



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA (DICEA)

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**VERIFICHE DI SICUREZZA E INTERVENTI DI
ADEGUAMENTO SISMICO DI UN VIADOTTO
AUTOSTRADALE ESISTENTE**

**SAFETY ASSESSMENT AND SEISMIC RETROFITTING
OF AN EXISTING HIGHWAY VIADUCT**

RELATORE:

Prof. Ing. Luigino Dezi

TESI DI LAUREA DI:

Luciano De Palma

CORRELATORE:

Ing. Raoul Davide Innocenzi

ANNO ACCADEMICO 2020-2021

Indice

Premessa.....	4
1 Introduzione	6
1.1 Situazione italiana dei ponti esistenti.....	6
1.2 Le Linee Guida.....	12
2 Strategie di adeguamento sismico.....	21
2.1 Dispositivi di isolamento	22
2.1.1 Isolatori elastomerici.....	25
2.1.2 Isolatori a scorrimento	29
2.2 Dispositivi di dissipazione dell'energia	33
2.3 Esempi di interventi	36
2.3.1 Il Viadotto Chiaravalle.....	36
2.3.2 Il Viadotto Caldarola.....	38
3 Caso studio: un viadotto autostradale esistente.....	41
3.1 Descrizione dell'opera	41
3.2 Materiali.....	50
3.2.1 Calcestruzzo	51
3.2.2 Acciaio ordinario per c.a.	51
3.2.3 Acciaio da precompressione	52
3.2.4 Nuovi materiali	52
3.2.5 Resistenze di progetto dei materiali	53
3.3 Analisi dei carichi	54
3.3.1 Pesi propri	54
3.3.2 Carichi permanenti.....	54
3.3.3 Azioni variabili da traffico	54
3.3.4 Azione sismica	55
3.3.5 Azione del vento	60
3.3.6 Variazioni termiche.....	63
3.4 Combinazioni di carico	64
3.5 Modelli di calcolo allo stato di fatto	66
3.5.1 Modellazione dell'impalcato.....	69
3.5.2 Modellazione delle pile.....	70
3.5.3 Modellazione degli appoggi.....	71
3.5.4 Modellazione della soletta	71

3.6	Analisi statica.....	72
3.6.1	Verifiche delle travi longitudinali	73
3.6.2	Verifiche della soletta	81
3.6.3	Verifica delle strutture per l'installazione delle nuove barriere di sicurezza.....	89
3.6.4	Verifica dei pulvini delle pile.....	95
3.6.5	Considerazioni finali sull'analisi statica	99
3.7	Analisi sismica	100
3.7.1	Verifica dei pali di fondazione delle pile	100
3.7.2	Verifica dei plinti di fondazione delle pile.....	102
3.7.3	Verifica dei fusti delle pile.....	110
3.7.4	Verifica delle spalle	113
3.7.5	Verifica degli appoggi in neoprene armato.....	119
3.7.6	Considerazioni finali sull'analisi sismica	125
3.8	Interventi di adeguamento sismico	126
3.8.1	Descrizione degli interventi	126
3.8.2	Modelli di calcolo allo stato di progetto	132
3.8.3	Verifica degli isolatori	133
3.8.4	Verifica dei ritegni trasversali.....	143
3.8.5	Verifica dei varchi di giunto sulle spalle	146
3.8.6	Verifica della soletta sulle pile.....	146
3.8.7	Verifica delle strutture per il sollevamento sulle spalle lato Est.....	148
3.8.8	Verifica dei pali di fondazione delle pile	151
3.8.9	Verifica dei plinti di fondazione delle pile.....	152
3.8.10	Verifica dei fusti delle pile.....	154
3.8.11	Verifica delle spalle	156
	Conclusioni	158
	Ringraziamenti	159
	Bibliografia	160
	Normativa di riferimento	160

“Gran professione quella dell’ingegnere! Con l’aiuto della scienza ha il fascino di trasformare un pensiero in linee di un progetto per realizzarlo poi in pietra o metallo o energia. Quindi creare lavoro e case per gli uomini elevando il tenore di vita e aggiungendone conforto. Questo è il grande privilegio dell’ingegnere e anche il grande rischio perché le sue opere, a confronto di quelle di altri uomini e professionisti, sono all’aperto, sotto lo sguardo di tutti. I suoi atti – passo, passo- sono di dura materia”.

Herbert Hoover

Premessa

I ponti a travata in cemento armato precompresso costituiscono una parte consistente del patrimonio delle opere presenti sul territorio nazionale. Molti di essi sono in esercizio da oltre 40 anni e sono stati realizzati in un periodo in cui le norme non prevedevano esplicitamente il requisito di durabilità, oggi considerato essenziale come quello di resistenza.

Gran parte di questi ponti sta quindi raggiungendo o ha già raggiunto la fine del proprio ciclo di vita utile e questo processo spesso è stato accelerato dalla scarsa attenzione rivolta al problema della manutenzione. Molte stazioni appaltanti, di fatto, hanno prestato da sempre maggior interesse alla progettazione e costruzione di nuove opere, trascurando il potenziale valore aggiunto che può derivare da una corretta gestione delle stesse durante il loro ciclo di vita.

Il livello di degrado nel quale versano numerosi ponti e viadotti presenti sul territorio nazionale, nonché i crolli manifestatisi negli ultimi anni, hanno spinto il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici alla redazione delle nuove Linee Guida per la gestione del rischio dei ponti esistenti, con le quali ha voluto fornire per la prima volta un approccio omogeneo e consapevole per la classificazione, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio del patrimonio infrastrutturale italiano.

E’ in questo ambito che si inserisce il lavoro svolto in questa tesi, che si propone in una prima parte di analizzare lo stato di conservazione dei ponti esistenti, le principali cause di degrado e la vulnerabilità sismica, facendo costante riferimento ai più recenti sviluppi normativi.

Particolare attenzione è posta, inoltre, all’esame delle principali strategie di intervento per il miglioramento o adeguamento dei ponti esistenti nei confronti dell’azione sismica, illustrando alcune realizzazioni presenti in letteratura in cui è fatto ricorso a dispositivi di isolamento sismico.

Nella seconda parte viene presentato il caso studio di un viadotto autostradale esistente, per il quale, sulla base delle informazioni disponibili, sono state effettuate le verifiche statiche dei principali elementi strutturali (travi, traversi, soletta, cordoli e pulvini) e le verifiche sismiche delle sottostrutture (pile, spalle e fondazioni) e degli appoggi.

Per la rilevata vulnerabilità sismica è stato sviluppato il progetto di un intervento di adeguamento del viadotto attraverso l'impiego di isolatori a scorrimento a doppia superficie curva e la trasformazione dell'impalcato in una "catena cinematica" mediante il collegamento delle solette in corrispondenza dei giunti di dilatazione sulle pile.

1 Introduzione

In questo capitolo si presenta la situazione odierna dei ponti esistenti in Italia, caratterizzata da un patrimonio infrastrutturale risalente in larga parte al secondo dopoguerra, che pertanto è giunto al termine di quella Vita Utile di 50 anni comunemente utilizzata per la progettazione strutturale. Molti di questi ponti versa quindi in uno stato di conservazione tipicamente compromesso, soprattutto a causa dell'infiltrazione delle acque di piattaforma e del degrado degli elementi più critici come le selle Gerber e i cavi da precompressione.

In questo contesto si inseriscono le recenti “*Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*”, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella seduta del 17.04.2020 e adottate dal Ministero dei Lavori Pubblici il 18.12.2020, che nel seguito saranno sinteticamente indicate come *Linee Guida* e i cui principi fondamentali saranno brevemente riassunti.

1.1 Situazione italiana dei ponti esistenti

L'Italia presenta una rete di infrastrutture tra le più vaste e complesse al mondo, sottoposta ad una notevole vulnerabilità del territorio di carattere sia sismico che idrogeologico.

Nello specifico i ponti e viadotti italiani appartengono ad un patrimonio strutturale datato e, per questo, soggetto a degrado e progettato secondo norme ormai superate, prive di criteri di durabilità e anti-sismicità e basate su carichi da traffico differenti da quelli considerati nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17/01/2018 (nel seguito indicate sinteticamente come *NTC2018*).

In Figura 1.1 è presentata una mappa colorimetrica delle varie regioni d'Italia secondo l'indice di rischio dei ponti: più tale indice è alto, maggiore è il numero dei ponti a rischio in una regione. In verde, sono colorate le regioni a più alto rischio.

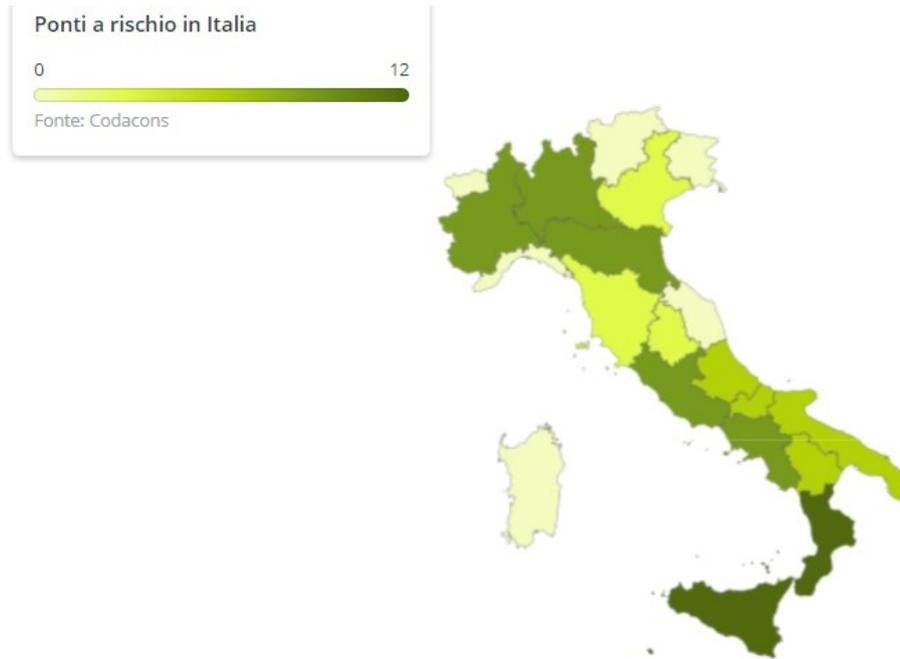


Figura 1.1 – Ponti a rischio in Italia¹ (Codacons)

Dalla mappa si evince una situazione di rischio molto alto in alcune regioni e complessivamente alto in tutto il territorio nazionale, a conferma dell'ampia diffusione del problema e della sua attualità.

Tra le tipologie d'impalcato più diffuse in Italia, quella che merita maggior attenzione per il capillare utilizzo a partire dagli anni '60 è l'impalcato multi-trave in cemento armato precompresso (nel seguito indicate sinteticamente come c.a.p.), di cui è mostrato un esempio in Figura 1.2.



Figura 1.2 – Degrado di un impalcato in c.a.p.

¹ Idealista.it

Gli impalcati in c.a.p. sono caratterizzati da travi prefabbricate e precomprese con cavi, costituiti da fili o trefoli, pre-tesi in stabilimento prima del getto del calcestruzzo o post-tesi in opera mediante martinetti sulle testate delle travi con successiva iniezione di malta all'interno di guaine dove scorrono i cavi. Solitamente i traversi e la soletta sono gettati in opera prevedendo opportune armature di collegamento sulle travi per garantire la solidarizzazione tra gli elementi.

Mentre i cavi pre-tesi sono annegati nel getto e direttamente a contatto con il calcestruzzo della trave, i cavi post-tesi si attivano solo a seguito dell'iniezione della malta nelle guaine, che rappresenta pertanto un passaggio cruciale durante la realizzazione dell'opera per la sua durabilità. Se, per esempio, durante l'iniezione si formano delle bolle d'aria all'interno della guaina, queste favoriscono la corrosione dei cavi con conseguente rottura fragile della sezione. In Figura 1.3 è mostrato un esempio di guaina rotta con trefoli scoperti visibile ad occhio nudo a causa del distacco del copriferro dalla piattabanda inferiore della trave.



Figura 1.3 – Degrado dei cavi di un impalcato in c.a.p.

Gli impalcati in c.a.p. a cavi post-tesi possono quindi giungere a rottura senza preavviso e la conoscenza dello stato di conservazione dei cavi e della malta nelle guaine non è facilmente ottenibile con le tecniche di indagine tradizionali, ma può essere raggiunta mediante indagini in situ distruttive come le endoscopie o non distruttive come le radiografie digitali [1]. Quest'ultima è una tecnica innovativa che permette di ottenere un'immagine in negativo dell'interno delle travi sfruttando una sorgente di radiazioni e un rivelatore posto al lato opposto della trave. In questo modo, è possibile scorgere la posizione dei cavi e la presenza di malta nella guaina.

In Figura 1.4 sono mostrate delle immagini di una radiografia digitale e di un'endoscopia effettuata nel punto in cui si è ipotizzata la presenza di un difetto.

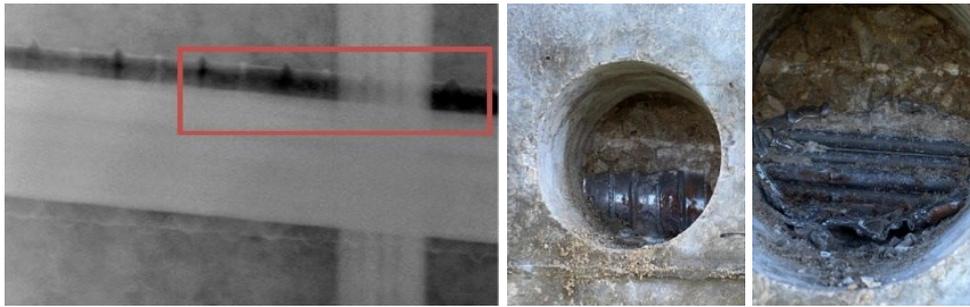


Figura 1.4 – Esempio di endoscopia (centro e destra) e radiografia digitale (sinistra)

Nella radiografia è possibile notare leggere anomalie cromatiche tra l'interno e l'esterno della guaina, probabilmente a causa della scarsa consistenza della malta nella guaina, che è stata confermata dall'endoscopia.

I fenomeni di degrado possono interessare sia il calcestruzzo che l'acciaio e sono fortemente legati ai processi attraverso cui avviene il trasporto dell'acqua e delle specie aggressive. Tali processi non sono immediati ma avvengono gradualmente nel tempo e sono influenzati da diversi fattori come ad esempio l'umidità, la presenza di fessure, la percentuale di anidride carbonica nell'aria, il rapporto acqua/cemento e la presenza di cloruri in superficie.

L'azione dell'anidride carbonica presente nell'aria si basa sulla reazione di carbonatazione attraverso cui l'anidride carbonica reagisce con l'idrossido di calcio del calcestruzzo determinando la formazione di carbonato di calcio. Tale reazione porta ad una diminuzione del pH fino alla condizione in cui le armature non sono più protette dall'ossidazione, poiché in ambiente acido la pellicola di ossido di ferro che ricopre e protegge le armature diviene porosa e incoerente (depassivazione dell'armatura).

L'azione dei cloruri, invece, interessa principalmente le strutture vicino al mare, soggette costantemente al fenomeno dell'aerosol marino, e gli impalcati da ponte su cui si utilizzano sali antigelo, contenenti cloruri, per garantire i servizi di viabilità anche nelle stagioni più fredde. I cloruri possono danneggiare la struttura sia indirettamente, attaccando le barre di armatura, che direttamente, aggredendo il calcestruzzo. Il danno diretto sul calcestruzzo avviene attraverso due diversi meccanismi a seconda del tipo di disgelante utilizzato e quindi del diverso cloruro contenuto. Infatti, i sali utilizzati come disgelanti possono essere, principalmente, a base di cloruro di calcio o di cloruro di sodio. Il cloruro di calcio penetra nel calcestruzzo, reagisce con la calce libera e porta alla disgregazione della pasta cementizia; il cloruro di sodio, invece, reagisce con gli aggregati "reattivi" del calcestruzzo innescando reazioni corrosive alcali-aggregato. Diversa è invece l'azione dei cloruri sulle barre delle armature, dove questi provocano una corrosione puntuale e localizzata che non

interessa quindi l'intera superficie della barra ma un punto preciso (pitting) e che porta, alla fine, alla depassivazione dell'armatura.

I fenomeni sopra descritti vengono agevolati dalla presenza di fessure, che permettono agli agenti aggressivi di penetrare più facilmente nel calcestruzzo. In Figura 1.5 è mostrato un esempio di degrado delle armature con espulsione del copriferro del calcestruzzo a causa di fenomeni di corrosione.



Figura 1.5 – Degrado calcestruzzo e armature

Un'altra criticità tipica dei ponti è legata al degrado di sezioni di discontinuità o di raccordo come selle Gerber o giunti di dilatazione a causa della percolazione delle acque superficiali di origine meteorica che, in assenza di un efficiente sistema per il loro collettamento e smaltimento sino a terra, si infiltrano e ristagnano favorendo il dilavamento del calcestruzzo e la corrosione dei ferri di armatura. In Figura 1.6 sono mostrati una sella Gerber e un giunto ammalorati.



Figura 1.6 – Degrado sella Gerber (sinistra) e giunto (destra)

La mancata attenzione alla prevenzione ha portato negli anni a numerosi crolli, a seguito dei quali sono state definite delle nuove norme per la gestione dei ponti.

Ad esempio, successivamente al crollo del ponte di Ariccia avvenuto nel 1967, il Ministero dei Lavori Pubblici ha emanato la Circolare 19/07/1967 n. 6736/61A1, che ha rappresentato un'avanguardia a livello mondiale nell'ambito della sorveglianza e gestione delle opere d'arte stradali.

La Circolare introdusse per la prima volta il concetto di vigilanza permanente sullo stato di consistenza e sulla statica delle opere, specificando che la vigilanza doveva essere esplicata con una periodicità opportunamente rapportata al grado tecnico dell'accertamento. In particolare, era fatto obbligo eseguire sull'opera d'arte ispezioni minori (ad esempio visive) almeno ogni tre mesi e un'ispezione più approfondita almeno una volta l'anno.

Le ispezioni periodiche e la manutenzione delle opere venivano delegata agli Enti proprietari, gestori o concessionari delle strade, ritenuti direttamente responsabili secondo le leggi amministrative, civili e penali della corretta e regolare esecuzione di tali ispezioni e di eventuali crolli e dissesti sulle opere e dopo ogni ispezione doveva essere redatto un rapporto da conservare in un fascicolo chiamato "Controllo periodico di stabilità opere d'arte".

Tuttavia, la delega delle procedure di valutazione della sicurezza dei ponti ai singoli enti gestori determinò una scarsa standardizzazione del processo con risultati molto diversi a seconda delle diverse soluzioni adottate dai vari enti.

Recentemente, il crollo del Ponte Morandi di Genova nell'Agosto 2018 può aver contribuito, per la sua enorme risonanza a livello mondiale, ad accelerare in Italia la formulazione di un approccio unico per la gestione dei ponti esistenti, che è poi confluito nell'emanazione delle *Linee Guida* nell'Aprile 2020.

Il Ponte Morandi sul torrente Polcevera, progettato dall'ing. Riccardo Morandi e inaugurato nel 1967, è un'opera d'arte di grande pregio sia per la complessità e l'innovazione della soluzione tecnica adottata, sia per il risultato estetico ottenuto. Il ponte, lungo 1182 metri e costituente il tratto finale dell'autostrada italiana A10, a causa della quasi totale occupazione del suolo sottostante presentava notevoli difficoltà tecniche di realizzazione per le conoscenze e le tecnologie costruttive dell'epoca. La prima parte dell'opera è costituita da 6 pile a forma di V che sostengono delle campate di luce minore in semplice appoggio. La seconda parte è costituita dalle tre campate con luce maggiore ed è composta da tre sistemi auto-equilibrati, basati su pile costituite da cavalletti che sostengono la prima parte a sbalzo dell'impalcato e da due strutture ad A più alte dalla cui sommità partono gli stralli che sorreggono la seconda parte dello sbalzo. Gli impalcati dei sistemi auto-equilibrati di 172 m di lunghezza sono collegati fra loro tramite travi Gerber di 36 m di lunghezza per ottenere una luce tra asse pile di circa 208 m.

Particolarmente innovativa è la tecnologia utilizzata per gli stralli. Questi sono costituiti da un fascio di trefoli in acciaio ad altissima resistenza ricoperti da una guaina precompressa, che garantisce una

maggiore rigidezza alle estremità dell'impalcato e non subisce fessurazione grazie alla precompressione, portando ad una maggiore protezione dei cavi dagli agenti atmosferici.

Probabilmente, la causa del crollo del Ponte Morandi è stato proprio il cedimento di uno di questi stralli, soggetto ad uno stato di degrado avanzato dovuto al continuo attacco da parte di agenti atmosferici aggressivi, unitamente alla mancata tempestività negli interventi di manutenzione e ripristino delle zone ammalorate. In Figura 1.7 è mostrata un'immagine della sezione del ponte interessata dal crollo.



Figura 1.7 – Sezione crollata del Ponte Morandi²

1.2 Le Linee Guida

Le *Linee Guida* sono state redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (nel seguito indicato sinteticamente come C.S.LL.PP.) e approvate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (nel seguito indicato sinteticamente come MIT), per cui hanno valenza di legge pur essendo ancora in fase di sperimentazione e per questo soggette a eventuali modifiche.

Le *Linee Guida* prevedono un approccio multi-livello con diversi livelli di analisi da applicare in funzione delle criticità riscontrate sul ponte in esame a seguito di analisi preliminari.

Il Livello 0 consiste nel censimento di tutte le opere presenti sul territorio nazionale, identificandone le principali caratteristiche. Allo scopo di standardizzare questa fase, è predisposta una “*Scheda di censimento di Livello 0*” da compilare per ogni struttura; le informazioni raccolte vengono poi inserite nell’Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP).

Il Livello 1 prevede lo svolgimento di ispezioni visive di tutte le opere, allo scopo di verificare i dati raccolti nel censimento, segnalando eventuali difetti nelle apposite *schede di difettosità*.

Il Livello 2 definisce la Classe di Attenzione, parametro che indica il livello di rischio di un ponte in relazione a pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La pericolosità è definita in funzione delle

² Ingegno-web.it

probabilità che possa manifestarsi un evento di elevata intensità; la vulnerabilità è la predisposizione dell'opera al danneggiamento, mentre l'esposizione è definita come l'entità delle conseguenze di un eventuale crollo dell'opera.

Il Livello 3 consiste in una valutazione preliminare dell'opera che, in assenza di errori progettuali, consiste in un confronto tra la capacità della struttura, valutata mediante l'applicazione dei carichi variabili relativi alla normativa di progetto dell'opera, e la capacità della struttura, valutata mediante l'applicazione dei carichi variabili relativi alle NTC2018.

Il Livello 4 regola la verifica accurata del livello di sicurezza dei ponti esistenti. Le verifiche di Livello 4 riguardano nello specifico strutture che rientrano nella classe di attenzione "Alta" e strutture con evidenti criticità.

Infine, il Livello 5 riguarda la valutazione della resilienza della rete.

In Figura 1.8 è schematicamente riassunto l'approccio delle *Linee Guida* con il collegamento tra i livelli di analisi.

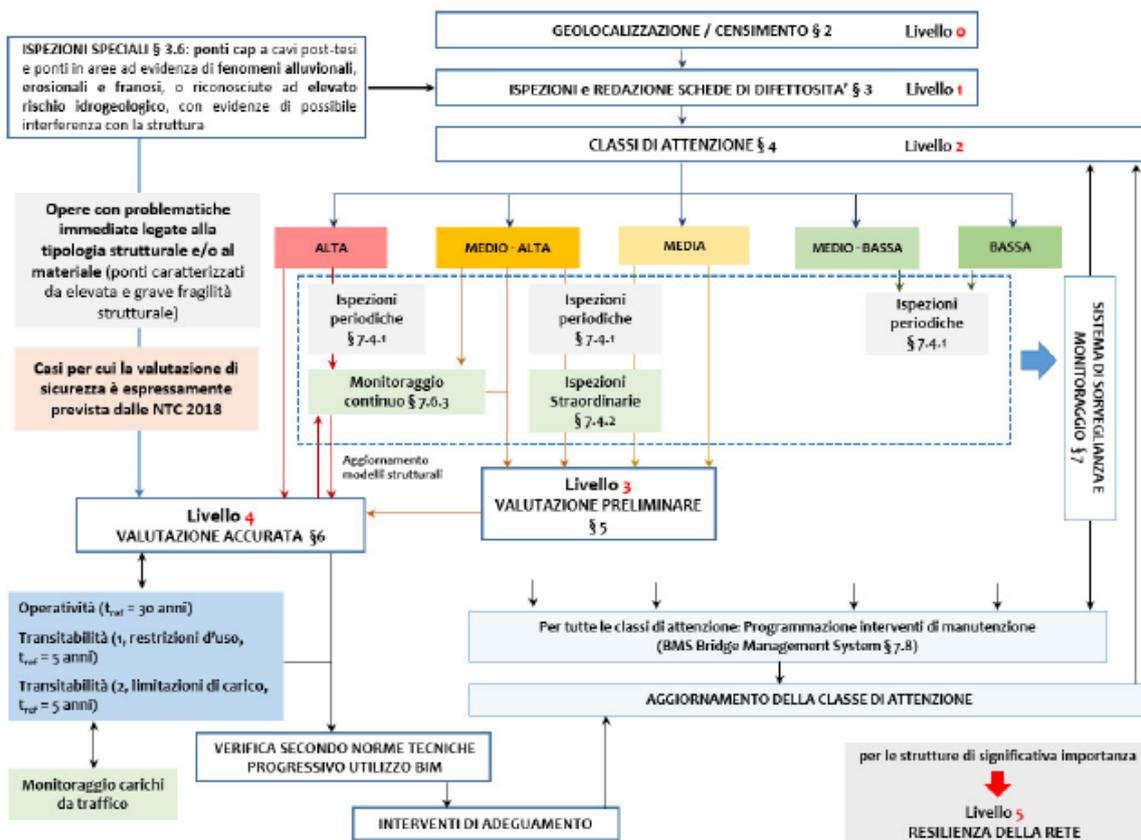


Figura 1.8 – Schema riassuntivo dell'approccio multi-livello

Entrando nello specifico nelle verifiche di Livello 4, occorre dapprima definire i valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali, che sono determinati tenendo conto delle indagini effettuate e dell'entità delle dispersioni mediante l'espressione:

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}; \frac{f_k}{FC}\right)$$

dove:

- FC è il fattore di confidenza che può valere 1.00, 1.20 e 1.35 in funzione del Livello di Conoscenza del ponte come indicato al par. 8.5.4 delle NTC2018: per un LC3, che equivale alla conoscenza più elevata tramite indagini e prove in situ approfondite, corrisponde $FC = 1$;
- γ_m sono i fattori parziali di sicurezza dei materiali con i quali si tiene conto delle incertezze relative alle caratteristiche dei materiali a seconda della condizione di verifica che si sta considerando.
- f_m e f_k sono i valori medio e caratteristico di resistenza dei materiali.

f_m si riferisce ad un valore medio ottenuto come media matematica di diverse prove, mentre, f_k è il valore di resistenza caratteristico, definito assumendo una distribuzione log-normale delle resistenze $X^* = \ln(X)$, dove X sono i valori delle resistenze dai materiali. È possibile valutare la media e lo scarto quadratico medio della distribuzione log-normale mediante l'espressione:

$$\bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum [\ln(x_i - \bar{\mu})]^2}$$

Da questi si ricava il valore rappresentativo per il calcolo del valore caratteristico della resistenza pari al 16° percentile della distribuzione media campionaria associata alla distribuzione log-normale:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui è possibile ricavare il valore caratteristico della grandezza X assumendo una distribuzione log-normale:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

La verifica di sicurezza in condizioni statiche può essere eseguita in tre differenti condizioni:

- Condizione di *Ponte Adeguato*,
- Condizione di *Ponte Operativo*,
- Condizione di *Ponte Transitabile*.

Per la verifica in condizioni di *Ponte Adeguato*, si utilizzano i carichi e i fattori parziali delle NTC2018, con eventuale riduzione dei fattori per i carichi permanenti a seguito di un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali e un tempo di riferimento t_{ref} pari a 50 anni.

Per la riduzione dei fattori parziali per i carichi permanenti γ_G si considera l'espressione riportata nel bollettino numero 80 della Federation Internationale du Béton (FIB):

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,G} \cdot \gamma_g$$

dove $\gamma_{Ed,G}$ tiene conto delle incertezze nel calcolo degli effetti E (azioni agenti sulla struttura) derivanti dalle azioni permanenti e γ_g tiene conto delle incertezze legate all'entità stessa dei carichi permanenti.

Da tale espressione si risale alla tabella 6.3.3 delle *Linee Guida* (Figura 1.9).

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Figura 1.9 – Coefficienti parziali di sicurezza per i carichi permanenti nelle verifiche di ponte adeguato

Qualora le verifiche in condizioni statiche della struttura secondo le norme attuali non siano soddisfatte, secondo le *Linee Guida* è possibile mantenere comunque l'opera in funzione nel tempo necessario alla pianificazione e all'esecuzione degli interventi necessari a ristabilirne l'adeguatezza, a condizione però che risultino soddisfatte le verifiche nella condizione di *Ponte Operativo*. Tali verifiche prevedono l'uso dei carichi previsti dalle NTC2018, ma con i fattori parziali di sicurezza ridefiniti considerando un t_{ref} ridotto pari a 30 anni. Difatti, le *Linee Guida* sfruttano il metodo Adjusted Partial Factor Method (nel seguito indicate sinteticamente come APFM) per definire i fattori parziali di sicurezza in funzione di un indice di affidabilità β , che è definito in funzione della classe di affidabilità assegnata all'opera e del tempo di riferimento (Figura 1.11, Figura 1.12 e Figura 1.13). Anche i fattori parziali di sicurezza dei materiali possono essere ridotti tenendo conto delle incertezze relative alle loro caratteristiche (Figura 1.10).

