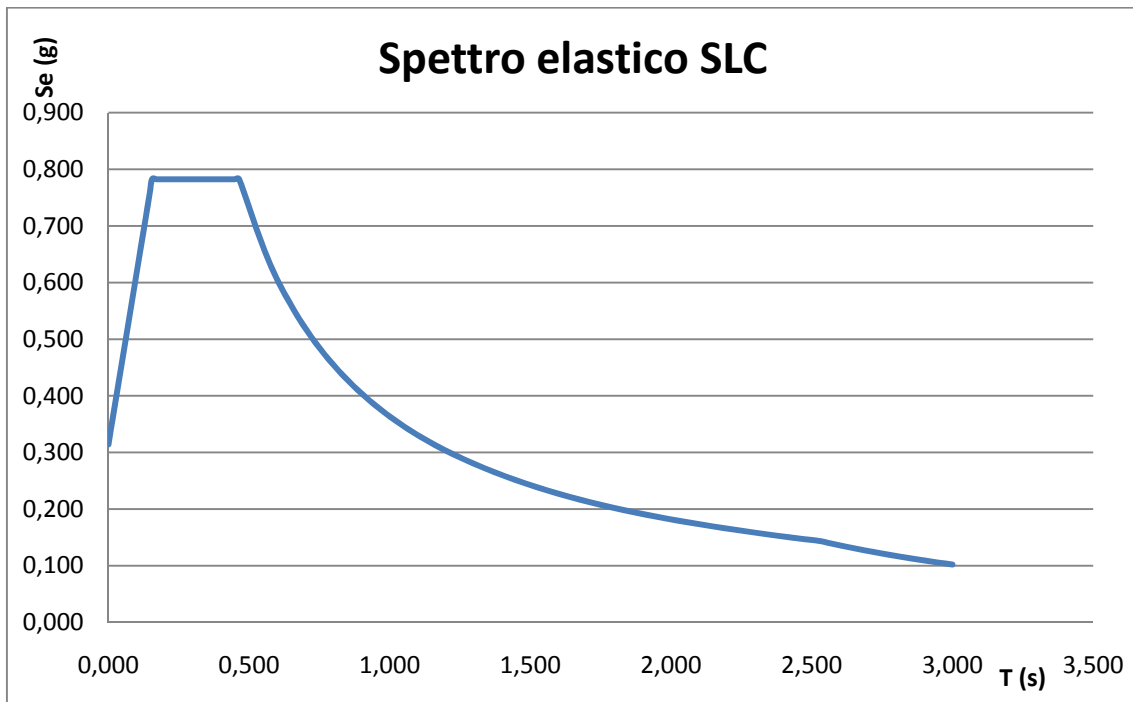


Figura 4.11: Spettro elastico SLC

Confrontandoli graficamente si osserva la differenza fra i diversi valori spettrali di ogni stato limite.

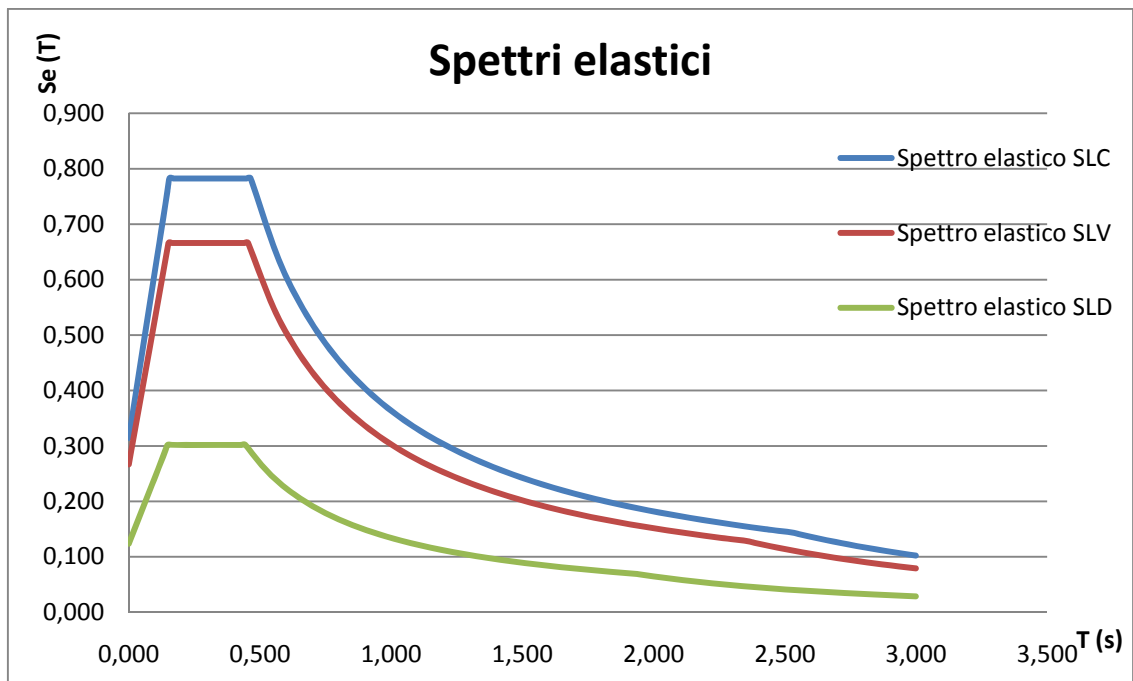


Figura 4.12: Spettri elastici.

4.2.2 Calcolo della forza d'attrito

Si inizia con il calcolo della forza di frenamento, considerando l'intera lunghezza del ponte caricata con lo schema di carico 1, si trovano i seguenti valori:

Q_{1k}	300	KN
q_{1k}	9	KN/m ²
w_1	3	m
L_1	268	m

Frenamento 900,00 KN

Dopo di che, si realizza una stima iniziale della forza d'attrito totale sugli. Si calcola come il 3% del peso totale della struttura. Il peso è stato calcolato come:

Peso trave	18394,00	KN
Peso soletta	18843,75	KN
Spp	8844,00	KN
Trasversi	1221,81	KN
Peso totale	47303,56	KN

Si trova che la forza d'attrito iniziale è pari a **1382,45 KN**. Con cui si può determinare la forza massima longitudinale sotto condizione di esercizio; che si trova come la forza maggiore fra: $1,35 \cdot \text{Frenamento}$ e $1,5 \cdot \text{Attrito}$.

A questo punto si hanno tutti i valori necessari per il calcolo della forza d'attrito. I valori di input del processo saranno:

Temperatura

ΔT	20	°C
α	0,00001	1/°C

Forze

Attrito totale	1419	KN
Frenatura	900	KN

Isolatore

d_y	0,02	m
K_{el}	106433	KN/m

Input ponte

Peso totale	47304	KN
L ponte	268	m
q lineare	177	KN/m
Luce campata	30	m

Forze agli appoggi

F_{ai}	159	KN
F_{ae}	79	KN

Tabella 4.11: Valori iniziali nel calcolo della forza d'attrito.

Con essi, e assegnando un valori a iniziale a X_m , si trovano i primi valori:

X_m	45	m
d_1	0,009	m
F_{el}	958	KN

$n_{app(+)}$	1	
$F_{(+)}$	1196	KN

$n_{app(-)}$	7	
$F_{(-)}$	1191	KN

Si deve rifare il confronto fra la forza di frenatura e la nuova forza d'attrito, per calcolare la F_y dell'isolatore. Con cui si trovano nuovi valori per il problema:

F_y	1791	KN
K_{el}	89534,8	KN/m

X_m	45	m
d	0,009	m
F_{el}	806	KN

$n_{app(+)}$	1	
$F_{(+)}$	1044	KN

$n_{app(-)}$	7	
$F_{(-)}$	1191	KN

X_m	60	m
d	0,012	m
F_{el}	1074	KN

$n_{app(+)}$	1	
$F_{(+)}$	1313	KN

$n_{app(-)}$	6	
$F_{(-)}$	1033	KN

E dunque si ripette il processo fino a quando l'uguaglianza fra le forze fornisce un valore di K_{el} che assegnato alla molla, non altera la stessa. Si trova una forza F_y pari a **1480 KN** e una rigidezza della molla pari a **$K_{el}=74000$ KN/m**.

Avendo calcolato la forza di attrito per il sistema elastico, la forza di snervamento, F_y , si calcola come il valore massimo fra:

$$-900 \cdot 1,35 = 1215 \text{ KN}$$

$$-987 \cdot 1,5 = 1480 \text{ KN}$$

Dove 1,35 e 1,5 sono i rispettivi coefficienti maggiorativi delle azioni. Si trova quindi che, F_y sarà pari a **1480 KN**. Avendo i valori di soglia del tratto elastico dell'isolatore, si calcola la rigidezza di esso come il rapporto fra i valori appena trovati; cioè, $K_{el} = 74000 \text{ KN/m}$. Si ottiene allora una riduzione del 30% della rigidezza elastica del sistema, che aiuterà a ridurre la soglia di plasticizzazione del sistema, riducendo i costi del sistema di isolamento.

Trovata la rigidezza elastica, si assume che il valore della rigidezza nella zona plastica, sia pari a la rigidezza elastica divisa 2,5; con cui: $K_{pl} = 29600 \text{ KN/m}$.

4.2.3 Calcolo delle caratteristiche del sistema di isolamento longitudinale

Si applica la procedura descritta nei capitoli precedenti, in cui si trovano in maniera iterativa i valori di: la forza e spostamento ultimi del sistema di isolamento, la rigidezza e smorzamento efficaci del sistema equivalente. La procedura impiegata per trovare i diversi valori è la seguente:

- 1) Si assumono un valore di smorzamento pari a 5% e una rigidezza equivalente pari a K_{eff} .

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	49333	KN/m

- 2) Si calcola il periodo fondamentale del ponte come quello di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà, cioè:

$$T_{,1} = \sqrt{M/K_{eff}}$$

Trovandosi con esso, un periodo iniziale di $T_{,1} = 1,97$ secondi.

- 3) Si trova il valore di accelerazione spettrale associato a quel valore di periodo, sullo spettro di risposta elastico allo SLV, con $\eta_{,1}=1$. In un primo momento, si trova un valore di S_e pari a **0,154g**.

- 4) Avendo trovato l'accelerazione spettrale, si calcola la massima forza di taglio agente alla base della struttura; moltiplicando l'accelerazione appena trovata per la massa della sovrastruttura.

$$F_{,1} = M \cdot S_{e(T_{,1}, \xi_{,1})}$$

Si trova un valore iniziale di $F_{,1} = 7290$ KN.

- 5) $F_{,1}$ rappresenta la massima forza che l'isolatore deve sopportare dopo della prima plasticizzazione; e siccome il valore della rigidezza plastica è stato fissato pari a $K_{el}/2,5$; si determina finalmente il valore iniziale di spostamento massimo attendibile per il sistema:

$$d_{cd,1} = F_{,1} / K_{eff,1}$$

Con cui si ottiene un valore di spostamento pari a $d_{cd,1} = 148$ mm.

- 6) Trovati i valori richiesti (d_{cd} , F_u , K_{pl} , K_{eff} , ξ_{eff}), si procede a verificare che l'eguaglianza fra la forza massima nel sistema bilineare e quella del sistema equivalente sia verificata. Nella prima approssimazione calcolata, si trova una differenza fra esse di **-2028 KN**. Si deve quindi andare a ricalcolare i valori dei coefficienti del sistema equivalente, a partire dal suo smorzamento, che si calcolerà nella nuova iterazione come:

$$\xi_{eff,2} = \frac{E_d}{2\pi \cdot F_{,1} \cdot d_{cd,1}}$$

Dove si introducono i valori di forza e spostamento trovati nei passi precedenti. Esso modificherà il coefficiente η dello spettro, che dipende dal valore di ξ impiegato, nella forma:

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

Esso alla sua volta, modificherà il valore di accelerazione trovato sullo spettro. Verrà anche modificato al variare il valore della rigidità equivalente, che modifica il periodo di vibrazione dell'oscillatore elementare.

- 7) Trovata una nuova accelerazione, si ricalcola la forza agente sulla struttura, e con essa ancora lo spostamento massimo dell'isolatore. Si verifica l'eguaglianza e si ripete il processo, fino a quando essa sia nulla.

Il processo iterativo utilizzato per calcolare le proprietà dell'isolatore, sottoposto al sismo dello SLV è la seguente:

Valori iniziali

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	49333	KN/m
$T_{,1}$	1,97	s
$S_{,1}$	0,154	
$F_{,1}$	7290,20	KN
$d_{cd,1}$	0,148	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5262	-2028,08
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	7290	

2a iterazione

E_d	292	
$\xi_{e,2}$	4,31	%
$K_{eff,2}$	35745	KN/m
$T_{,2}$	2,31	s
$S_{,2}$	0,136	
$F_{,2}$	6432	KN
$d_{cd,2}$	0,180	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	6214	-217,74
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6432	

3a iterazione

E_d	551	
$\xi_{e,3}$	7,57	%
$K_{eff,3}$	35745	KN/m
$T_{,3}$	2,31	s
$S_{,3}$	0,117	
$F_{,3}$	5534	KN
$d_{cd,3}$	0,155	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5471	-63,41
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5534	

4a iterazione

E_d	474	
$\xi_{e,4}$	8,80	%
$K_{eff,4}$	35745	KN/m
$T_{,4}$	2,31	s
$S_{,4}$	0,112	
$F_{,4}$	5282	KN
$d_{cd,4}$	0,148	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5262	-20,09
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5282	

5a iterazione

E_d	452	
$\xi_{e,5}$	9,22	%
$K_{eff,5}$	35745	KN/m
$T_{,5}$	2,31	s
$S_{,5}$	0,110	
$F_{,5}$	5204	KN
$d_{cd,5}$	0,146	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5197	-6,58
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5204	

6a iterazione

E_d	446	
$\xi_{e,6}$	9,36	%
$K_{eff,6}$	35745	KN/m
$T_{,6}$	2,31	s
$S_{,6}$	0,109	
$F_{,6}$	5178	KN
$d_{cd,6}$	0,145	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5176	-2,23
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5178	

7a iterazione

E_d	443	
$\xi_{e,7}$	9,41	%
$K_{eff,7}$	35745	KN/m
$T_{,7}$	2,31	s
$S_{,7}$	0,109	
$F_{,7}$	5170	KN
$d_{cd,7}$	0,145	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5169	-0,82
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5170	

8a iterazione

E_d	443	
$\xi_{e,8}$	9,42	%
$K_{eff,8}$	35745	KN/m
$T_{,8}$	2,31	s
$S_{,8}$	0,109	
$F_{,8}$	5168	KN
$d_{cd,8}$	0,145	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5167	-0,36
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5168	

9a iterazione

E_d	442	
$\xi_{e,9}$	9,43	%
$K_{eff,9}$	35745	KN/m
$T_{,9}$	2,31	s
$S_{,9}$	0,109	
$F_{,9}$	5167	KN
$d_{cd,9}$	0,145	m

$K_{el} \cdot d_y + K_{pl}(d_{cd} - d_y)$	5166	-0,21
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5167	

Tabella 4.12 Processo iterativo per trovare le caratteristiche del sistema di isolamento.

Con cui, le caratteristiche finali del sistema d'isolamento saranno:

K_{eff}	35745	KN/m
d_{cd}	0,145	m
F_{cd}	5167	KN
ξ_{eff}	9,43	%
T	2,31	s

Tabella 4.13: Caratteristiche del sistema d'isolamento longitudinale equivalente.

Il sistema equivalente viene associato a un sistema bilineare di caratteristiche:

F_y	1480	KN
d_y	0,02	m
F_u	5167	KN
d_u	0,145	m

Tabella 4.14: Caratteristiche del sistema di dissipazione bilineare.

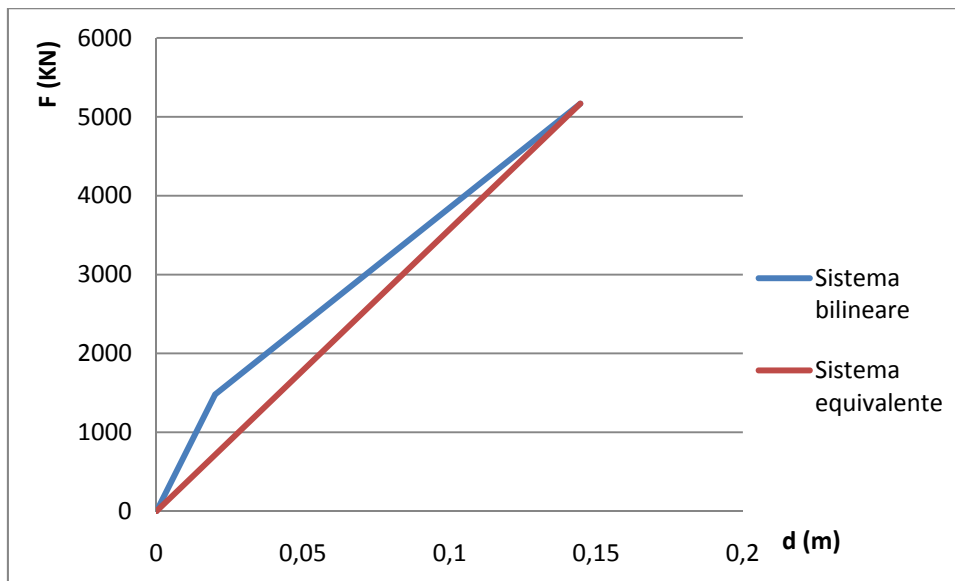


Figura 4.13: Confronto fra il sistema bilineare e il sistema equivalente.