Nel caso in cui anche le verifiche statiche nella condizione di *Ponte Operativo* non risultino soddisfatte, è possibile evitare la chiusura di un'opera strategica come un ponte effettuando le verifiche nella condizione di *Ponte Transitabile*.

In questa condizione il ponte viene verificato considerando un t_{ref} ulteriormente ridotto pari a 5 anni., entro il quale bisognerà progettare e attuare gli interventi necessari (Figura 1.11, Figura 1.12 e Figura 1.13).

Materiale	Fattore parziale
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s = 1.10$
Acciaio da carpenteria	$\gamma_a = 1.05$
Connettori Acciaio-calcestruzzo	$\gamma_v = 1.15$

Figura 1.10 – Coefficienti parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali nelle verifiche di ponte operativo e transitabile

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2)	(3)
		CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Figura 1.11 – Coefficienti parziali di sicurezza per i carichi permanenti nelle verifiche di ponte operativo e transitabile

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Figura 1.12 – Coefficienti parziali di sicurezza per i carichi da traffico nelle verifiche di ponte operativo e transitabile

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per l'azione del vento, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.26
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.50

Figura 1.13 – Coefficienti parziali di sicurezza per il vento nelle verifiche di ponte operativo e transitabile

Inoltre, per l'applicazione dei carichi sono previste due differenti condizioni di verifica:

- Transitabilità (1), in cui è contemplato l'uso dei carichi previsti dalle NTC2018 ma con delle limitazioni geometriche d'uso, ad esempio permettendo il transito lungo una sola corsia disposta nella posizione più favorevole alla stabilità della struttura (Figura 1.14).
- Transitabilità (2) in cui è prevista una limitazione ai carichi da traffico, definita in accordo al Codice della Strada e al massimo peso dei veicoli ammessi sul ponte, così da garantire un adeguato livello di sicurezza della struttura. I diversi tipi di distribuzione dei carichi mobili sono riportati in Figura 1.15, Figura 1.16 e Figura 1.17 e fanno riferimento rispettivamente alla transitabilità ai mezzi pesanti, transitabilità ai mezzi intermedi e transitabilità ai mezzi

leggeri; per la transitabilità ai soli autoveicoli si considera una stesa di carico uniforme da 2.5 kN/m².

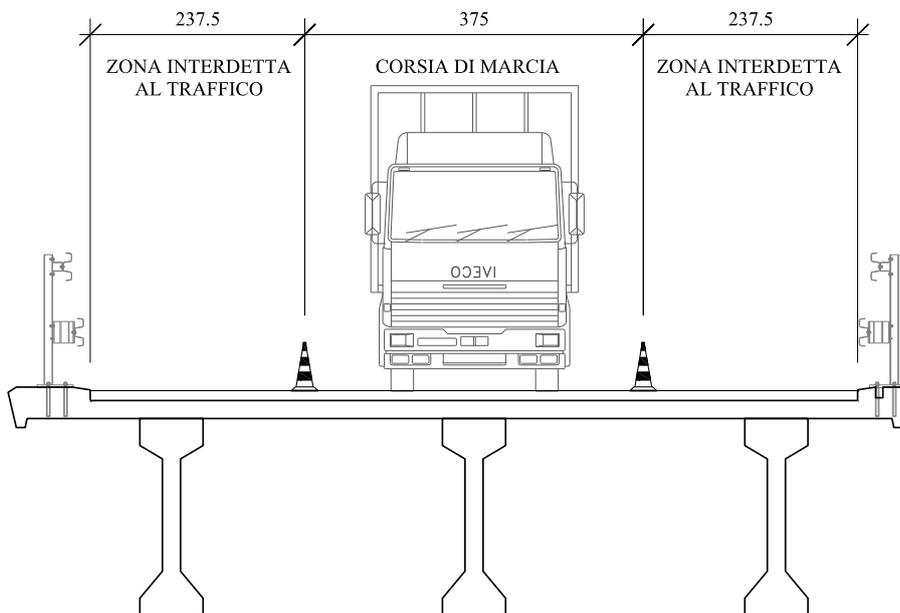


Figura 1.14 – Esempio di riduzione della carreggiata per la transitabilità (1)

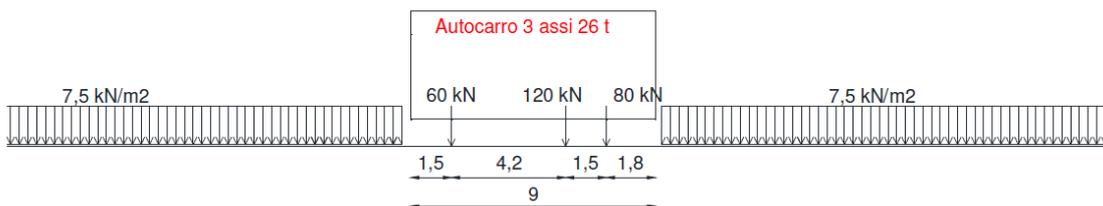


Figura 1.15 – Schema di carico per la transitabilità ai mezzi pesanti

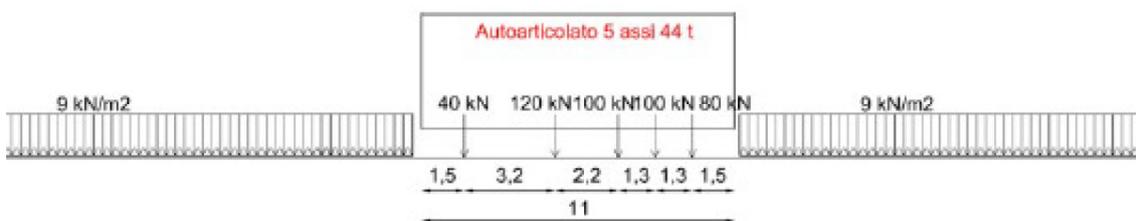


Figura 1.16 – Schema di carico per la transitabilità ai mezzi intermedi

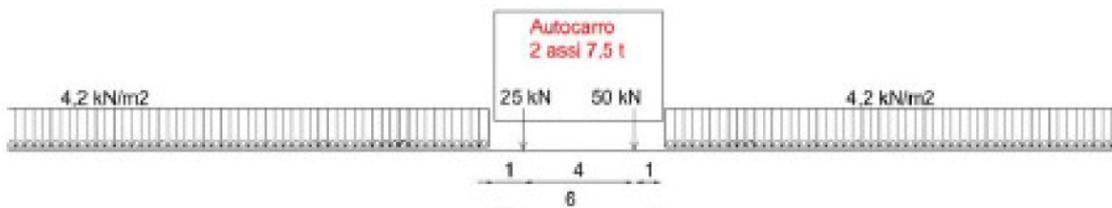


Figura 1.17 – Schema di carico per la transitabilità ai mezzi leggeri

In Tabella 1.1 è mostrata la sintesi delle scelte sui parametri di verifica da effettuare per le diverse condizioni di verifica descritte.

CONDIZIONE DI VERIFICA		TEMPO DI RIFERIMENTO t_{ref} [anni]	CARICHI DA TRAFFICO	COEFFICIENTI PARZIALI AZIONI	COEFFICIENTI PARZIALI MATERIALI
PONTE ADEGUATO		50 (Vita Nominale)	Schemi convenzionali NTC2018	$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_{Q_TRAFFICO} = 1.35$ $\gamma_{Q_VENTO} = 1.5$	$\gamma_c = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_a = 1.05$ $\gamma_v = 1.25$
PONTE OPERATIVO		30	Schemi convenzionali NTC2018	$\gamma_G = 1.26$ $\gamma_{Q_TRAFFICO} = 1.20$ $\gamma_{Q_VENTO} = 1.50$	$\gamma_c = 1.26$ $\gamma_s = 1.10$ $\gamma_a = 1.05$ $\gamma_v = 1.15$
PONTE TRANSITABILE	(1)	5	Schemi convenzionali NTC2018 con riduzioni d'uso	$\gamma_G = 1.26$ $\gamma_{Q_TRAFFICO} = 1.20$ $\gamma_{Q_VENTO} = 1.26$	$\gamma_c = 1.26$ $\gamma_s = 1.10$ $\gamma_a = 1.05$ $\gamma_v = 1.15$
	(2)		Schemi da Cds		

Tabella 1.1 – Sintesi dei parametri indicati dalle *Linee Guida*

Le *Linee Guida* riguardano anche le verifiche in condizioni sismiche, definendo tra le classi di attenzione anche quella sismica. L'Italia, infatti, è un paese soggetto ad un forte rischio sismico, come mostrato dalla mappa di pericolosità di Figura 1.18, sebbene la maggior parte dei ponti e viadotti siano stati progettati per far fronte solo a carichi statici e secondo norme prive di criteri antisismici: ciò rende fondamentale il tema dell'adeguamento sismico dei ponti esistenti.

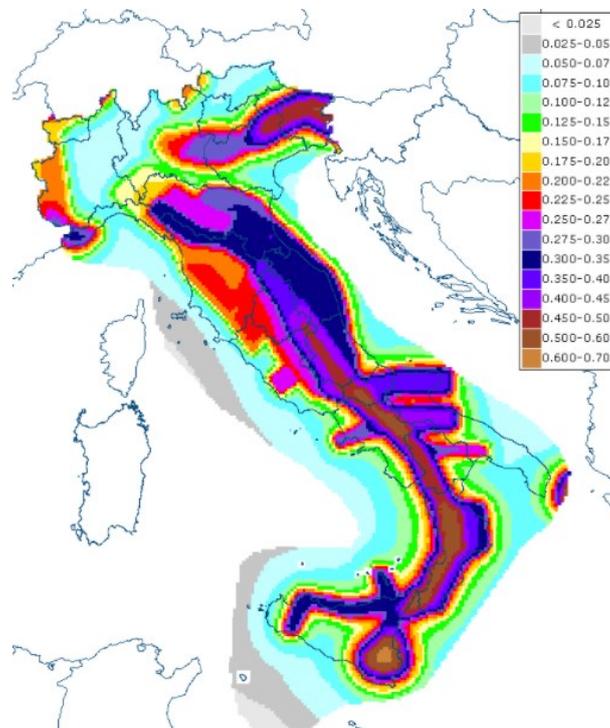


Figura 1.18 – Mappa di pericolosità sismica dell'Italia

Mentre nelle verifiche statiche si fa riferimento all'agibilità dell'opera e si utilizzano carichi sempre minori per garantire comunque il funzionamento della rete, nelle verifiche sismiche, in caso di mancata adeguatezza del ponte alle condizioni richieste dalle NTC2018, le *Linee Guida* prevedono di attribuire una maggiore vulnerabilità così da aumentarne la classe di attenzione dell'opera e di conseguenza avere una più elevata priorità nella realizzazione degli interventi.

Oltre alle verifiche accurate, nelle *Linee Guida* è di centrale importanza la definizione di un efficace sistema di sorveglianza e monitoraggio delle opere. Attualmente, sono previste delle ispezioni ordinarie con una frequenza minima in funzione della classe di attenzione, che prevedono ispezioni visive con il supporto di semplici strumenti, quali martelli, strumenti di misura delle lunghezze, ecc., e delle ispezioni straordinarie, che hanno lo scopo di approfondire la conoscenza dei fenomeni di degrado e delle condizioni della struttura a seguito di criticità individuate nelle ispezioni ordinarie e prevedono il prelievo di campioni per l'esecuzione di prove.

Nel capitolo 7.4.3 delle *Linee Guida* viene posta l'attenzione su strutture particolari che necessitano accurate valutazioni, come le strutture in c.a.p. e le strutture con pile in alveo.

Nelle strutture in c.a.p. la corrosione dei cavi può portare alla formazione di lesioni. Tali manifestazioni sono il segnale di uno stato di corrosione avanzato delle armature, quindi se rilevate durante le ispezioni devono portare ad una ridefinizione della classe di attenzione dell'opera e all'esecuzione di un'ispezione straordinaria con metodi non distruttivi o semi-distruttivi (Figura 1.19a).

In queste strutture in ogni caso vengono sempre raccomandate almeno l'individuazione del tracciato dei cavi attraverso il recupero degli elaborati di progetto originari o, in assenza di questi, mediante l'esecuzione di prove non distruttive e di una campagna di indagini per la valutazione del grado di difettosità degli elementi.

Le strutture con pile in alveo, invece, sono soggette al fenomeno dello scalzamento della pila se questa non è adeguatamente protetta, ossia all'asportazione del materiale circostante la fondazione che ha funzione stabilizzante. Le *Linee Guida* raccomandano ispezione dettagliate anche subacquee durante le regolari ispezioni o, in particolar modo, dopo un fenomeno di piena (Figura 1.19b).



(a)



(b)

Figura 1.19 – a) Degrado dei cavi in una trave in c.a.p., b) Scalzamento di una pila in alveo

2 Strategie di adeguamento sismico

In questo capitolo sono descritte alcune soluzioni per l'adeguamento sismico di ponti e viadotti, che prevedono l'utilizzo di particolari dispositivi antisismici. Le diverse strategie di intervento variano in funzione dell'input sismico legato all'ubicazione delle opere e della tipologia delle stesse, che possono presentare diverse criticità da risolvere.

In Italia fino alla fine degli anni '90 le sottostrutture dei ponti venivano progettate per resistere in campo elastico ad azioni orizzontali legate all'azione del vento in direzione trasversale, alle variazioni termiche in direzione longitudinale e solo nelle zone dichiarate sismiche ad un'azione orizzontale di entità pari a circa il 5–10 % del peso proprio e delle azioni permanenti. Solo a seguito del terremoto del 2002 in Puglia e Molise l'intero territorio nazionale è stato classificato come zona a rischio sismico e suddiviso in 4 zone di pericolosità attraverso l'Ordinanza n.3274 del 2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri. Successivamente, le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) hanno introdotto per tutte le nuove strutture l'azione del sisma, che nei ponti ha raggiunto valori fino a quel momento non contemplati in fase di progetto. Inoltre, sono state introdotte le verifiche di vulnerabilità sismica con la progettazione di eventuali interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

Tra le strategie di protezione sismica hanno assunto particolare interesse applicativo le tipologie che prevedono:

- la riduzione dell'energia in ingresso al sistema attraverso l'uso di dispositivi di isolamento sismico,
- la riduzione di energia dopo il suo ingresso nel sistema attraverso l'uso di componenti dissipativi.

Ipotizzando il caso di un oscillatore semplice, come mostrato in Figura 2.1, caratterizzato da una massa m , una rigidezza k e uno smorzamento c , l'equazione del moto dell'oscillazione forzata in presenza di una forzante esterna è espressa in termini matematici mediante la seguente espressione:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad \Rightarrow \quad m\ddot{u} + C\dot{u} + ku = -ma_g$$

dove:

$$\begin{aligned} f_I &= m(\ddot{u} + a_g) && \text{sono le forze d'inerzia,} \\ f_D &= C\dot{u} && \text{sono le forze dissipative,} \\ f_S &= ku && \text{sono le forze viscosse.} \end{aligned}$$

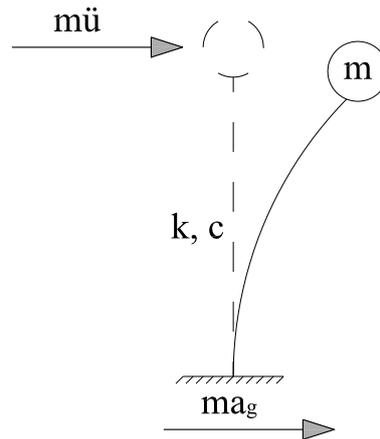


Figura 2.1 – Oscillatore semplice

Valutando l'equazione del moto in termini energetici si ha:

$$\int_0^u f_I du + \int_0^u f_D du + \int_0^u f_S du = \int_0^u f_e du$$

con $du = \dot{u}dt$, moltiplicando per la velocità e integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t m \ddot{u}(t) \dot{u}(t) dt + \int_0^t c \dot{u}(t) \dot{u}(t)^2 dt + \int_0^t k u(t) \dot{u}(t) dt = \int_0^t f_e(t) \dot{u}(t) dt$$

che può essere interpretato come bilancio in termini di forze o in modo equivalente come bilancio energetico:

$$E_{el}(t) + E_k(t) + E_D(t) = E_I$$

$$E_{el}(t) + E_k(t) = E_I - E_D(t)$$

ove $E_{el}(t)$ è l'energia elastica, $E_k(t)$ è l'energia cinetica, E_I è l'energia in ingresso e $E_D(t)$ è l'energia dissipata.

Durante l'oscillazione si ha un continuo scambio tra l'energia elastica che si trasforma in energia cinetica e l'energia cinetica che si ritrasforma in energia elastica: quando si ha la massima oscillazione la velocità si annulla, l'energia cinetica va a zero e rimane solo energia elastica, mentre quando la massa oscillante passa per il centro si hanno velocità ed energia cinetica massime. Questo continuo scambio tra energia elastica e cinetica deve sempre bilanciare i termini al secondo membro $[E_I - E_D(t)]$, quindi se si vuole diminuire l'energia elastica che poi si trasforma in energia cinetica, si deve diminuire l'energia in ingresso oppure aumentare l'energia dissipata.

2.1 Dispositivi di isolamento

I dispositivi di isolamento sono disposti tra la parte di struttura da proteggere e la parte direttamente a contatto con il terreno, disaccoppiando così il moto del terreno da quello della sovrastruttura per ridurne le sollecitazioni in fase sismica. Nello specifico, nei ponti i dispositivi di isolamento solitamente sono posizionati tra le pile e le spalle e l'impalcato.

L'isolamento sismico permette di disaccoppiare i modi di vibrare delle sottostrutture da quelli dell'impalcato, che può essere considerato come un elemento infinitamente rigido caratterizzato da modi puramente traslazioni o rotazionali.

L'impalcato può essere così progettato semplicemente per carichi verticali senza applicare i criteri della gerarchia delle resistenze e i dettagli costruttivi per la duttilità.

Nelle ipotesi fatte l'impalcato avrà uguale spostamento in ogni suo punto e può essere schematizzato come un sistema ad 1 grado di libertà descritto dai seguenti parametri:

$$- \omega_b^2 = \frac{k_b}{M}$$

dove ω_b è la pulsazione del sistema di isolamento, k_b è la rigidezza del sistema di isolamento e M è la massa della sovrastruttura,

$$- T_b = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{k_b}} T_{is} \quad \text{da cui} \quad k_b = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 \cdot M$$

dove T_b è il periodo del sistema di isolamento e T_{is} è il periodo della struttura isolata.

È possibile dedurre che per ottenere un elevato periodo di isolamento è necessaria una bassa rigidezza. Stabilito il periodo di isolamento che si vuole ottenere si determina la rigidezza che deve avere il sistema di isolamento per poterlo raggiungere.

Secondo la Circolare Integrativa alle NTC 2018 n. 7 del 21 Gennaio 2019 emessa dal C.S.LL.PP. (nel seguito indicata sinteticamente come *Circolare 2019*), in generale, si può considerare raggiunto un buon disaccoppiamento tra sovrastruttura e sottostruttura se $T_{is} \geq 3T_{bf}$, con T_{bf} che è il periodo della struttura a base fissa.

Fissato il periodo di isolamento si possono determinare:

- l'accelerazione alla base della sovrastruttura $a_s = S_{AE}(T_{is}; \zeta_{is})$, con S_{AE} spettro in pseudo accelerazioni e ζ_{is} smorzamento del sistema di isolamento,
- lo spostamento del sistema di isolamento $d_{is} = S_{DE}(T_{is}; \zeta_{is})$, con S_{DE} spettro in pseudo spostamenti.

In Figura 2.2 è mostrata la variazione degli spettri in pseudo-accelerazioni e in pseudo-spostamenti al variare delle caratteristiche del sistema di isolamento.

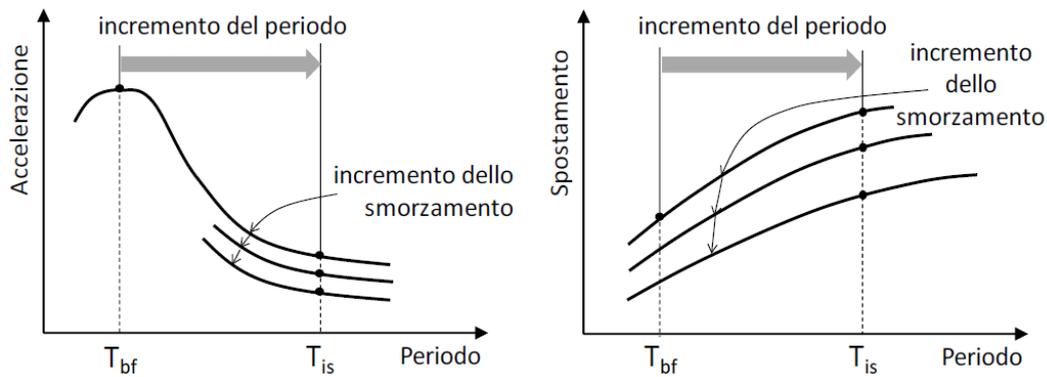


Figura 2.2 – Strategie di riduzione della domanda³

Si può notare che l'isolamento produce un aumento del periodo della struttura, con riduzione dell'accelerazione ma aumento dello spostamento, mentre la dissipazione produce un incremento dello smorzamento, con riduzione sia dell'accelerazione che dello spostamento.

L'aumento degli spostamenti deve essere tenuto in conto in fase di progettazione, assicurandosi che ci sia sufficiente spazio per garantire tali spostamenti ed evitare il martellamento con eventuali altre strutture. Nel caso in cui lo spazio tra strutture attigue non fosse sufficiente, bisognerà prevedere dei dispositivi anti-martellamento. Per evitare che gli spostamenti siano eccessivi, gli isolatori possono essere dotati di un'elevata capacità dissipativa, corrispondente ad uno smorzamento di circa il 10-30%.

I dispositivi di isolamento devono, quindi, avere varie caratteristiche, tra cui:

- una buona capacità dissipativa e una bassa rigidità orizzontale, per poter aumentare il periodo di isolamento;
- capacità di sostenere i carichi verticali derivanti dalla sovrastruttura sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche;
- adeguata rigidità nei confronti delle azioni orizzontali minori come il vento;
- capacità di ricentraggio a seguito di un'azione orizzontale;
- facilità di installazione e di ispezione.

Gli isolatori comunemente utilizzati nei ponti sono di due tipologie:

- Isolatori elastomerici,
- isolatori a scorrimento.

³ Figura C7.10.1 della Circolare 2019

2.1.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi costituiti da strati di acciaio, di spessore variabile in funzione delle dimensioni dell'isolatore, e strati di elastomero, spesso circa 5-20mm, collegati mediante vulcanizzazione. I lamierini sono più corti degli strati in gomma così da esserne inglobati e protetti dalla corrosione e hanno funzione di confinamento dell'elastomero limitandone la deformabilità verticale.

In Figura 2.3 è mostrata una sezione tipo di un isolatore elastomerico.

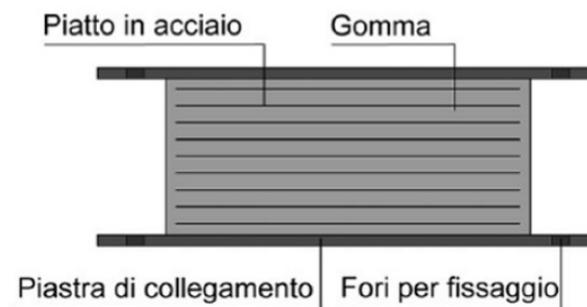


Figura 2.3 – Isolatore elastomerico

Gli isolatori elastomerici sono caratterizzati da due fattori di forma che ne determinano il comportamento:

- S_1 è il fattore di forma primario e deve essere compreso nell'intervallo 10-30 per garantire un'adeguata rigidità verticale

$$S_1 = \frac{A_{compressa}}{A_{laterale}} = \frac{D}{4t_i}$$

con D diametro della piastra e t_i spessore di un singolo strato di gomma,

- S_2 è il fattore di forma secondario e deve essere compreso nell'intervallo 3-5 per garantire un'adeguata stabilità nei confronti dei carichi verticali in configurazione deformata

$$S_2 = \frac{D}{t_e}$$

con t_e somma degli spessori di tutti gli strati di gomma.

Da questi fattori si evince che l'ideale per isolatori elastomerici è essere tozzi, garantendo così un fattore di forma secondario elevato, e con strati di gomma di spessore ridotto, garantendo così un fattore di forma primario elevato.

Eseguendo una prova a controllo di spostamenti, ossia deformando ciclicamente la piastra superiore dell'isolatore e registrando la forza di reazione e gli spostamenti, è possibile ottenere il ciclo d'isteresi dell'isolatore (Figura 2.4).

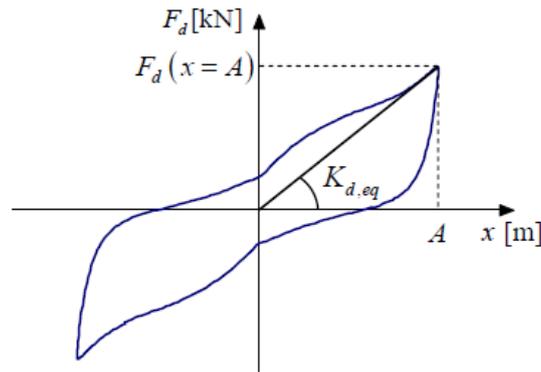


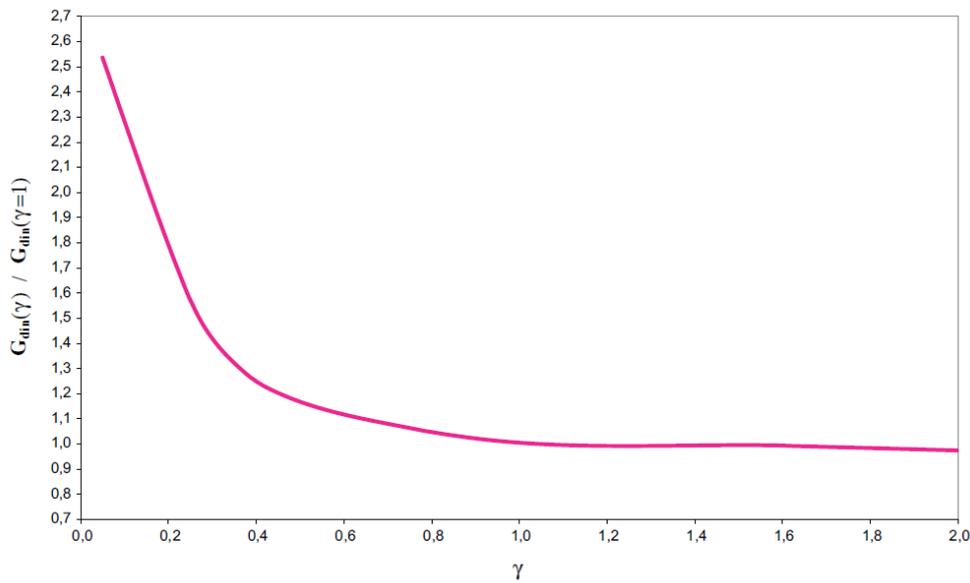
Figura 2.4 – Ciclo d’isteresi generico di un isolatore

Il ciclo d’isteresi dell’isolatore può essere descritto dai parametri equivalenti di rigidezza $k_{d,eq}$ e smorzamento $\xi_{d,eq}$.

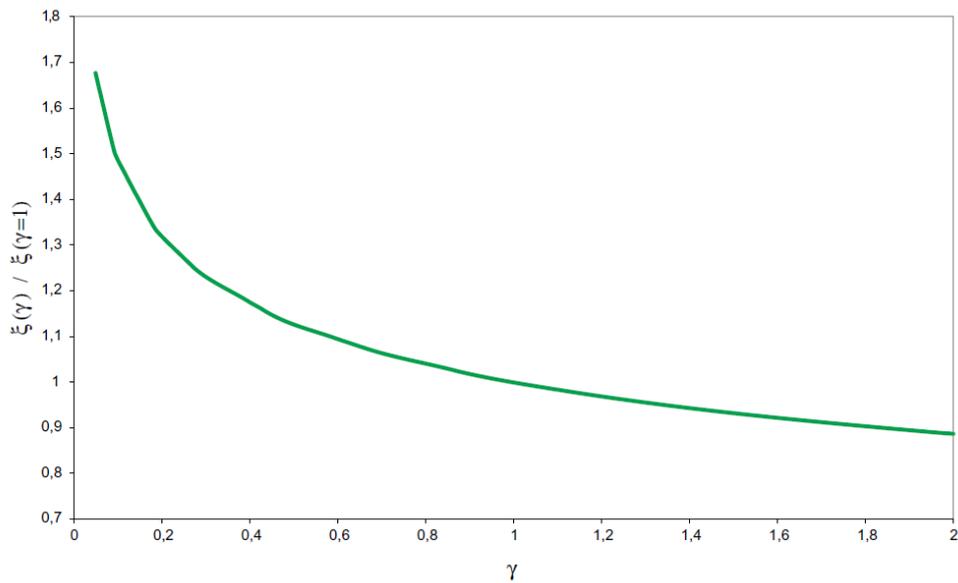
$$k_{d,eq} = k_{is} = \frac{G_d \cdot A_{is}}{t_e} \quad \text{e} \quad \xi_{d,eq} = \xi_{is} = \xi_{gamma}$$

dove G_d è il modulo di rigidezza a taglio e A_{is} è l’area dell’isolatore.

I parametri equivalenti dipendono da alcuni fattori come l’ampiezza di deformazione γ ; questo perché gli isolatori elastomerici sono caratterizzati da un comportamento fortemente non lineare: cicli a bassi spostamenti e quindi a bassi γ sono diversi da cicli ad alti spostamenti e quindi alti γ (Figura 2.5).



(a)



(b)

Figura 2.5 – Influenza dell’ampiezza di deformazione sui parametri equivalenti: a) Modulo di taglio, b) Smorzamento

In figura si evince l’influenza dell’ampiezza di deformazione sui parametri equivalenti; nello specifico, a sinistra vi è la variazione prima lieve poi esponenziale del modulo G per valori di $\gamma < 1$, a destra invece la variazione dello smorzamento per ogni valore di γ .