A questo punto si conoscono quindi le caratteristiche da applicare ai dispositivi del sistema isolatore. Si devono però calcolare lo spostamento massimo attendibile del sistema (§7.10.6.2.2), la verifica del §7.10.5.2 e le variabilità di $\pm 15\%$ di K_2 o K_{pl} .

4.2.4 Verifiche e variabilità delle caratteristiche del sistema di isolamento

-Variabilità di K_2 : Si deve realizzare lo stesso processo iterativo realizzato per trovare le caratteristiche del sistema, ma in questo caso i valori di K_{el} e K_{pl} saranno sempre fissi.

-Sistema UPPERBOUND, con il +15% di variabilità su K_2 si ottengono i seguenti dati:

F_y	1480,00	KN
d_y	0,02	m
K_{el}	74000,00	KN/m
K_{pl}	34040,00	KN/m

Valori di partenza

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	49333,33	KN/m
$T_{,1}$	1,97	s
$S_{,1}$	0,154	
$F_{,1}$	7290,20	KN
$d_{cd,1}$	0,148	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5829,440	-1460,76
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	7290,202	

2a iterazione

E_d	291,61	
$\xi_{e,2}$	4,31	%
$K_{eff,2}$	39460,00	KN/m
$T_{,2}$	2,20	s
$S_{,2}$	0,143	
$F_{,2}$	6758,00	KN
$d_{cd,2}$	0,171	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6628,964	-129,04
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6758,005	

3a iterazione

E_d	473,23	
$\xi_{e,3}$	6,51	%
$K_{eff,3}$	39460,00	KN/m
$T_{,3}$	2,20	s
$S_{,3}$	0,128	
$F_{,3}$	6077,95	KN
$d_{cd,3}$	0,154	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6042,322	-35,63
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6077,955	

4a iterazione

E_d	425,61	
$\xi_{e,4}$	7,24	%
$K_{eff,4}$	39460,00	KN/m
$T_{,4}$	2,20	s
$S_{,4}$	0,125	
$F_{,4}$	5894,34	KN
$d_{cd,4}$	0,149	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5883,927	-10,41
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5894,339	

5a iterazione

E_d	412,75	
$\xi_{e,5}$	7,46	%
$K_{eff,5}$	39460,00	KN/m
$T_{,5}$	2,20	s
$S_{,5}$	0,123	
$F_{,5}$	5840,79	KN
$d_{cd,5}$	0,148	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5837,730	-3,06
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5840,787	

6a iterazione

E_d	409,00	
$\xi_{e,6}$	7,53	%
$K_{eff,6}$	39460,00	KN/m
$T_{,6}$	2,20	s
$S_{,6}$	0,123	
$F_{,6}$	5824,82	KN
$d_{cd,6}$	0,148	m
$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5823,956	-0,86
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5824,820	

7a iterazione

E_d	407,89	
$\xi_{e,7}$	7,55	%
$K_{eff,7}$	39460,00	KN/m
$T_{,7}$	2,20	s
$S_{,7}$	0,123	
$F_{,7}$	5820,03	KN
$d_{cd,7}$	0,147	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5819,823	-0,21
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5820,029	

8a iterazione

E_d	407,55	
$\xi_{e,8}$	7,56	%
$K_{eff,8}$	39460,00	KN/m
$T_{,8}$	2,20	s
$S_{,8}$	0,123	
$F_{,8}$	5818,59	KN
$d_{cd,8}$	0,147	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5818,580	-0,01
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5818,588	

9a iterazione

E_d	407,45	
$\xi_{e,9}$	7,56	%
$K_{eff,9}$	39460,00	KN/m
$T_{,9}$	2,20	s
$S_{,9}$	0,123	
$F_{,9}$	5818,15	KN
$d_{cd,9}$	0,147	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	5818,206	0,05
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	5818,155	

Tabella 4.15: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema Upperbound.

Con cui le caratteristiche del sistema saranno:

K_{eff}	39460,00	KN/m
d_{cd}	0,147	m
F_{cd}	5818,15	KN
ξ_{eff}	7,56	%
T	2,20	s

Tabella 4.16: Caratteristiche del sistema Upperbound.

-Sistema LOWERBOUND, con il -15% di variabilità su K_2 si ottengono i seguenti dati:

F_y	1480,00	KN
d_y	0,02	m
K_{el}	74000,00	KN/m
K_{pl}	25160,00	KN/m

Valori di partenza

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	37000,00	KN/m
$T_{,1}$	2,27	s
$S_{,1}$	0,133	
$F_{,1}$	6313,50	KN
$d_{\text{cd},1}$	0,171	m

$K_{\text{el}} \cdot d_y + K_p(d_{\text{cd}} - d_y)$	5269,980	-1043,52
$K_{\text{eff}} \cdot d_{\text{cd}}$	6313,500	

2a iterazione

E_d	505,08	
$\xi_{e,2}$	7,46	%
$K_{\text{eff},2}$	32380,00	KN/m
$T_{,2}$	2,43	s
$S_{,2}$	0,108	
$F_{,2}$	5130,76	KN
$d_{\text{cd},2}$	0,158	m

$K_{\text{el}} \cdot d_y + K_p(d_{\text{cd}} - d_y)$	4963,515	-167,24
$K_{\text{eff}} \cdot d_{\text{cd}}$	5130,756	

3a iterazione

E_d	527,59	
$\xi_{e,3}$	10,33	%
$K_{eff,3}$	32380,00	KN/m
$T_{,3}$	2,43	s
$S_{,3}$	0,098	
$F_{,3}$	4626,19	KN
$d_{cd,3}$	0,143	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4571,455	-54,73
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4626,190	

4a iterazione

E_d	475,71	
$\xi_{e,4}$	11,45	%
$K_{eff,4}$	32380,00	KN/m
$T_{,4}$	2,43	s
$S_{,4}$	0,094	
$F_{,4}$	4465,03	KN
$d_{cd,4}$	0,138	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4446,231	-18,80
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4465,030	

5a iterazione

E_d	459,13	
$\xi_{e,5}$	11,87	%
$K_{eff,5}$	32380,00	KN/m
$T_{,5}$	2,43	s
$S_{,5}$	0,093	
$F_{,5}$	4409,97	KN
$d_{cd,5}$	0,136	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4403,448	-6,52
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4409,971	

6a iterazione

E_d	453,47	
$\xi_{e,6}$	12,02	%
$K_{eff,6}$	32380,00	KN/m
$T_{,6}$	2,43	s
$S_{,6}$	0,093	
$F_{,6}$	4390,73	KN
$d_{cd,6}$	0,136	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4388,496	-2,23
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4390,728	

7a iterazione

E_d	451,49	
$\xi_{e,7}$	12,07	%
$K_{eff,7}$	32380,00	KN/m
$T_{,7}$	2,43	s
$S_{,7}$	0,093	
$F_{,7}$	4383,95	KN
$d_{cd,7}$	0,135	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4383,229	-0,72
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4383,950	

8a iterazione

E_d	450,80	
$\xi_{e,8}$	12,09	%
$K_{eff,8}$	32380,00	KN/m
$T_{,8}$	2,43	s
$S_{,8}$	0,093	
$F_{,8}$	4381,56	KN
$d_{cd,8}$	0,135	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4381,369	-0,19
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4381,555	

9a iterazione

E_d	450,55	
$\xi_{e,9}$	12,09	%
$K_{eff,9}$	32380,00	KN/m
$T_{,9}$	2,43	s
$S_{,9}$	0,093	
$F_{,9}$	4380,71	KN
$d_{cd,9}$	0,135	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	4380,711	0,00
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	4380,709	

Tabella 4.17: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema Lowerbound.

Con cui le caratteristiche del sistema saranno:

K_{eff}	32380,00	KN/m
d_{cd}	0,135	m
F_{cd}	4380,71	KN
ξ_{eff}	12,09	%
T	2,43	s

Tabella 4.18: Caratteristiche del sistema Lowerbound.

Graficamente si può notare la differenza fra i diversi sistemi:

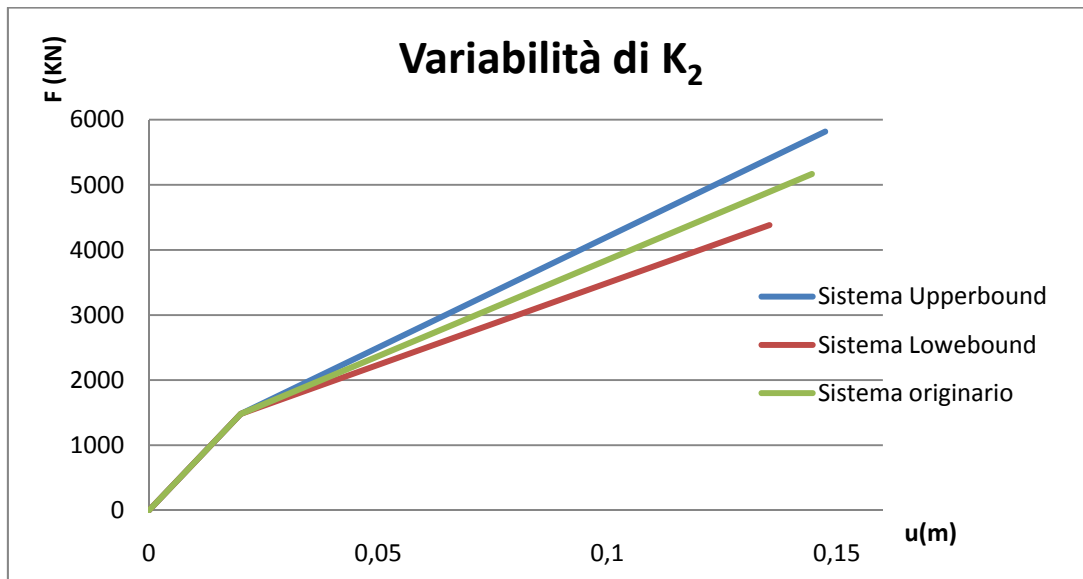


Figura 4.14: Confronto fra i sistemi al variare della rigidità plastica.

Come si poteva intuire, il sistema Upperbound al avere una maggiore rigidità del ramo plastico raggiunge valori più elevati di Forza per uno stesso valore di spostamento, e riesce a subire lo spostamento ultimo più elevato fra i diversi sistemi.

-Secondo quello richiesto dall'articolato 7.10.5.2 della NTC-08, si verifica che: *"l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura"*.

Si conosce che il peso totale della sovrastruttura è pari a **47304KN** e quindi:

$0,5d_{cd}$	0,07 m
$F(0,5d_{cd})$	3027,42 KN
ΔF	2139,21 KN
$2,5\%W$	1182,59 KN

La verifica viene soddisfatta, **2139 KN > 1182 KN**.

-Si è tenuto conto sulle restrizioni sulla rigidità e lo smorzamento nel processo iterativo, quindi esse vengono sempre rispettate.

-Lo spostamento massimo attendibile si calcola secondo quanto viene richiesto nell'articolato 7.10.6.2.2 come lo spostamento massimo trovato secondo la valutazione sotto il sisma allo SLC più lo spostamento maggiore fra: "lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD". Si deve quindi rifare il sistema iterativo impiegato per calcolare le caratteristiche del sistema, non avendo però bisogno di rispettare le restrizioni sullo smorzamento, rigidità e incremento delle forze necessari per la modellazione del sistema di isolamento.

Sullo SLD si ottiene:

F_y	1480,00	KN
d_y	0,02	m
K_{el}	74000	KN/m
K_{pl}	29600	KN/m

Valori di partenza

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	49333	KN/m
$T_{,1}$	1,97	s
$S_{,1}$	0,067	
$F_{,1}$	3168,60	KN
$d_{cd,1}$	0,064	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2789,162	-379,44
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	3168,604	

2a iterazione

E_d	126,74	
$\xi_{e,2}$	9,91	%
$K_{eff,2}$	48765,00	KN/m
$T_{,2}$	1,98	s
$S_{,2}$	0,054	
$F_{,2}$	2564,90	KN
$d_{cd,2}$	0,053	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2444,876	-120,02
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2564,901	

3a iterazione

E_d	106,18	
$\xi_{e,3}$	12,53	%
$K_{eff,3}$	48765,00	KN/m
$T_{,3}$	1,98	s
$S_{,3}$	0,050	
$F_{,3}$	2365,83	KN
$d_{cd,3}$	0,049	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2324,041	-41,79
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2365,829	

4a iterazione

E_d	97,94	
$\xi_{e,4}$	13,58	%
$K_{eff,4}$	48765,00	KN/m
$T_{,4}$	1,98	s
$S_{,4}$	0,049	
$F_{,4}$	2297,74	KN
$d_{cd,4}$	0,047	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2282,714	-15,03
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2297,745	

5a iterazione

E_d	95,12	
$\xi_{e,5}$	13,98	%
$K_{eff,5}$	48765,00	KN/m
$T_{,5}$	1,98	s
$S_{,5}$	0,048	
$F_{,5}$	2273,26	KN
$d_{cd,5}$	0,047	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2267,852	-5,41
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2273,260	

6a iterazione

E_d	94,11	
$\xi_{e,6}$	14,13	%
$K_{eff,6}$	48765,00	KN/m
$T_{,6}$	1,98	s
$S_{,6}$	0,048	
$F_{,6}$	2264,30	KN
$d_{cd,6}$	0,046	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2262,411	-1,88
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2264,296	

7a iterazione

E_d	93,74	
$\xi_{e,7}$	14,19	%
$K_{eff,7}$	48765,00	KN/m
$T_{,7}$	1,98	s
$S_{,7}$	0,048	
$F_{,7}$	2260,99	KN
$d_{cd,7}$	0,046	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2260,406	-0,59
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2260,992	

8a iterazione

E_d	93,60	
$\xi_{e,8}$	14,21	%
$K_{eff,8}$	48765,00	KN/m
$T_{,8}$	1,98	s
$S_{,8}$	0,048	
$F_{,8}$	2259,77	KN
$d_{cd,8}$	0,046	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2259,665	-0,11
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2259,771	

9a iterazione

E_d	93,55	
$\xi_{e,9}$	14,22	%
$K_{eff,9}$	48765,00	KN/m
$T_{,9}$	1,98	s
$S_{,9}$	0,048	
$F_{,9}$	2259,32	KN
$d_{cd,9}$	0,046	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	2259,391	0,07
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	2259,320	

Tabella 4.19: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema sotto SLD.

Con cui si ottengono le caratteristiche:

K_{eff}	48765,00	KN/m
d_{cd}	0,046	m
F_{cd}	2259,32	KN
ξ_{eff}	14,22	%
T	1,98	s

Tabella 4.20: Caratteristiche del sistema sotto SLD.

E valutando con lo SLC:

F_y	1480,00	KN
d_y	0,02	m
K_{el}	74000,00	KN/m
K_{pl}	29600,00	KN/m

Valori di partenza

ξ_{eff} iniziale	5	%
K_{eff} iniziale	49333,33	KN/m
$T_{,1}$	1,97	s
$S_{,1}$	0,185	
$F_{,1}$	8747,46	KN
$d_{cd,1}$	0,177	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6136,476	-2610,98
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	8747,460	

2a iterazione

E_d	349,90	
$\xi_{e,2}$	3,59	%
$K_{eff,2}$	34335,00	KN/m
$T_{,2}$	2,36	s
$S_{,2}$	0,166	
$F_{,2}$	7873,62	KN
$d_{cd,2}$	0,229	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	7675,801	-197,82
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	7873,620	

3a iterazione

E_d	727,67	
$\xi_{e,3}$	6,41	%
$K_{eff,3}$	34335,00	KN/m
$T_{,3}$	2,36	s
$S_{,3}$	0,144	
$F_{,3}$	6830,58	KN
$d_{cd,3}$	0,199	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6776,599	-53,98
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6830,576	

4a iterazione

E_d	631,27	
$\xi_{e,4}$	7,39	%
$K_{eff,4}$	34335,00	KN/m
$T_{,4}$	2,36	s
$S_{,4}$	0,139	
$F_{,4}$	6555,11	KN
$d_{cd,4}$	0,191	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6539,125	-15,99
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6555,114	

5a iterazione

E_d	605,82	
$\xi_{e,5}$	7,70	%
$K_{eff,5}$	34335,00	KN/m
$T_{,5}$	2,36	s
$S_{,5}$	0,137	
$F_{,5}$	6474,46	KN
$d_{cd,5}$	0,189	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6469,594	-4,87
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6474,461	

6a iterazione

E_d	598,36	
$\xi_{e,6}$	7,80	%
$K_{eff,6}$	34335,00	KN/m
$T_{,6}$	2,36	s
$S_{,6}$	0,136	
$F_{,6}$	6450,14	KN
$d_{cd,6}$	0,188	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6448,630	-1,51
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6450,143	

7a iterazione

E_d	596,11	
$\xi_{e,7}$	7,83	%
$K_{eff,7}$	34335,00	KN/m
$T_{,7}$	2,36	s
$S_{,7}$	0,136	
$F_{,7}$	6442,75	KN
$d_{cd,7}$	0,188	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6442,254	-0,49
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6442,747	

8a iterazione

E_d	595,43	
$\xi_{e,8}$	7,84	%
$K_{eff,8}$	34335,00	KN/m
$T_{,8}$	2,36	s
$S_{,8}$	0,136	
$F_{,8}$	6440,49	KN
$d_{cd,8}$	0,188	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6440,309	-0,18
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6440,491	

9a iterazione

E_d	595,22	
$\xi_{e,9}$	7,84	%
$K_{eff,9}$	34335,00	KN/m
$T_{,9}$	2,36	s
$S_{,9}$	0,136	
$F_{,9}$	6439,80	KN
$d_{cd,9}$	0,188	m

$K_{el} \cdot d_y + K_p(d_{cd} - d_y)$	6439,715	-0,09
$K_{eff} \cdot d_{cd}$	6439,802	

Tabella 4.21: Iterazioni per trovare le caratteristiche del sistema sotto SLC.

Con cui si ottengono le caratteristiche:

K_{eff}	34335,00	KN/m
d_{cd}	0,188	m
F_{cd}	6439,80	KN
ξ_{eff}	7,84	%
T	2,36	s

Tabella 4.22: Caratteristiche del sistema sotto SLC.

Allora lo spostamento massimo risulta:

d_{max} SLC	0,190	m
d_{rm} SLD	0,016	m
50% $d_{d,F=0}$		
SLD	0,023	m

$d_{max, d}$	0,213	m
--------------	-------	---

Tabella 4.23: Spostamento massimo attendibile del sistema di isolamento.

Dove d_{rm} rappresenta lo spostamento residuo e $50\%_{d,F=0}$ è il 50% dello spostamento trovato con l'annullamento della forza sotto SLD.

In definitiva, i dispositivi ad essere impiegati saranno realizzate con le seguenti specificazioni:

K_{eff}	17873	KN/m
F_y	1480	KN
d_y	0,02	m
F_u	2583	KN
d_u	0,145	m
d_{max}	0,213	m

Tabella 4.24: Caratteristiche del singolo dissipatore.

Confrontando gli stati limiti graficamente si trova:

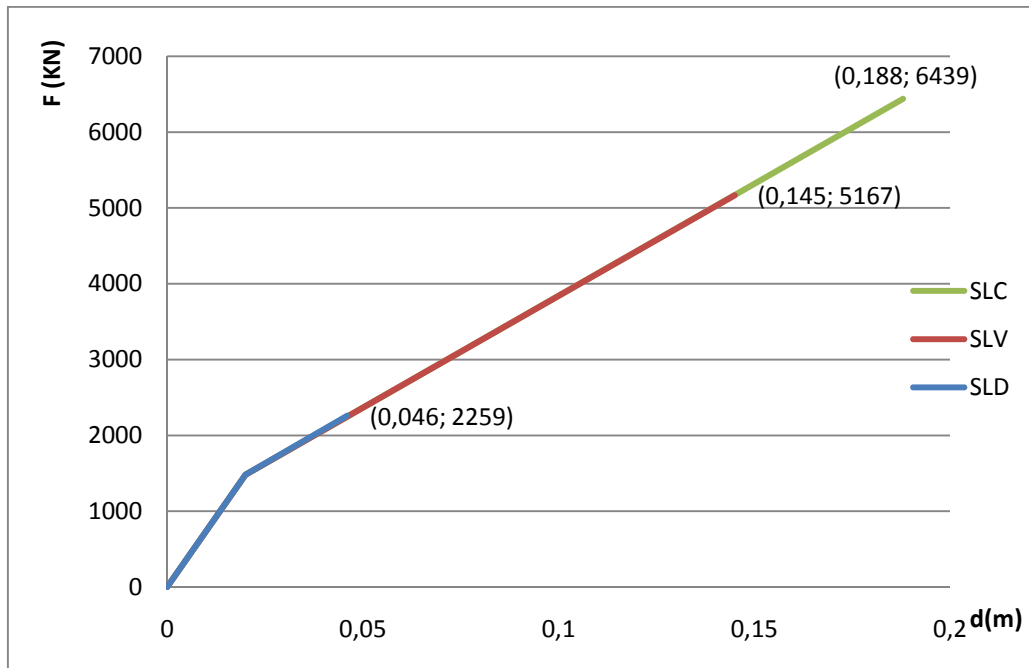


Figura 4.15: Confronto fra i comportamenti del sistema di isolamento nei diversi stati limite.

4.2.5 Modello tridimensionale agli elementi finiti

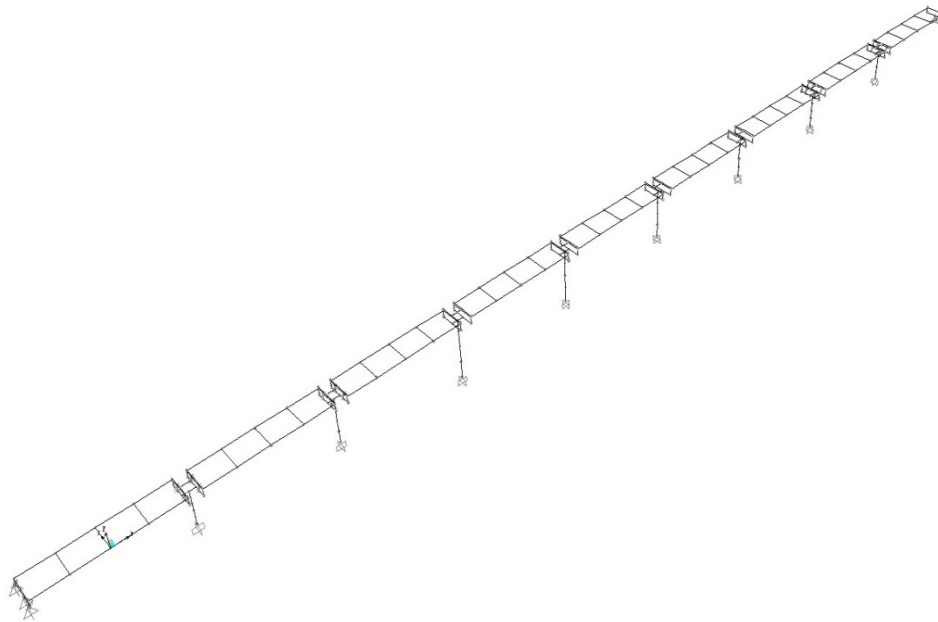


Figura 4.16: Modello 3D agli elementi finiti

Per valutare la correttezza della linearizzazione equivalente delle caratteristiche del sistema di isolamento si è riprodotta la struttura attraverso un modello agli elementi finiti.

Sono stati impiegati 2 travi con sezione pari alla trave omogenizzata con la soletta per la riproduzione di ogni campata. Il collegamento fra esse è stato realizzato con un elemento rappresentativo della soletta, che permette il trasferimento delle forze orizzontali e verticali, ma possiede un comportamento a cerniera rispetto ai carichi verticali, cioè non si trasmettono momenti flettenti da una trave all'altra.

Il collegamento longitudinale fra le travi e i pulvini permette soltanto il trasferimento delle forze verticali, e quindi tutte le travi possono scorrere liberamente sull'asse longitudinale del ponte (La vincolazione trasversale verrà trattata nei capitoli seguenti).

La massa dell'impalcato viene distribuita uniformemente fra le travi e la soletta di collegamento in forma di carichi applicati ad essi, mentre la rigidità longitudinale viene rappresentata da 2 elementi vincolati a terra, ai cui si assegnano le caratteristiche del sistema di isolamento.

Una volta modellati tutti gli elementi, sia della sovrastruttura che la sottostruttura, con le sue masse e rigidità si realizza l'analisi modale della struttura per osservare che effettivamente si ottenga lo stesso periodo longitudinale trovato con la linearizzazione equivalente. Si ottiene una leggera differenza che non dovrebbe generare comportamenti molto diversi fra i 2 modelli:

T1 Linearizzazione eq.	2,31 s
T1 Elementi Finiti	2,34 s

Una volta che il modello si considera adeguato, si procede a caricare l'azione sismica sulla struttura nella forma dello spettro isolato. Con esso, la risposta viene ridotta per tutti gli elementi con un periodo maggiore di $0,8T_1$ come specificato dalla NTC-08 nel §7.10.5.3.2. La riduzione viene rappresentata dal coefficiente η , che dipenderà dallo smorzamento equivalente calcolato precedentemente, associato alla rigidità efficace del sistema. Avendo un periodo della sovrastruttura pari a **2,31s**; si dovrà ridurre la risposta a partire da **T=1,85s**. Con lo smorzamento di **9,43%** trovata nella progettazione del sistema, si calcola che il valore di η è pari a 0,833 e si ottiene il seguente spettro ridotto:

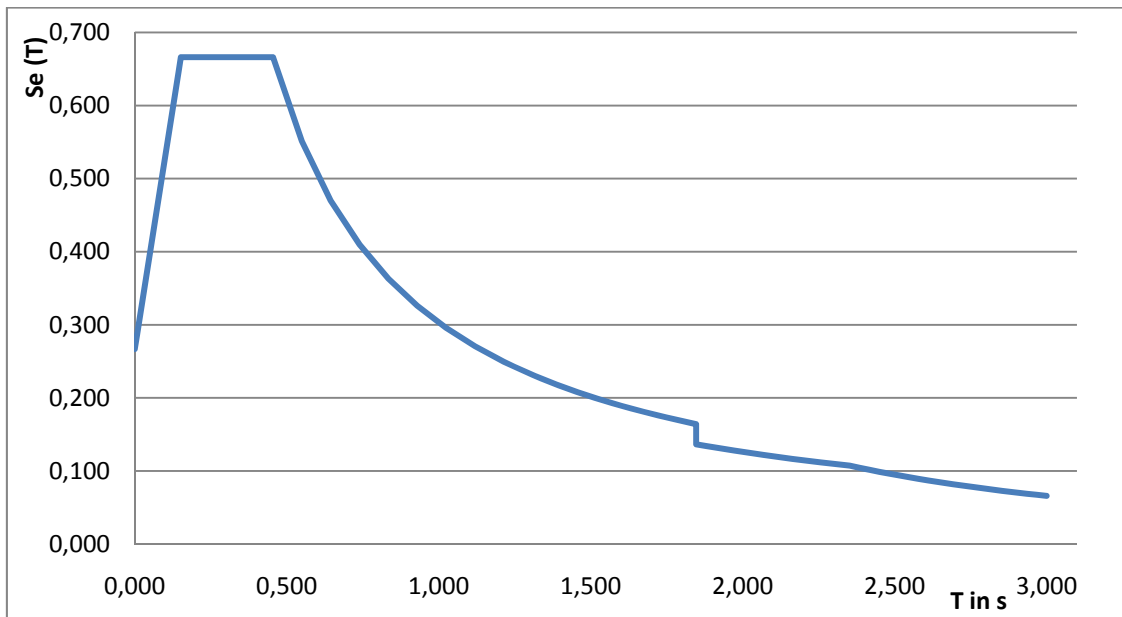


Figura 4.17: Spettro isolato SLV, $\eta=0,833$

Isolato	
T	Se(T)
0,000	0,267
0,008	0,287
0,015	0,307
0,023	0,327
0,030	0,347
0,038	0,367
0,045	0,387
0,053	0,407
0,061	0,427
0,068	0,446
0,076	0,466

T	Se(T)
0,258	0,666
0,273	0,666
0,288	0,666
0,303	0,666
0,318	0,666
0,333	0,666
0,349	0,666
0,364	0,666
0,379	0,666
0,394	0,666
0,409	0,666

T	Se(T)
1,847	0,164
1,847	0,137
1,878	0,134
1,973	0,128
2,068	0,122
2,163	0,117
2,258	0,112
2,353	0,107
2,385	0,104
2,417	0,102
2,450	0,099

0,083	0,486	0,424	0,666	2,482	0,096
0,091	0,506	0,440	0,666	2,514	0,094
0,099	0,526	0,455	0,666	2,547	0,091
0,106	0,546	0,550	0,551	2,579	0,089
0,114	0,566	0,645	0,470	2,612	0,087
0,121	0,586	0,739	0,410	2,644	0,085
0,129	0,606	0,834	0,363	2,676	0,083
0,136	0,626	0,929	0,326	2,709	0,081
0,144	0,646	1,024	0,296	2,741	0,079
0,152	0,666	1,119	0,271	2,773	0,077
0,167	0,666	1,214	0,250	2,806	0,075
0,182	0,666	1,309	0,231	2,838	0,074
0,197	0,666	1,404	0,216	2,871	0,072
0,212	0,666	1,499	0,202	2,903	0,070
0,227	0,666	1,593	0,190	2,935	0,069
0,243	0,666	1,688	0,179	2,968	0,067
		1,783	0,170	3,000	0,066

Tabella 4.25: Spettro isolato allo SLV, $\eta=0,833$

Finito l'analisi si osservano le reazioni vincolari prodotte dal sismo e si confrontano con i valori ottenuti con la linearizzazione equivalente:

	E.F.	L.E.
Isolatore	F (KN)	F(KN)
1	2556	2583
2	2556	2583
Ftotale	5112	5166

Tabella 4.26: Confronto fra le forze d'appoggio con i diversi metodi

Come si potrebbe dedurre, al avere un periodo maggiore nel modello agli elementi finiti, le forze di appoggio sono leggermente minori da quelle trovate con la linearizzazione equivalente.

Capitolo 5 Comportamento trasversale del ponte

5.1 Sovrastruttura sismicamente isolata nella direzione trasversale

5.1.1 Descrizione del comportamento

Come è stato già accennato, il comportamento trasversale del ponte può essere assunto uguale a quello di una trave semplicemente appoggiata sugli estremi, che oscillerà liberamente sotto l'azione sismica. Quello viene realizzato per ridurre le forze sismiche sulle pile; ma le oscillazioni devono essere ridotte, insieme al periodo di oscillazione. Si impiegano degli apparecchi in gomma per raggiungere a questo obiettivo, su un numero ridotto di pile, quelle più vicine agli estremi del ponte.

Per valutare il valore di rigidità dei dispositivi si deve in un primo momento conoscere l'entità dello spostamento e il periodo del ponte prima dell'implementazione degli apparecchi. Realizzando l'analisi vincolando soltanto gli appoggi delle travi di estremo e lasciando tutti gli altri appoggi oscillare liberamente si ottiene un periodo di **4,76 s**, che è decisamente troppo elevato e produrrebbe degli spostamenti troppo elevati con un evento sismico. La struttura deve essere valutata sotto l'azione del sismo, e dovuto alla presenza degli apparecchi di gomma, si può impiegare uno spettro isolato, con uno smorzamento del **10%**. Lo spostamento iniziale massimo, cioè senza l'implementazione degli isolatori in gomma è pari a **0,47m**, evidenziando ancora la necessità dei dispositivi.

Contrario al caso longitudinale, non si conosce a priori il periodo di oscillazione trasversale, giacché esso dipende dalla rigidità dei dispositivi. Quindi per calcolare il valore ottimale delle rigidità, si è caricata la struttura con il sismo isolato con lo smorzamento del 10% su tutti i periodi. Dopo di che,

si realizzerà un confronto fra i periodi, gli spostamenti e le forze sulle pile vincolate e scegliendo lo schema più adeguato, si costruirà lo spettro isolato in maniera corretta, da $0,8T_1$ in poi.

Lo spettro allo SLV ridotto per tutti i periodi è il seguente:

Isolato	
T	Se(T)
0,000	0,267
0,008	0,281
0,015	0,295
0,023	0,308
0,030	0,322
0,038	0,336
0,045	0,350
0,053	0,364
0,061	0,378
0,068	0,391
0,076	0,405
0,083	0,419
0,091	0,433
0,099	0,447
0,106	0,461
0,114	0,475
0,121	0,488
0,129	0,502
0,136	0,516
0,144	0,530
0,152	0,544
0,167	0,544

T	Se(T)
0,258	0,544
0,273	0,544
0,288	0,544
0,303	0,544
0,318	0,544
0,333	0,544
0,349	0,544
0,364	0,544
0,379	0,544
0,394	0,544
0,409	0,544
0,424	0,544
0,440	0,544
0,455	0,544
0,550	0,450
0,645	0,384
0,739	0,334
0,834	0,296
0,929	0,266
1,024	0,241
1,119	0,221
1,214	0,204

T	Se(T)
1,783	0,139
1,878	0,132
1,973	0,125
2,068	0,120
2,163	0,114
2,258	0,110
2,353	0,105
2,385	0,102
2,417	0,100
2,450	0,097
2,482	0,094
2,514	0,092
2,547	0,090
2,579	0,087
2,612	0,085
2,644	0,083
2,676	0,081
2,709	0,079
2,741	0,077
2,773	0,076
2,806	0,074
2,838	0,072

0,182	0,544	1,309	0,189	2,871	0,071
0,197	0,544	1,404	0,176	2,903	0,069
0,212	0,544	1,499	0,165	2,935	0,068
0,227	0,544	1,593	0,155	2,968	0,066
0,243	0,544	1,688	0,146	3,000	0,065

Tabella 5.1: Spettro isolato allo SLV, $\eta=0,816$ ($\xi=10\%$)

Gli isolatori trasversali verranno divisi in 2 tipi, IS T-1 e IS T-2. I primi saranno localizzati sulle pile 1 ed 8. Avranno sempre una rigidezza minore di quella posseduta da gli isolatori IS T-2, che saranno collocati sui pulvini delle pile 2 e 7. Ogni pulvino con collegamento avrà un totale di 4 dispositivi, che permettono: lo spostamento trasversale, le rotazioni e trasferiscono le forze verticali e le forze orizzontali trasversali.