Solitamente, si esegue la prova facendo prima grandi spostamenti e poi spostamenti sempre più piccoli fino allo stabilizzarsi del comportamento. Questo comportamento della gomma, per cui prima di arrivare alla risposta stabile ha bisogno di alcuni cicli per assestarsi, si chiama scragging e tale fenomeno influenza il modulo G (Figura 2.6).

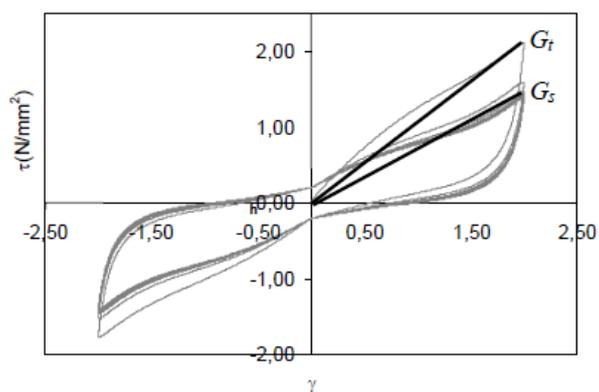


Figura 2.6 – Influenza dello scragging sul modulo G

Esistono tre tipologie di isolatori elastomerici: LDRB (Low Damping Rubber Bearings), HDRB (High Damping Rubber Bearings) e LRB (Lead Rubber Bearing).

Gli LDRB sono caratterizzati da un comportamento elastico -lineare al crescere della deformazione, da un basso smorzamento e da proprietà meccaniche indipendenti da temperatura e invecchiamento. A causa del loro basso smorzamento vengono sempre accoppiati ad altri dispositivi.

In Figura 2.7 è mostrato il ciclo d'isteresi degli LDRB, caratterizzato da cicli molto stretti data la bassa capacità dissipativa.

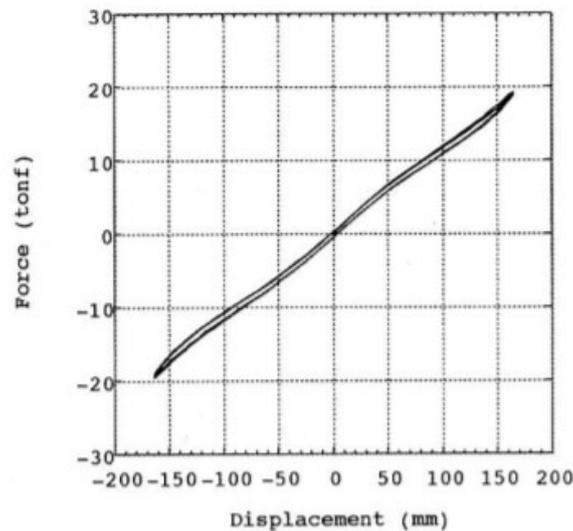


Figura 2.7 – Ciclo d'isteresi degli LDRB

Gli HDRB sono caratterizzati da uno smorzamento molto elevato, 10-15%, grazie a cui non vi è la necessità di accoppiarli ad altri dispositivi di smorzamento. L'elevato smorzamento è ottenuto mediante l'uso di mescole con un'elevata percentuale di filler che creano dei link nella matrice elastomerica che rompendosi hanno funzione dissipativa.

In Figura 2.8 è mostrato il ciclo d'isteresi dei dispositivi HDRB, è possibile notare dei cicli più ampi rispetto agli LDRB.

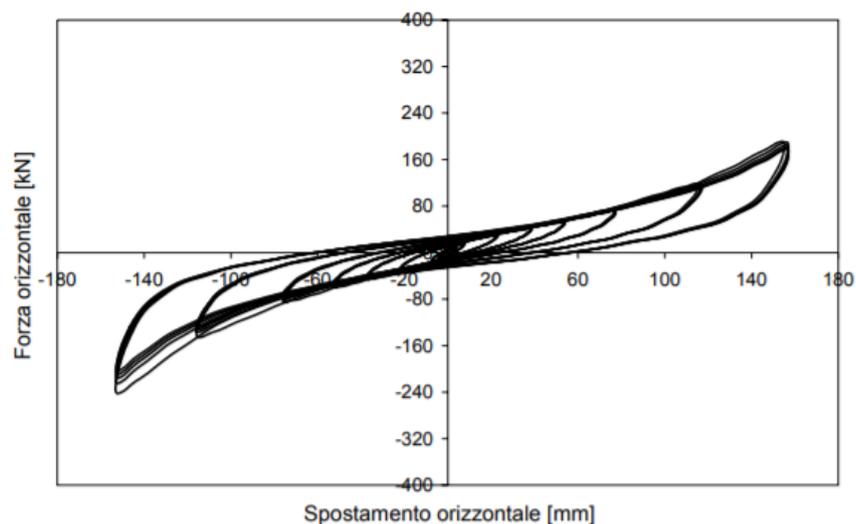


Figura 2.8 – Ciclo d'isteresi degli HDRB

Gli LRB contengono un inserto in piombo in un foro al centro dell'isolatore che dissipa energia per snervamento. Sebbene questo meccanismo consenta di raggiungere livelli elevati di smorzamento (anche il 30%), comporta però due problemi. Innanzitutto, per dissipare energia il nucleo all'interno dell'isolatore deve plasticizzarsi e quindi il dispositivo non è ricentrante; in secondo luogo, vi è un forte degrado del comportamento all'aumentare del numero dei cicli a causa dell'aumento di temperatura all'interno del dispositivo il quale, plasticizzandosi, si riscalda.

In Figura 2.9 è mostrato il ciclo d'isteresi degli LRB.

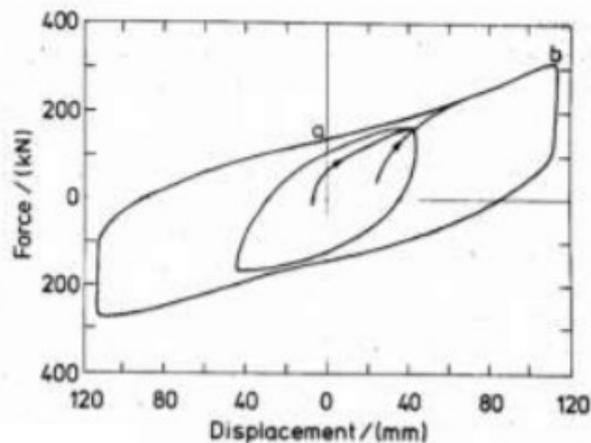


Figura 2.9 – Ciclo d'isteresi degli LRB

2.1.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono dispositivi costituiti da due superfici piane o curve che scorrono l'una sull'altra sfruttando l'attrito per dissipare energia, solitamente sono prodotti utilizzando acciaio inossidabile e teflon.

Gli isolatori a scorrimento a superficie piana sono privi di capacità ricentrante, rigidità e attrito ($\mu < 1$), quindi devono essere accoppiati ad altri dispositivi in grado di aumentarne la rigidità iniziale e di fornire capacità di ricentraggio.

Il problema viene risolto mediante l'uso di dispositivi a scorrimento a superficie curva, grazie alla superficie curva concava garantiscono la capacità di ricentraggio al termine dell'azione esterna sotto l'azione del carico verticale.

In Figura 2.10 è mostrato un tipico isolatore a scorrimento a superficie curva con ai lati degli anelli di ritegno o "Ring"; questo anello è un brevetto americano che ha lo scopo di impedire l'uscita della pasticca che scorre tra le due superfici curve. In Europa per sostituire l'anello di ritegno vengono costruiti dei ritegni esterni, come dei blocchetti in c.a..

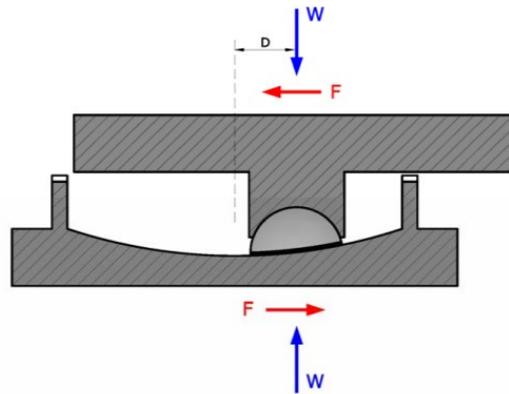


Figura 2.10 – Isolatore a scorrimento a superficie curva

Trascurando l'attrito, quindi senza dissipazione $\mu = 0$ (coefficiente d'attrito), è assimilare il comportamento del dispositivo a quello di un pendolo semplice (Figura 2.11).

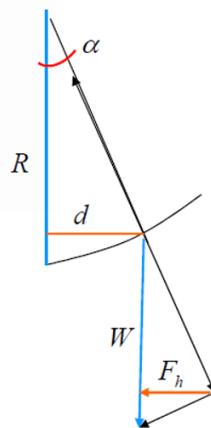


Figura 2.11 – Configurazione a pendolo semplice

F_h è la forza che permette il ricentraggio riportando la pasticca alla posizione iniziale che in assenza di attrito vale:

$$F_h = W \cdot \operatorname{tg} \alpha = W \frac{d}{R}$$

dove W è il peso sull'isolatore, d lo scostamento dalla posizione iniziale della pasticca posta tra le due superfici dell'isolatore e R è il raggio di curvatura della superficie concava.

In Figura 2.12 sono mostrati il ciclo d'isteresi di un isolatore a scorrimento senza attrito (linea rossa) e con attrito (linea nera).

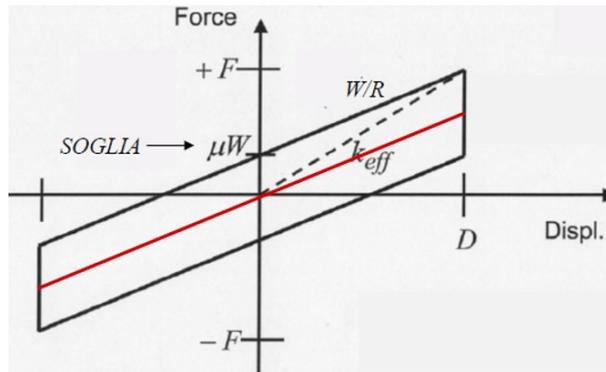


Figura 2.12 – Ciclo d'isteresi isolatore a scorrimento

È possibile vedere che il ciclo di un isolatore a scorrimento senza attrito è non dissipativo, mentre, aggiungendo l'attrito il ciclo diventa dissipativo ed inoltre il dispositivo non si muove fino a quando non viene raggiunta la soglia di scorrimento μW , quindi la forza ricentrante in presenza di attrito diventa:

$$F_h = W \frac{d}{R} + \mu W$$

Quindi la funzione ricentrante è garantita dalla componente del carico verticale agente in direzione tangenziale e dalla superficie non lubrificata $\mu \neq 0$; anche se per raggi modesti o per attriti troppo alti il ricentraggio avviene solo parzialmente e sono quindi necessari dei martinetti di ricentraggio. Il comportamento non lineare può essere descritto mediante i parametri equivalenti di rigidità e smorzamento entrambi in funzione dello spostamento d :

$$K_e = W \left(\frac{1}{R} + \mu \frac{1}{d} \right)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d}{\mu R} + 1}$$

Osservando le espressioni di F_h e K_e si evince che gli isolatori a scorrimento hanno la capacità di minimizzare i moti torsionali della sovrastruttura, difatti la rigidità orizzontale e la forza ricentrante sono direttamente proporzionali ai carichi verticali agenti sull'isolatore. Questo permette la quasi coincidenza del centro di rigidità degli isolatori con il centro di massa della struttura, compensando l'eccentricità di massa della sovrastruttura.

In funzione della rigidità, del raggio di curvatura, dell'attrito e dello spostamento è possibile ricavare il periodo, che sarà indipendente dalla struttura:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{N_{Sd}}{g}}{N_{Sd} \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$$

dove N_{Sd} è il massimo carico da catalogo sopportabile dall'isolatore.

Quindi sia il periodo che lo smorzamento dipendono dagli spostamenti, in particolare per piccoli spostamenti si hanno periodi bassi e smorzamento elevato, questo per sismi di lieve entità si può tradurre nel non superamento della soglia e quindi il dispositivo non entra in funzione. L'obiettivo è quindi quello di garantire uno smorzamento adeguato, tale che il dispositivo non si attivi per azioni come il vento ma che entri sempre in funzione in caso di sisma. Il coefficiente d'attrito μ è fortemente influenzato dal carico verticale applicato all'isolatore; in particolare aumenta al diminuire del carico agente sul dispositivo (Rapporto tra il massimo carico da catalogo e i carichi verticali agenti N_{Sd}/N_{Ed}). possiamo distinguere due serie di isolatori, la serie L o a basso attrito, con coefficiente di attrito minimo 2.5% e la serie M o a medio attrito, con coefficiente di attrito minimo 2.2% (Figura 2.13).

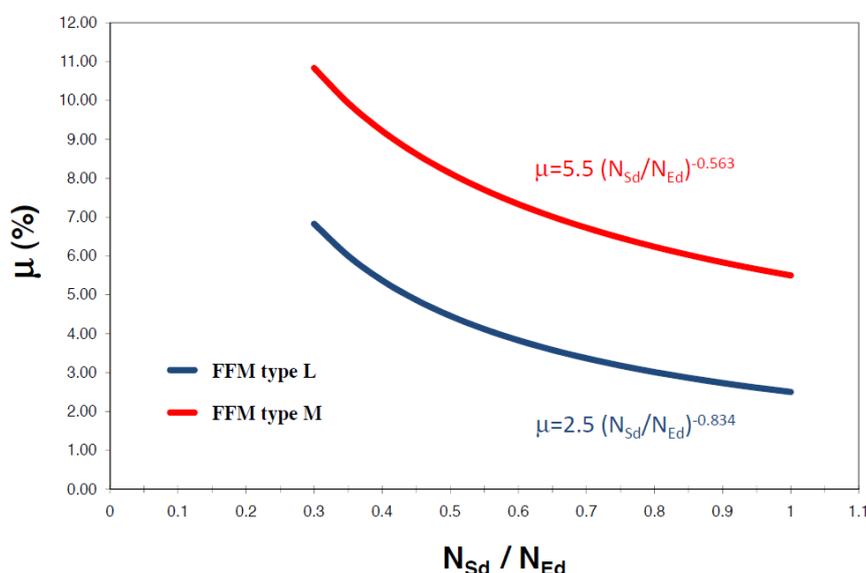


Figura 2.13 – Legge di variabilità dell'attrito

Nella posa in opera dei dispositivi bisogna fare sempre molta attenzione, in quanto l'attrito è un parametro soggetto ad una forte variabilità, e quindi si corre il rischio che questo dopo molti anni aumenti e all'arrivo di un sisma la soglia non viene superata ed il dispositivo non si attiva.

L'isolatore a scorrimento a singola superficie è caratterizzato da eccentricità nulla su un lato e massima sull'altro e da un notevole ingombro; questo non li rende particolarmente adatti all'utilizzo in ponti e viadotti; una loro evoluzione in tal senso è quello a doppia superficie di scorrimento.

In Figura 2.14 è mostrato uno schema di questo dispositivo.

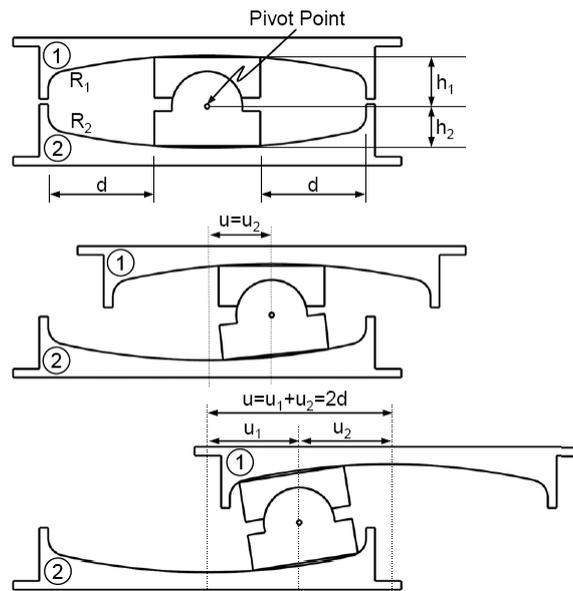


Figura 2.14 – Isolatore a doppia superficie di scorrimento

Entrambe le superfici sono primarie garantendo sia scorrimento che rotazione, e ognuna delle due superfici è progettata per metà dello spostamento orizzontale, così da poter notevolmente ridurre le dimensioni. Inoltre, il carico presenta un'eccentricità minima su entrambi i lati, che sarà pari a metà dello spostamento invece che a tutto lo spostamento.

2.2 Dispositivi di dissipazione dell'energia

I dispositivi di dissipazione dell'energia fondamentalmente si possono ricondurre a due famiglie:

- 1) dispositivi che si limitano a dissipare energia abbattendo gli spettri in pseudo accelerazioni e pseudo spostamenti;
- 2) dispositivi che dissipano energia e aumentano la rigidezza del sistema, i quali oltre ad abbattere gli spettri in pseudo accelerazioni aumentano il periodo, con conseguente lieve aumento delle accelerazioni; il vantaggio quindi non è nella riduzione delle accelerazioni ma nella notevole riduzione degli spostamenti.

In Figura 2.15 è mostrata l'influenza sugli spettri delle due famiglie di dispositivi di dissipazione dell'energia.

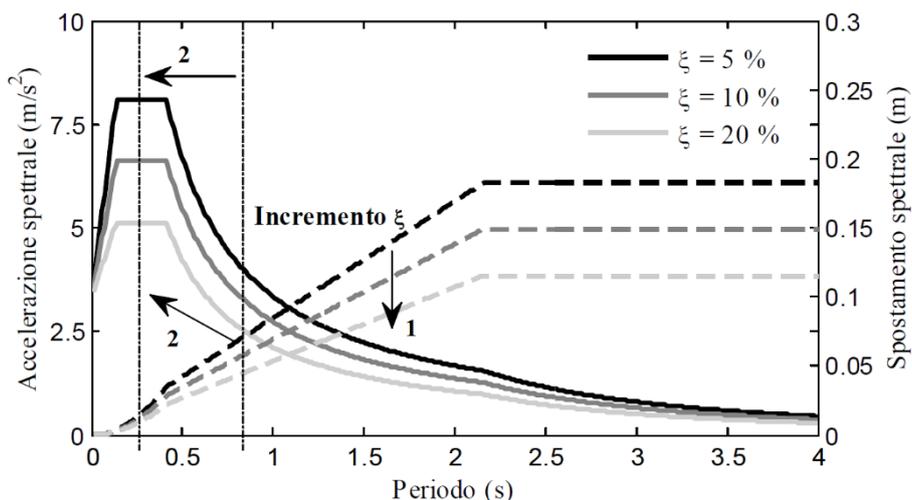


Figura 2.15 – Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione dell'energia

Alla prima famiglia di dispositivi appartengono i dissipatori viscosi; questi sono dispositivi costituiti da un sistema cilindro-pistone dotati di spazi nella testa del pistone che permettono il passaggio di un fluido viscoso. Questi dispositivi sono dipendenti dalla velocità, infatti, il valore della forza che viene trasmessa è proporzionale alla velocità del fluido:

$$F_d = c_v \cdot v^\alpha$$

dove c_v è la costante di smorzamento, α è il coefficiente di smorzamento e v è la velocità.

In Figura 2.16 è mostrato la relazione di proporzionalità tra la forza trasmessa e la velocità del fluido.

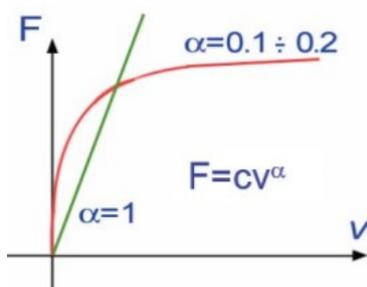


Figura 2.16 – Legame forza-velocità dei dispositivi viscosi

Questi dispositivi aumentano la dissipazione senza aumentare la rigidezza, non sono ricentranti e non si danneggiano, quindi a seguito di un sisma non è necessaria la loro sostituzione. L'energia dissipata dal dispositivo è rappresentata dall'area di un'ellisse e per dispositivi lineari, $\alpha = 1$, mentre per dispositivi non lineari il ciclo rettangolarizza, $\alpha < 1$ (Figura 2.17).

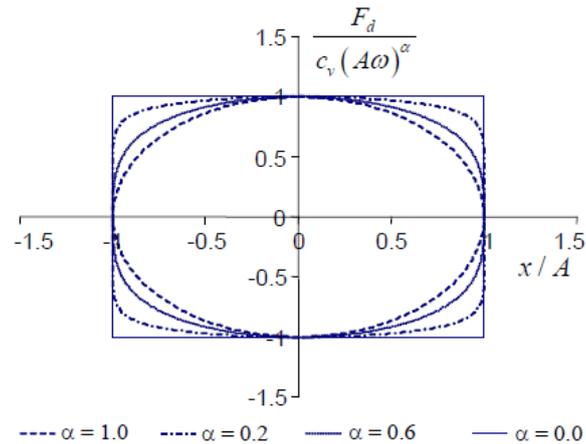


Figura 2.17 – Ciclo di dissipazione dei dispositivi viscosi

Alla seconda famiglia appartengono i dissipatori viscoelastici e i dispositivi elastoplastici.

I dispositivi viscoelastici sono costituiti da materiali polimerici o da gomma ad alto smorzamento tra due profilati in acciaio; questi portano ad un incremento di rigidità e dissipazione, non si danneggiano a seguito di un sisma e sono parzialmente ricentranti, riescono infatti a recuperare parte dello spostamento.

I dispositivi elastoplastici o attritivi riescono a dissipare energia con l'attrito che si genera a causa del contatto tra due superfici che scorrono l'una sull'altra. Questi dispositivi come i precedenti incrementano la rigidità e la dissipazione ma si danneggiano al posto della struttura e devono quindi essere sostituiti dopo un sisma. Inoltre, non sono ricentranti poiché plasticizzano e quindi non recuperano deformazione.

In Figura 2.18 sono mostrati i cicli d'isteresi dei dissipatori della seconda famiglia.

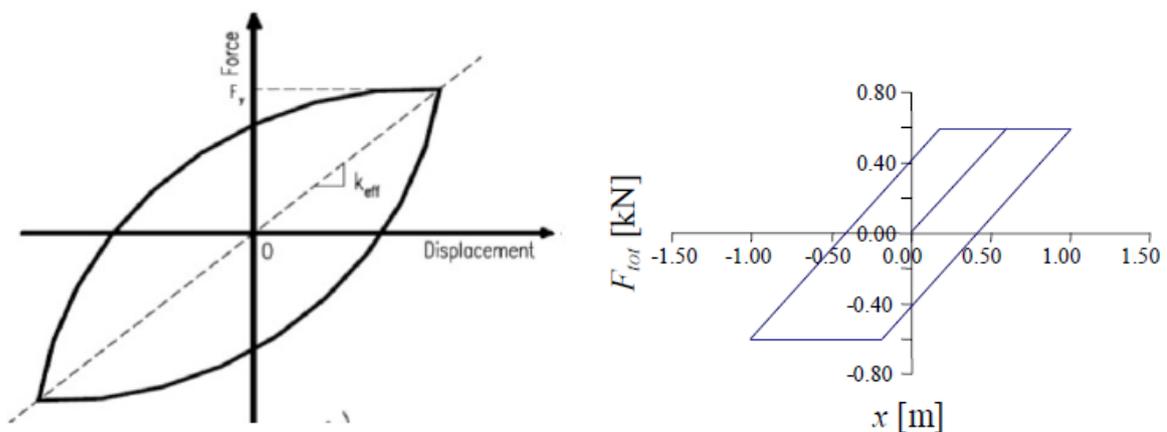


Figura 2.18 – Ciclo di dissipazione dei dispositivi viscoelastici (sinistra) e elastoplastici (destra)

2.3 Esempi di interventi

In questo paragrafo si descrivono sinteticamente due interventi di adeguamento sismico di ponti esistenti che fanno ricorso all'impegno di isolatori: nel primo caso in cui le campate risultavano essere già collegate in soletta sono stati impiegati isolatori a scorrimento; nel secondo in cui gli impalcati semplicemente appoggiati erano separati da giunti sono stati utilizzati isolatori in gomma con nuclei in piombo, senza ricorrere al collegamento delle campate.

In entrambi i casi gli isolatori sismici sono stati affiancati da altri dispositivi per garantire il raggiungimento degli obiettivi prestazionali richiesti in fase di progettazione.

2.3.1 Il Viadotto Chiaravalle

Il primo esempio è rappresentato dall'intervento di adeguamento del viadotto Chiaravalle sulla SS76 "Val d'Esino" [2]. Il viadotto in questione è un'opera di 875 m costituita da 31 campate che allo stato di fatto si presentano suddiviso in quattro catene cinematiche (Figura 2.19).

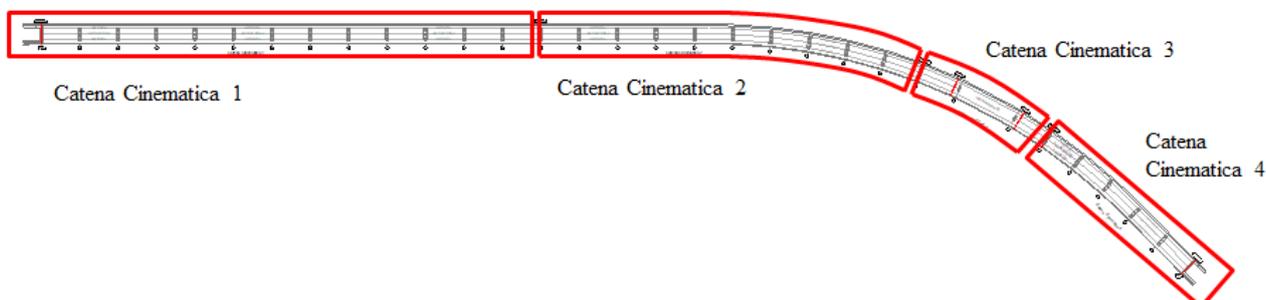


Figura 2.19 – Vista dal basso del viadotto e catene cinematiche

Le catene cinematiche sono realizzate mediante il collegamento delle campate con barre Dywidag in asse alla soletta; queste portano ad un comportamento monolitico di ciascuna catena cinematica nei

confronti delle azioni orizzontali. Il viadotto a seguito di approfondite analisi presentava notevoli vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica. L'intervento di adeguamento è stato realizzato mediante l'uso di isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, questi hanno portato ad un aumento del periodo della struttura che ha raggiunto circa i 3 secondi, portando quindi ad una notevole riduzione dell'accelerazione (Figura 2.20).

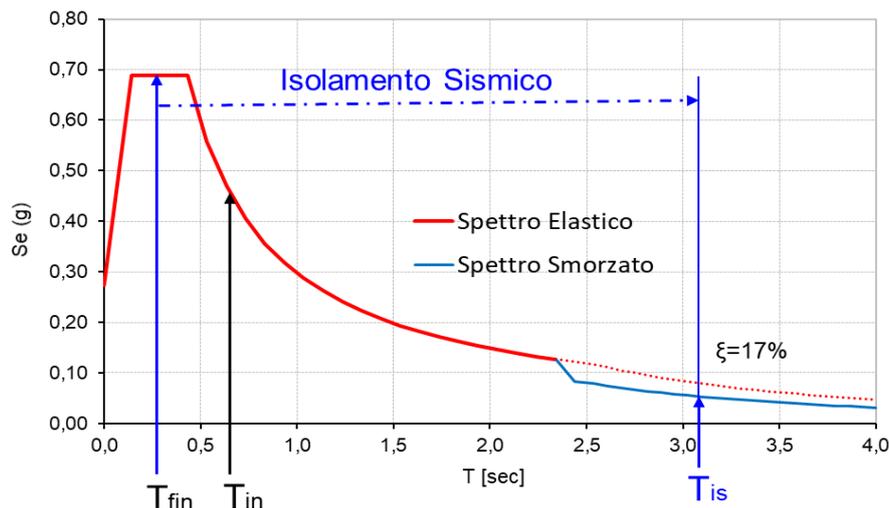


Figura 2.20 – Effetti dell'isolamento sismico sullo spettro elastico

Sulle spalle e su una pila oltre agli isolatori si è reso necessario l'inserimento di dei dissipatori viscosi, al fine di ridurre gli spostamenti relativi nei giunti in caso di sisma e mantenere la stessa dimensione di quelli esistenti. In Figura 2.21 sono mostrati i dispositivi in opera.



Figura 2.21 – Dissipatori viscosi (Sinistra), isolatori a scorrimento (Destra)

2.3.2 Il Viadotto Caldarola

Il secondo esempio è rappresentato dall'intervento sul viadotto Caldarola che attraversa il fiume Chienti nella provincia di Macerata [3]. Il viadotto si estende per una lunghezza di 396 m e allo stato di fatto si presenta con 11 campate in semplice appoggio (Figura 2.22).



Figura 2.22 – Vista dal basso del viadotto

Al fine di ridurre le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sulle sottostrutture è stato previsto un sistema di isolamento degli impalcati attraverso l'inserimento di nuovi dispositivi d'appoggio LRB in neoprene armato con nucleo in piombo, in grado di produrre un significativo aumento dello smorzamento con dissipazione d'energia e nel contempo un aumento seppure lieve del periodo proprio di vibrare della struttura.

Gli isolatori hanno dimensioni in pianta 300x500 mm, spessore 104 mm e sono formati da un pacchetto di neoprene armato di 54 mm, composto da 7 strati di gomma da 6 mm e 6 lamierini da 2 mm, e due nuclei in piombo di 100 mm di diametro, compresi tra due piastre da 25 mm (Figura 2.23).