5.1.2 Calcolo delle caratteristiche dei dispositivi

Inizialmente si scelgono dispositivi molto rigidi, che hanno ridotto in maniera molto efficace il periodo del primo modo trasversale, ma producevano delle forze molto considerevoli sugli appoggi delle pile. Le rigidezze, spostamenti e forze trovate sono:

Rigidezza

IS T-1	5000	KN/m
IS T-2	10000	KN/m

Modali	u_{\max} ponte	0,02287	m
	T_1 trasv	1,769	s

S.I. 10% per tutti i T	u_{max} ponte	0,14708 m
	T₁ trasv	1,769 s

Pila (alla base)	F trasv (KN)	M(KNm)
1	639	7902
2	2445	25460
7	2472	23380
8	633	7712

Tabella 5.2: Risposta del sistema isolato iniziale.

Anche se lo spostamento e il periodo sono molto ridotti, i momenti alla base delle pile 2 e 7 potrebbero generare problemi di flessione sulle pile, ancora di più se si tiene conto che lo spettro appena impiegato fornisce sollecitazioni che con lo spettro ridotto calcolato in maniera corretta saranno maggiori. Si è deciso di ridurre la rigidità dei dispositivi per minorare gli sforzi.

Rigidità

IS T-1	2500 KN/m
IS T-2	5000 KN/m

Modali	u_{max} ponte	0,0218 m
	T1 trasv	2,199 s

S.I. 10% per tutti i T	u_{max} ponte	0,1791 m
	T1 trasv	2,199 s

Pila (alla base)	Ft (KN)	M(KNm)
1	463	6046
2	1802	18753
7	1817	17178
8	462	5918

Tabella 5.3: Risposta del sistema isolato, prova 2.

Rigidezza

IS T-1	1000	KN/m
IS T-2	2000	KN/m

Modali	u_{\max} ponte	0,0209	m
	T1 trasv	2,9255	s

S.I. 10% per tutti i T	u_{\max} ponte	0,1884	m
	T1 trasv	2,9255	s

Pila (alla base)	Ft (KN)	M(KNm)
1	230	4250
2	875	9129
7	880	8345
8	230	4198

Tabella 5.4: Risposta del sistema isolato, prova 3.

Si osserva come la prova 2 riesce a ridurre l'entità degli sforzi alla base della pila in maniera considerevole, ma si vuole cercare una riduzione più elevata che possa ancora fornire un periodo e uno spostamento massimo bassi. Con la prova 3 si trova forse l'espressione minima delle forze alla base delle pile collegate, ma con un periodo che è già abbastanza elevato. Si sceglie alla fine un sistema che ha delle caratteristiche in mezzo alle prove 2 e 3, con cui si ottiene:

Rigidezza

IS T-1	1750	KN/m
IS T-2	3500	KN/m

Modali	u_{max} ponte	0,0214	m
	T1 trasv	2,4665	s

S.I. 10% per tutti i T	u_{max} ponte	0,1895	m
	T1 trasv	2,4665	s

Pila (alla base)	Ft (KN)	M(KNm)
1	371	5315
2	1432	14945
7	1442	13650
8	371	5230

Tabella 5.5: Risposta del sistema isolato finale.

Con esso il periodo è ancora sotto 2,5 secondi, lo spostamento si trova sotto il limite fissato di 25 cm e le forze sono di entità ragionevole. Una volta scelte le rigidezze di deve applicare il vero spettro isolato, da $0,8T_1 = 2,20s$, con cui si ottiene:

Isolato	
T	Se(T)
0,000	0,267
0,008	0,287
0,015	0,307
0,023	0,327
0,030	0,347
0,038	0,367
0,045	0,387
0,053	0,407
0,061	0,427
0,068	0,446
0,076	0,466
0,083	0,486
0,091	0,506
0,099	0,526
0,106	0,546
0,114	0,566
0,121	0,586
0,129	0,606
0,136	0,626
0,144	0,646
0,152	0,666
0,167	0,666
0,182	0,666

T	Se(T)
0,258	0,666
0,273	0,666
0,288	0,666
0,303	0,666
0,318	0,666
0,333	0,666
0,349	0,666
0,364	0,666
0,379	0,666
0,394	0,666
0,409	0,666
0,424	0,666
0,440	0,666
Tc 0,455	0,666
0,550	0,551
0,645	0,470
0,739	0,410
0,834	0,363
0,929	0,326
1,024	0,296
1,119	0,271
1,214	0,250
1,309	0,231

T	Se(T)
1,878	0,161
1,973	0,154
2,068	0,146
2,163	0,140
2,219	0,136
2,220	0,111
2,258	0,110
Td 2,353	0,105
2,385	0,102
2,417	0,100
2,450	0,097
2,482	0,094
2,514	0,092
2,547	0,090
2,579	0,087
2,612	0,085
2,644	0,083
2,676	0,081
2,709	0,079
2,741	0,077
2,773	0,076
2,806	0,074
2,838	0,072

0,197	0,666
0,212	0,666
0,227	0,666
0,243	0,666

1,404	0,216
1,499	0,202
1,593	0,190
1,688	0,179
1,783	0,170

2,871	0,071
2,903	0,069
2,935	0,068
2,968	0,066
3,000	0,065

Tabella 5.6: Spettro allo SLV isolato al 10% di smorzamento da 0,8T₁; con T₁=2,47s

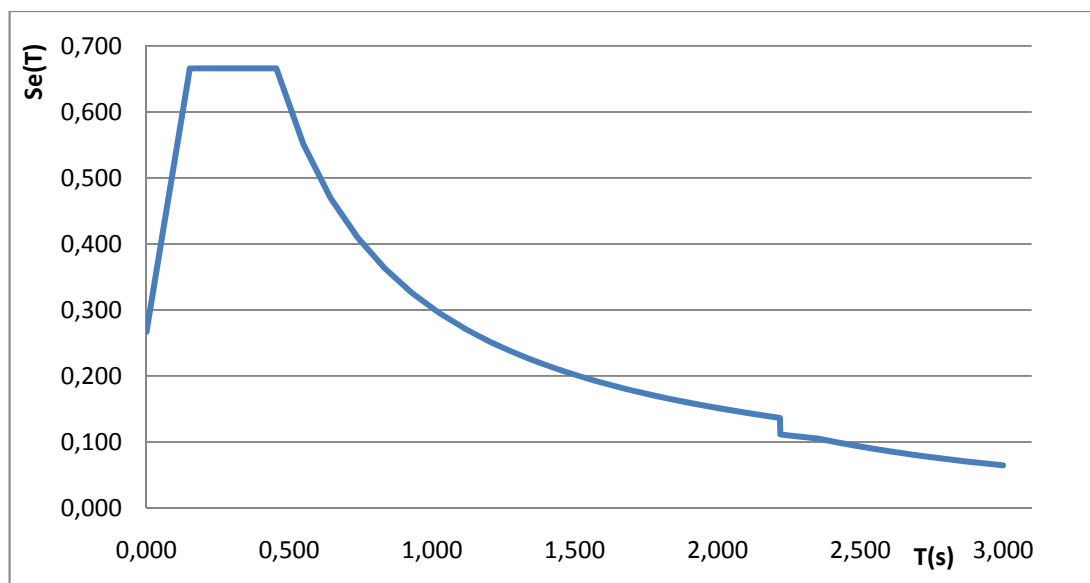


Figura 5.1: Spettro SLV isolato, $\xi=10\%$ da 0,8T₁; con T₁=2,47s.

Una volta definito lo spettro isolato si inserisce nel programma agli elementi fini e si ricalcolano le caratteristiche di risposta già note. Si realizza però una verifica in cui si osserva se effettivamente isolare lo spettro da 0,8T₁ divide la risposta della struttura fra quella della sovrastruttura e la risposta delle pile. Si verifica generando uno spettro isolato da 0,9T₁ e vedendo la risposta sulle pile. I risultati ottenuti sono:

S.I. 10% da 0,8T₁	u_{max} ponte	0,1898	m
	T₁ trasv	2,4665	s

Pila (alla base)	F (KN)	M(KNm)
1	381	6014
2	1441	15067
7	1451	13751
8	381	5934

S.I. 10% da 0,9T1	u_{\max} ponte	0,1898	m
	T1 trasv	2,4665	s

Pila (alla base)	F (KN)	M(KNm)
1	381	6014
2	1441	15067
7	1451	13751
8	381	5934

Tabella 5.7: Confronto fra le sollecitazioni prodotte trasversalmente con spettri isolati da 0,8T₁ e 0,9T₁.

Con cui si osserva che l'isolamento dall'ottanta per cento del periodo fondamentale trasversale era sufficiente per isolare soltanto la sovrastruttura. Una volta definito il sistema si applica su di esso un carico di vento di 2,5KN/m², in maniera tale da osservare se lo spostamento massimo generato con esso si mantiene ancora sotto la soglia di 25 cm. Si trova uno spostamento massimo di **19,7 cm**, che anche essendo maggiore di quello trovato con il sismo prevalente trasversalmente, è accettabile.

5.1.3 Verifiche a flessione e taglio delle pile

Come è stato già osservato, la vincolazione della struttura produce soltanto sforzi notevoli soltanto sulle pile avente dei dispositivi, cioè le pile 1, 2, 7 e 8. Si procede quindi a verificare che gli sforzi agenti non portino alle sezioni più caricate a rottura.

Si osserva che le sollecitazioni taglienti variano di poco sulla lunghezza delle pile. Gli sforzi flettenti variano, e quindi si valuta la resistenza sulle sezioni di momento massimo alla base.

Pila	M_{ed} (KNm)	N_{ed} (KN)	M_{rd} (KNm)
1	6014	6820	24317
2	15067	7221	24797
7	13751	7004	24538
8	5934	6767	24253

Tabella 5.8: Verifica a flessione delle pile 1,2,7 e 8 secondo lo schema di isolamento trasversale.

La verifica di taglio si realizza secondo le formule dell'articolo 4.1.2.1.2.3 della NTC-08, per una sezione con armatura trasversale. Si calcola la resistenza come quella minore fra la resistenza dell'acciaio e quella del calcestruzzo. I coefficienti e i loro significati verranno spiegati con più dettaglio nel 2.

Pila	Sforzo assiale			Parziali		Resistenza	
	N_{ed} (KN)	σ_{cp} (KN/m ²)	α_c	$V_{rs,d}$ (KN)	$V_{rc,d}$ (KN)	$V_{r,d}$ (KN)	V_{ed} (KN)
1	6820	892	1,06	1473	29294	1472,7	381
2	7221	944	1,06	1473	29386	1472,7	1441
7	7004	916	1,06	1473	29337	1472,7	1451
8	6767	885	1,06	1473	29282	1472,7	381

Pila	Acciaio trasversale			
	ϕ_t (m)	rami	s (m)	A_{sw} (cm ²)
1	0,014	2	0,22	3,08
2	0,014	2	0,22	3,08
7	0,014	2	0,22	3,08
8	0,014	2	0,22	3,08

A_c	7,649	m ²
-------	-------	----------------

f_{ck}	28000	KN/m ²
f_{cd}	15867	KN/m ²
f'_{cd}	7933	KN/m ²
f_{yd}	391300	KN/m ²

$ctg\theta$	1
$ctg\alpha$	0
$sin\alpha$	1

b_w	2,6	m
d	2,99	m

Tabella 5.9: Verifica a taglio delle pile 1,2,7 e 8 secondo schema di isolamento trasversale.

Anche se sulle pile 1 e 8 si potrebbe aumentare l'interasse si impiega lo stesso delle pile 2 e 7 in favore della sicurezza.

5.2 Ponte con pile rigidamente collegate trasversalmente

5.2.1 Descrizione generale

In alternativa all'isolamento trasversale del ponte, si considera l'impiego di apparecchi d'appoggio che non permettano lo spostamento trasversale degli impalcati, lavorandosi quindi sotto condizione di duttilità, avendo le pile come elementi duttili del sistema. Con esso il periodo trasversale verrà drasticamente ridotto, insieme agli spostamenti trasversali, ma si osserverà un aumento molto notevole delle sollecitazioni sulle pile.

In un primo momento si presentano le sollecitazioni trasversali trovate alla base delle pile sotto il sismo allo SLV elastico, che verranno poi ridotte dipendendo dai coefficienti di struttura impiegati per ogni pila.

Pila	N_{ed} (KN)	V_{ed} (KN)	$M_{ed,el}$ (KN)
1	-6820,1	906,0	20667,2
2	-7220,8	1492,2	41091,5
3	-7903,9	1524,0	52525,6
4	-7608,8	1945,2	61014,7
5	-7420,0	1353,7	40709,1
6	-7103,2	1192,8	31465,7
7	-7004,2	1147,2	28323,0
8	-6766,7	969,1	23002,1

Tabella 5.10: Sollecitazioni trasversali sotto sisma SLV, spettro elastico.

È evidente come gli sforzi sono molto maggiori di quei trovati per il ponte isolato trasversalmente. Varieranno quindi le armature delle pile fra i 2 casi e si potrebbero anche trovare differenze fra le diverse pile nel sistema con le pile bloccate.

Per poter ottenere le sollecitazioni di progetto sulle pile si devono calcolare i diversi fattori di struttura secondo viene indicato nel §7.9.2.1 della NTC-08[3].

5.2.2 Progetto delle pile seguendo la NTC-08

5.2.2.1 Calcolo dei fattori di struttura delle pile

Si inizia con il calcolo dei valori massimi dei fattori di struttura q_0 , esistendo 1 per ogni pila. Esso viene calcolato come $3,5\lambda$ per pile verticali inflesse in cemento armato, per condizione di duttilità alta. Il coefficiente λ è dipendente dal rapporto L/H , dove L è “la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo” e H è la dimensione della sezione trasversale della pila nel piano di rotazione della possibile cerniera plastica.

Il rapporto L/H viene espresso come α , e il valore di λ è pari a 1 se α è maggiore di 3, ed è pari a $(\alpha/3)^{0,5}$ per α fra 3 e 1. Si deve controllare che lo sforzo di compressione normalizzato delle pile sia sempre minore del 30% di f_{ck} , giacché i valori di q_0 sono validi solo se viene rispettata quella condizione.

Nel caso valutato, la distanza H è costante e pari a 2,6 metri, essendo uguali tutte le sezioni delle pile. Si conosce che le cerniere delle pile si formeranno sulla sezione di momento massimo, che si trova sulla base delle pile. Quindi, la distanza L fra la zona di momento massimo e il punto di momento nullo si

calcola come la distanza fra la base della pila e il baricentro dell'impalcato.

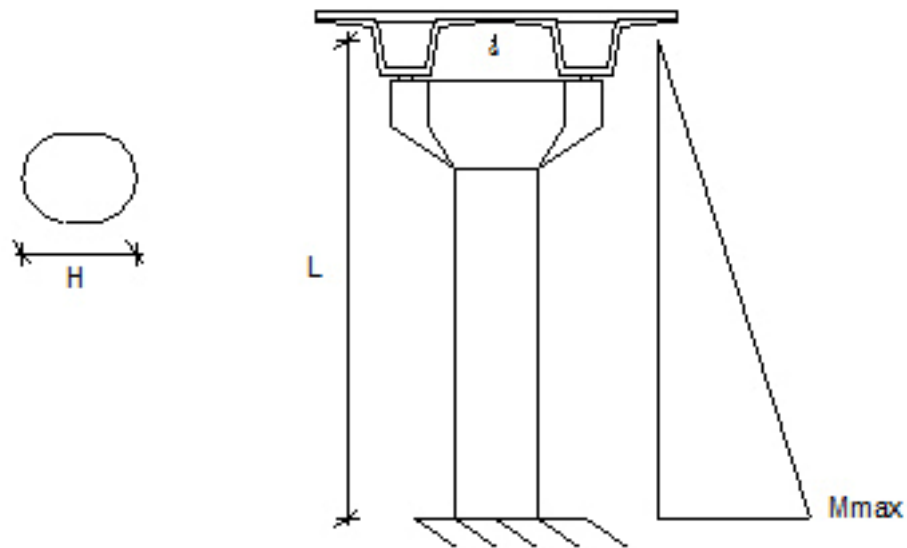


Figura 5.2: Calcolo di H ed L per la determinazione di q_0

Con una sezione di area $A_c=7,649m^2$ e un f_{ck} di $28000KN/m^2$ si ottengono:

Pila	Altezza (m)	L (m)	H (m)	α	λ	N_{ed} (KN)	v_k	q_0
1	4,55	8,62	3,50	2,5	0,91	-6820	0,032	3,17
2	7,05	11,12	3,50	3,2	1,00	-7221	0,034	3,50
3	10,65	14,72	3,50	4,2	1,00	-7904	0,037	3,50
4	9,05	13,12	3,50	3,7	1,00	-7609	0,036	3,50
5	8,10	12,17	3,50	3,5	1,00	-7420	0,035	3,50
6	6,45	10,52	3,50	3,0	1,00	-7103	0,033	3,50
7	5,95	10,02	3,50	2,9	0,98	-7004	0,033	3,42
8	4,57	8,64	3,50	2,5	0,91	-6767	0,032	3,17
r max								3,50
r min								3,17

Tabella 5.11: Valori iniziali di q_0

Como si poteva aspettare, sulle pile più alte il valore di L/H supera a 3 e so deve prendere il λ massimo pari a 1. Ma una volta calcolati i valori di q_0 si deve verificare che la struttura sia regolare.

5.2.2.2 Determinazione della regolarità della struttura

Sullo stesso articolato viene descritta una procedura per la determinazione della regolarità della struttura, e per calcolare un coefficiente di riduzione del fattore di struttura nel caso risulti essere irregolare. Per la sua determinazione si deve conoscere il momento resistente delle sezioni. Siccome è già noto lo sforzo assiale applicato alle pile, si determinano i diversi momenti resistenti in funzione dell'armature impiegata; che in questo caso è uguale per tutti gli elementi.

Le sezioni vengono armate con 2 strati di $\phi 20$ ogni 20 cm. Il primo strato è posizionato a 6,2cm dal bordo al baricentro delle barre longitudinali; tenendo in conto che il copriferro minimo è di 3,5cm, si utilizza 3,8cm; e si impiega una barra trasversale $\phi 14$ sul perimetro della sezione. Il secondo strato dista 20cm dal primo strato verso l'interno della sezione.

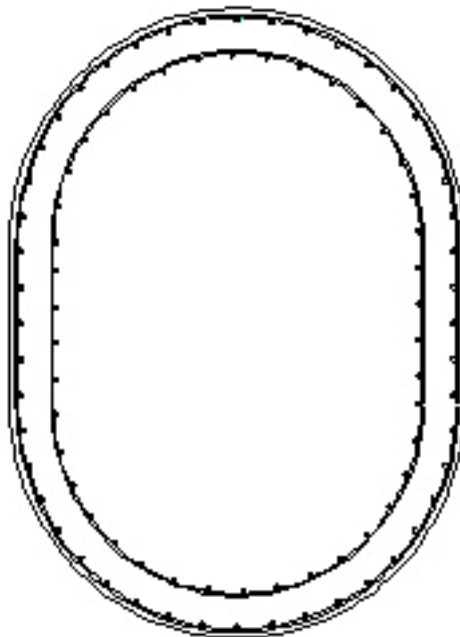


Figura 5.3: Sezione trasversale delle pile

Scelta l'armatura e le dimensioni della sezione, insieme alle caratteristiche di resistenza dei materiali, si calcolano i diversi momenti resistenti per gli stati tensionali delle pile attraverso l'impiego di un programma specializzato[5].

A_c	7,649	m ²
f_{ck}	28000	KN/m ²
f_{cd}	15867	KN/m ²
f_{yd}	391300	KN/m ²

Pila	N_{ed} (KN)	M_{ed} (KNm)	M_{rd}(N_{ed})
1	-6820,1	6517,1	25319
2	-7220,8	11740,4	25785
3	-7903,9	15007,3	26570
4	-7608,8	17432,8	26232
5	-7420,0	11631,2	26015
6	-7103,2	8990,2	25649
7	-7004,2	8283,8	25534
8	-6766,7	7245,0	25257

Tabella 5.12: Momenti resistenti delle pile prima della verifica di regolarità.

Per la determinazione della regolarità si deve calcolare per ogni pila un fattore:

$$r_i = q_{0,i} \cdot M_{ed,i} / M_{rd,i}$$

Dove $q_{0,i}$ è il fattore di struttura previamente calcolato per ogni pila; $M_{ed,i}$ è il momento massimo agente sulla pila e $M_{rd,i}$ il rispettivo momento resistente per lo sforzo assiale nel sismo. Se il rapporto fra il massimo e il minimo dei fattori r_i è minore di 2, si considera che la struttura è regolare.

$$r = r_{i,max}/r_{i,min} < 2$$

Nel caso contrario, si devono ricalcolare le azioni con un coefficiente correttivo $K_R=2/r$; rispettando che sempre $q_0 \cdot K_R > 1$.

Pila	N _{ed} (KN)	M _{rd} (KN)	r _i
1	-6820	25319	0,82
2	-7221	25785	1,59
3	-7904	26570	1,98
4	-7609	26232	2,33
5	-7420	26015	1,56
6	-7103	25649	1,23
7	-7004	25534	1,11
8	-6767	25257	0,91
ri MAX			2,33
ri MIN			0,82

Tabella 5.13: Calcolo dei fattori r_i per la determinazione della regolarità del ponte.

Con essi si trova che $r=2,85$ e quindi il ponte è irregolare. I valori dei coefficienti di struttura vengono corretti con $K_R=0,70$.

Pila	q ₀	K _R	q
1	3,17	0,70	2,23
2	3,50	0,70	2,46
3	3,50	0,70	2,46
4	3,50	0,70	2,46
5	3,50	0,70	2,46
6	3,50	0,70	2,46
7	3,42	0,70	2,40
8	3,17	0,70	2,23
q max			2,46
q min			2,23

Tabella 5.14: Valori dei coefficienti di struttura corretti per regolarità.

Una volta definiti i coefficienti di regolarità, la descrizione della struttura è pronta e si può quindi passare a realizzare le diverse verifiche di resistenza esposte nel capitolo 7 della normativa.

5.2.2.3 Verifica a flessione delle pile

Seguendo la gerarchia delle resistenze, le sollecitazioni flettenti sulle pile si ottengono direttamente dall'analisi sismica, giacché esse rappresentano gli elementi su di cui si vuole la formazione delle cerniere plastiche. Si deve soltanto verificare che M_{ed} sia minore di M_{rd} .

Pila	$M_{ed,el}$ (KNm)	q	$M_{ed,rid}$ (KNm)	M_{rd}(KN)
1	20667	2,23	9285	25319
2	41092	2,46	16727	25785
3	52526	2,46	21382	26570
4	61015	2,46	24837	26232
5	40709	2,46	16572	26015
6	31466	2,46	12809	25649
7	28323	2,40	11802	25534
8	23002	2,23	10322	25257

Tabella 5.15: Momenti agenti e resistenti sulle pile.

Si osserva come tutte le pile possono sopportare i momenti agenti su di loro con un margine di sicurezza abbastanza elevato. Dopo di aver determinato che le pile possiedono una resistenza adeguata nelle zone critiche, si deve valutare la loro resistenza nelle zone protette dalla gerarchia delle resistenze. Si verifica aumentando lo sforzo ottenuto dal calcolo per il coefficiente di sovraresistenza calcolato nel paragrafo successivo.

subito dopo della zona critica					
Pila	M _{ed} (KNm)	γ _{rd}	M _{gr} (KNm)	N _{ed} (KN)	M _{rd} (KNm)
1	6082	1,15	6965	6152	22787
2	11546	1,19	13755	6551	23207
3	16041	1,19	19110	7234	23913
4	18129	1,19	21597	6937	23609
5	11903	1,19	14180	6751	23414
6	9959	1,19	11864	6434	23084
7	8972	1,18	10587	6338	22981
8	7113	1,15	8149	6097	22731

Tabella 5.16: Momenti secondo la gerarchia delle resistenze e momenti resistente nelle pile al di fuori delle zone critiche.

5.2.2.4 Verifica a taglio delle pile

Seguendo i criteri della gerarchia delle resistenze, si vuole evitare la rottura per taglio degli elementi resistenti, che rappresenterebbe una rottura fragile. Per garantire che gli elementi trovino la rottura per flessione prima che per taglio, si calcolano le azioni di taglio agenti sulle pile in funzione dei momenti resistenti degli elementi.

La normativa prevede anche l'impiego di un coefficiente di sicurezza γ_{Rd} , che aumenta le sollecitazioni trovate in funzione dei diversi coefficienti di struttura. Il fattore di sovraresistenza si calcola mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1$$

Il coefficiente viene incrementato se la compressione normalizzata v_k è maggiore di 0,10. I risultati trovati sono i seguenti:

Pila	q	γ_{Rd}
1	2,23	1,15
2	2,46	1,19
3	2,46	1,19
4	2,46	1,19
5	2,46	1,19
6	2,46	1,19
7	2,40	1,18
8	2,23	1,15

Tabella 5.17: Fattori di sovraresistenza delle pile.

Per la singola pila, lo sforzo di taglio secondo la gerarchia delle resistenze si può calcolare come:

$$V_{gr,i} = V_{ed,i} \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{ed,i}}$$

Ma il rapporto $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} / M_{ed,i}$ è soltanto valido se è minore del fattore di strutture q, giacché non si potrebbe trovare uno sforzo maggiore di quello elastico. Nel caso valutato si ottengono:

Pila	V_{ed} (KN)	γ_{rd}·M_{rd}/M_{ed}	q	Amp g.r.	V_{gr} (KN)
1	895	3,12	2,23	2,23	1993
2	1475	1,84	2,46	1,84	2708
3	1506	1,48	2,46	1,48	2230
4	1922	1,26	2,46	1,26	2419
5	1338	1,87	2,46	1,87	2502
6	1179	2,39	2,46	2,39	2812
7	1134	2,55	2,40	2,40	2721
8	958	2,80	2,23	2,23	2134

Tabella 5.18: Taglio agente secondo la gerarchia delle resistenze.

Una volta calcolati gli sforzi si devono calcolare le resistenze delle pile nelle zone critiche. Si calcolano nella stessa maniera in cui sono state calcolate le resistenze a taglio delle travi dell'impalcato; cioè secondo le indicazioni dell'articolato 4.1.2.1.2.3, ma con certe variazioni applicate alle verifiche sismiche. Si prendono per tutte le pile:

- $\text{ctg}\theta=1$, si prende il valore minimo possibile di inclinazione dei puntoni, equivalente a 45° rispetto all'asse dell'elemento, riducendo la resistenza massima della sezione;

- $\alpha_c=1+\sigma_{cp}/f_{cd}$; giacché i valori di compressione assiali si mantengono sempre sotto il 25% indicato dalla normativa.

Pila	N_{ed} (KN)	σ_{cp} (KN/m ²)	α_c
1	6820	892	1,06
2	7221	944	1,06
3	7904	1033	1,07
4	7609	995	1,06
5	7420	970	1,06
6	7103	929	1,06
7	7004	916	1,06
8	6767	885	1,06

Tabella 5.19: Coefficienti maggiorativi della resistenza a taglio per compressione.

-s=12cm. La normativa indica nel capitolo 7 che nelle zone critiche delle pile, l'interasse fra le barre trasversali deve essere calcolata come il minore fra: 6 volte il diametro delle barre impiegate per l'armatura longitudinale e 1/5 della dimensione minore del nucleo confinato; quindi:

$$s \leq \begin{cases} 6 \cdot \phi l = 6 \cdot 2cm = 12cm \\ \frac{1}{5} \cdot b = \frac{1}{5} \cdot 260cm = 52cm \end{cases}$$

-d=2,99m. Calcolato secondo l'espressione della NTC-08 7.9.11, con cui l'altezza utile di una sezione circolare si calcola come:

$$d = r + \frac{2r}{\pi}$$

Dove r è il raggio della sezione. Siccome la sezione impiegata è dotata da estremi semi-circolari si calcola d per la sezione finale come la somma di 2 semi-circonferenze più i 90 centimetri del tratto rettilineo della sezione:

$$d = 2 \cdot d_c + 0,9m = 2,09 + 0,9 = 2,99m$$

La normativa oltre al fattore di sovrarresistenza introduce un coefficiente minorante delle resistenze taglianti, calcolato come:

$$1 \leq \gamma = 1,25 - q \cdot \frac{V_{Ed,i}}{V_{gr,i}} \leq 1,25$$

Pila	γ_{rid}
1	1,25
2	1,00
3	1,00
4	1,00
5	1,00
6	1,22
7	1,25
8	1,25

Tabella 5.20: Coefficienti riduttivi della resistenza al taglio per le pile.

E in definitiva, le resistenze a taglio delle pile sono:

A_c	7,649	m^2
-------------------------	-------	-------

f_{ck}	28000	KN/m^2
f_{cd}	15867	KN/m^2
f'_{cd}	7933	KN/m^2
f_{yd}	39130	KN/m^2
	0	KN/m^2

$ctg\theta$	1
$ctg\alpha$	0

sinα	1
-------------------------------	---

b_w	2,6	m
d	2,99	m

Pila	α_c	Acciaio trasversale				Resistenze		Resistenze ridotte	
		ϕ_t (cm)	ram i	s (m)	A_{sw} (cm ²)	$V_{rs,d}$ (KN)	$V_{rc,d}$ (KN)	$V_{r,d}$ (KN)	V_{gr} (KN)
1	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29294	3456	1993
2	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29386	4320	2708
3	1,07	1,4	4	0,12	6,16	4320	29542	4320	2230
4	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29475	4320	2419
5	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29432	4320	2502
6	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29359	3533	2812
7	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29337	3456	2721
8	1,06	1,4	4	0,12	6,16	4320	29282	3456	2134

Tabella 5.21: Resistenze a taglio delle pile nelle zone critiche.

5.2.2.5 Dettagli delle armature trasversali per le pile

Avendo già calcolato l'acciaio necessario per resistere agli sforzi tagliante nelle zone critiche delle pile, si deve conoscere se esiste il bisogno di aumentare la suddetta armatura nelle zone duttili secondo i criteri di dettaglio costruttivi richiesti nel paragrafo 7.9.6.2.

La normativa indica la necessità di incrementare l'armatura nelle zone di formazione di cerniere plastiche nei seguenti casi:

- quando lo sforzo assiale normalizzato è maggiore di 0,08;
- nella presenza di sezioni a parete sottile, se la compressione ridotta è maggiore del 20%;
- nel caso vengano impiegati fattori di struttura con valori maggiori di 1,5.

Siccome nel caso studiato non si ha che vedere con sezioni sottili e i coefficienti di struttura risultano tutti maggiori di 1,5 (Lavorando in Alta duttilità); si può soltanto evitare l'incremento dell'armatura se la compressione ridotta delle pile è minore dell'otto per cento.

Pila	v_k
1	0,032
2	0,034
3	0,037
4	0,036
5	0,035
6	0,033
7	0,033
8	0,032

Tabella 5.22: Compressione assiale normalizzata nelle pile.

Esistendo quindi valori molto ridotti di compressione assiale, intorno al 3%, non è necessaria l'applicazione dell'armatura aggiuntiva nelle zone critiche.

Si deve conoscere fino a che zona si deve estendere l'armatura necessaria nelle zone critiche sulle pile. Nello stesso articolato 7.9.6.2 viene indicato che la lunghezza critica si può calcolare per ogni pila come la maggiore fra:

- la profondità della sezione nella direzione ortogonale all'asse di rotazione della cerniera e

-La distanza fra la sezione di momento massimo e la sezione dove il momento è pari a $80\%M_{\max}$.

Con l'aiuto del programma agli elementi finiti, si può conoscere il punto dove si trova la riduzione dello sforzo flettente necessario per la determinazione della lunghezza critica.

Pila	$M_{ed \max \text{ elast}}$ (KNm)	$0,8M_{ed \max \text{ elast}}$ (KNm)	L da M_{\max} a $0,8M_{\max}$ (m)	h(m)	L_{cr} (m)
1	20667	16534	2,27	3,50	3,50
2	41092	32873	2,30	3,50	3,50
3	52526	42021	2,66	3,50	3,50
4	61015	48812	2,58	3,50	3,50
5	40709	32567	2,48	3,50	3,50
6	31466	25173	2,20	3,50	3,50
7	28323	22658	2,10	3,50	3,50
8	23002	18402	2,23	3,50	3,50

Tabella 5.23: Determinazione delle lunghezze critiche delle pile.

E quindi, l'interasse fra le staffe a passo 12 cm sarà confinato a una lunghezza pari a 3,5 m dal bordo inferiore delle pile. Oltre a quella distanza si può aumentare il passo, si sceglie un valore pari a 20 cm.

Anche se non si deve aumentare l'armatura trasversale nelle zone confinate, si deve comunque implementare l'impiego di staffe per evitare l'instabilità dell'acciaio longitudinale. Tutte le barre devono essere trattenute da una braccio o una staffa. Si calcola la quantità minima necessaria secondo l'espressione 7.9.19:

$$\frac{A_t}{s} = \sum A_s \cdot f_{yk,s} \frac{1}{6f_{yk,t}}$$

Dove:

- A_t ed s sono l'area di una barra trasversale e il loro interasse rispettivamente;

- $\sum A_s$ è l'area di tutte le barre longitudinali contenute da una sola staffa e

- $f_{yk,s}$ e $f_{yk,t}$ sono le tensioni di snervamento degli acciai longitudinali e trasversali.