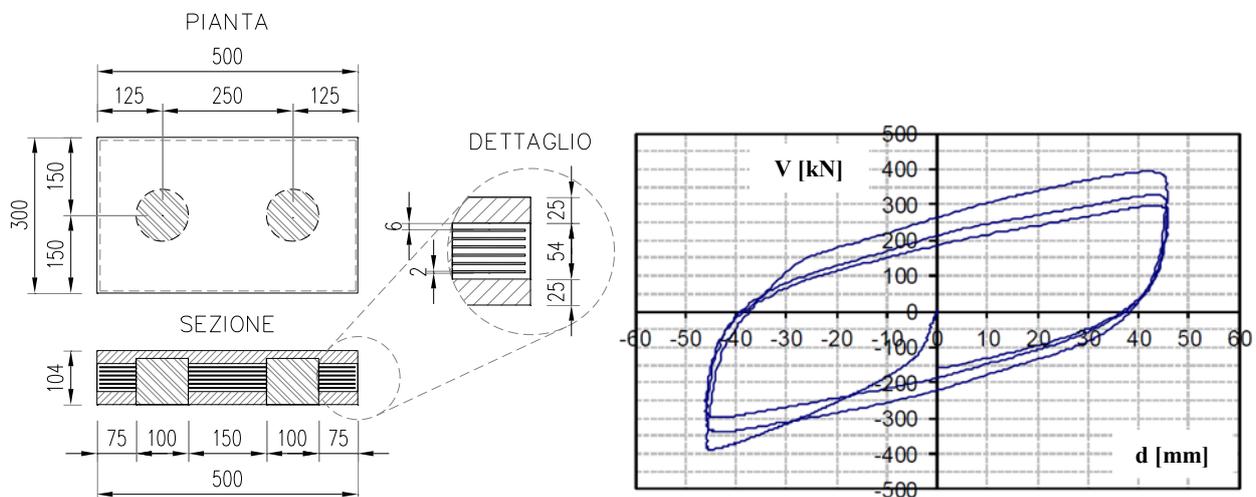


Figura 2.23 – Geometria isolatori LRB (Sinistra) e ciclo d'isteresi sperimentale (Destra)

In questo caso l'intervento di isolamento, al contrario di quanto visto nel caso precedente, ha comportato principalmente un aumento dello smorzamento con conseguente riduzione dell'accelerazione, come mostrato in Figura 2.24.

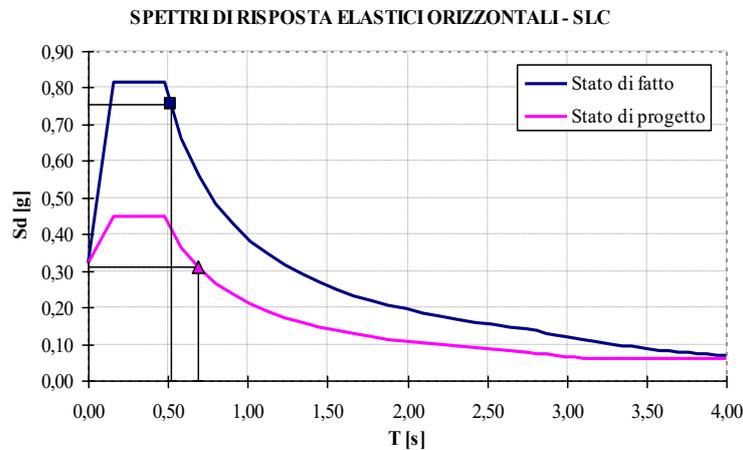


Figura 2.24 – Effetti dell'isolamento sismico sullo spettro elastico

Il sistema di isolamento è stato abbinato a dispositivi elastici non lineari posizionati tra le testate delle travi poggianti sulla stessa pila, caratterizzati da una rigidità a trazione nulla e da una rigidità a compressione molto bassa per spostamenti inferiori a 20 mm e molto alta nel range 20-40 mm, al fine di evitare il martellamento degli impalcati contigui per movimenti in controfase in situazione sismica. (Figura 2.25).

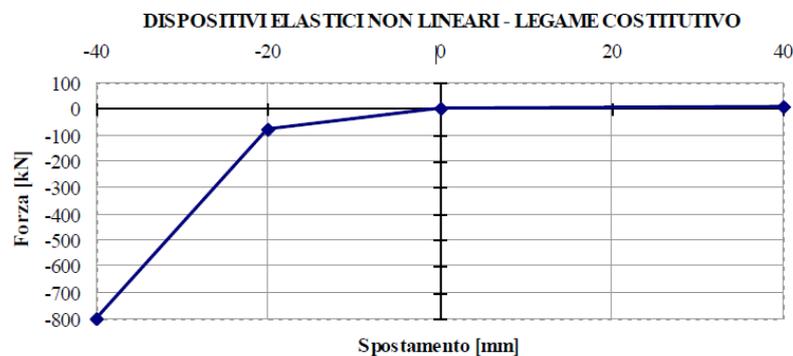


Figura 2.25 – Legame costitutivo dei dispositivi elastici non lineari

In Figura 2.26 è mostrata una sezione longitudinale di come si presenta il viadotto a seguito dell'intervento eseguito.

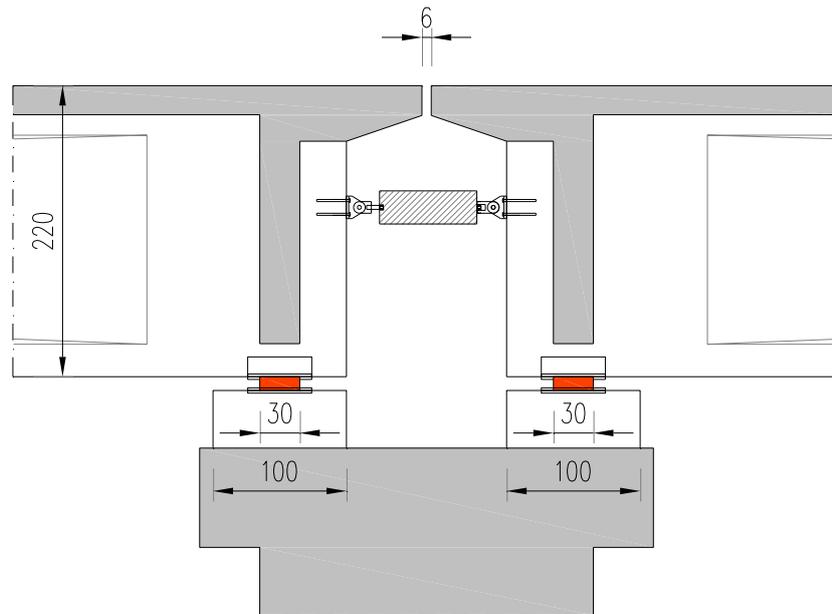


Figura 2.26 – Sezione longitudinale del viadotto dopo l'intervento

In Figura 2.27 sono mostrati i dispositivi in opera.



Figura 2.27 – Dispositivi anti-martellamento (Sinistra), LRB (Destra)

3 Caso studio: un viadotto autostradale esistente

In questo capitolo è mostrato il caso studio di un viadotto autostradale esistente, del quale sono state effettuate le verifiche statiche e sismiche allo stato di fatto e il progetto dell'adeguamento sismico.

Il Viadotto in esame è stato realizzato tra il 1968 e il 1971 e aperto al traffico a seguito del collaudo statico eseguito nel Maggio del 1971. In Figura 3.1 sono mostrate delle foto del collaudo dell'opera.

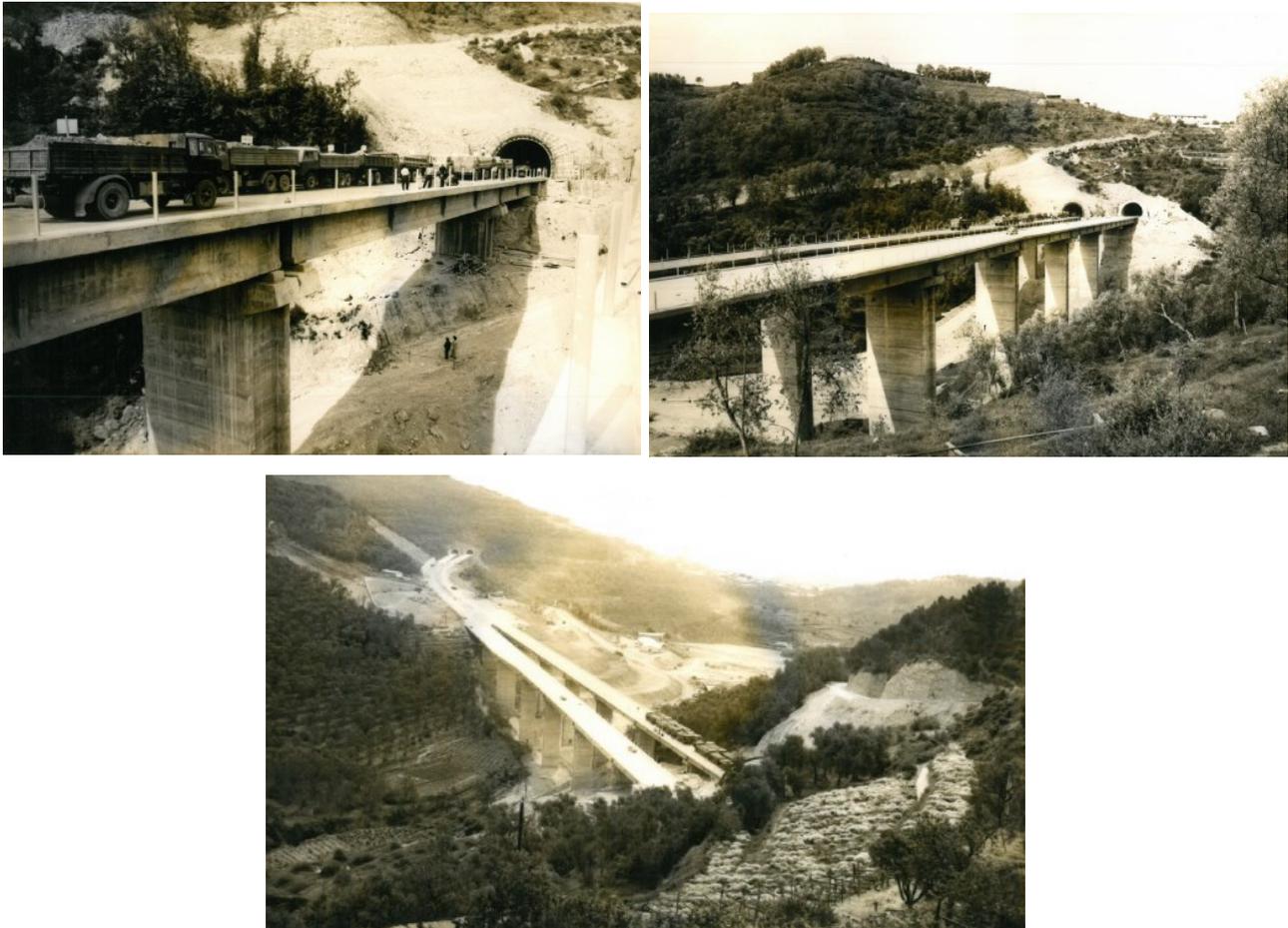


Figura 3.1 – Collaudo del Viadotto

3.1 Descrizione dell'opera

Il Viadotto si presenta in due vie di corsa separate realizzate in rettilineo, per una lunghezza totale di 278.00 m per la via di corsa di sinistra e 259.00 m per la via di corsa di destra. Entrambe le vie sono costituite da sette campate; la via di destra presenta una prima campata lunga la metà di tutte le altre; la via di sinistra invece presenta una campata in ampliamento in cui si passa da una larghezza complessiva dell'impalcato di 10.00 m ad una larghezza di 12.75 m e due campate larghe.

In Figura 3.2, Figura 3.3 e Figura 3.4 sono mostrati una vista planimetrica e i prospetti longitudinali delle due vie del Viadotto in questione.

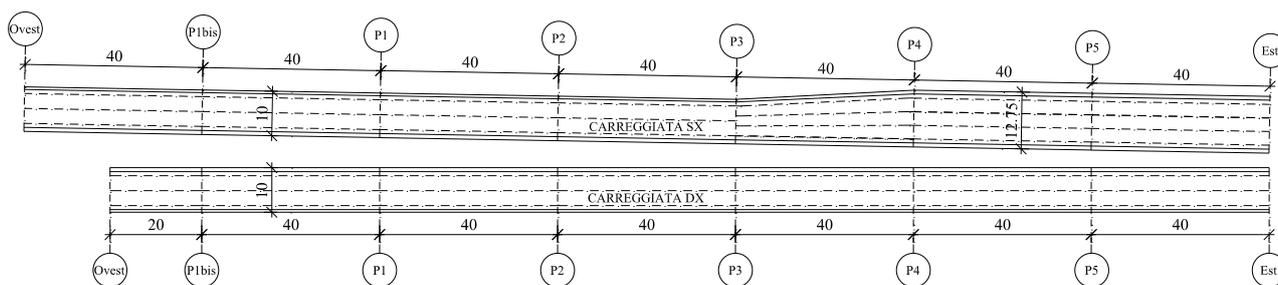


Figura 3.2 – Planimetria generale del Viadotto

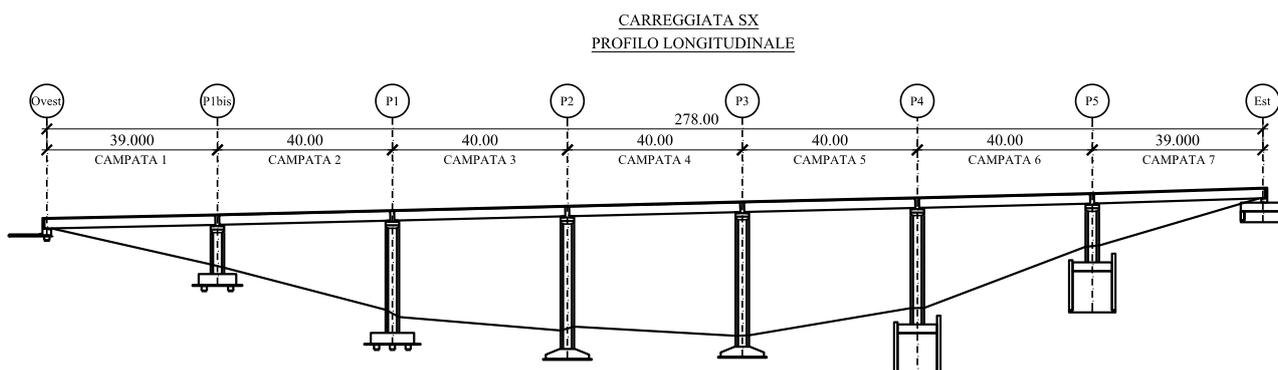


Figura 3.3 – Prospetto longitudinale del Viadotto – via sinistra

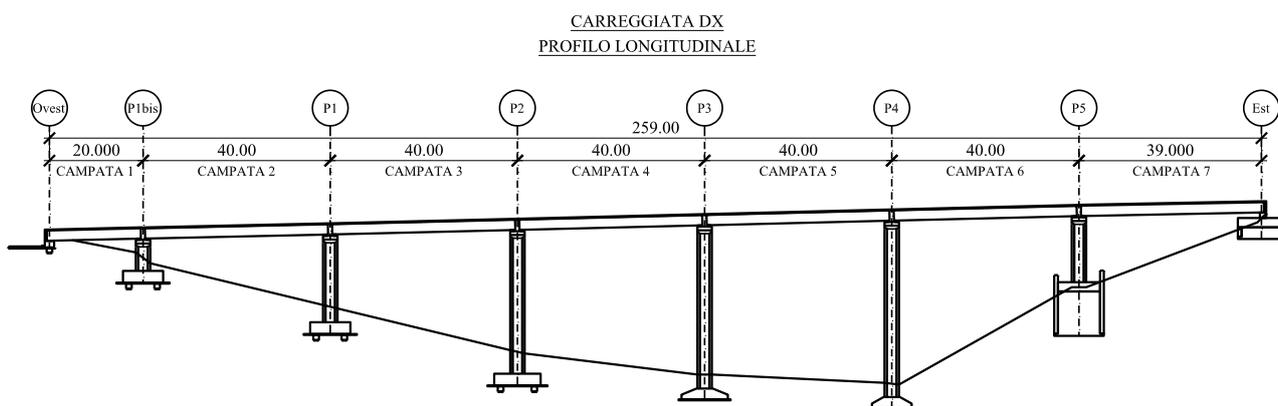


Figura 3.4 – Prospetto longitudinale del Viadotto – via destra

L'impalcato della via di destra è costituito da 3 travi semplicemente appoggiate in c.a.p. tutte di luce 38.00 m misurata tra gli assi degli appoggi, eccetto per la prima campata che presenta una luce di 19.00 m. Le travi sono state prefabbricate e collegate in opera e collegate da una soletta e da 5 traversi, di cui 2 sono di testata e 3 sono intermedi, mentre la prima campata essendo di lunghezza ridotta presenta solo 3 traversi, di cui 2 di testata e 1 intermedio, come mostrato in Figura 3.5.

L'impalcato della via di sinistra è costituito da 3 travi semplicemente appoggiate in c.a.p. di luce 38.00 m misurata tra gli assi degli appoggi. Le travi sono state prefabbricate e collegate in opera e collegate da una soletta e da 5 traversi di cui 2 di testata e 3 intermedi. Inoltre, l'impalcato della campata 5 presenta un allargamento passando da 3 a 4 travi e da una larghezza di 10.00 m ad una di

12.75 m, che si mantiene costante fino alla spalla Est nelle campate 6 e 7, come mostrato in Figura 3.5 e Figura 3.6.

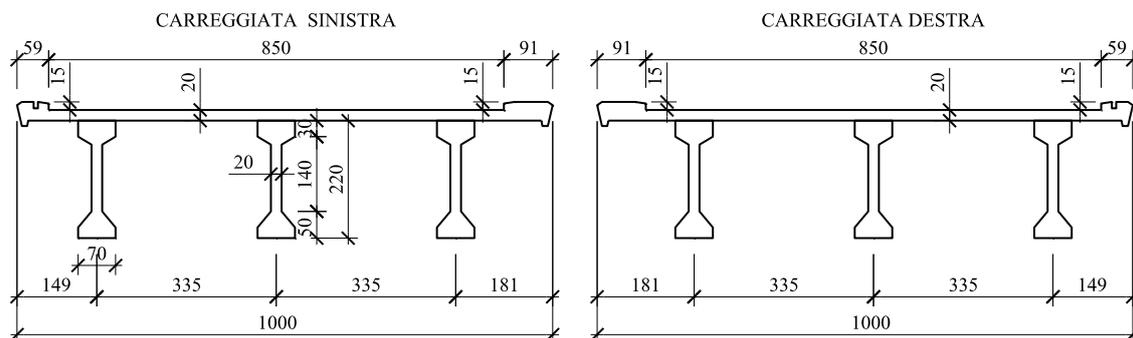


Figura 3.5 – Sezione trasversale corrente degli impalcati - campate 1-2-3-4

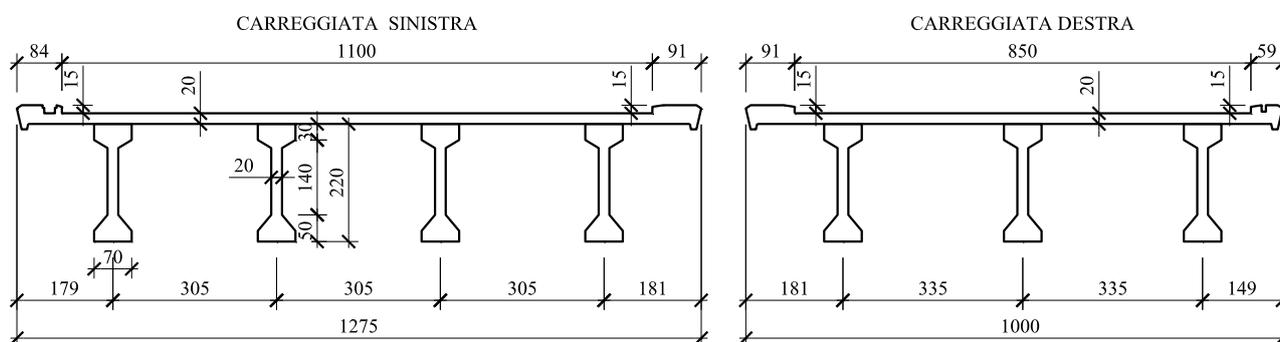


Figura 3.6 – Sezione trasversale corrente degli impalcati - campate 5-6-7

L'impalcato è completato da cordoli, aventi larghezza pari a 91 cm lato interno e 59 cm lato esterno, mentre il cordolo esterno degli impalcati più larghi è di 84 cm. Su entrambi i cordoli sono presenti barriere di sicurezza laterali munite anche di rete metallica di protezione.

Le pile presentano tutte una sezione scatolare monocellulare, fatta eccezione per le pile 4 e 5 della via sinistra che presentano una sezione bicellulare, con dimensioni e spessore costanti per tutta l'altezza, sormontate da pulvini trapezi a sezione piena (Figura 3.7 e Figura 3.8). L'altezza dei fusti è mostrata in Tabella 3.1.

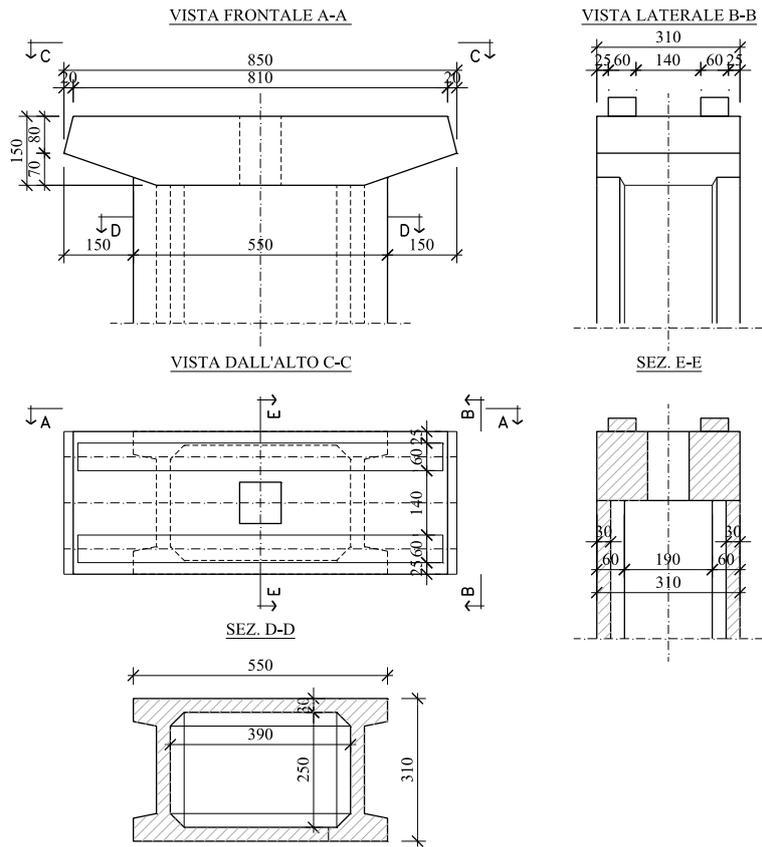


Figura 3.7 – Geometria delle pile

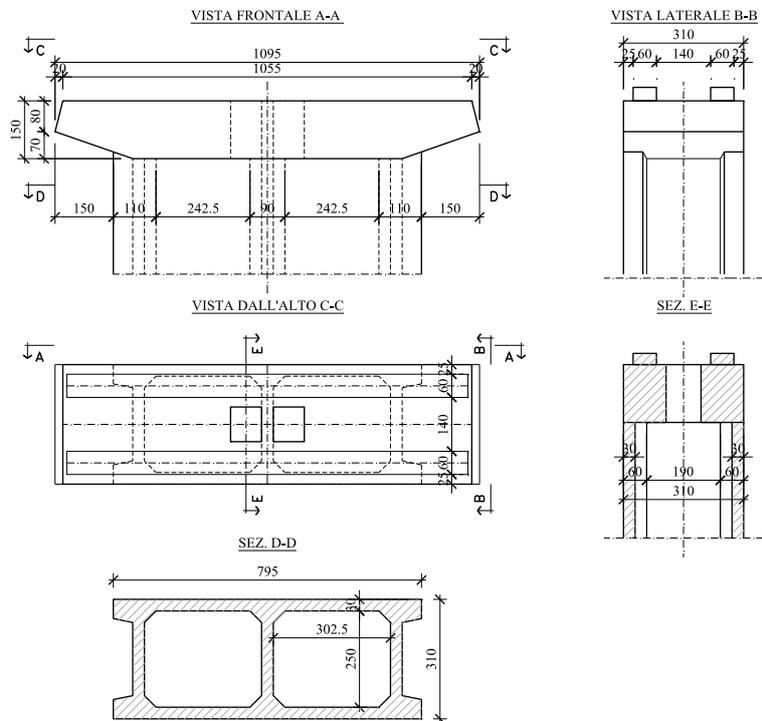


Figura 3.8 – Geometria delle pile 4 e 5 – via sinistra

Pila	Quota base	Quota testa	Altezza netta	Altezza plinto	Altezza pulvino	Altezza totale
N°	m	m	m	m	m	m
1bis DX	164,50	169,67	5,17	2,50	1,50	9,17
1 DX	153,50	170,53	17,03	2,50	1,50	21,03
2 DX	142,50	171,51	29,01	2,50	1,50	33,01
3 DX	139,30	172,50	33,20	2,30	1,50	37,00
4 DX	137,50	173,49	35,99	2,50	1,50	39,99
5DX	162,10	174,48	12,38	2,00	1,50	15,88
1bis SX	160,00	169,54	9,54	2,50	1,50	13,54
1 SX	146,50	170,53	24,03	2,50	1,50	28,03
2 SX	142,80	171,52	28,72	2,30	1,50	32,52
3 SX	143,30	172,51	29,21	2,30	1,50	33,01
4 SX	148,45	173,45	25,00	2,00	1,50	28,50
5 SX	162,70	174,43	11,73	2,00	1,50	15,23

Tabella 3.1 – Altezza pile

Le fondazioni delle pile sono di diverse tipologie:

- Le pile 1bis, 1 e 2 della via di destra e le pile 1 bis e 1 della via di sinistra presentano un plinto su pali (Figura 3.9 e Figura 3.10);
- Le pile 3 e 4 via destra e le pile 2 e 3 via sinistra presentano un plinto superficiale (Figura 3.11 e Figura 3.12);
- Le pile 5 via destra e le pile 4 e 5 via sinistra presentano delle fondazioni su pozzo (Figura 3.13 e Figura 3.14).