Si determina che una singola staffa di diametro $\phi 10\text{mm}$ può trattenere un'area di:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{154\text{mm}^2}{0,15\text{m}} = 654,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mentre la relazione risultante da una singola barra longitudinale equivale a:

$$\frac{A_s}{6} \cdot \frac{f_{yk,s}}{f_{yk,t}} = 196 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

E quindi si impiegano delle staffe con la forma vista nella figura 5.4, che contengono 4 barre ognuna, lasciando un paio di barre longitudinali fra ogni staffa. Si può vedere con più dettaglio nel capitolo 6.

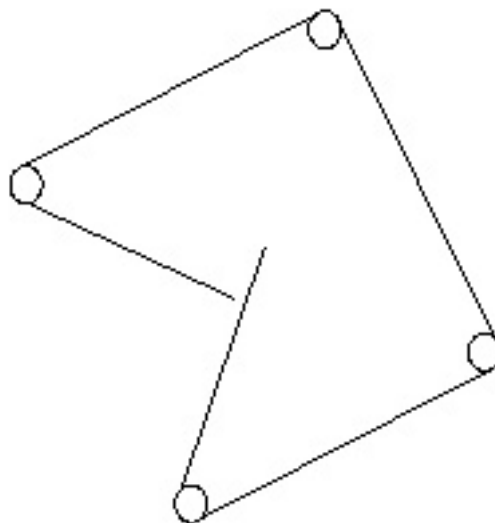


Figura 5.4: Staffe di stabilizzazione delle barre longitudinali.

5.2.2.6 Verifica a torsione

La verifica di torsioni si realizza secondo l'articolato 4.1.2.1.4 della NTC-08; dove la resistenza a sforzi torcenti si calcola come quella minore fra: la resistenza del calcestruzzo, la resistenza dell'acciaio longitudinale e la resistenza dell'acciaio trasversale.

La resistenza del calcestruzzo si calcola come:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg\theta^2)$$

Dove A e t rappresentano l'area racchiusa della fibra media del profilo periferico di una sezione cava equivalente e il suo spessore. Lo spessore si calcola come il rapporto fra l'area della sezione e il suo perimetro ($t=A_c/u$). La sezione cava equivalente è quindi:

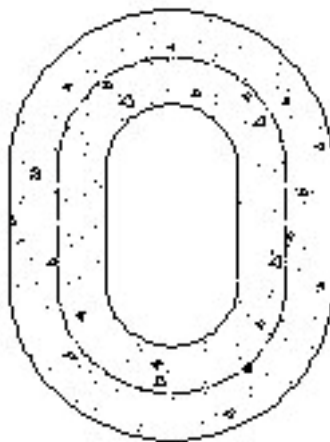


Figura 5.5: Sezione cava equivalente per il calcolo della resistenza torcente.

La resistenza dell'acciaio longitudinale si calcola come:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\vartheta$$

Dove:

- $\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali;

- u_m è il perimetro medio del nucleo resistente.

Finalmente la resistenza dell'acciaio trasversale si determina mediante:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\vartheta$$

Dove A_s ed s sono l'area e il passo delle staffe rispettivamente.

La normativa indica anche dei margini possibili per il valore di $\text{ctg}\vartheta$:

$$0,4 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2,5$$

Permettendo il calcolo di esso, per casi di torsione pura, come:

$$\theta = (a_l/a_s)^{\frac{1}{2}} ; \text{ con:}$$

$$a_l = \sum A_l / u_m$$

$$a_s = A_s / s$$

Ma invece che prendere il valore risultante dall'espressione precedente, si è cercato di minimizzare i valori di resistenza. Si è osservato che scegliendo $\text{ctg}\vartheta=2,5$ si ottiene il valore minore di resistenza per l'acciaio longitudinale (Intorno a **2100 KN** per pila) e la resistenza dell'acciaio trasversale è massima (Circa **34400 KN** per pila). Caso contrario, prendendo $\text{ctg}\vartheta=0,4$ si trova il valore minimo per la resistenza dell'acciaio trasversale (Circa **5500 KN** per pila) con il massimo di resistenza dell'acciaio longitudinale (**13200 KN** per pila). Alla fine si sceglie per le verifiche la condizione che valuta la condizione più gravosa.

A_c	7,649	m ²	f'_{cd}	7933	KN/m ²
u	9,968	m			
copriferro	5,9	cm	f_{yd}	391300	KN/m ²
t	0,767	m			
A	4,289	m ²	ctgθ	2,5	
A_l	150,80	cm ²			
u_m	9,578	m			

		Acciaio trasversale		Resistenze parziali			Resistenz a	
Pil a	A_s (cm²)	s (m)	T_{Rc,d} (KN)	T_{Rs,d} (KN)	T_{Rl,d} (KN)	T_{R,d} (KN)	T_{Ed} (KN)	
1	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	1334	
2	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	1536	
3	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	727	
4	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	779	
5	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	1258	
6	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	924	
7	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	465	
8	6,16	0,15	130549	34447	2114	2114	835	

Tabella 5.24: Calcolo delle resistenze torcenti nelle pile.

Si realizza anche una verifica per sollecitazioni composte di taglio e torsione. Verificandosi le resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio trasversale. In caso dell'ultima non risultare verificata, si aggiunge la quantità di acciaio richiesta per la torsione a quella già inserita per resistere al taglio.

Le verifiche vengono soddisfatte quando:

$$\frac{T_{Ed(s,c)}}{T_{Rd(s,c)}} + \frac{V_{Ed(s,c)}}{V_{Rd(s,c)}} \leq 1$$

Dove T_{Ed} e T_{Rd} rappresentano lo sforzo e la resistenza a torsione; mentre V_{Ed} e V_{Rd} sono rispettivamente lo sforzo di taglio agente e la resistenza della sezione. I sotto-pedici s e c indicano se la verifica viene realizzata per l'acciaio o per il calcestruzzo.

Si deve nella verifica scegliere un valore uguale di $ctg\theta$ per il calcolo di V_{Rd} e T_{Rd} . Siccome il valore di T_{Rd} cresce al aumentare $ctg\theta$, si vorrebbe prendere il valore minimo di 0,4; ma la verifica di taglio tiene come limite inferiore un valore di $ctg\theta=1$. Si sceglie quindi esso per il calcolo delle resistenze.

Pila	Taglio		Torsione		$V_{Ed}/V_{Rcd} + T_{Ed}/T_{Rcd}$
	V_{Ed} (KN)	$V_{Rc,d}$ (KN)	T_{Ed} (KN)	$T_{Rc,d}$ (KN)	
1	893	23436	1331	52220	0,064
2	1471	29386	1532	52220	0,079
3	1503	29542	725	52220	0,065
4	1918	29475	777	52220	0,080
5	1335	29432	1255	52220	0,069
6	1176	24011	922	52220	0,067
7	1131	23469	464	52220	0,057
8	956	23426	833	52220	0,057

Tabella 5.25: Verifica sollecitazioni composte taglio-torsione. Resistenza calcestruzzo.

Pila	Taglio		Torsione		$V_{Ed}/V_{Rsd} + T_{Ed}/T_{Rsd}$
	V_{Ed} (KN)	$V_{Rs,d}$ (KN)	T_{Ed} (KN)	$T_{Rs,d}$ (KN)	
1	893	5400	1331	13779	0,262
2	1471	5400	1532	13779	0,384

3	1503	5400	725	13779	0,331
4	1918	5400	777	13779	0,412
5	1335	5400	1255	13779	0,338
6	1176	5400	922	13779	0,285
7	1131	5400	464	13779	0,243
8	956	5400	833	13779	0,237

Tabella 5.26: Verifica sollecitazioni composte taglio-torsione. Resistenza acciaio.

Si potrebbe aver pensato che la verifica sulla resistenza dell'acciaio non fornirebbe risultati soddisfacenti, ma in molte pile si è scelta un'area di acciaio trasversale maggiore di quella necessaria per resistere agli sforzi di taglio, dovuto a certi dettagli costruttivi, come la presenza del secondo strato di acciaio longitudinale.

Capitolo 6 Dettagli costruttivi

Nel seguente capitolo si presentano graficamente alcuni dettagli di armatura delle pile sia nella configurazione isolata trasversalmente che nella configurazione a pile bloccate.

6.1 Armatura trasversale delle pile

6.1.1 Pile della configurazione a sovrastruttura isolata

In questo caso si impiega soltanto l'armatura di perimetro delle barre longitudinali, realizzata con 2 barre di $\phi 14\text{mm}$ a passo 20cm per le pile più caricate, cioè quelle connesse agli isolatori in gomma.

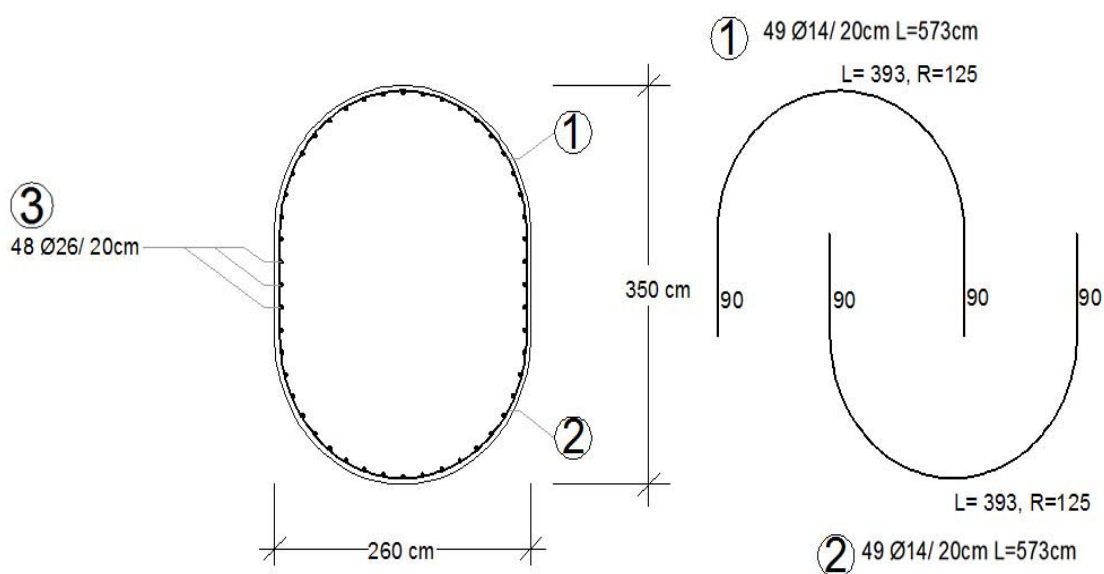


Figura 6.1: Sezione trasversale pila 2, schema isolato trasversalmente.

6.1.2 Pile rigidamente collegate alla sovrastruttura

Si è scelto di impiegare la stessa armatura trasversale per tutte le pile. Varierà soltanto l'armatura fra le sezioni che si trovano dentro delle zone critiche e quelle al di fuori; giacché nelle zone di formazione delle cerniere plastiche si deve impiegare la staffatura aggiuntiva per stabilità delle barre longitudinali.

Si impiegano 2 staffe di $\phi 14$ mm ad "U" con una lunghezza di sovrapposizione di 90 cm, per ogni strato di barre longitudinali. L'interasse varia dipendendo dalla zona valutata. Nelle zone critiche (sempre alla base delle pile), per 3,5 m si impiega un'interasse di 12 cm; mentre per le zone correnti l'interasse è di 20cm.

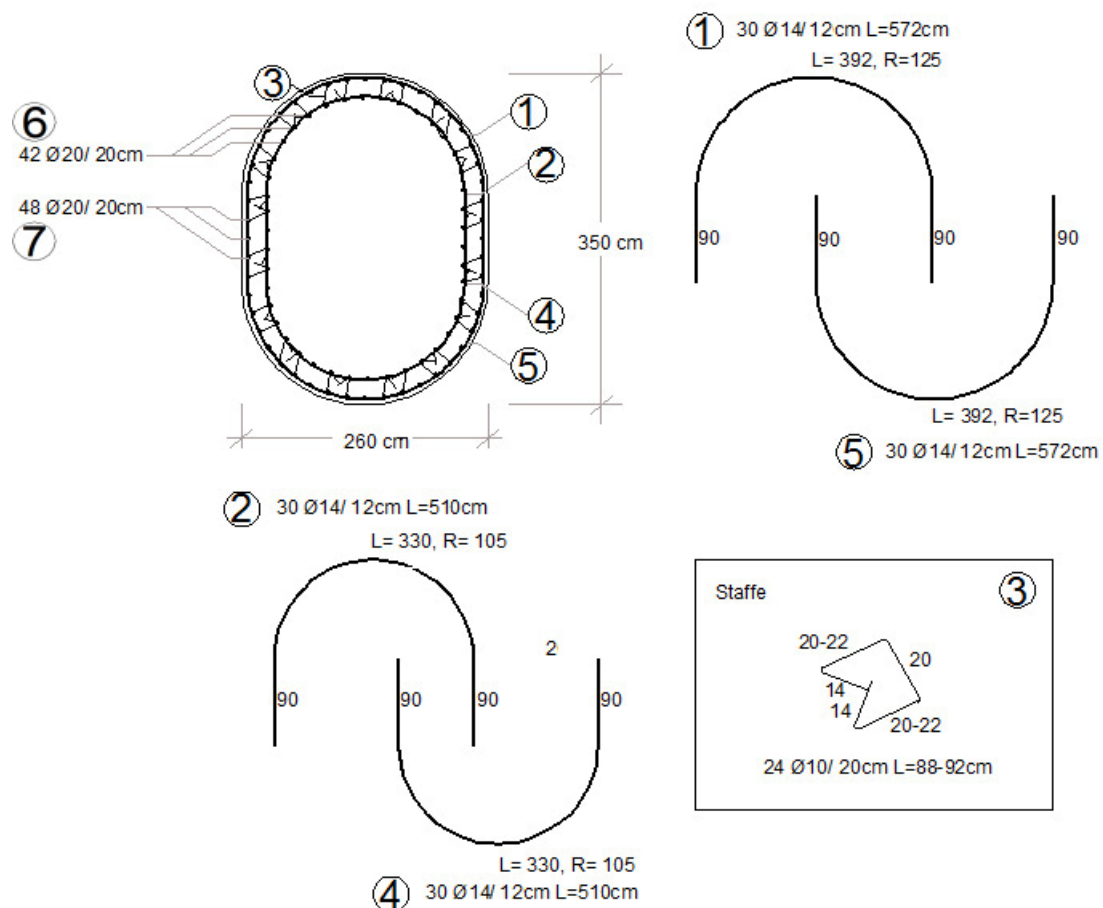
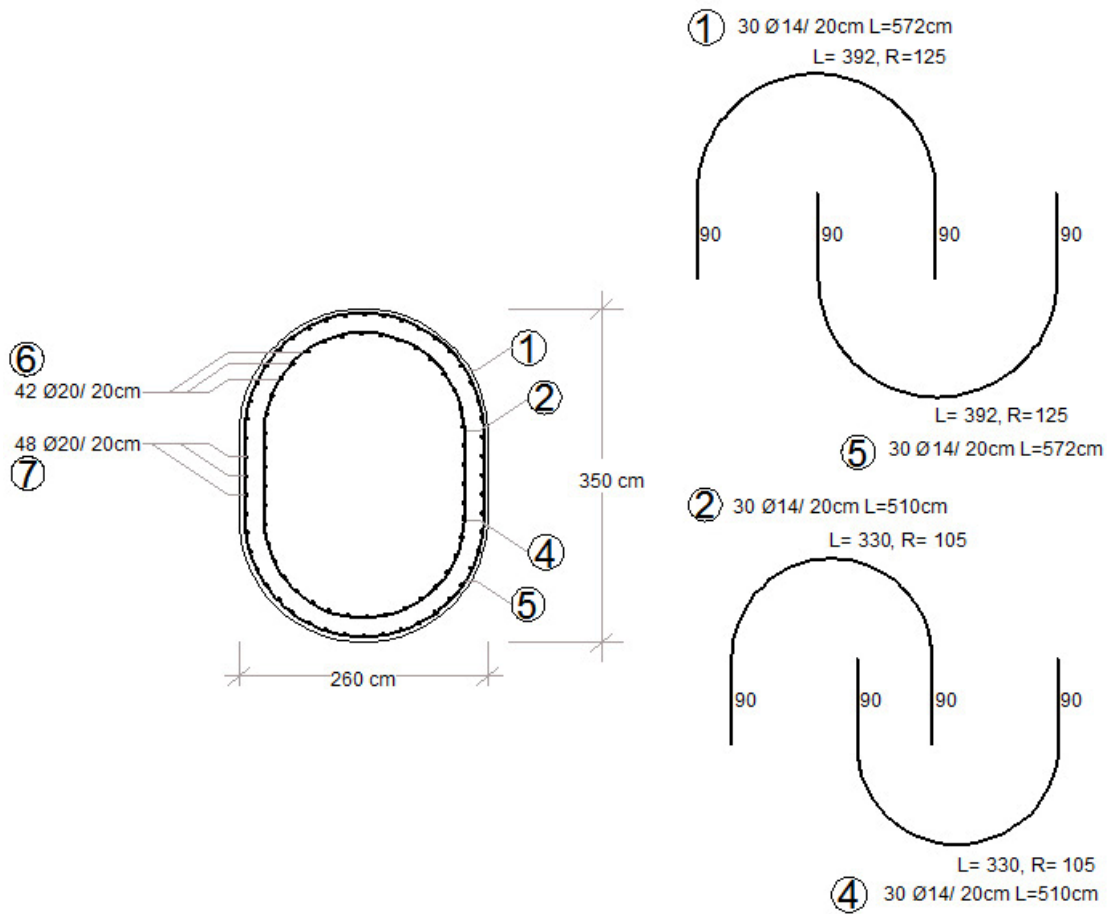


Figura 6.2: Sezione trasversale nelle zone critiche, pila 4. Configurazione a pile bloccate.