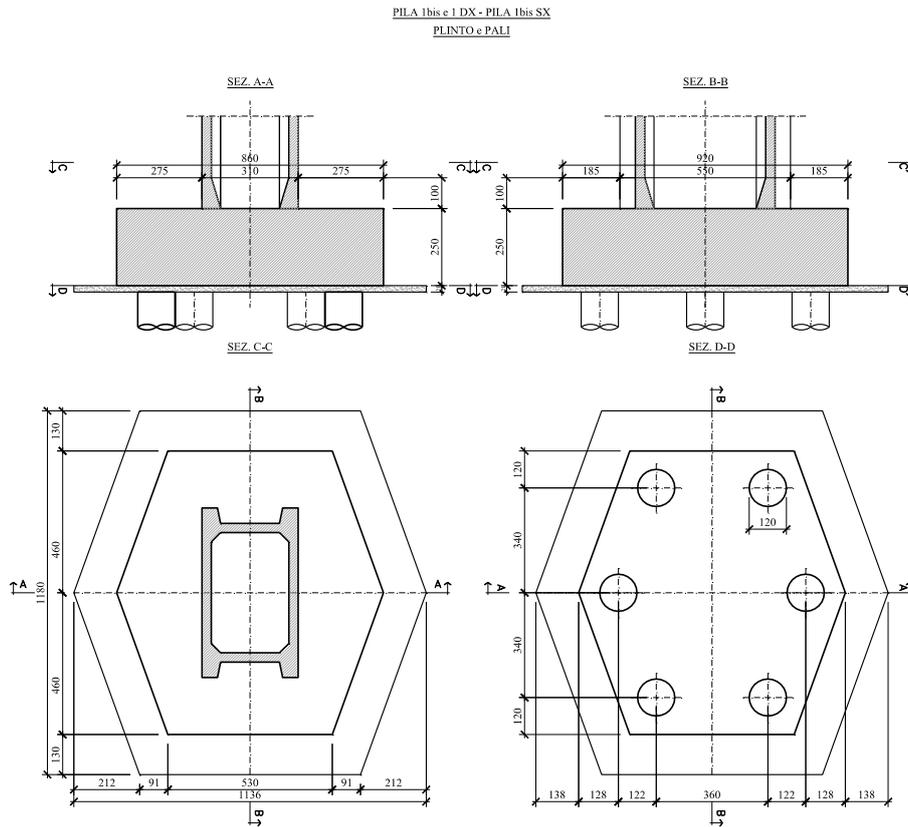


Figura 3.9 – Geometria delle fondazioni delle pile 1bis e 1 (via destra); 1bis (via sinistra)

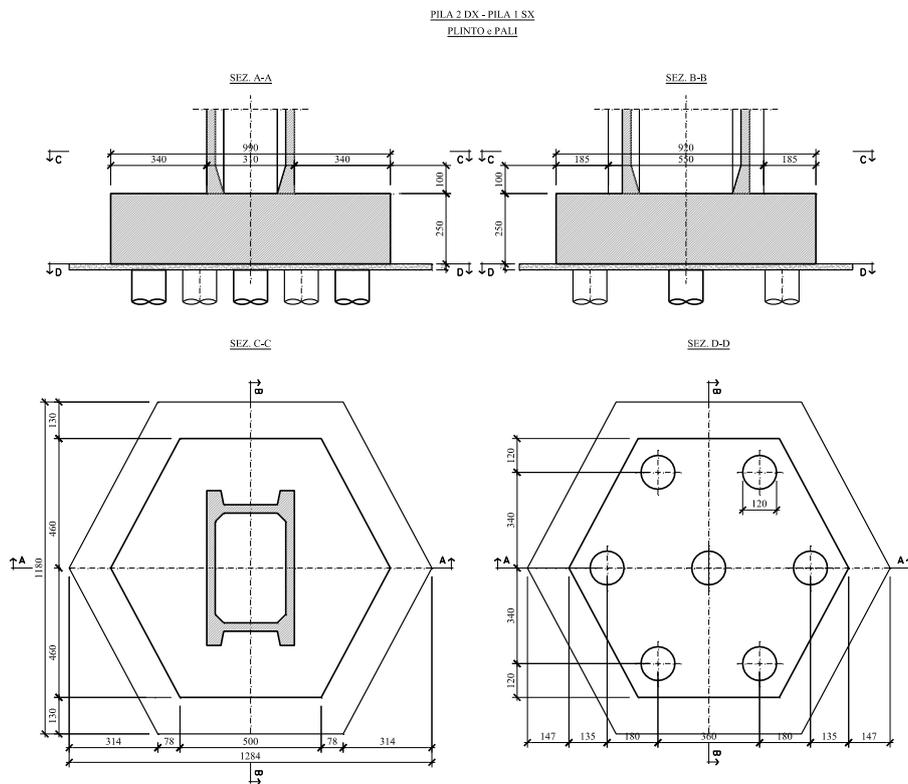


Figura 3.10 – Geometria delle fondazioni delle pile 2 (via destra) e 1 (via sinistra)

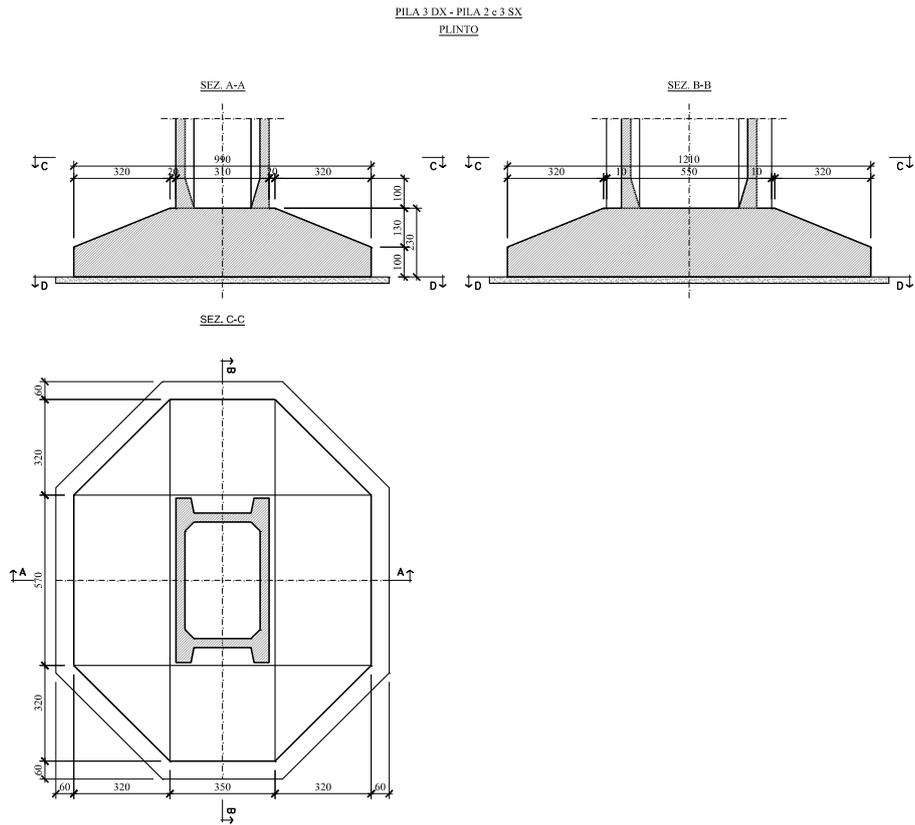


Figura 3.11 – Geometria delle fondazioni delle pile 3 (via destra), 2 e 3 (via sinistra)

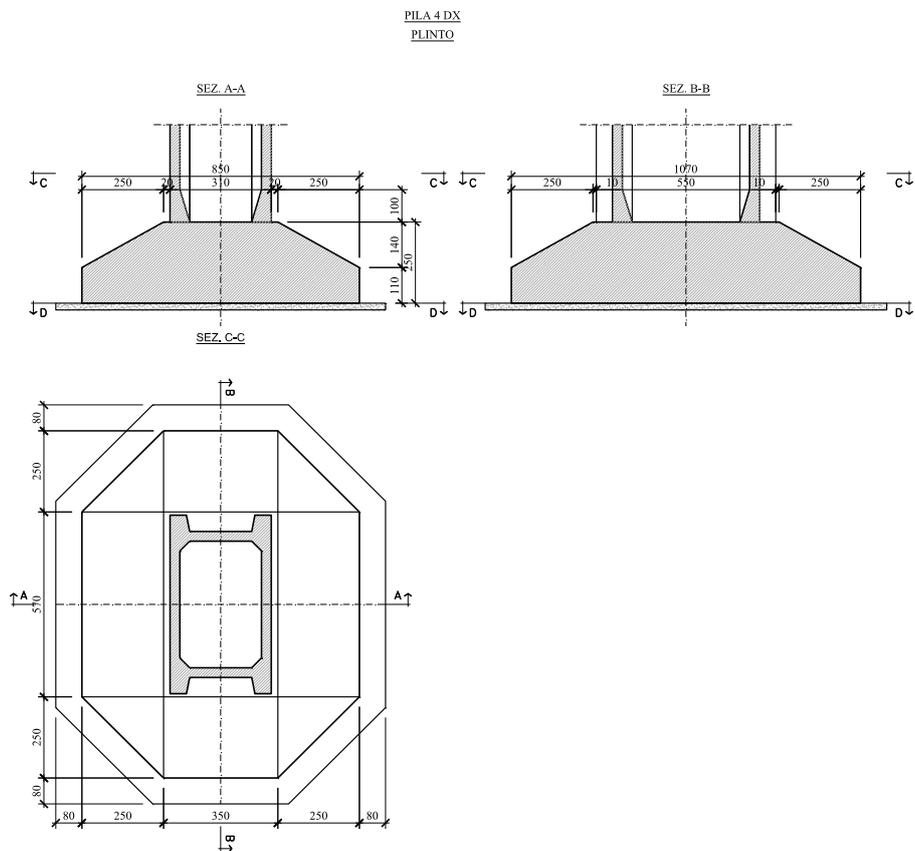


Figura 3.12 – Geometria delle fondazioni della pila 4 (via destra)

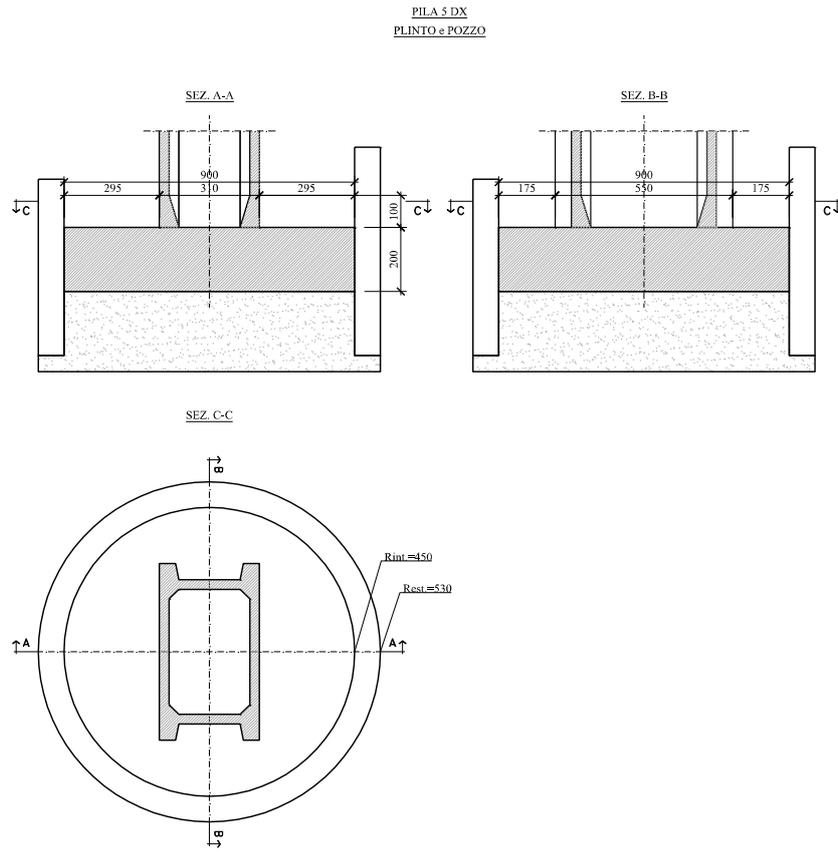


Figura 3.13 – Geometria delle fondazioni della pila 5 (via destra)

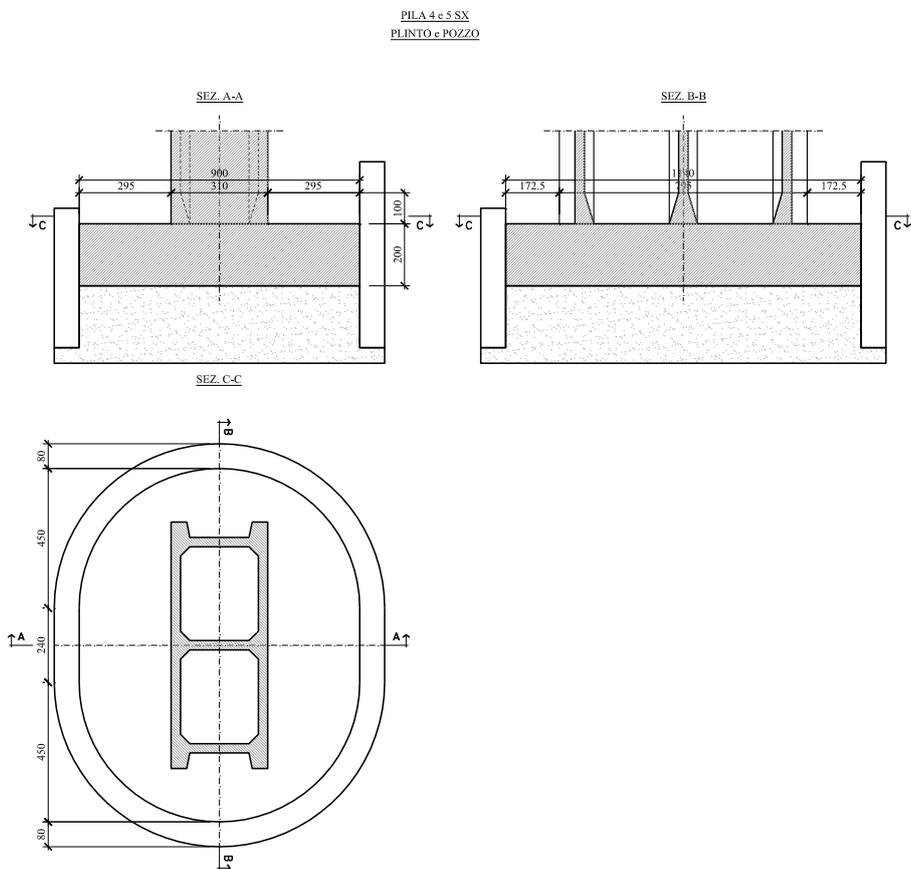


Figura 3.14 – Geometria delle fondazioni delle pile 4 e 5 (via sinistra)

Le spalle Ovest del Viadotto sono costituite da una zattera su pali di fondazione, un muro frontale d'elevazione di spessore costante, un muro paraghiaia di spessore 35 cm e due muri di risvolto laterali a spessore costante (Figura 3.15 e Figura 3.16).

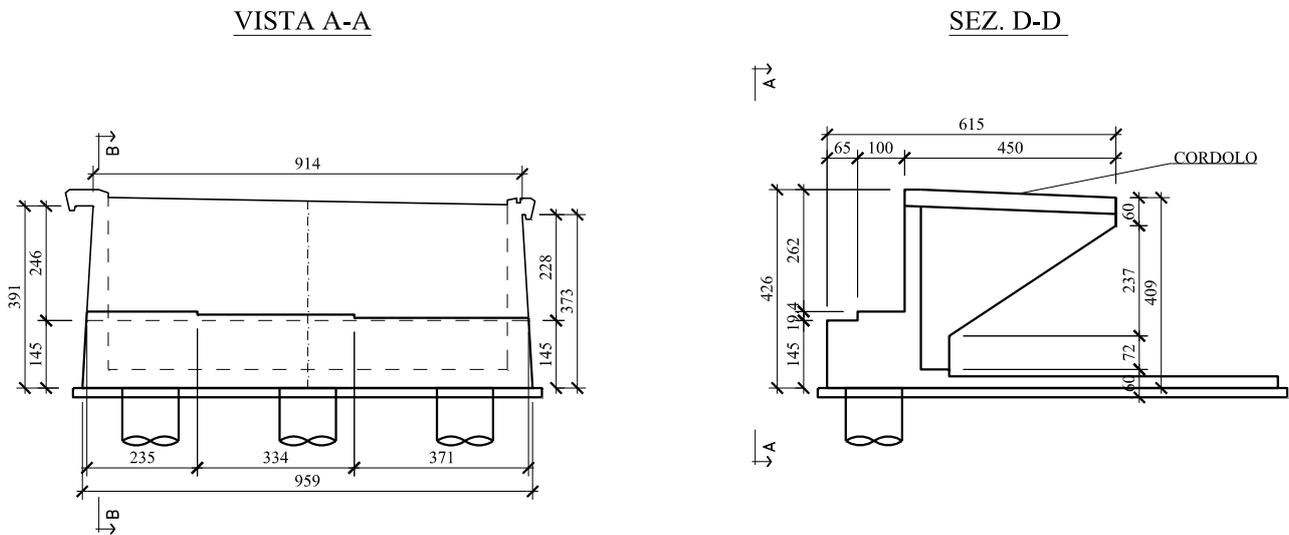


Figura 3.15 – Geometria della spalla Ovest - via sinistra

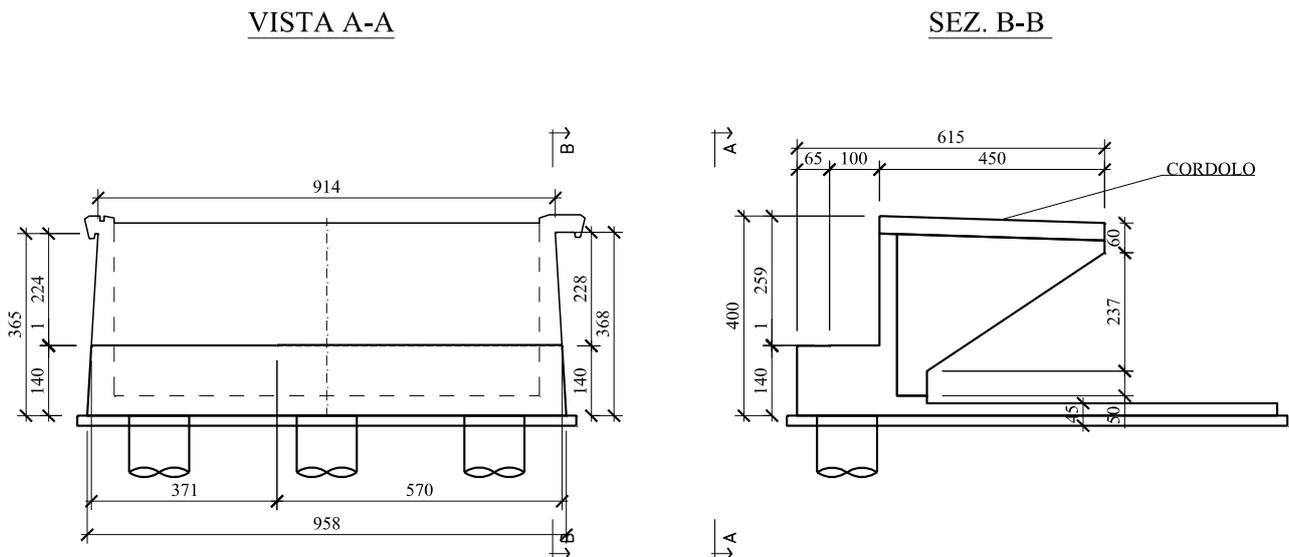


Figura 3.16 – Geometria della spalla Ovest - via destra

Le spalle Est sono costituite da una fondazione su pozzi, un muro frontale d'elevazione di spessore costante, un muro paraghiaia di spessore 35 cm e un muro di risvolto laterali a spessore costante, inoltre le due spalle sono collegate per mezzo di un muro di collegamento posto nel lato interno (Figura 3.17).

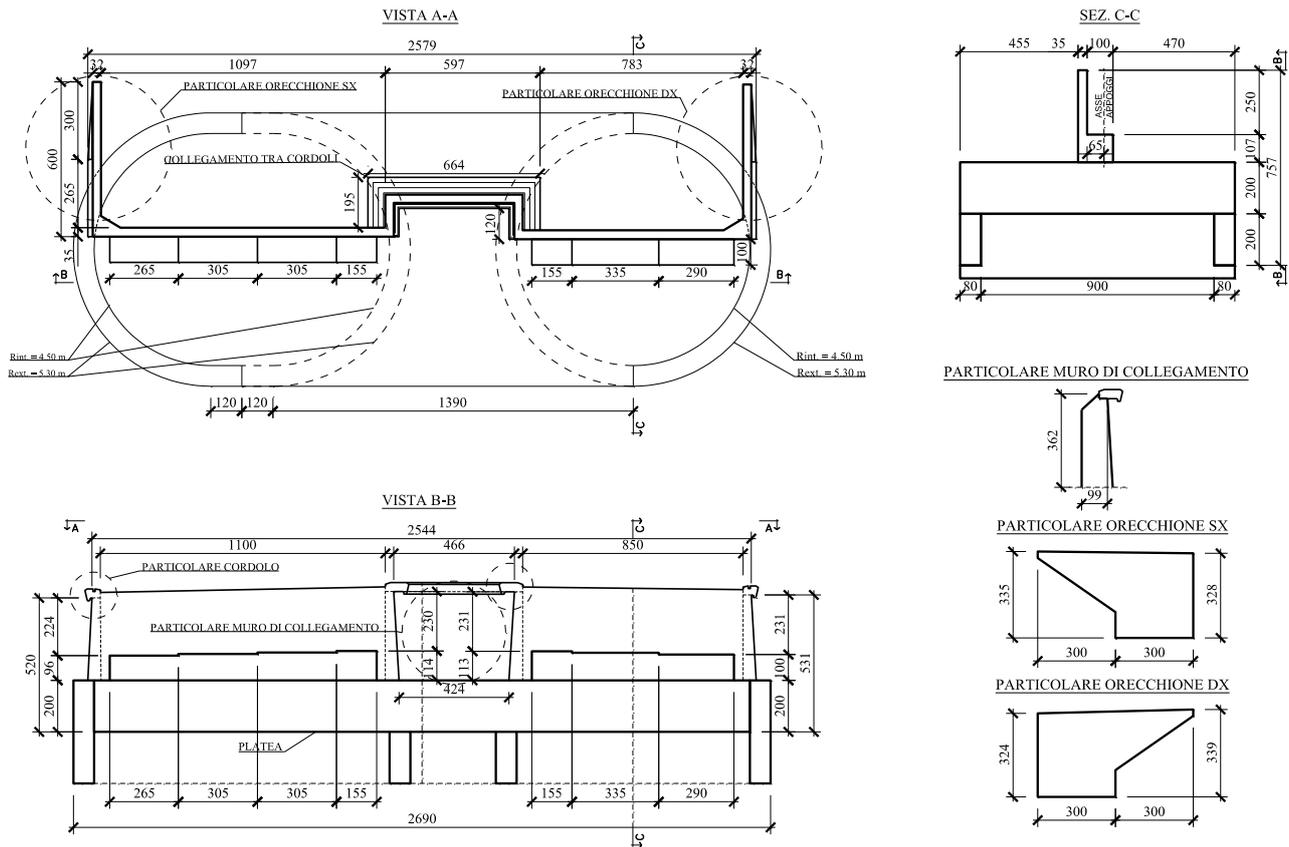


Figura 3.17 – Geometria delle spalle Est

I dispositivi d'appoggio delle travi sono costituiti da cuscinetti di neoprene rettangolari 480x800 mm formati da 4 strati di gomma da 12 mm e 3 lamierini metallici da 1 mm per uno spessore totale di 51 mm. I giunti tra le campate sono di ampiezza pari a 50mm.

3.2 Materiali

In questo paragrafo sono espone le caratteristiche dei materiali che caratterizzano il Viadotto oggetto di indagine.

Tenuto conto delle informazioni desunte dagli elaborati progettuali e di contabilità, dal collaudo statico e relativi certificati e dalle ulteriori indagini eseguite, si ritiene di aver raggiunto un livello di conoscenza LC3, e pertanto, nelle analisi e misure di sicurezza, si assumerà un fattore di confidenza FC=1 come indicato nella Tabella 3.2 della Circolare 2019.

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

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

Tabella 3.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile (tabella C8.5.IV della circolare 2019)

In sede di verifica si sono stati adottati per i materiali i valori delle caratteristiche meccaniche originariamente previsti nel progetto storico.

3.2.1 Calcestruzzo

Sulla base di quanto riportato nella documentazione originale e di contabilità, è stato possibile identificare 3 tipologie di calcestruzzo in funzione dei vari elementi strutturali. Per le analisi e le verifiche strutturali si sono adottate le più simili classi di calcestruzzo previste dalle NTC 2018, viene inoltre mostrato il cls utilizzato per le nuove strutture (Tabella 3.3).

Elemento strutturale	Resistenza minima a compressione a 28 gg da progetto $\sigma_{R,28gg}$ [MPa]	Classe di cls adottata per le analisi e le verifiche strutturali
TRAVI PRINCIPALI SOLETTA TRAVERSI	50	C40/50
FUSTI PILE PULVINI	35	C28/35
FONDAZIONI PILE FONDAZIONI SPALLE ELEVAZIONE SPALLE	25	C20/25

Tabella 3.3 – Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi

3.2.2 Acciaio ordinario per c.a.

In base a quanto desunto dalla documentazione originale e di contabilità, per le armature lente principali è stato utilizzato un acciaio di tipo A.L.E., mentre per l'armatura dei cordoli, dei pali delle spalle e di quelle orizzontali delle pile è stato utilizzato un acciaio di tipo A.Q.50. Per le analisi e le verifiche strutturali si sono adottate le caratteristiche degli acciai FeB44k e FeB32k (per tutti gli acciai utilizzati nelle nuove strutture si è utilizzato il B450C), come mostrato in Tabella 3.4.

Acciai da progetto			Acciai adottati per le analisi e le verifiche strutturali		
Tipo	Resistenza minima a snervamento σ_s [kg/cm ²]	Resistenza minima a rottura σ_r [kg/cm ²]	Tipo	Resistenza caratteristica a snervamento f_{yk} [MPa]	Resistenza caratteristica a rottura f_{tk} [MPa]
A.L.E.	4400	5500	FeB44k	430	540
A.Q.50	3200	5000	FeB32k	315	490

Tabella 3.4 – Caratteristiche meccaniche degli acciai ordinari per c.a.

3.2.3 Acciaio da precompressione

In base a quanto desunto dalla documentazione originale e di contabilità, per l'armatura da precompressione delle travi principali sono stati utilizzati cavi realizzati con trefoli da ½" a differenza dei fili $\phi 7$ previsti in relazione. Si è scelto di adottare la resistenza a rottura minima garantita dai produttori per i fili $\phi 7$, a vantaggio di sicurezza, pari a 165 kg/mm².

Nell'impalcato da 19.00 m si in base quanto desunto dalla documentazione originale e di contabilità, per l'armatura da precompressione delle travi principali sono stati utilizzati cavi realizzati con fili $\phi 7$. Si è scelto di adottare la resistenza a rottura minima garantita dai produttori per i fili $\phi 7$, pari a 165 kg/mm².

La resistenza allo 0,1% di deformazione residua per i fili è stata posta pari all'87,5% della resistenza a rottura, che rappresenta il valore medio del range 80-95% prescritto dalla Legge 1086 del 1971 ed è confermato dalle numerose prove di accettazione effettuate sui lotti di cavi.

In Tabella 3.5 sono mostrate le caratteristiche meccaniche degli acciai da precompressione.

Tipo	Resistenza minima a rottura da progetto σ_{pt} [kg/mm ²]	Acciai adottati per le analisi e le verifiche strutturali		
		Resistenza caratteristica a rottura f_{ptk} [MPa]	Resistenza caratteristica allo 0,1% di def. residua $f_{p(0,1)k}$ [MPa]	Resistenza caratteristica all'1% di def. totale $f_{p(1)k}$ [MPa]
TREFOLI ½"	165	1618,65	1416,32	-
FILI $\phi 7$	165	1618,65	1416,32	-

Tabella 3.5 – Caratteristiche meccaniche degli acciai da precompressione

3.2.4 Nuovi materiali

I materiali utilizzati per le nuove strutture hanno le seguenti caratteristiche:

- Calcestruzzo: classe C35/45
- Acciaio ordinario per c.a.: B450C

3.2.5 Resistenze di progetto dei materiali

Secondo quanto riportato nelle NTC 2018 vengono assunti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza da adottare per ridurre le resistenze dei materiali da costruzione:

- $\gamma_c = 1,5$ per il calcestruzzo,
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio dato il basso coefficiente di variazione ottenuto dalle prove sui campioni estratti.

Per le verifiche di resistenza si sono quindi considerate le seguenti resistenze dei materiali:

Elemento	Classe	Resistenza a compressione di progetto [MPa]
		$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
TRAVI PRINCIPALI SOLETTA TRAVERSI	C40/50	$0,85 \frac{0,83 \cdot 50}{1,5} = 23,52$
FUSTI PILE PULVINI	C28/35	$0,85 \frac{0,83 \cdot 35}{1,5} = 16,46$
FONDAZIONI PILE FONDAZIONI SPALLE ELEVAZIONE SPALLE	C20/25	$0,85 \frac{0,83 \cdot 25}{1,5} = 11,76$

Tabella 3.6 – Resistenze di progetto dei calcestruzzi

Elemento	Classe	Resistenza a snervamento di progetto [MPa]
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$
ACCIAIO ORDINARIO PER C.A.	FeB44k	$\frac{430}{1,15} = 373,9$
	FeB32k	$\frac{315}{1,15} = 273,9$
ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	TREFOLI ½"	$\frac{1416,32}{1,15} = 1231,58$
ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	FILI $\phi 7$	$\frac{1416,32}{1,15} = 1231,58$

Tabella 3.7 – Resistenze di progetto degli acciai

Elemento	Classe	Resistenza di progetto [MPa]
		$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
NUOVI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	C35/45	$0,85 \frac{0,83 \cdot 45}{1,5} = 21,16$
ACCIAIO ORDINARIO PER C.A. PER I NUOVI ELEMENTI	C28/35	$\frac{450}{1,15} = 391,30$

Tabella 3.8 – Resistenze di progetto dei nuovi materiali

3.3 Analisi dei carichi

In questo paragrafo vengono definiti i valori caratteristici delle azioni statiche e sismiche gravanti sul Viadotto oggetto di indagine.

3.3.1 Pesì propri

I carichi dovuti al peso proprio del sistema travi più soletta e dei traversi vengono calcolati in automatico dal software sulla base delle effettive geometrie e del peso specifico del calcestruzzo armato assunto pari a 25 kN/m^3 .

3.3.2 Carichi permanenti

I carichi permanenti portati agenti sull'impalcato risultano essere:

- | | |
|--|------------------------|
| • Pavimentazione ($h = 0,11 \text{ m}$) | 2.42 kN/m ² |
| • Barriere di sicurezza + rete di protezione | 2.00 kN/m |
| • Cordoli | 3.75 kN/m ² |

3.3.3 Azioni variabili da traffico

Le azioni variabili da traffico sono state valutate conformemente al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC 2018. Poiché la larghezza della carreggiata risulta pari a 8,50 m (11,00 m negli impalcati larghi), si considerano 2 corsie convenzionali larghe 3,00 m ciascuna e una parte rimanente larga 2,50 m (3 corsie convenzionali larghe 3,00 m ciascuna e una parte rimanente larga 2,00 m negli impalcati larghi). Per ogni singola verifica il numero di corsie convenzionali da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia n.1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia n.2; ecc.