**Figura 6.3: Sezione trasversale fuori delle zone critiche, pila 4.
Configurazione a pile bloccate.**

6.2 Armatura longitudinale

6.2.1 Pile bloccate

Si impiegano come già si conosce, 2 strati di barre $\phi 20\text{mm}$, ad interasse 20 cm. Distando il primo strato 6,2 cm dal centro delle barre al bordo libero della pila. Il secondo strato dista 20 cm dal primo strato verso l'interno. In maniera rappresentativa si espone l'armatura della pila 4 nella figura 6.4

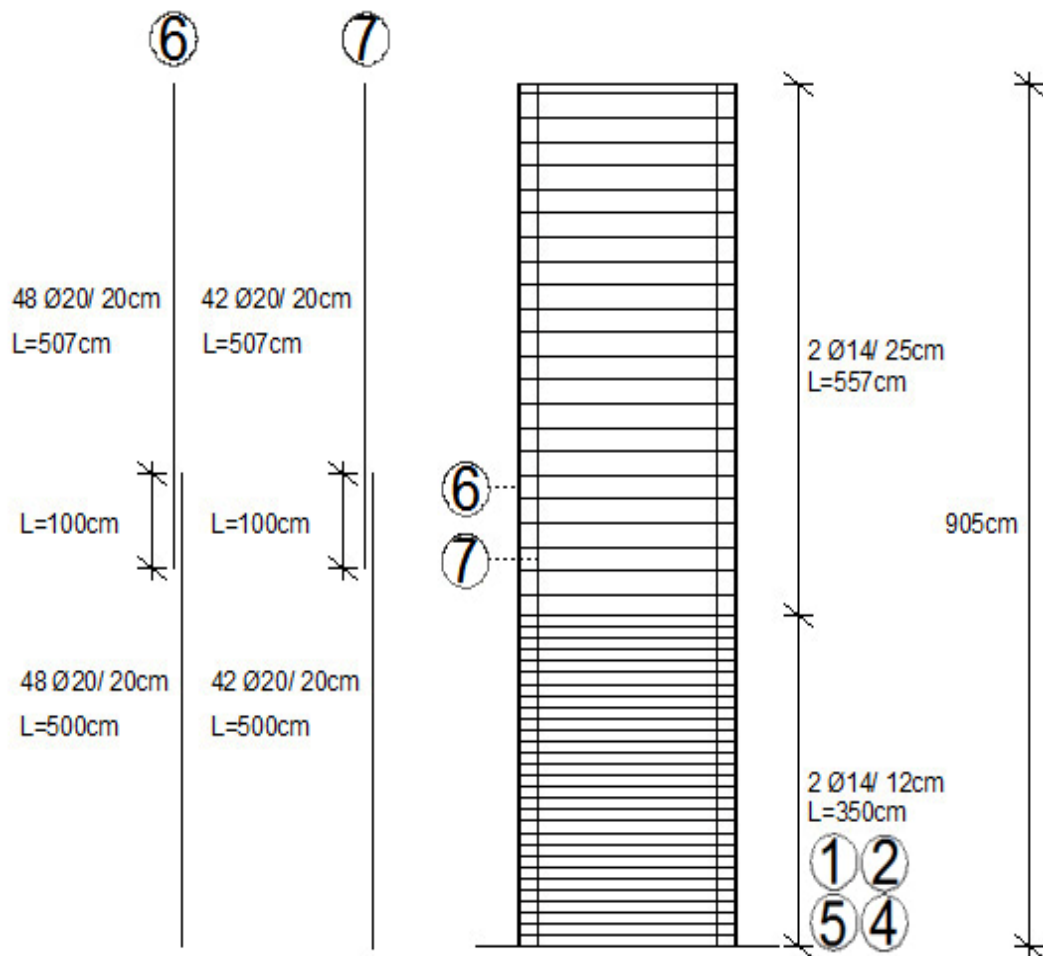


Figura 6.4: Armatura longitudinale pila 4. Configurazione a pile bloccate.

6.3 Sovrapposizione delle barre longitudinali

6.3.1.1 Calcolo delle lunghezze di sovrapposizione e ancoraggio delle barre longitudinali secondo l'Eurocodice

Siccome la Normativa italiana non possiede prescrizioni sulle lunghezze necessarie per l'ancoraggio e la sovrapposizione delle barre, si impiega la Normativa Europea, specificamente l'Eurocodice 2-1-1[14].

-L'ancoraggio delle barre si calcola secondo l'articolato 8.4 in modo tale da "consentire la trasmissione sicura delle forze di aderenza al calcestruzzo per evitare la fessurazione longitudinale e il distacco del calcestruzzo".

Il calcolo parte dalla determinazione della tensione ultima di aderenza, che è quella necessaria per prevenire la perdita dell'aderenza. Si può assumere pari a:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Dove:

- f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo;

- η_1 è un coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto, pari a **1** per condizioni di buona aderenza e **0,7** per condizioni di aderenza mediocre;

- η_2 è dipendente dal diametro della barra, pari a:

$$\begin{aligned} \eta_2 &= 1 \text{ per } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ \eta_2 &= (132 - \phi)/100 \text{ per } \phi > 32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nota la tensione ultima di aderenza, si calcola la lunghezza di ancoraggio di base, che dipenderà dal tipo di acciaio e dalle proprietà di aderenza delle barre. Si calcola come la lunghezza necessaria per ancorare la forza $A_s \sigma_{sd}$ applicata a una barra di aderenza f_{bd} . Dove σ_{sd} è la tensione di progetto in corrispondenza dal punto da cui si misura l'ancoraggio.

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$$

Con essa si può procedere al calcolo della lunghezza di ancoraggio di progetto, attraverso:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Dove:

- α_1 tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia adeguato;
- α_2 tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo del cls;
- α_3 tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto ad armature trasversali;
- α_4 tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldata lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto;
- α_5 tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto.

Esistono delle limitazioni sulla lunghezza di ancoraggio, dipendendo dalla natura degli sforzi applicati alle barre:

- Per barre in trazione $l_{b,min}$ è il massimo fra $0,3 \cdot l_{b,rqd}$, 10 volte il diametro delle barre e 100mm;
- Per barre in compressione $l_{b,min}$ deve essere maggiore di $0,6 \cdot l_{b,rqd}$, 10ϕ e 100mm.

I valori per i coefficienti $\alpha_{1,2,3,4}$ e α_5 vengono riportati in una tabella dipendendo da diversi fattori e con certe limitazioni.

-Il calcolo delle lunghezze di sovrapposizione viene realizzato seguendo l'articolato 8.7 dove viene consentito la trasmissione di forze da una barra ad'un'altra mediante: sovrapposizione, saldatura o dispositivi meccanici. Nel seguito verrà trattato soltanto il calcolo attraverso sovrapposizione.

Viene sconsigliato il posizionamento delle sovrapposizioni nelle zone di formazione delle cerniere plastiche ed esistono certi dettagli costruttivi sulle distanze fra le barre:

- La distanza trasversale fra 2 barre sovrapposte non deve essere maggiore di 4ϕ o 50 mm;

-La distanza trasversale netta fra 2 sovrapposizioni adiacenti deve essere maggiore di 2ϕ o 20 mm;

-La distanza longitudinale tra 2 sovrapposizioni adiacenti non deve essere minore di $0,3 \cdot l_0$, dove l_0 è la lunghezza di sovrapposizione.

Il calcolo della lunghezza di sovrapposizione si realizza mediante:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Dove oltre ai coefficienti già noti si trovano:

- α_6 è un coefficiente dipendente dalla percentuale di armatura sovrapposta entro la lunghezza $0,65 \cdot l_0$, valutata dal centro della lunghezza di sovrapposizione considerata.

- $l_{0,min}$ deve essere maggiore che il massimo fra $0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$, 15ϕ e 200mm;

-Si raccomanda che per il calcolo di α_3 , il valore di $\sum A_{st,min}$ si assuma pari a $A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$.

Esistono anche indicazioni sul posizionamento e la quantità di armatura trasversale ad essere impiegata nelle zone di sovrapposizione, dipendendo da gli sforzi applicati sulle barre.

-Per barre in trazione:

- Si deve implementare armatura di sovrapposizione per resistere alle forze di trazione trasversali;
- Se ϕ delle barre sovrapposte è minore di 20 mm, le armature trasversali già disposte per altri motivi si possono considerare sufficienti;
- Se ϕ delle barre sovrapposte è maggiori di 20 mm, la somma di tutti i bracci trasversali deve avere un'area tale che $\sum A_{st} \geq A_s$;
- Viene indicata la disposizione che si deve assumere per le barre trasversale nelle zone di sovrapposizione.

-Per barre in compressione si deve aggiungere alle prescrizioni relative alle barre in trazioni una barra di armatura all'esterno di ogni lato del tratto di sovrapposizione ad una distanza minore di 4ϕ dall'estremità della fine della sovrapposizione.

6.3.1.2 Applicazione numerica delle prescrizioni sulle lunghezze di ancoraggio e sovrapposizione (Secondo l'Eurocodice)

Il calcolo delle lunghezze di sovrapposizione e ancoraggio viene realizzato secondo l'eurocodice 2-1-1, con le formule riportate nel capitolo 2.

-Si inizia con il calcolo della tensione di aderenza ultima f_{bd} . Si realizzano i calcoli per condizione di buona aderenza e condizione di aderenza mediocre. Si lavora con un $f_{ctd}=12,9$ Mpa, e si calcola per una singola barra di $\phi 20$. Siccome tutte le barre hanno un diametro minore di 32 mm si può sempre impiegare $\eta_2=1$. Si calcola con l'espressione:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Aderenza	η_1	η_2	f_{ctd} (KN/m ²)	f_{bd} (KN/m ²)
Buona	1,0	1	1290	2032
Mediocre	0,7	1	1290	2903

Tabella 6.1: Tensione di aderenza ultima per le barre di $\phi 20$ mm.

-Dopo di ché si procede al calcolo della lunghezza di ancoraggio di base. Si assume che la tensione agente sulle barre sarà pari alla loro tensione di snervamento f_{yd} , e sempre sulle barre di $\phi 20$.

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$$

Aderenza	ϕ_l (mm)	σ_{sd} (KN/m ²)	f_{bd} (KN/m ²)	$l_{b, rqd}$ (mm)
Buona	20	391000	2032	674
Mediocre	20	391000	2903	963

Tabella 6.2: Lunghezza di ancoraggi di base per barre di $\phi 20$ mm.

Prima di ottenere le lunghezze di ancoraggio e sovrapposizione di progetto si deve calcolare il fattore α_3 per barre in trazione, che dipende dall'area di armatura trasversale lungo la sovrapposizione e dall'area della singola barra longitudinale. Si calcola come:

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$$

K è un coefficiente che dipende dalla condizione di confinamento delle barre longitudinali. Si assume sempre pari a 0,1, giacché vengono impiegate delle staffe per stabilità che confinano abbastanza bene l'acciaio longitudinale. Invece λ si calcola come:

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st, min}) / A_s$$

Dove:

$-\Sigma A_{st}$ è l'area dell'acciaio trasversale lungo l'ancoraggio. Si considerano al meno 3 barre di $\phi 14$ mm in quella distanza;

$-\Sigma A_{st, min}$ si calcola come $A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$ e

$-A_s$ è l'area di una singola barra ancorata.

Il valore di α_3 deve essere contenuto fra 0,7 e 1. I valori trovati, indipendentemente dalla condizione di aderenza, sono i seguenti:

σ_{sd} (KN/m ²)	A_s (cm ²)	$\Sigma A_{st, min}$ (cm ²)	K	λ	α_3 calcolo	α_3
391300	3,14	3,14	0,1	0,47	0,95	0,95

Tabella 6.3: Calcolo del fattore α_3 .

Nel caso di barre a compressione si impiega $\alpha_3=1$, che in questo caso verrà impiegato per essere a favore della sicurezza. Con esso si può procedere al calcolo della lunghezza di ancoraggio di progetto, determinata attraverso:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Dove:

- $\alpha_1=1$ per barre diritte;

- $\alpha_2=1$ per barre in compressione;

- α_4 e α_5 Non si prendono in conto dovuto al tipo di confinamento impiegato;

- $l_{b,min}$ dipende dagli sforzi applicati agli ancoraggi.

Aderenza	$l_{b,rqd}$ (mm)	ϕ (mm)	Valori possibili trazione			Valori possibili compressione			$l_{b,min}$ traz	$l_{b,min}$ comp
			$0,3 \cdot l_{b,rqd}$	10ϕ	100 mm	$0,6 \cdot l_{b,rqd}$	10ϕ	100 mm		
Buona	674	20	202	200	100	404	200	100	202	404
Mediocre	963	20	289	200	100	578	200	100	289	578

Tabella 6.4: Lunghezze minime di ancoraggio.

Aderenza	$l_{b,rqd}$ (mm)	α_1	α_2	α_3	$l_{b,min}$ traz	$l_{b,min}$ comp	$l_{b,t}$ (mm)	$l_{b,c}$ (mm)
Buona	674	1	1	1	202	404	674	674
Mediocre	963	1	1	1	289	578	963	963

Tabella 6.5: Lunghezze di ancoraggio di progetto

-Per calcolare le lunghezze di sovrapposizione invece si impegna l'espressione:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Dove:

- α_1 , α_2 e α_3 assumono gli stessi valori impiegati per il calcolo delle lunghezze di ancoraggio;

-Con lunghezza di ancoraggio base determinata si passa alla determinazione della lunghezza di sovrapposizione minima come il massimo fra:

$$\begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \\ 15 \cdot \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Per il calcolo di α_6 si assume un valore di ρ_1 pari al 50%, trovandosi:

Aderenza	$l_{b,rqd}$ (mm)	ρ_1 (%)	α_6	ϕ (mm)	Valori possibili			$l_{0,min}$ (mm)
					$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$	15ϕ	200 mm	
Buona	674	50	1,4	20	283	300	200	300
Mediocre	963	50	1,4	20	404	300	200	404

Tabella 6.6: Lunghezza di sovrapposizione minima per barre di $\phi 20$ mm.

E con essa si trovano:

Aderenza	$l_{b,rqd}$ (mm)	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	$l_{0,calcolo}$	$l_{0,min}$ (mm)	l_0 (mm)
Buona	674	1	1	1	1	1,4	944	300	944
Mediocre	963	1	1	1	1	1,4	1348	404	1348

Tabella 6.7: Lunghezze di sovrapposizione di progetto per barre di $\phi 20$ mm.

6.3.2 Dettagli sulle pile collegate rigidamente alla sovrastruttura

Si assume che la condizione di aderenza nelle pile sarà adeguata e quindi la lunghezza di ancoraggio delle barre di $\phi 20$ mm sarà di 94,4 cm. Siccome non è una misura molto pratica, si sceglie invece una lunghezza $l_0=100$ cm.

Quindi la distanza minima longitudinale fra 2 sovrapposizioni contigue sarà di 30 cm. Si sceglie una configurazione in cui la distanza varierà, potendo assumere un valore di **30 cm** o invece **60 cm** per evitare la formazione di una zona di faglia preferenziale. Con esso, la lunghezza massima della zona di sovrapposizione sarà di 2,60 m.

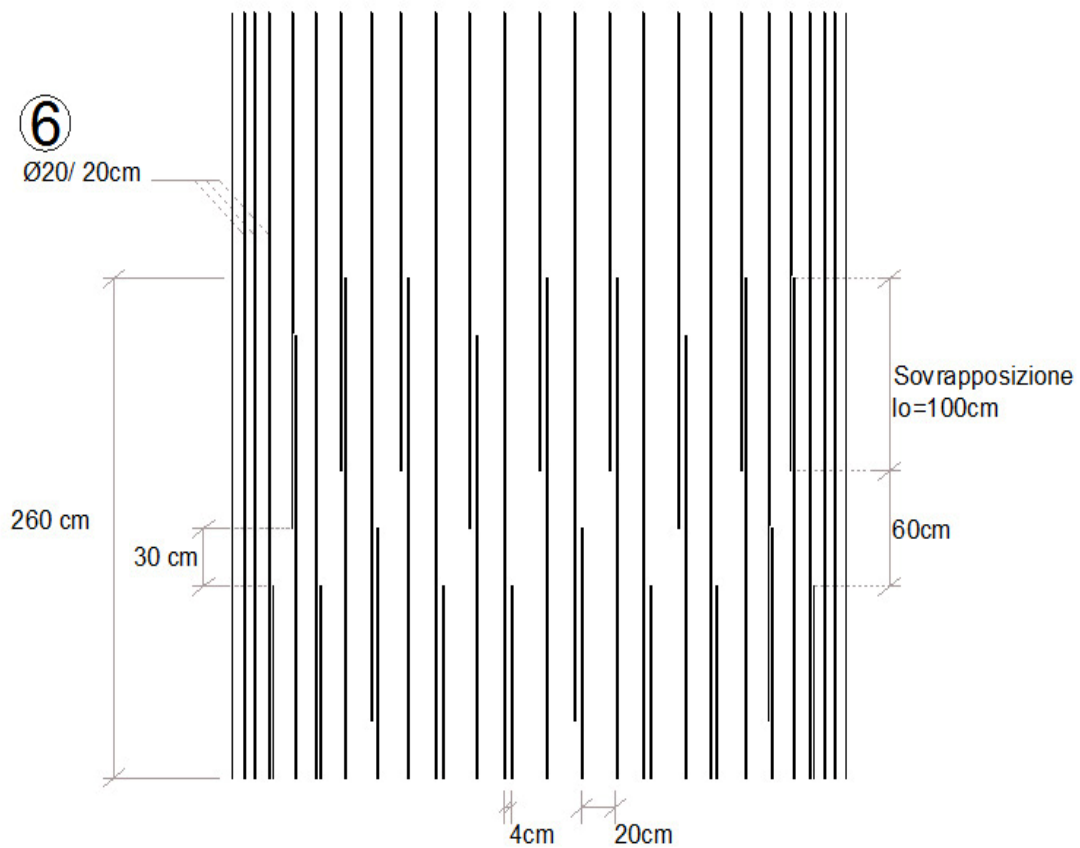


Figura 6.5: Dettaglio di sovrapposizione delle barre longitudinali, pile bloccate, $\varnothing 20$.

6.3.3 Dettagli sulle pile con isolatori

Ripetendo i calcoli per la sezione dello schema isolato trasversalmente si trova una lunghezza di sovrapposizione di calcolo di $l_0=123$ cm per barre di $\phi 26$ mm, scegliendosi una lunghezza di progetto di 125 cm. Si adotta una configurazione analoga a quella delle pile bloccate per la distribuzione delle barre sovrapposte, impiegandosi in questo caso lunghezze di 45 e 75 cm. Alla fine la lunghezza totale della zona di sovrapposizione, essendo le barre longitudinali di maggior diametro, aumenta da 2,60 m a 3,25 m.

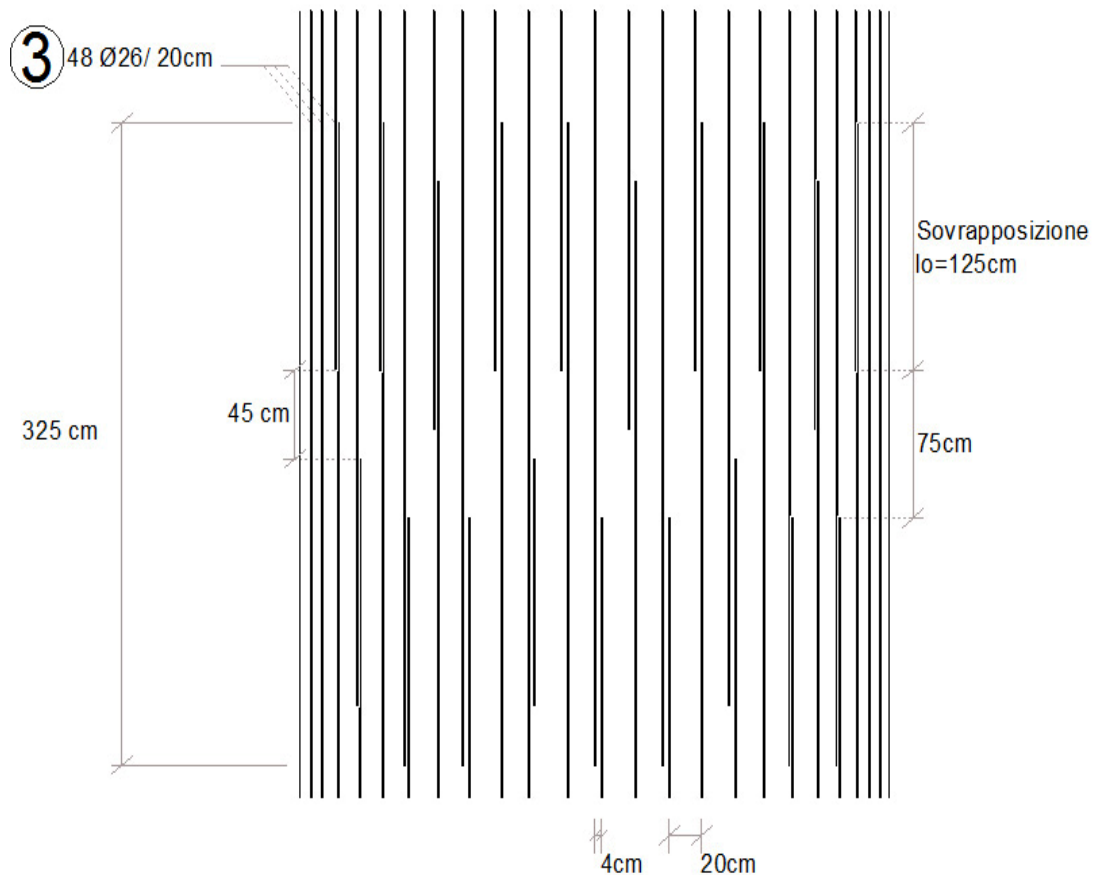


Figura 6.6: Dettaglio di sovrapposizione delle barre longitudinali, pile isolate, $\phi 26$.

Capitolo 7 Analisi dei risultati e conclusioni

7.1 Sovrastruttura

7.1.1 Ripartizione trasversale

Si osserva come i risultati trovati con il metodo di Guyon-Massonnet-Bares rappresentano una ripartizione trasversale più rigida di quella trovata con il metodo agli elementi finiti (Figura 2.6). I coefficienti di ripartizione aumentano sempre quando e/b è vicino a y/b e decrescono all'essere lontani; ma con il metodo di Guyon-Massonnet-Bares esso è più accentuato, le travi prendono un carico maggiore quando vengono caricate direttamente e assorbono soltanto una percentuale bassa dei carichi che sono più lontani. Si può pensare che esso in parte sia dovuto al fatto che il numero di gradi di libertà che possiede il modello agli elementi finiti è molto maggiore, e quindi è più flessibile e permette una rappresentazione più accurata dell'andamento delle tensioni sulla griglia.

Si evidenzia anche guardando come quando si impiegano le travi con la mesh 2, con meno elementi, le forze tendono ad aumentare quando i carichi sono vicini al baricentro della trave in maniera più accentuata; che è direttamente correlato a fattori di distribuzione maggiori sull'elemento valutato. Anche se ovviamente non arrivano ai valori ottenuti con il metodo di G.M.B.

Corsia	G.M.B	Elementi Finiti	
		Mesh 1	Mesh 2
	Mm(KNm)	Mm(KNm)	Mm(KNm)
Corsia 1 dist	1937	1712	1736
Corsia 1 assi	3014	2874	2905
Corsia 2 dist	375	372	373
Corsia 2 assi	1402	1449	1453
Restante	176	206	201
Pedonale 1	134	131	133
Pedonale 2	91	127	122
Totale	7131	6871	6923

Tabella 7.1: Confronto fra i momento secondo il metodo GMB e agli elementi finiti con 2 mesh.

	GMB	Mesh 1	Mesh 2
Corsia	k/n	k/n	k/n
Corsia 1 dist	0,770	0,682	0,692
Corsia 1 assi		0,734	0,742
Corsia 2 dist	0,537	0,534	0,535
Corsia 2 assi		0,555	0,557
Restante	0,303	0,355	0,346
Pedonale 1	0,770	0,753	0,764
Pedonale 2	0,195	0,273	0,262

Tabella 7.2: Confronto fra i coefficienti di ripartizione con il metodo GMB e agli E.F. con 2 mesh.

Un altro fattore che può aver influenzato i valori maggiori dei coefficienti di ripartizione è il fatto che il metodo di Guyon-Massonnet-Bares è considerato più preciso per grigliate con 3 o più travi, mentre il caso valutato è dotato soltanto di 2.

7.1.2 Calcolo dell'acciaio di precompressione

Si osserva come il calcolo della caduta di tensione dovuto agli effetti della viscosità in diverse fasi non solo rappresenta una descrizione più accurata del processo, ma permette diminuire la tensione massima di trazione che si presenta sulle fibre inferiori della trave dopo l'applicazione del 100% dei carichi. Si potrebbe pensare che concentrando la caduta di tensione in un singolo calcolo si sta lavorando a favore di sicurezza, ma esso si può veramente considerare troppo cautelativo. Esso si deve al fatto che gli effetti della viscosità dipendono direttamente dall'entità delle sollecitazioni alle cui è soggetto l'elemento valutato, e siccome lo sforzo di compressione sulla fibra del cavo

equivalente tende a diminuire con l'applicazione dei carichi esterni, al calcolare la CDT in diverse fasi si ottengono valori minori.

La caduta di tensione massima per viscosità trovata con lo schema 1 di CDT (100% dopo la fase I di carico) ha un valore di **325 Mpa**, mentre se si sommano le 3 tappe di variazione dello schema 2, si ottiene un totale di **202 Mpa**, che rappresenta il 62% del valore dello schema 1.

La caduta di tensione in fase permette quindi lavorare con quantitativi di acciaio minori di quelli impiegati concentrando le variazioni. Infatti si trova una riduzione di 6 cavi per ogni trave, che rappresenta un totale di 12 per ogni campata e **108** cavi in totale.

Non solo si riduce la quantità di cavi, ma si lavora con una trazione massima ridotta di **2,36 Mpa** sulla fibra più tesa, con cui si potrebbe anche pensare a ridurre di più il quantitativo di acciaio introdotto. La stessa configurazione di cavi per lo schema 1 produrrebbe infatti una trazione di **4,20 Mpa** sulla fibra più tesa da considerarsi la CDT concentrata in una sola fase.

Per quanto riguarda la considerazione in fasi dell'effetto del ritiro si osserva che siccome non è dipendente dallo stato tensionale, la divisione non produce una variazione notevole dello stato tensionale. Il 100% dell'effetto con tutte e 2 le configurazioni ha lo stesso valore e la variazione prodotta dalla sua divisione genera soltanto una variazione di **0,6 Mpa** sulla fibra più tesa.

7.2 Sottostruttura

7.2.1 Isolamento sismico longitudinale

7.2.1.1 Calcolo della forza d'attrito

Il calcolo della forza d'attrito in forma diretta, cioè come il 3% del peso totale della sovrastruttura permette realizzare una prima stima dell'entità reale di essa, ma non dovrebbe essere impiegata per il calcolo delle caratteristiche del sistema di isolamento. Nel caso valutato si lavorerebbe con una forza massima in esercizio di **2130 KN** contro la forza di **1480 KN** ottenuta con l'analisi più dettagliata. Lavorare con la forza di 2130 KN porterebbe a una sopravvalutazione delle forze massime elastiche del sistema di isolamento, ottenendosi una rigidezza elastica di oltre **100000 KN/m** contro la rigidezza di **74000 KN/m** trovata per il sistema di isolamento.

7.2.1.2 Progettazione del sistema di isolamento

L'impiego di un foglio di calcolo per la realizzazione della linearizzazione equivalente permette calcolare in maniera abbastanza accurata le caratteristiche del sistema di isolamento. L'automatizzazione del processo permette ottenere con un grado molto soddisfacente la rigidezza dei dispositivi e il periodo di oscillazione del sistema. Realizzando il confronto con il modello agli elementi finiti, che avendo un maggior numero di gradi di libertà si può pensare sia più preciso, si ottengono valori molti vicini fra di loro di: Forze massime elastiche sui dispositivi e periodo principale longitudinale del ponte.

	E.F.	L.E.
T1 longitudinale (s)	2,34	2,31
Fy del sistema (KN)	5112	5166

Tabella 7.3: Confronto dei risultati fra i diversi modelli del comportamento longitudinale.

Si deve però realizzare il modello tridimensionale facendo attenzione di rispettare i vincoli della struttura a terra e i vincoli fra i diversi elementi del sistema. Un collegamento inadeguato fra essi può produrre variazioni sul comportamento del sistema e sono spesso difficili di localizzare in modelli molto complessi.

Anche se si potrebbe pensare che la progettazione delle caratteristiche del sistema non è molto restrittiva, le prescrizioni della normativa come ad esempio $K_{eff} > 50\% K_{el}$ e le verifiche di variabilità di $\pm 15\%$ di K_{pl} riducono in maniera molto considerevole il range di valori che si possono assegnare al sistema dissipativo.

7.2.2 Isolamento sismico trasversale

Al collegare le pile rigidamente con la sovrastruttura si trova un aumento notevole delle sollecitazioni elastiche sulle pile, aumentando sia i momenti che le sollecitazioni taglianti.

Pile bloccate		Sovrastruttura isolata trasversalmente	
Pila	M _{ed} (KNm)	Pila	M _{ed} (KNm)
1	20667	1	6014
2	41092	2	15067
7	28323	7	13751
8	23002	8	5934

Tabella 7.4: Confronto fra i momenti massimi sulle pile nelle 2 configurazioni di vincolazione trasversale.

Si osserva come le pile bloccate hanno come conseguenza un'armatura maggiore di quella richiesta nella configurazione di sovrastruttura isolata trasversalmente.

-2 strati di barre longitudinali $\varnothing 20$ (totale di 92 barre per pila) per le pile bloccate contro un singolo strato di $\varnothing 26$ (totale di 42 barre per pila);

-48 staffe di lunghezza 90cm nelle zone critiche delle pile per evitare la instabilità delle barre longitudinali, dovuto alla progettazione in duttilità, non richiesto nella configurazione di sovrastruttura isolata;

-Interassi di 12cm nei primi 3,50m delle pile, cioè armatura più fitta nelle zone di possibile formazione delle cerniere plastiche contro interasse di 22cm sulle pile più caricate nella configurazione isolata.

Esso può portare a considerare che bloccare tutte le pile trasversalmente avrà un costo maggiore, ma si deve includere il costo dei 16 isolatori in gomma che si impiegano per l'isolamento della sovrastruttura nell'altra configurazione. Si deve quindi realizzare un confronto più dettagliato per determinare quale fra le 2 rappresenta l'alternativa più economica.

Come vantaggio, la configurazione a pile bloccate possiede un periodo di vibrazione minore, intorno a **0,3 s** in confronto con la configurazione finale dello schema a sovrastruttura isolata trasversalmente, che ha un periodo di **2,46 s**. I

modi principali trasversali vengono poi associati a spostamenti massimi di **2 cm** per lo schema a pile bloccate e **18 cm** all'isolare la sovrastruttura.

La scelta fra un sistema e l'altro dipenderanno quindi dalle condizioni del progetto. Se l'esigenza di deformabilità trasversale è molto severa si potrebbe pensare a bloccare le pile, mentre se si preferisce mantenere le pile in stato elastico, senza lavorare con duttilità, lo schema a sovrastruttura ideale è più adeguato.

Bibliografia

- [1] Antonini, T. (1986) *Cemento armato precompresso*, Segunda edición. Milán. Masson Italiana Editori. 231p.
- [2] Bares, C. y Massonnet, C. (1966) *Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la methode Guyon-Massonnet-Bares*. Praga. 210 p.
- [3] Decreto Ministerial Infraestructuras. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. 14 de Enero 2008
- [4] Davius S. (2006) Módulo de torsión. http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%B3dulo_de_torsi%C3%B3n
[Consulta: 23 de Abril de 2011]
- [5] Gati, R. (2008) *Progetto di un ponte a travata in struttura mista acciaio-calcestruzzo armato*. Trabajo especial de grado no publicado. Università degli studi di Trieste.
- [6] Gelfi, P. (2007) Programas de asistencia de diseño estructural <http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/> [Consulta: 20 de Junio de 2011]
- [7] Magliulo, G. (2000) *Comportamento sismico degli edifici intelaiati in c.a. con irregolarità in pianta*. Trabajo especial de grado no publicado. Università degli Studi di Napoli.
- [8] Petrangeli, M. (1996). *Progettazione e costruzione di ponti*. Milán. Casa Editrice Ambrosiana. 420 p.
- [9] UNI EN 1992-1-1:2005 (2005). *Eurocodice 2- Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1:1 Regole generali e regole per gli edifici*.
- [10] UNI EN 1998-2:2006 (2006). *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti*.