Per le verifiche globali si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1, che consiste nell'applicazione di carichi concentrati su due assi in tandem viaggianti e carichi uniformemente distribuiti. I valori assunti dai carichi (comprensivi degli effetti dinamici) per le diverse corsie e le caratteristiche geometriche delle impronte di pneumatico sono riportati in Figura 3.18. Per le verifiche locali si è fatto riferimento sia allo Schema di Carico 1, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa, sia allo Schema di Carico 2. Quest'ultimo deve essere considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa e i valori assunti dai carichi (comprensivi degli effetti dinamici) e le caratteristiche geometriche delle impronte di pneumatico sono riportati in Figura 3.19. Inoltre, i carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali

vengono assunti uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; la diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

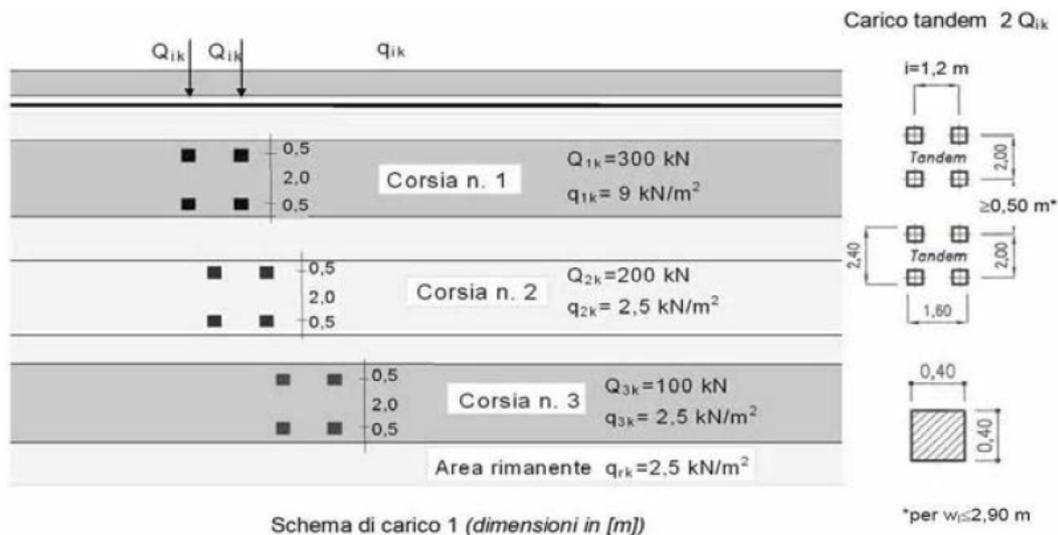


Figura 3.18 – Schema di carico 1 - NTC2018

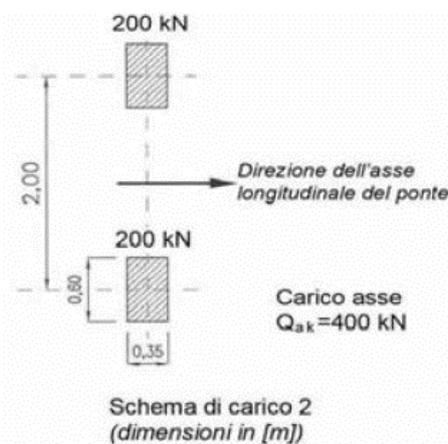


Figura 3.19 – Schema di carico 2 – NTC2018

3.3.4 Azione sismica

Per la valutazione dei parametri dipendenti dal sito, rintracciabili sul reticolo sismico si è fatto riferimento alle coordinate del sito dove è ubicata l'opera, individuato dalle seguenti coordinate:

In merito all'opera sono quindi state fatte le seguenti assunzioni:

- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Categoria topografica: T1
- Categoria suolo: B

Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica nelle NTC 2018 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

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

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di T_R compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_O e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

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

con:

- $S = S_S \times S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica,

- F_O, F_V fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_C = C_C \times T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B = T_C / 3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi;
- $\eta = [10/(5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55$ fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC 2018.

Le verifiche di sicurezza della struttura allo stato di fatto sono sviluppate considerando lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per il quale si deve garantire una probabilità di superamento $P_{VR} = 10\%$ nel periodo di riferimento V_R , corrispondente a un tempo di ritorno $T_R = 949$ anni.

Sono condotte analisi dinamiche lineari con spettri di risposta allo SLV. Per la verifica delle pile e delle spalle è stato considerato un fattore di comportamento per i 2 spettri orizzontali $q_0 = 1,50$. La risposta è stata calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativo, ottenendo le combinazioni sismiche SLV_X, SLV_Y e SLV_Z.

In Figura 3.20 sono mostrati i parametri e gli spettri di risposta di progetto allo SLV e allo SLC.

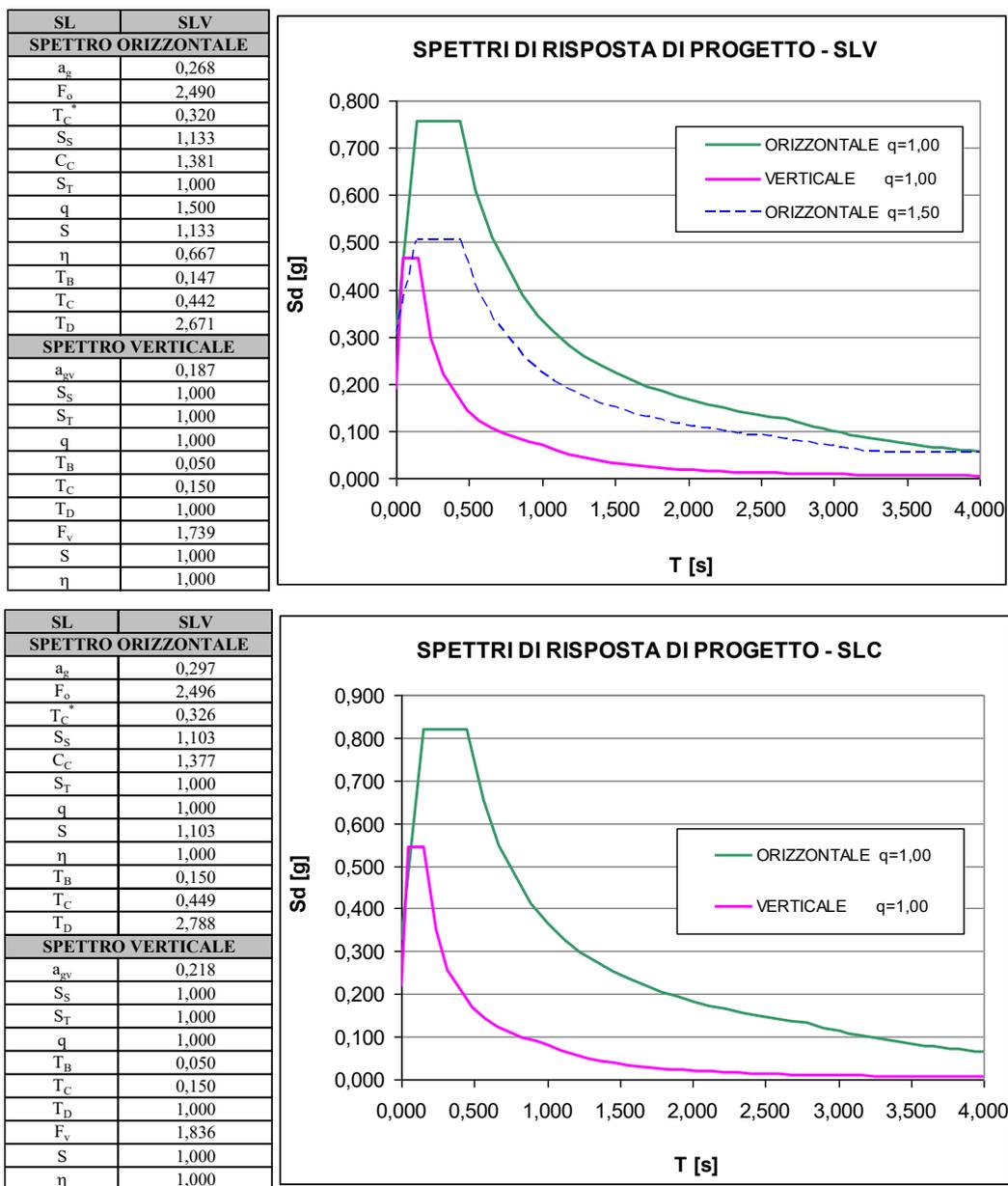


Figura 3.20 – Parametri sismici e spettri di risposta elastici allo SLV e allo SLC

Dopo gli interventi di adeguamento le verifiche agli Stati Limite sismici sono condotte mediante l'uso accelerogrammi artificiali, simulati artificialmente tramite il programma "SIMQKE_GR 1.2" a partire dagli spettri di risposta elastici definiti in precedenza. La coerenza degli accelerogrammi con gli spettri di riferimento è verificata secondo le regole riportate al paragrafo 3.2.3.6 delle NTC 2018. Si impiegano 3 gruppi di accelerogrammi per ogni Stato Limite esaminato e si eseguono le verifiche considerando come valori di progetto o verifica il valore massimo della grandezza (sollecitazione o spostamento) risultante dalle analisi.

In Figura 3.21 e in Figura 3.22 sono riportati i 3 gruppi di accelerogrammi considerati per le verifiche allo SLV e allo SLC.

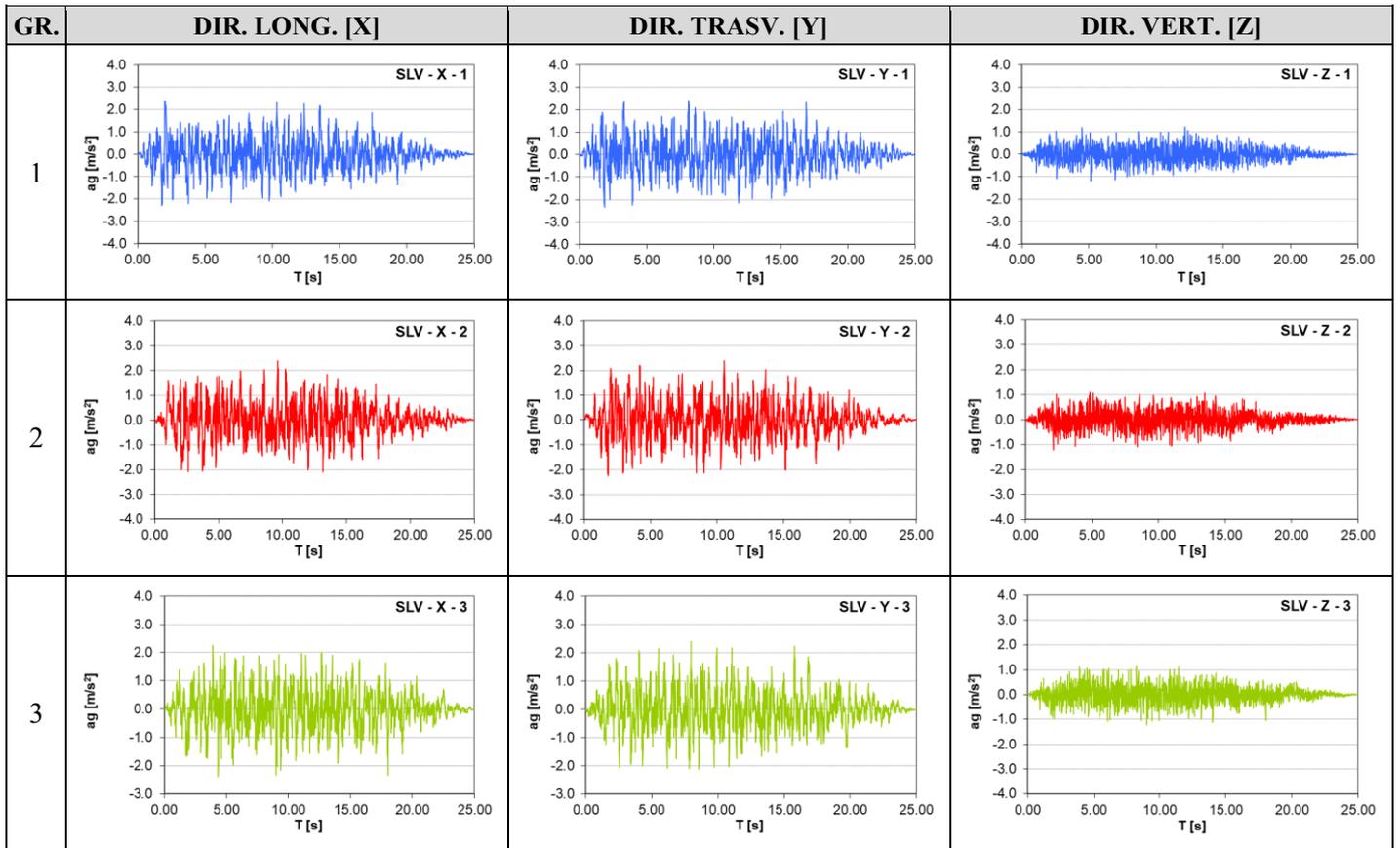


Figura 3.21 – Accelerogrammi considerati allo SLV

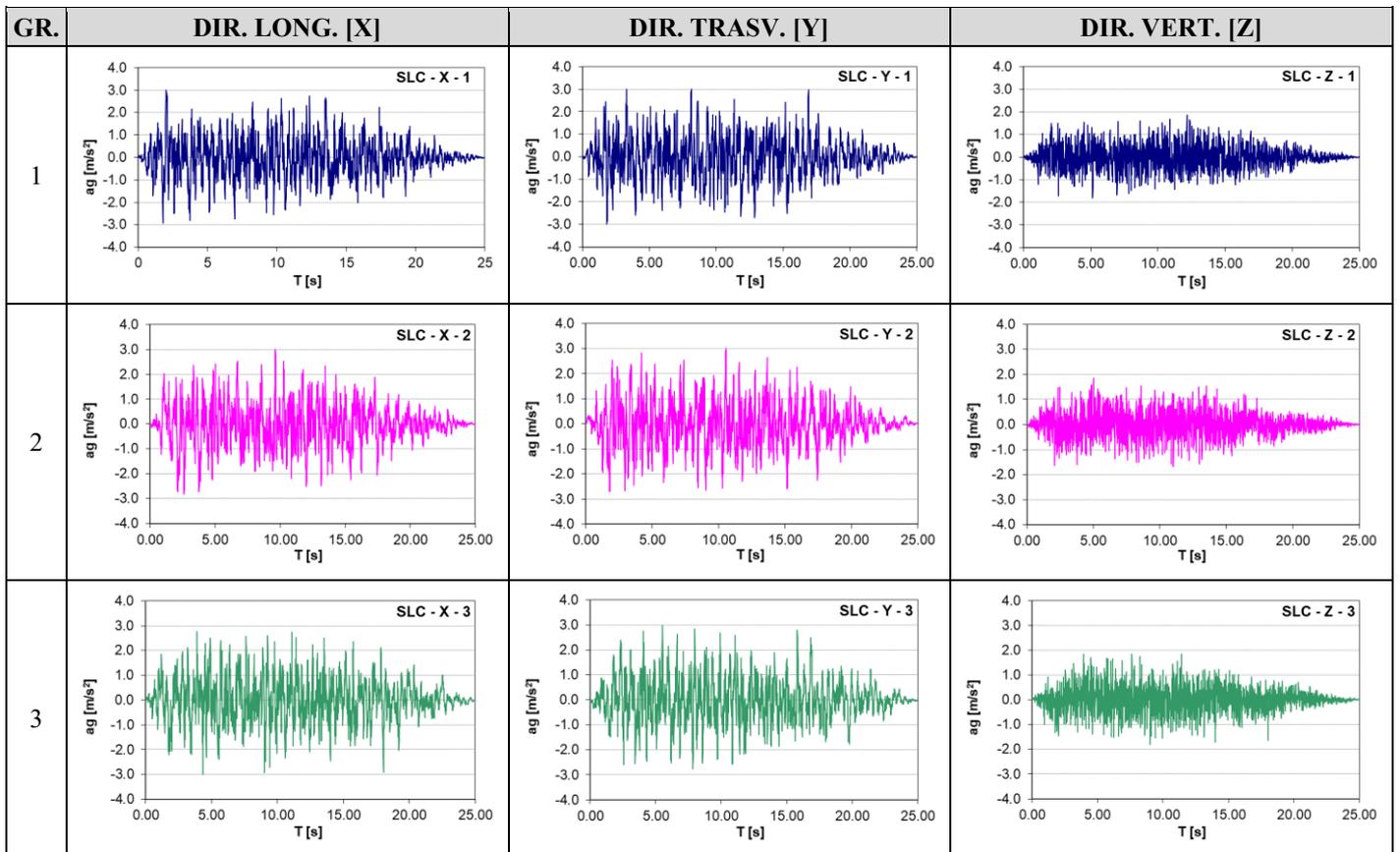


Figura 3.22 – Accelerogrammi considerati allo SLC

3.3.5 Azione del vento

L'azione del vento è stata valutata in accordo ai paragrafi 5.1.3.7 e 3.3 delle NTC 2018 e conformemente a quanto previsto anche nella Sezione 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005.

L'azione del vento sull'impalcato è convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,0 m a partire dal piano stradale.

Nel seguito è riportato il calcolo dell'azione del vento sia sugli impalcati larghi 10.00 m (Tabella 3.9), che sull'impalcato largo 12.75 m (Tabella 3.10), valido in corrispondenza del tratto di viadotto con quota maggiore rispetto al terreno circostante.

PARAMETRI GENERALI		
Velocità base di riferimento s.l.m.m. fondamentale	$v_{b,0}$ =	28 m/s
Velocità base di riferimento s.l.m.m. compatibile	$v_{b,0}^*$ =	23 m/s
Parametro funzione della zona	a_0 =	1000 m
Parametro funzione della zona	k_s =	0,54 -
Altitudine s.l.m.m. del sito	a_s =	160 m
Coefficiente di altitudine	c_a =	1,00 -
Velocità base di riferimento	v_b =	28,00 m/s
Periodo di ritorno di progetto	TR =	50 anni
Coefficiente di ritorno	c_r =	1,00 -
Velocità di riferimento	v_r =	28,02 m/s
Densità dell'aria	r =	1,25 kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_r =	490,7 N/m ²
Classe di rugosità	=	D
Distanza dalla costa	=	<3 km
Categoria esposizione sito	=	III
Parametro funzione della categoria d'esposizione	K_r =	0,20
Parametro funzione della categoria d'esposizione	z_0 =	0,10 m
Parametro funzione della categoria d'esposizione	z_{min} =	5 m
Altezza sul suolo del punto considerato	z =	37,64 m
Coefficiente di topografia	c_t =	1,00 -
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$ =	3,07 -
Coefficiente dinamico	c_d =	1,00 -
COEFFICIENTE DI FORMA		
Altezza trave in c.a.p.	h_t =	2,20
Spessore soletta in c.a.	s_{so} =	0,20
Spessore pavimentazione	s_{pa} =	0,11
Spessore marciapiede in c.a.	s_{ma} =	0

Altezza barriera convenzionale a ponte scarico	$h_{ba} =$	1,50
Larghezza impalcato	$b =$	10,00
Interasse travi	$i =$	3,05 m
Ponte carico / ponte scarico		PC
Altezza/area di riferimento	$A_{ref} =$	6,06 m ²
(controllare che " b / dtot" sia maggiore di 0,35)	$b/d_{tot} =$	1,65 -
Coefficiente di forma	$c_{fx} =$	2,01 -
Pressione orizzontale del vento	$p_v =$	2,42 KN/m ²
FORZA ORIZZONTALE DEL VENTO	$F_{wk} =$	16,24 KN/m
	$F_w^* =$	10,96 KN/m
Distanza fra CT sezione e testa appoggio	$d =$	2,40 m
Eccentricità fra CT sezione e forza orizzontale	$e =$	0,36 m
Momento torcente del vento	$T_w =$	5,77 KNm/m
FORZA VERTICALE DEL VENTO	$Q_{wk} =$	1,72 KN/m
	$Q_w^* =$	1,16 KN/m

Tabella 3.9 – Calcolo dell'azione del vento per gli impalcati larghi 10.00 m

PARAMETRI GENERALI		
Velocità base di riferimento s.l.m.m. fondamentale	$v_{b,0} =$	28 m/s
Velocità base di riferimento s.l.m.m. compatibile	$v_{b,0}^* =$	23 m/s
Parametro funzione della zona	$a_0 =$	1000 m
Parametro funzione della zona	$k_s =$	0,54 -
Altitudine s.l.m.m. del sito	$a_s =$	160 m
Coefficiente di altitudine	$c_a =$	1,00 -
Velocità base di riferimento	$v_b =$	28,00 m/s
Periodo di ritorno di progetto	$TR =$	50 anni
Coefficiente di ritorno	$c_r =$	1,00 -
Velocità di riferimento	$v_r =$	28,02 m/s
Densità dell'aria	$r =$	1,25 kg/m³
Pressione cinetica di riferimento	$q_r =$	490,7 N/m ²
Classe di rugosità	$=$	D
Distanza dalla costa	$=$	<3 km
Categoria esposizione sito	$=$	III
Parametro funzione della categoria d'esposizione	$K_r =$	0,20
Parametro funzione della categoria d'esposizione	$z_0 =$	0,10 m
Parametro funzione della categoria d'esposizione	$z_{min} =$	5 m
Altezza sul suolo del punto considerato	$z =$	37,64 m
Coefficiente di topografia	$c_t =$	1,00 -
Coefficiente di esposizione	$c_e(z) =$	3,07 -
Coefficiente dinamico	$c_d =$	1,00 -
COEFFICIENTE DI FORMA		

Altezza trave in c.a.p.	$h_t =$	2,20
Spessore soletta in c.a.	$s_{so} =$	0,20
Spessore pavimentazione	$s_{pa} =$	0,11
Spessore marciapiede in c.a.	$s_{ma} =$	0
Altezza barriera convenzionale a ponte scarico	$h_{ba} =$	1,50
Larghezza impalcato	$b =$	12,75
Interasse travi	$i =$	3,05 m
Ponte carico / ponte scarico		PC
Altezza/area di riferimento	$A_{ref} =$	6,06 m ²
(controllare che " b / dtot" sia maggiore di 0,35)	$b/d_{tot} =$	2,31 -
Coefficiente di forma	$c_{fx} =$	1,81 -
Pressione orizzontale del vento	$p_v =$	2,72 KN/m ²
FORZA ORIZZONTALE DEL VENTO	$F_{wk} =$	15,00 KN/m
	$F_w^* =$	10,12 KN/m
Distanza fra CT sezione e testa appoggio	$d =$	2,40 m
Eccentricità fra CT sezione e forza orizzontale	$e =$	0,36 m
Momento torcente del vento	$T_w =$	5,32 KNm/m
FORZA VERTICALE DEL VENTO	$Q_{wk} =$	1,75 KN/m
	$Q_w^* =$	1,18 KN/m

Tabella 3.10 – Calcolo dell'azione del vento per gli impalcati larghi 12.75 m

I valori F_w^* sono determinati sostituendo il valore $v_{b,0}^*$ al valore fondamentale della velocità di base $v_{b,0}$ ed è utilizzato come limitazione del valore di combinazione $\psi_0 F_{wk}$ quando vengono considerati simultaneamente le azioni dovute al traffico stradale e quelle dovute al vento.

In Figura 3.23 e Figura 3.24 sono riportati gli schemi d'applicazione dell'azione del vento sugli impalcati.

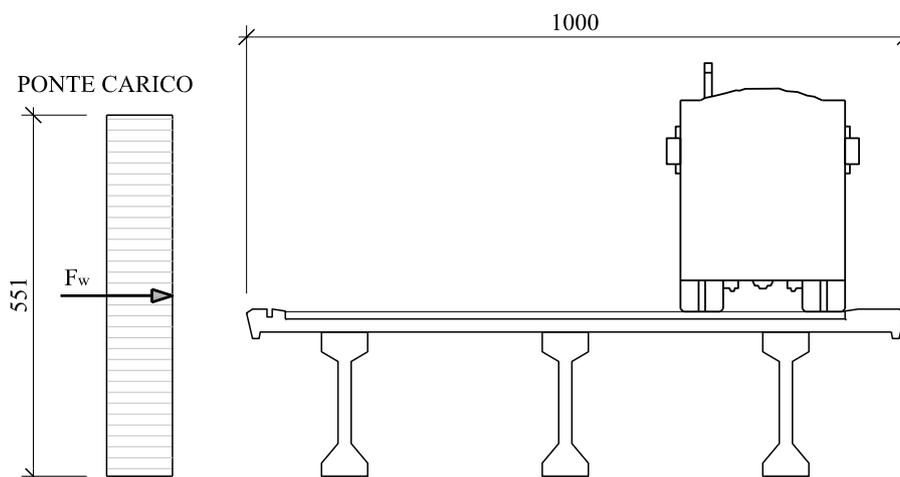


Figura 3.23 – Schema delle forze agenti sugli impalcati larghi 10.00 m dovute all'azione del vento

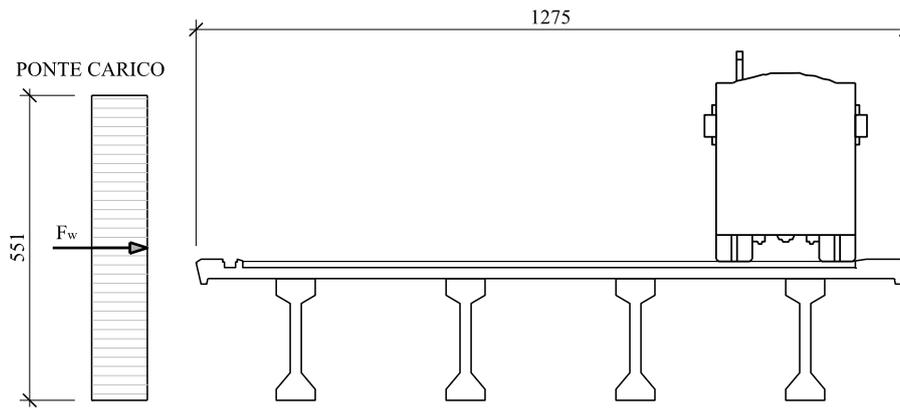


Figura 3.24 – Schema delle forze agenti sugli impalcati larghi 12.75 m dovute all'azione del vento

3.3.6 Variazioni termiche

Per la valutazione delle variazioni termiche uniformi, si prendono in esame le temperature massime e minime dell'aria all'ombra (con periodo di ritorno di 50 anni), definite al par. 3.5.2 delle NTC 2018 in funzione delle zone in cui è stato suddiviso il territorio nazionale (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Zone della temperatura dell'aria esterna

Il ponte in esame si trova ad un'altitudine a_s di 160 m sul l.m.m., per cui i valori di temperatura all'ombra massima e minima valgono:

$$T_{min} = -8 - 6a_s/1000 = -8 - 6 \cdot 160/1000 = -9^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s/1000 = 42 - 2 \cdot 160/1000 = 41,7^\circ\text{C}$$

Nel caso in esame, avendo assunto un periodo di riferimento > 50 anni, pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2,0 = 100 \text{ anni}$$

Viene corretta la temperatura con le seguenti formule:

$$T_{min,R} = T_{min} \left\{ k_3 + k_4 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{V_R} \right) \right] \right\} = 41,9 \left\{ 0,393 - 0,056 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = -10^\circ\text{C}$$

$$T_{max,R} = T_{max} \left\{ k_1 - k_2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{V_R} \right) \right] \right\} = -8,3 \left\{ 0,781 - 0,156 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = 43,3^\circ\text{C}$$

Le temperature uniformi negli elementi strutturali del ponte $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ sono calcolate a partire dai valori $T_{min,R}$ e $T_{max,R}$ usando le indicazioni contenute nel grafico di figura 6.1 della UNI EN 1991-1-5, facendo riferimento alle curve relative alla tipologia di impalcato in calcestruzzo.

Le funzioni che definiscono le componenti di temperatura uniforme degli elementi del ponte sono:

$$T_{e,min} = T_{min,R} - 3 = -10 - 3 = -13^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = T_{max,R} + 2 = 43,3 + 2 = 45,3^{\circ}C$$

La temperatura "iniziale" (di costruzione e montaggio) è assunta, secondo il punto 3.5.4 delle NTC 2018, pari a: $T_0 = + 15^{\circ}C$

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima contrazione/espansione si possono esprimere con la seguente formulazione, secondo il punto 5.1.4.5 della Circ. 2019:

$$\Delta T_{con,k} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-13) = 28^{\circ}C \quad \text{massimo intervallo di contrazione}$$

$$\Delta T_{exp,k} = T_{e,max} - T_0 = 45,3 - 15 = 30,3^{\circ}C \quad \text{massimo intervallo di espansione}$$

Per la verifica di spostamento degli isolatori in fase sismica si ricorre ai suddetti valori caratteristici dei massimi intervalli di contrazione ed espansione, mentre per la verifica in fase non sismica i valori di progetto sono pari a:

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con,k} + \Delta T_0 = 28 + 20 = 48^{\circ}C \quad \text{massimo intervallo di contrazione}$$

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp,k} + \Delta T_0 = 30,3 + 20 = 50,3^{\circ}C \quad \text{massimo intervallo di espansione}$$

dove ΔT_0 è pari a $20^{\circ}C$ per strutture di c.a.p. senza alcuna prerogazione per effetti termici a fine costruzione.

3.4 Combinazioni di carico

Avvalendosi di quanto concesso dalla vigente normativa, si è optato per privilegiare le verifiche ai soli stati limite ultimi, ponendosi l'obiettivo di verificare la capacità della struttura di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, o mettere fuori servizio l'opera.

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 delle NTC 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. fondamentale}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. sismica}$$

dove:

- G_1 : pesi propri elementi strutturali;

- G_2 : carichi permanenti portati;
- P: azioni di precompressione;
- Q_k : azioni variabili;
- E: azione del sisma.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, viene presa in considerazione il solo Gruppo di Azioni 1 riportato Tabella 3.11, in quanto ritenuto più gravoso.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 3.11 – Gruppi di carico da traffico

I coefficienti parziali delle azioni γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati in Tabella 3.12 e Tabella 3.13.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{e1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tabella 3.12 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

Tabella 3.13 – Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per le verifiche allo SLU sono considerati come azioni variabili solo i carichi da traffico e il vento, pertanto si ottengono 2 combinazioni:

- COMB 1: predominante traffico (Q_1)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_1 + 1,50 \cdot \min(F_w^*, 0,6F_{wk})$$

- COMB 2: predominante vento (F_w)

$$1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2 + 1,35 \cdot 0,75 \cdot Q_1 + 1,50 \cdot F_{wk}$$

3.5 Modelli di calcolo allo stato di fatto

Le analisi statiche e sismiche sono state condotte su 3 modelli distinti agli elementi finiti realizzati mediante l'impiego di elementi "frame" ed analizzati attraverso il codice di calcolo SAP2000. In particolare, i primi due modelli, utilizzati per le analisi di vulnerabilità sismica, hanno l'obiettivo di rappresentare la geometria delle due porzioni di viadotto rappresentate dalla via di corsa destra e sinistra. Il terzo modello invece, utilizzato per la verifica dell'impalcato nei confronti dei carichi verticali, descrive il comportamento della singola campata in c.a.. Un ulteriore modello è stato predisposto per la verifica della soletta.

Le spalle sono escluse dal modello e gli impalcati sono stati considerati semplicemente appoggiati sui dispositivi di appoggio.

In Figura 3.26 e in Figura 3.27 è mostrato il modello completo adottato per le verifiche sismiche della via di corsa destra, sia in vista "ad aste" che in vista estrusa.

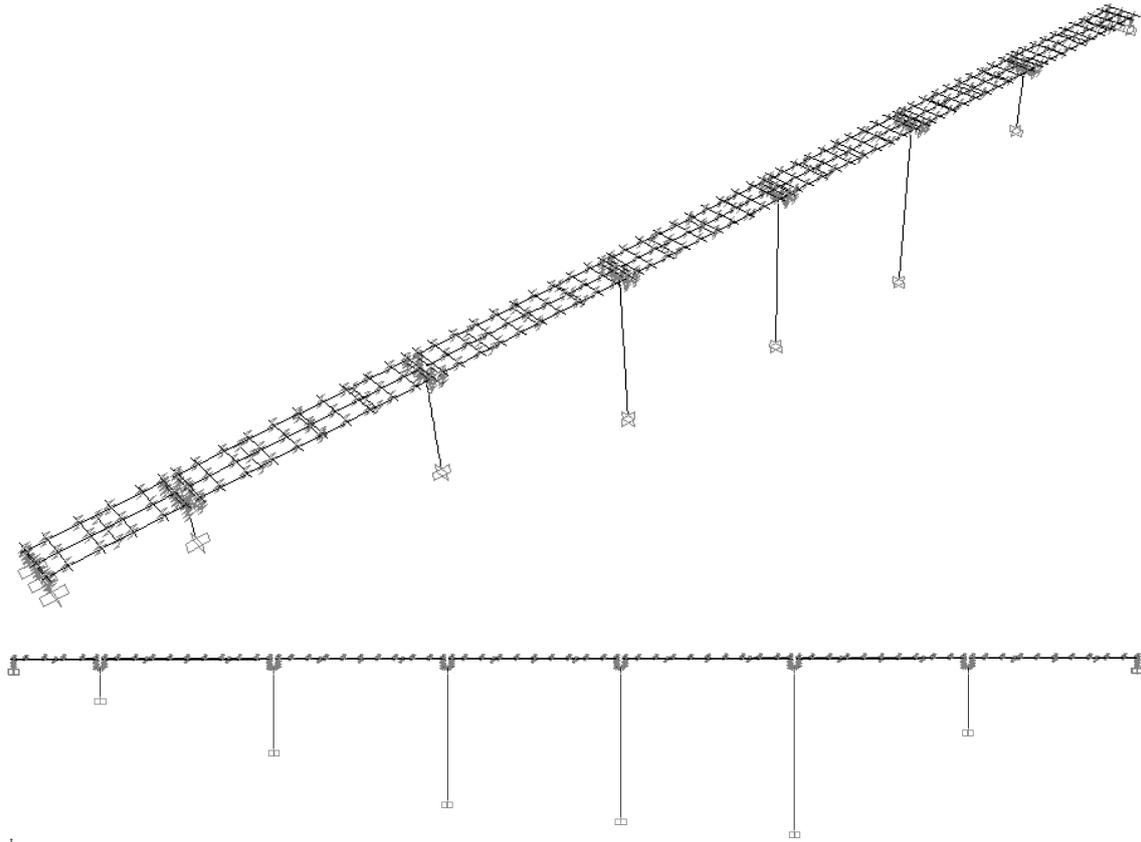


Figura 3.26 – Modello ad aste della via di corsa destra – vista 3D (sopra) e prospettiva (sotto)

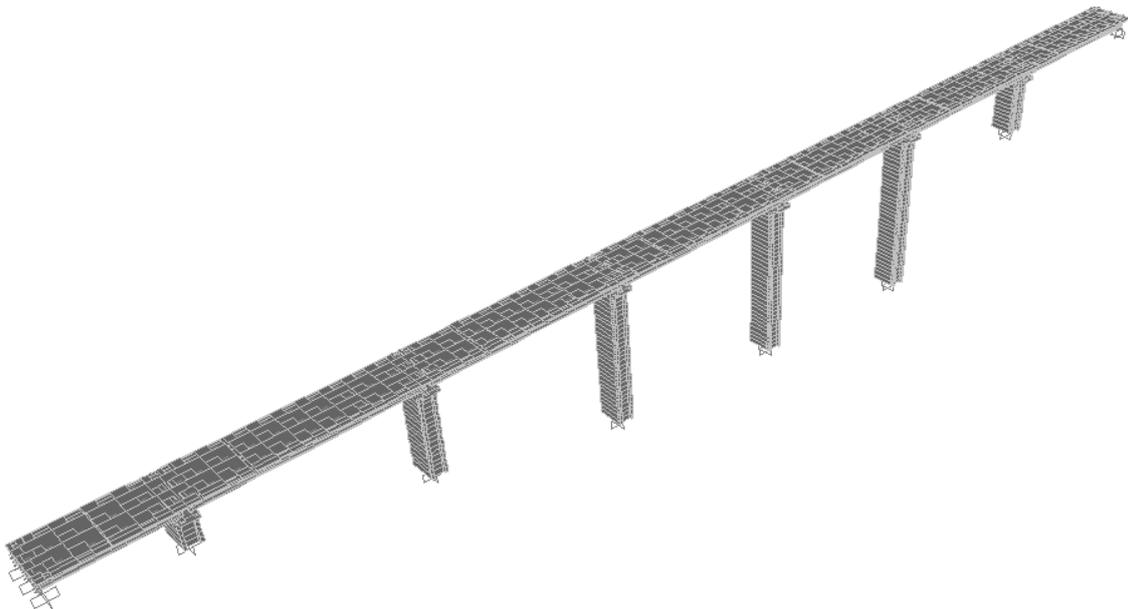


Figura 3.27 – Modello in vista estrusa 3D della via di corsa destra

In Figura 3.28 e in Figura 3.29 è mostrato il modello completo adottato per le verifiche sismiche della via di corsa sinistra, sia in vista “ad aste” che in vista estrusa.

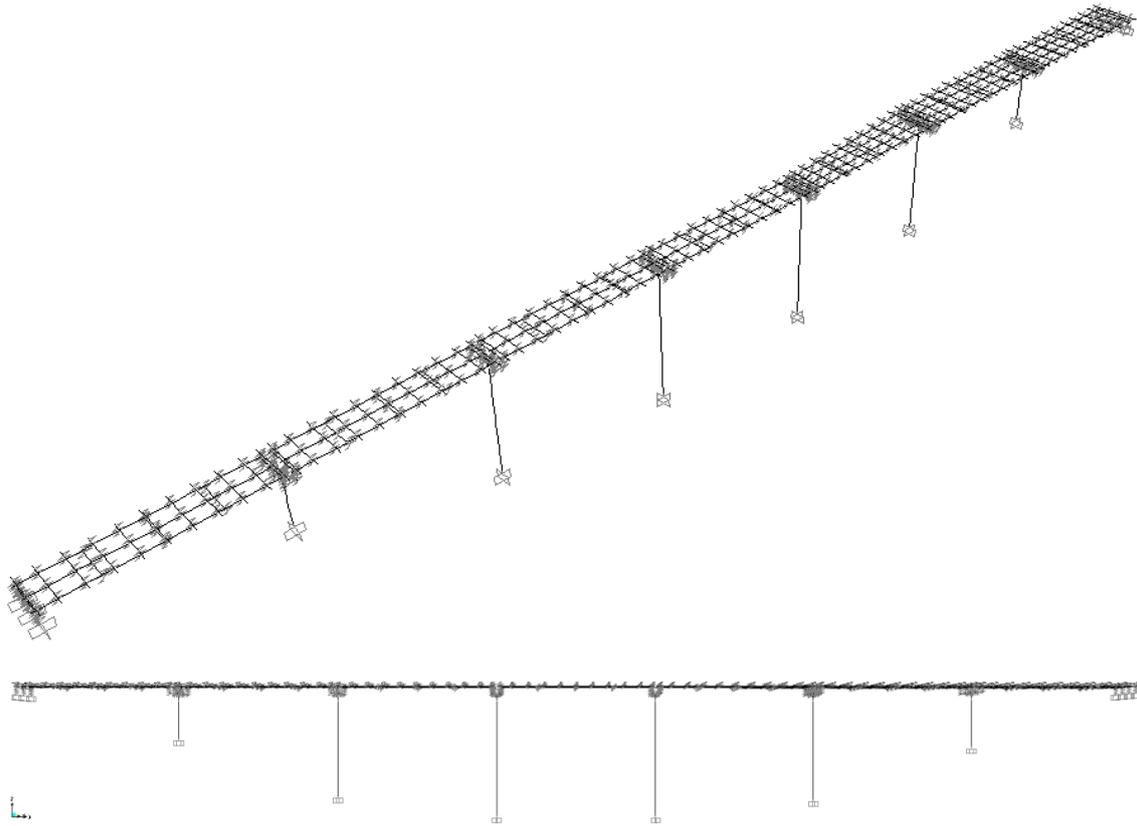


Figura 3.28 – Modello ad aste della via di corsa sinistra – vista 3D (sopra) e prospetto (sotto)

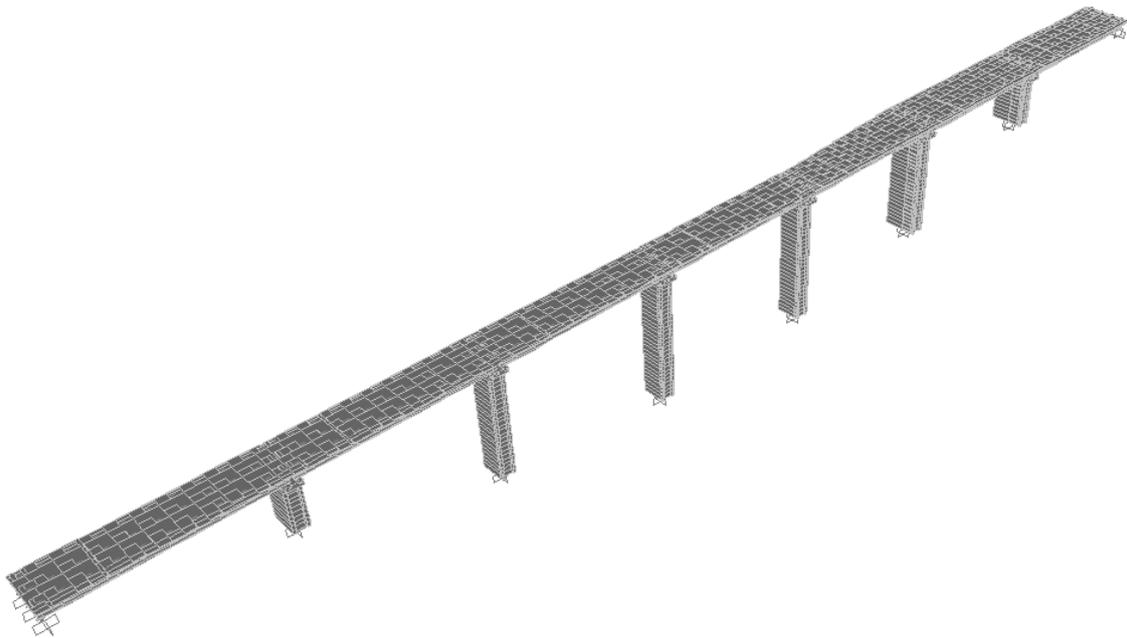


Figura 3.29 – Modello in vista estrusa 3D della via di corsa sinistra

3.5.1 Modellazione dell'impalcato

Sono stati definiti tre modelli differenti per l'impalcato due aventi la stessa sezione trasversale ma una diversa lunghezza, un impalcato "tipo" di luce 38.00 m, un impalcato di luce 19.00 m e il terzo avente luce di 38.00 m ma una diversa sezione trasversale. Le travi sono inserite tutte alla stessa quota verticale, coincidente con l'origine dell'asse Z e le aste che le schematizzano sono posizionate in corrispondenza degli assi baricentrici. Tutte le travi hanno la stessa sezione trasversale, data dall'insieme della sezione della trave precompressa più quella di 1/3 della larghezza totale della soletta. La larghezza efficace della soletta per ciascuna trave, infatti, calcolata secondo la formula di cui al par. 5.3.2.1 della UNI EN 1992-1-1, risulta superiore alla larghezza nominale.

Ortogonalmente alle travi principali, sono inseriti i traversi modellati con aste aventi sezione trasversale pari a quella reale degli elementi e posizionate in linea con l'asse baricentrico degli stessi. Le nervature longitudinali sono state anche collegate tra loro da elementi trasversali di soletta, privi di peso ma dotati di area e della reale rigidezza flessionale. Per collegare verticalmente gli elementi asta usati per schematizzare i vari elementi strutturali posti a quote differenti, sono stati utilizzati degli elementi di collegamento infinitamente rigidi.

In Figura 3.30, Figura 3.31 e Figura 3.32 è mostrata la modellazione degli impalcati.

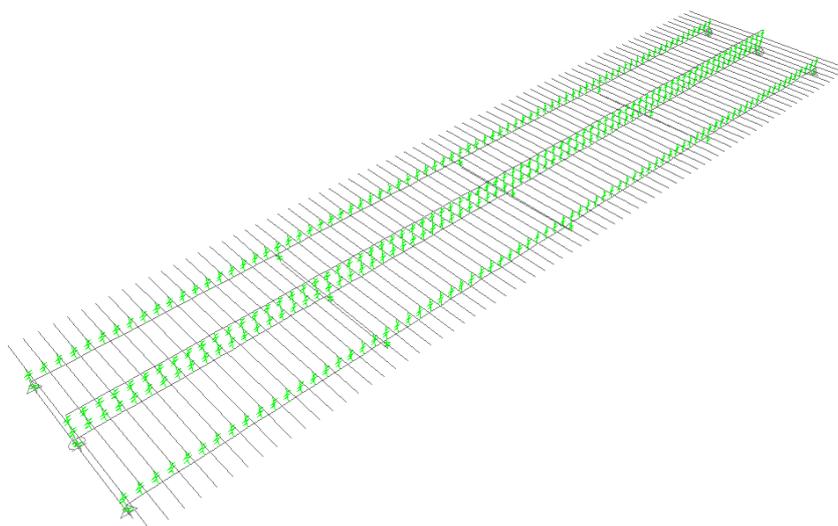


Figura 3.30 – Particolare della modellazione dell'impalcato di luce 38.00 m

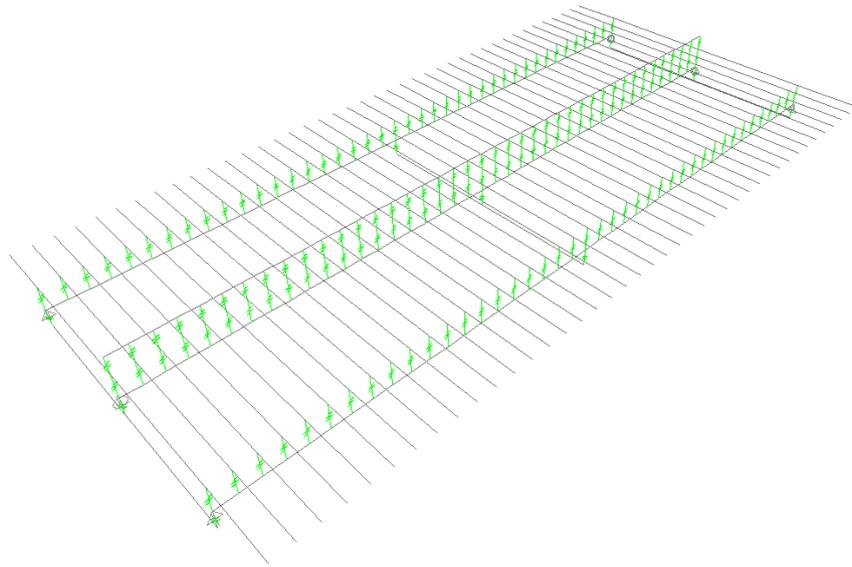


Figura 3.31 – Particolare della modellazione dell'impalcato di luce 19.00 m

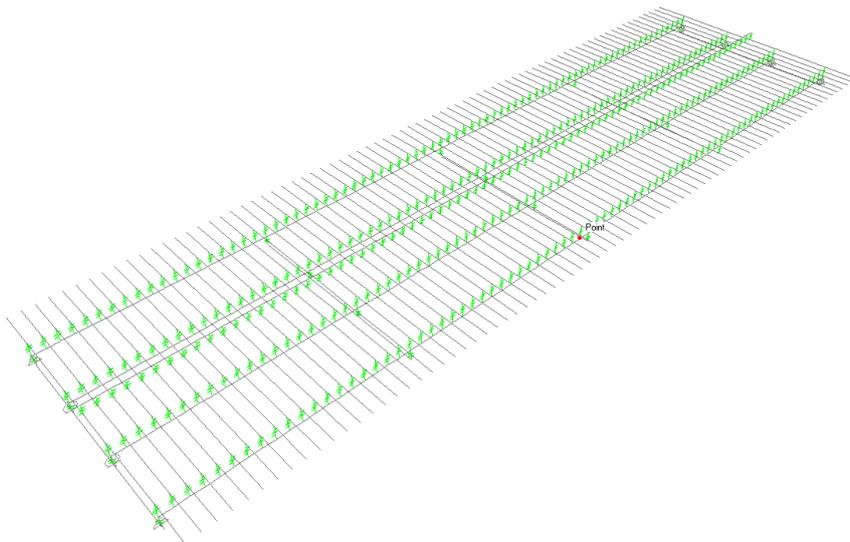


Figura 3.32 – Particolare della modellazione dell'impalcato di luce 38.00 m largo

3.5.2 Modellazione delle pile

I fusti delle pile sono stati incastrati alla base all'attacco con i plinti e la loro sezione, costante in altezza, è stata disegnata con il section designer.

In Figura 3.33 è mostrato un particolare della testa delle pile, in cui sono stati inseriti elementi rigidi per collegare i pulvini alle travi dell'impalcato.

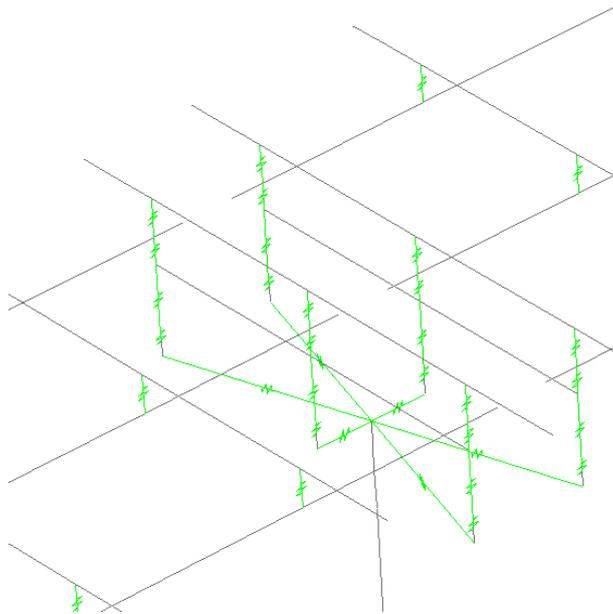


Figura 3.33 – Particolare della modellazione della testa delle pile

3.5.3 Modellazione degli appoggi

Tutti gli appoggi in neoprene armato sono stati modellati con elementi di tipo “LINEAR LINK” a due nodi, cui sono stati attribuiti un vincolo fisso verticale e una rigidità pari a 8000 kN/m nel piano orizzontale.

3.5.4 Modellazione della soletta

Per la verifica della soletta è stato predisposto un ulteriore modello agli elementi finiti composti da un graticcio di elementi frame disposti in quota col baricentro della soletta. Le aste trasversali di questi graticci hanno larghezza costante di 0.4 m (per facilitare l’applicazione dei carichi da traffico) e altezza pari allo spessore della soletta, mentre quelle longitudinali hanno larghezze pari a variabile e altezza pari allo spessore della soletta. Queste ultime vengono inserite per garantire un effetto piastra bi-direzionale, pertanto vengono dotate della reale rigidità assiale e flessionale, ma non del peso, che altrimenti verrebbe conteggiato due volte.

Sono stati effettuati due modelli distinti per la soletta delle campate con 3 travi avente larghezza di 10,00 m (tipo 1) e per quella delle campate con 4 travi (campate 6 e 7 via sinistra) avente larghezza di 12,75 m (tipo 2).

La presenza delle 3 travi longitudinali (4 nel modello con la soletta dell’ampliamento) che sostengono la soletta viene simulata mediante l’inserimento di appoggi diffusi inseriti in prossimità dell’asse di ogni trave.

In Figura 3.34 e in Figura 3.35 è mostrata più in dettaglio la modellazione delle solette.

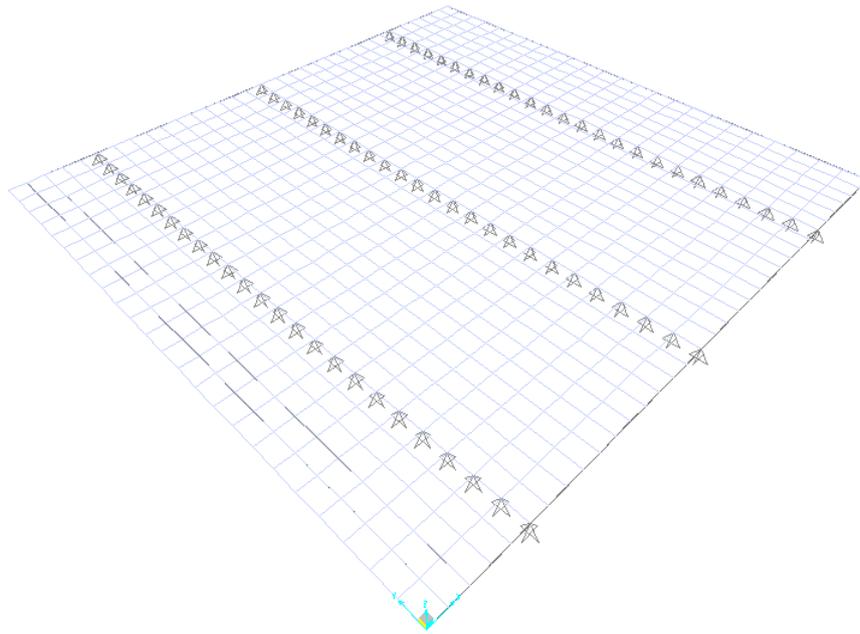


Figura 3.34 – Particolare della modellazione della soletta tipo 1

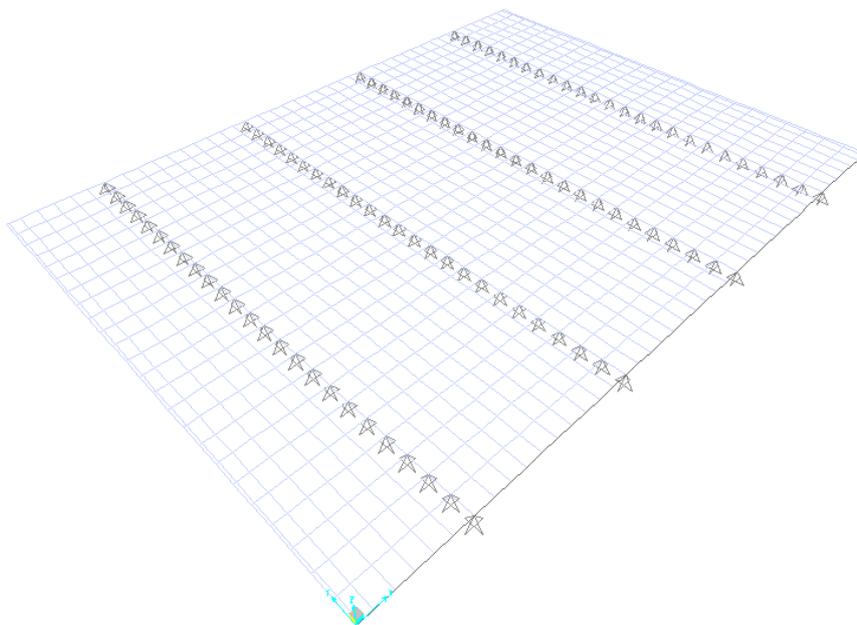


Figura 3.35 – Particolare della modellazione della soletta tipo 2

3.6 Analisi statica

In questo paragrafo sono eseguite le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ricercando le criticità proprie degli elementi strutturali costituenti l'impalcato (travi e solette) e dei pulvini delle pile. Le sollecitazioni massime negli elementi delle sottostrutture (fondazioni, pile, spalle) non sono derivate dalle combinazioni statiche ma da quelle sismiche.

3.6.1 Verifiche delle travi longitudinali

Per la verifica a flessione semplice si è fatto riferimento alla formulazione proposta al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018, basata sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane,
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- deformazione limite nel calcestruzzo pari al 3,5 ‰,
- deformazione limite nell'acciaio ordinario illimitata per il ramo plastico,
- deformazione limite nell'acciaio da precompressione limitata per il ramo plastico.

Per quanto attiene la legge $\sigma - \varepsilon$ del calcestruzzo si è utilizzato un modello di tipo rettangolo (stress block), mentre per l'acciaio ordinario e da precompressione un comportamento elastico-perfettamente plastico. Le verifiche richiedono il rispetto della condizione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

dove M_{Ed} è il valore di calcolo del momento flettente e M_{Rd} la resistenza a flessione.

Il momento sollecitante M_{ed} utilizzato per le verifiche a flessione delle varie sezioni è stato ottenuto traslando di a_1 il diagramma del momento per tenere conto dell'inclinazione delle fessure causate dal taglio lungo lo sviluppo della trave. a_1 è stato calcolato seguendo le indicazioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018 nel quale tale parametro viene calcolato come:

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta)/2 = (0,9 \cdot 2,19 \cdot 2,5)/2 = 2,46 \text{ m} \rightarrow a_1 = 2,50 \text{ m}$$

Per la verifica è stato utilizzato il software VCA SLU del Prof. Gelfi.

La verifica della sicurezza a taglio richiede il rispetto della disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente e V_{Rd} la resistenza a taglio. Per il calcolo della sollecitazione tagliante si tiene conto dell'effetto dei cavi di precompressione, come previsto dalle NTC18 al paragrafo 4.1.2.3.5.3:

$$V_{Ed} = V_d + V_{pd}$$

dove V_d è il valore di progetto del taglio dovuto ai carichi esterni e V_{pd} è il valore di progetto della componente di taglio dovuta alla precompressione che, data la forma del tracciato dei cavi con concavità rivolta verso l'alto, risulta di segno negativo e quindi riduce il taglio sollecitante. Il valore V_{pd} di ogni singolo cavo è dato dalla:

$$V_{pd} = A_s \cdot \sigma_p \cdot \sin \alpha$$

dove A_s è l'area del cavo da precompressione, σ_p è la tensione in esercizio sui cavi e α è l'angolo di inclinazione del cavo rispetto l'orizzontale nella sezione considerata.

Le resistenze di progetto a taglio-trazione e a taglio-compressione si calcolano con le seguenti espressioni:

$$V_{Rsd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9db_w \alpha_c \nu f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

dove d è l'altezza utile della sezione espressa in millimetri, b_w è la larghezza minima della sezione espressa sempre in millimetri, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale, s è il passo delle staffe, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, assunto pari a 90° , νf_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo ridotta con $\nu = 0.5$, e α_c è un coefficiente maggiorativo che tiene conto della compressione (nel caso in questione essendo la trave solamente inflessa $\alpha_c = 1$).

Per la resistenza di progetto a taglio si assume la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le sezioni di verifica a taglio e flessione sono riportate in Figura 3.36 e in Figura 3.37.

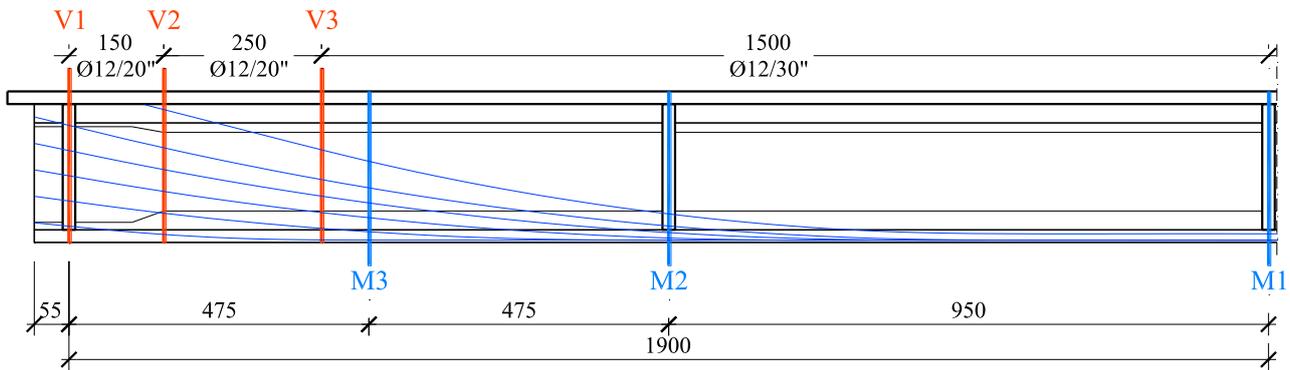


Figura 3.36 – Sezioni di verifica per lo SLU di taglio e di flessione negli impalcati di luce 38.00 m

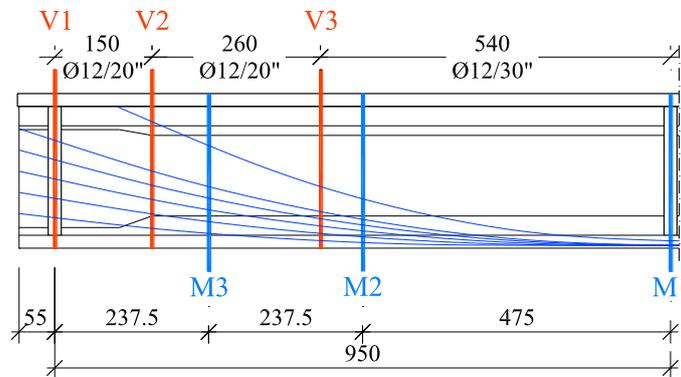


Figura 3.37 – Sezioni di verifica per lo SLU di taglio e di flessione negli impalcati di luce 19.00 m

Per massimizzare gli effetti dei carichi da traffico negli impalcati da 38.00 m sulla trave di riva (denominata T1), vengono posizionate 2 corsie di carico in posizione eccentrica rispetto alla mezzeria e viene caricata un'area rimanente di circa 1.48 m (Figura 3.38): la corsia più esterna, denominata Corsia 1, posizionata a filo del cordolo laterale, la Corsia 2 in adiacenza alla prima verso il centro dell'impalcato e la Zona rimanente in adiacenza alla Corsia 2.

Sull'impalcato da 19.00 m si segue lo stesso schema ma la zona rimanente è stata caricata per un tratto di circa 0.78m (Figura 3.39), mentre per gli impalcati da 38.00 m larghi la trave da massimizzare è denominata T4 e la zona rimanente caricata consiste in un tratto di circa 2.81 m (Figura 3.40).

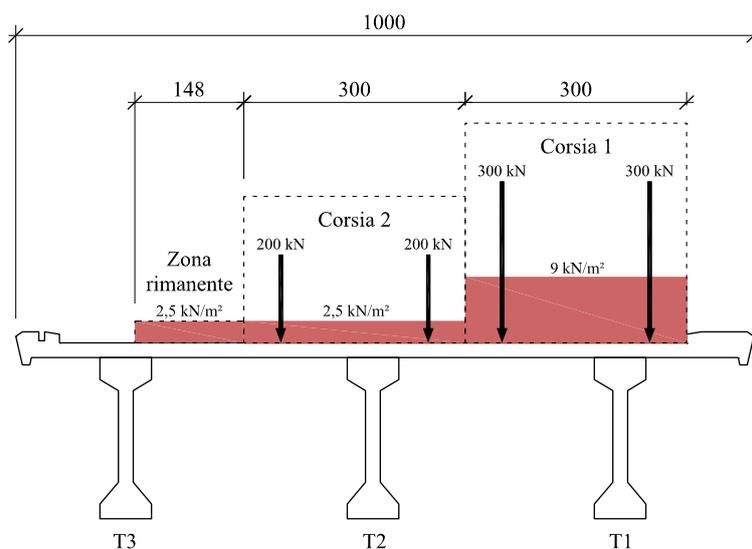


Figura 3.38 – Disposizione trasversale degli schemi di carico per gli impalcati da 38.00 m

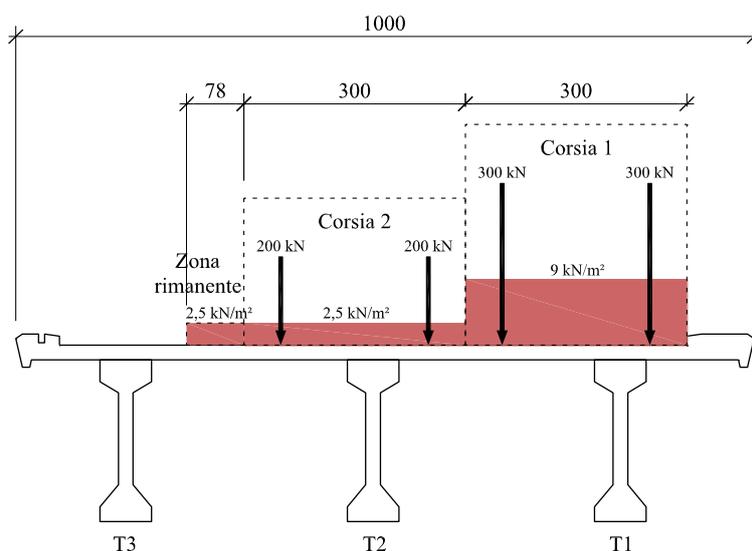


Figura 3.39 – Disposizione trasversale degli schemi di carico per gli impalcati da 19.00 m

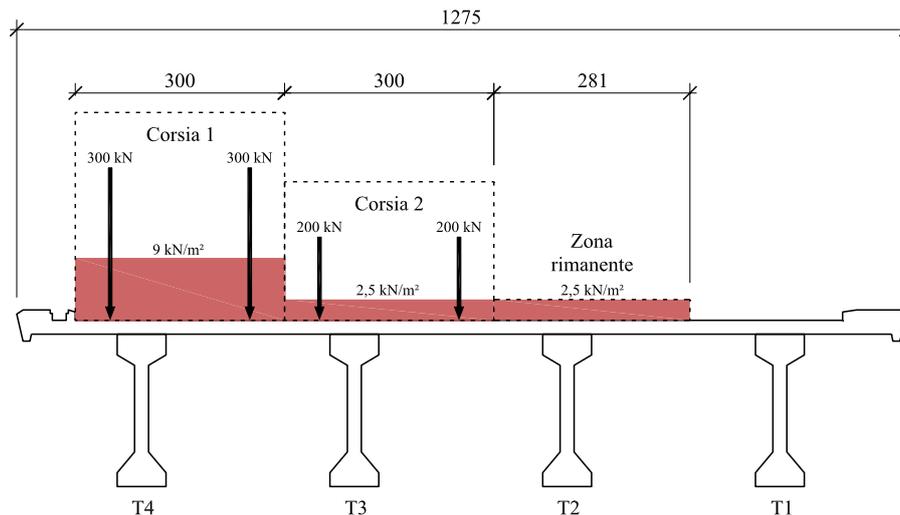


Figura 3.40 – Disposizione trasversale degli schemi di carico per gli impalcati da 38.00 m larghi

Si assume la direzione del vento orizzontale più sfavorevole, tale da produrre un'azione verticale sulla trave T1 (T4 negli impalcati di 38.00 m larghi) che si somma a quella dei carichi mobili.

Impalcato di luce 38.00 m

In Tabella 3.14 e in Tabella 3.15 si riportano i valori nominali delle sollecitazioni ottenuti per i diversi contributi di carico nelle sezioni di riferimento per le verifiche con la combinazione 1 (carichi mobili prevalenti).

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
			T1		
	γ carichi	Ψ_{0J}	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Pesi propri (G1)	1.35	-	7050	6072	4334
Permanenti portati (G2)	1.35	-	1929	1679	1204
Traffico	1.35	1	8059	7016	5181
Vento (Q_w)	1.5	0.6	205	175	126
Totale SLU			23187	20093	14584

Tabella 3.14 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a flessione allo SLU

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
			T1		
	γ carichi	Ψ_{0J}	V1 [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
Pesi propri (G1)	1.35	-	731	676	584
Permanenti portati (G2)	1.35	-	207	189	159
Traffico	1.35	1	969	900	799
Vento (Q_w)	1.5	0.6	39	38	34
Totale SLU			2609	2417	2113

Tabella 3.15 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a taglio allo SLU

In Tabella 3.16 viene riportata una sintesi delle verifiche a flessione effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	M_{Ed}	M_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kNm	kNm	>1 OK
T1	M1	23187	33173	1.43
	M2	20093	28615	1.42
	M3	14584	20111	1.38

Tabella 3.16 – Tabella riassuntiva delle verifiche a flessione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Di seguito viene riportata la verifica dettagliata a flessione della sezione M3 a 4.75 m dalla sezione di appoggio della trave T1, la quale è risultata la sezione caratterizzata dal minor fattore di sicurezza FS = 1.38.

TITOLO: T1 - M3

N° Vertici: 16 **Zoom** **N° barre:** 0 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-166.5	0
2	-166.5	-20
3	-35	-20
4	-35	-50
5	-10	-65
6	-10	-190

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 **kN**
M_{xEd}: 14584 **kNm**
M_{yEd}: 0 **kNm**

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali: FeB44k C40/50

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 23.52 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd}: 20'111 kNm
 σ_c -23.52 N/mm²
 σ_s 3.5 ‰
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_{s1} ‰
 ϵ_{s2} ‰
 d 235 cm
 x 19.99 x/d 0.08508
 δ 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

Armadura Precompressione: N° cavi 7 **Zoom**

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	15.1935	0	-235	0
2	15.1935	0	-221.8	0
3	15.1935	0	-199.54	0
4	15.1935	0	-176.01	0
5	15.1935	0	-152.13	0
6	15.1935	0	-109.98	0

Tipo cavo: Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1'232 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6.16 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

σ_{sp} 1'232 N/mm²
 ϵ_{sp} 37.64 ‰ compressa pref.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

In Tabella 3.17 viene riportata una sintesi delle verifiche a taglio effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	V_d	V_{pd}	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kN	kN	kN	kN	>1 OK
T1	V1	2609	-699	1910	2239	1.17
	V2	2417	-883	1534	1913	1.25
	V3	2113	-915	1198	1493	1.25

Tabella 3.17 – Tabella riassuntiva delle verifiche a taglio

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Impalcato di luce 19.00

In Tabella 3.18 e in Tabella 3.19 si riportano i valori nominali delle sollecitazioni ottenuti per i diversi contributi di carico nelle sezioni di riferimento per le verifiche con la combinazione 1 (carichi mobili prevalenti).

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
	T1				
	γ carichi	Ψ_{0j}	M1	M2	M3
[kNm]			[kNm]	[kNm]	
Pesi propri (G1)	1.35	-	1758	1641	1316
Permanenti portati (G2)	1.35	-	493	473	388
Traffico	1.35	1	3350	3149	2566
Vento (Q_w)	1.5	0.6	87	72	53
Totale SLU			7640	7171	5812

Tabella 3.18 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a flessione allo SLU

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
	T1				
	γ carichi	Ψ_{0j}	V1	V2	V3
[kN]			[kN]	[kN]	
Pesi propri (G1)	1.35	-	360	304	209
Permanenti portati (G2)	1.35	-	106	89	61
Traffico	1.35	1	739	659	533
Vento (Q_w)	1.5	0.6	17	16	13
Totale SLU			1641	1435	1095

Tabella 3.19 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a taglio allo SLU

In Tabella 3.20 viene riportata una sintesi delle verifiche a taglio effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	M_{Ed}	M_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kNm	kNm	>1 OK
T1	M1	7640	8694	1.14
	M2	7171	7689	1.07
	M3	5812	6293	1.08

Tabella 3.20 – Tabella riassuntiva delle verifiche a flessione

Di seguito viene riportata la verifica dettagliata a flessione della sezione M2 a 4,75 m dalla sezione di appoggio della trave T1, la quale è risultata la sezione caratterizzata dal minor fattore di sicurezza $FS = 1.07$.

Titolo: T1 - M2

N° Vertici: 16 **Zoom** **N° barre:** 10 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-166,5	0
2	-166,5	-20
3	-35	-20
4	-35	-50
5	-10	-65
6	-10	-190

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,14	0	-3,5
2	3,14	0	-23,5
3	1,57	0	-48,6
4	1,57	0	-62
5	1,57	0	-94
6	1,57	0	-126

Materiali

FeB44k **C40/50**

ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 23,52
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,87 % $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xR_d 7.689 kN m
 σ_c -23,52 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 2,144 %
 ϵ_s 67,5 %
 d 236,5 cm
 x 7,281 x/d 0,03079
 δ 0,7

Amatura Precompressione

N° cavi: 6 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{su} [MPa]
1	4,6158	0	-230,7	0
2	4,6158	0	-221,9	0
3	4,6158	0	-212,6	0
4	4,6158	0	-203,46	0
5	4,6158	0	-194,69	0
6	4,6158	0	-162,9	0

Tipo cavo: Trefolo
 ϵ_{su} 67,5 %
 f_{yd} 1.232 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6,16 %
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

In Tabella 3.21 viene riportata una sintesi delle verifiche a taglio effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	V_d	V_{pd}	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kN	kN	kN	kN	>1 OK
T1	V1	1641	-270	1371	2239	1.63
	V2	1435	-360	1075	1913	1.78
	V3	1095	-247	848	1493	1.76

Tabella 3.21 – Tabella riassuntiva delle verifiche a taglio

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Impalcato di luce 38.00 m largo

In Tabella 3.22 e Tabella 3.23 in si riportano i valori nominali delle sollecitazioni ottenuti per i diversi contributi di carico nelle sezioni di riferimento per le verifiche con la combinazione 1 (carichi mobili prevalenti).

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
	T4				
	γ carichi	Ψ_{0j}	M1	M2	M3
[kNm]			[kNm]	[kNm]	
Pesi propri (G1)	1.35	-	6931	5967	4258
Permanenti portati (G2)	1.35	-	1652	1451	1044
Traffico	1.35	1	7617	6654	4932
Vento (Q_w)	1.5	0.6	140	116	82
Totale SLU			21995	19103	13889

Tabella 3.22 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a flessione allo SLU

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	PRED. TRAFFICO				
	T4				
	Y carichi	Ψ_{0j}	V1	V2	V3
[kN]			[kN]	[kN]	
Pesi propri (G1)	1.35	-	718	664	574
Permanenti portati (G2)	1.35	-	183	166	137
Traffico	1.35	1	954	881	773
Vento (Q_w)	1.5	0.6	24	24	23
Totale SLU			2526	2330	2024

Tabella 3.23 – Tabella riassuntiva delle sollecitazioni a taglio allo SLU

In Tabella 3.24 viene riportata una sintesi delle verifiche a flessione effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	M_{Ed}	M_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kNm	kNm	>1 OK
T4	M1	21995	33101	1.50
	M2	19103	28543	1.49
	M3	13889	20035	1.44

Tabella 3.24 – Tabella riassuntiva delle verifiche a flessione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Di seguito viene riportata la verifica dettagliata a flessione della sezione M3 a 4,75 m dalla sezione di appoggio della trave T4, la quale è risultata la sezione caratterizzata dal minor fattore di sicurezza FS = 1.44.

Titolo: T4 - M3

N° Vertici: 16 Zoom N° barre: 0 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-159,375	0
2	-159,375	-20
3	-35	-20
4	-35	-50
5	-10	-65
6	-10	-190

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 13889 kNm M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali: FeB44k C40/50

ϵ_{su} 67,5% ϵ_{c2} 2% σ_c -23,52 N/mm² σ_s N/mm² ϵ_c 3,5% ϵ_s % ϵ_{syd} 1,87% $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 20.035 kNm σ_c -23,52 N/mm² σ_s N/mm² ϵ_c 3,5% ϵ_s % ϵ_{syd} 1,87% $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6 τ_{c1} 1,829

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Armatura Precompressione: N° cavi 7

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	15,1935	0	-235	0
2	15,1935	0	-221,8	0
3	15,1935	0	-199,54	0
4	15,1935	0	-176,01	0
5	15,1935	0	-152,13	0
6	15,1935	0	-109,98	0

Tipo cavo: Trefolo

ϵ_{su} 67,5% f_{yd} 1.232 N/mm² E_s/E_c 6 ϵ_{syd} 6,16% $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

N° rett. 100 σ_{sp} 1.232 N/mm² ϵ_{sp} 35,89% compressa predef.

Calcola MRd Dominio M-N L₀ 0 cm Col. modello

Precompressione

In Tabella 3.25 viene riportata una sintesi delle verifiche a taglio effettuate nelle sezioni precedentemente definite.

TRAVE	SEZIONE	V_d	V_{pd}	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
TIPO	VERIFICA	kN	kN	kN	kN	>1 OK
T4	V1	2526	-699	1827	2239	1.23
	V2	2330	-883	1447	1913	1.32
	V3	2024	-915	1109	1493	1.35

Tabella 3.25 – Tabella riassuntiva delle verifiche a taglio

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.6.2 Verifiche della soletta

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche condotte sulle solette in c.a.

Le verifiche a flessione sono state eseguite per entrambi i modelli con riferimento ad una striscia di soletta trasversale larga 1.00 m considerando le azioni da traffico concentrate, oltre che a quelle distribuite. Le sollecitazioni agenti su questa striscia di soletta si ottengono mediando quelle ottenute su 5 strisce adiacenti al fine di tenere in conto una diffusione delle sollecitazioni dovuta all'effetto piastra in direzione longitudinale.

Per entrambi i modelli è stato preso in considerazione un gruppo di strisce trasversali posto tra due traversi dell'impalcato.

A titolo di esempio, vengono riportate nelle figure che seguono le sollecitazioni su 5 strisce di soletta dovute ai carichi da traffico nello schema di carico C1 (definito nel seguito) secondo le NTC18 (Figura 3.41 e Figura 3.42).

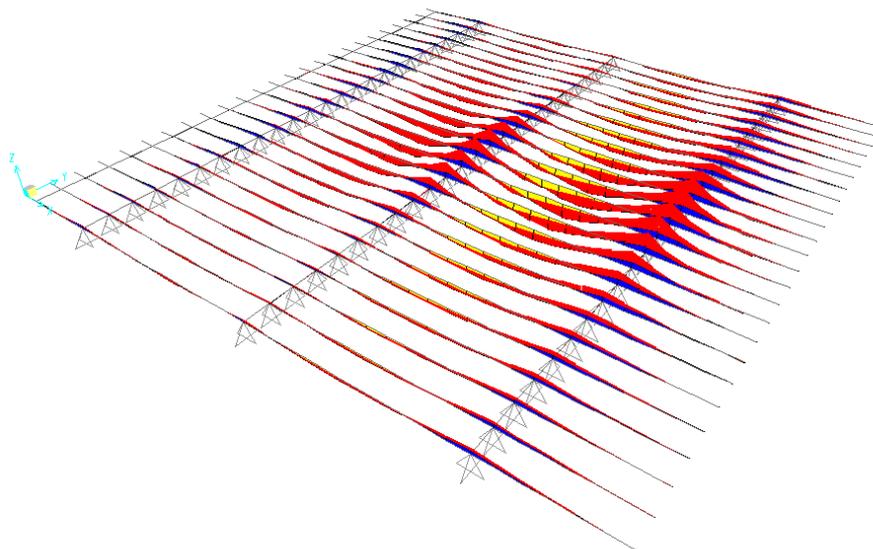


Figura 3.41 – Sollecitazioni sulla soletta tipo 1 dovute ai carichi da traffico (NTC2018)

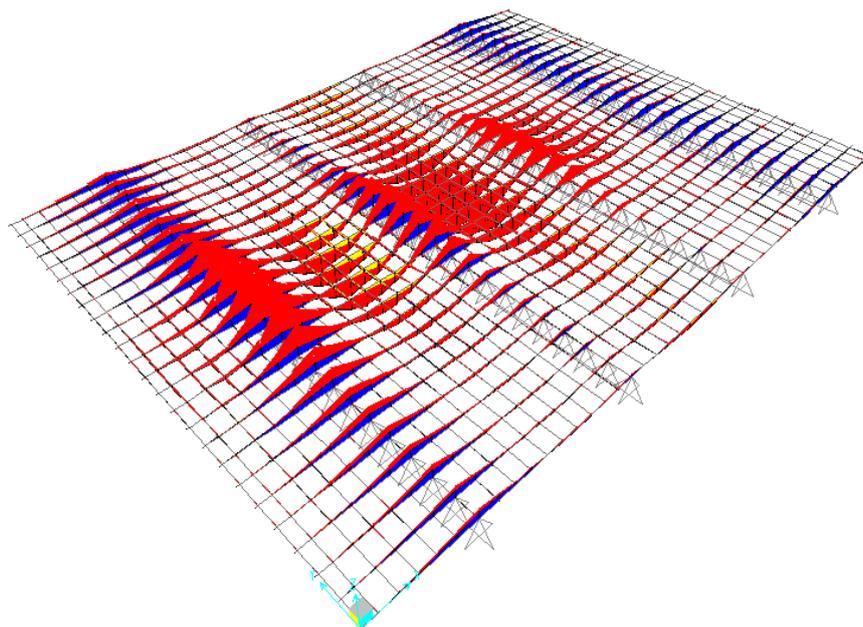


Figura 3.42 – Sollecitazioni sulla soletta tipo 2 dell'ampliamento dovute ai carichi da traffico (NTC2018)

Ai fini delle verifiche a flessione, sono state considerate 4 sezioni di verifica per le quali sono state individuate le combinazioni più gravose per massimizzare i momenti negativi e positivi. La verifica a punzonamento è effettuata con riferimento alla sezione M3 (Figura 3.43) e alla sezione M4 (Figura 3.44).

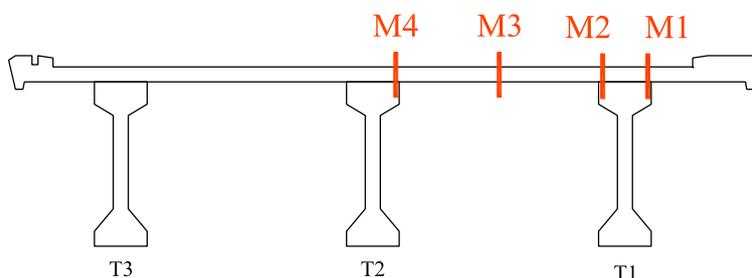


Figura 3.43 – Sezioni di verifica della soletta tipo 1

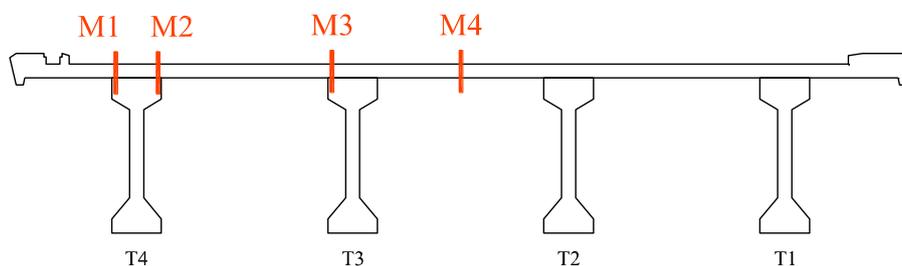


Figura 3.44 – Sezioni di verifica della soletta tipo 2

Le sollecitazioni sono ricavate dal modello strutturale sopra descritto, considerando le possibili combinazioni di carico derivanti dall'adozione dello schema di carico 1 e 2, mentre le resistenze sono state desunte in funzione delle armature presenti riportate nei disegni costruttivi.

Per la verifica a flessione semplice è stato utilizzato il software VCA SLU del Prof. Gelfi e, come visto in precedenza per la verifica della trave longitudinale, si è fatto riferimento alla formulazione proposta al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018.

Per quanto riguarda la verifica a taglio-punzonamento, si farà riferimento al paragrafo 6.4 dell'UNI EN1992-1-1:2015, per il caso di elementi senza specifica armatura a taglio. Il punzonamento viene verificato confrontando il taglio agente al bordo di specifiche impronte di carico con la resistenza a taglio della soletta in c.a. lungo tali superfici. Più nel dettaglio, l'Eurocodice 2 prescrive che la resistenza a taglio sia verificata lungo il perimetro dell'impronta di carico considerata (u_0) e lungo un ulteriore perimetro detto perimetro di verifica di base (u_1). Il perimetro u_1 può generalmente essere collocato a una distanza pari a $2.0d$ dall'area caricata (Figura 3.45) e l'altezza utile della soletta d è supposta costante e può generalmente essere assunta pari a

$$d = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

dove d_y e d_z sono le altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

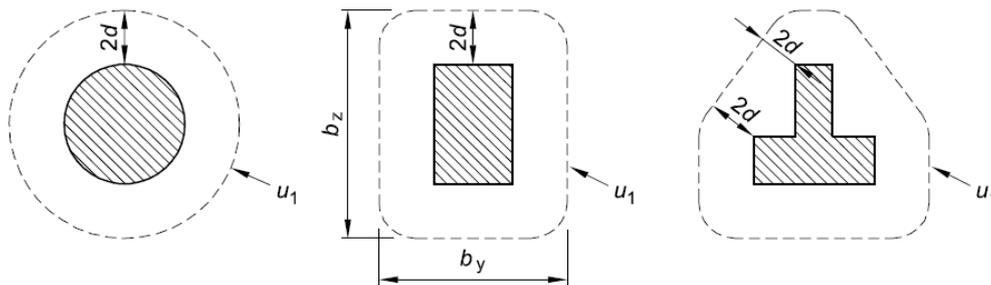


Figura 3.45 – Perimetro u_1 di verifica per punzonamento

Il calcolo delle sollecitazioni di taglio-punzonamento si esegue nell'ipotesi di distribuzione plastica e le tensioni tangenziali sul perimetro di verifica valgono:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{u_j d}$$

dove u_j rappresenta il generico perimetro di controllo. Con riferimento all'opera oggetto di verifica, l'impronta di carico viene collocata nelle posizioni più sfavorevoli in termini di armature e spessore della soletta, ossia trasversalmente a metà dell'interasse tra due travi principali e longitudinalmente a metà dell'interasse tra i traversi.

La resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro di verifica di base u_1 di solette in c.a. prive di armature a taglio, può essere calcolata come segue:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0d$
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$, ρ_{ly} e ρ_{lz} sono riferiti all'acciaio teso rispettivamente nelle direzioni y e z e viene raccomandato di calcolarli come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza dell'impronta più $3.0d$ su ciascun lato;
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$, $\sigma_{cy} = N_{Ed,y}/A_{c,y}$ e $\sigma_{cz} = N_{Ed,z}/A_{c,z}$ sono le tensioni normali, positive se di compressione, agenti nella sezione critica di calcestruzzo nelle direzioni y e z.

Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è di $0.18/\gamma_c$, per k_1 è 0.1 e per v_{min} è dato da:

$$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

La resistenza a taglio-punzonamento di solette in c.a. lungo il perimetro dell'impronta di carico u_0 è limitata a un valore massimo di:

$$v_{Rd,max} = 0.4vf_{cd}$$

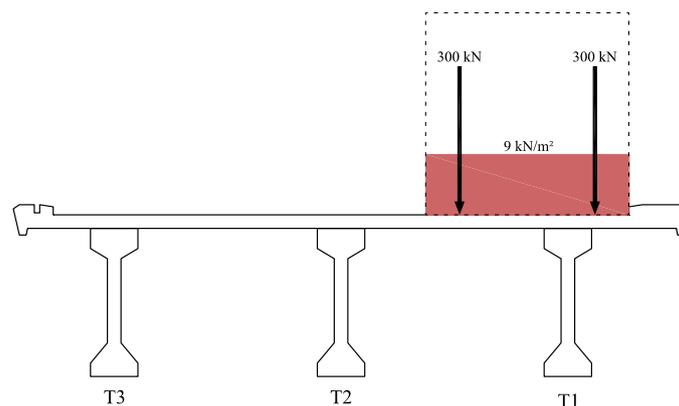
dove $v = 0.5$ per classi di calcestruzzo inferiori alla C70/85.

Soletta tipo 1

Le configurazioni dei carichi che sono risultate più gravose in termini di momenti flettenti positivi e negativi nelle sezioni di verifica, tutte derivanti dallo schema di carico 1, sono (Figura 3.46):

- Conf. 1: fornisce il massimo momento negativo nella sezione M1 e M2;
- Conf. 2: fornisce il massimo momento positivo nella sezione M3;
- Conf. 3: fornisce il massimo momento negativo nella sezione M4.

Configurazione 1



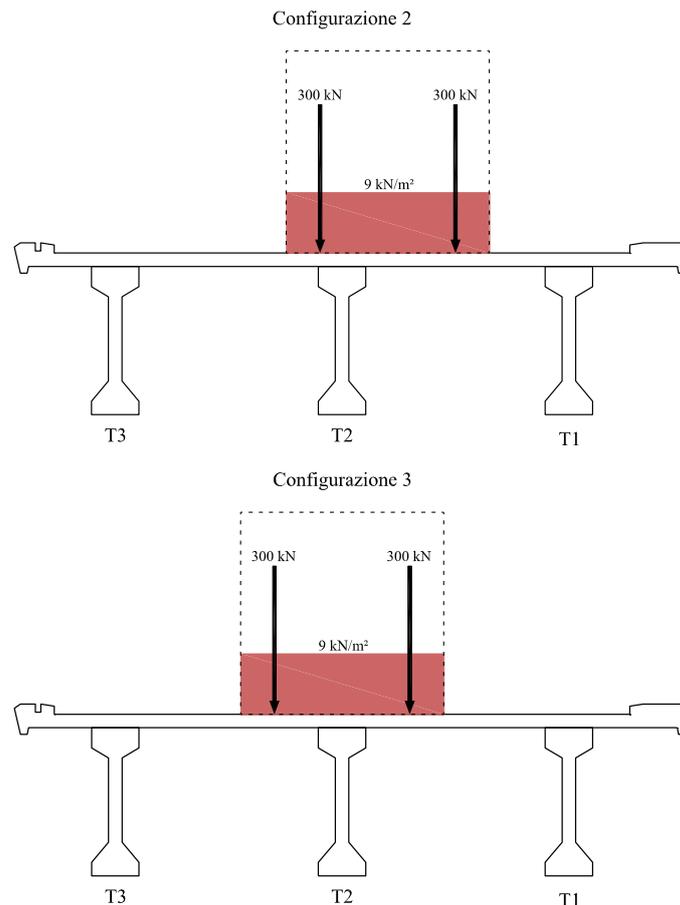


Figura 3.46 – Configurazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni nelle sezioni di riferimento

In Tabella 3.26 viene riportata una sintesi delle verifiche a flessione svolte relativamente ai vari gruppi di strisce di soletta con la combinazione 1 (carichi mobili prevalenti).

ELEMENTO	SEZIONE VERIFICA	M_{Ed}	M_{Rd}	FS
		kNm	kNm	>1 OK
SOLETTA	M1	-42.9	-82.5	1.92
	M2	-58.4	-82.5	1.41
	M3	62.6	70.3	1.12
	M4	-30.8	-70.3	2.28

Tabella 3.26 – Tabella riassuntiva delle verifiche allo SLU di flessione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Si riporta di seguito la verifica a flessione della sezione M3 la quale risulta essere la sezione caratterizzata dal minor fattore di sicurezza $FS = 1.12$.

Titolo: SOLETTA M3

N° Vertici: 4 **N° barre:** 3

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	-20
3	50	-20
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	0	-3
2	7,7	0	-17
3	3,93	0	-17

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 62,6 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: FeB44k C40/50

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	373,9 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	23,52
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,87 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd}: 70,28 kNm
 σ_c : -23,52 N/mm²
 σ_s : 373,9 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 19,91 ‰
d: 17 cm
x: 2,542 **x/d:** 0,1495
 δ : 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀: 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Per quanto riguarda la verifica a taglio-punzonamento, viene considerato il carico di una singola ruota da $200 \times 1.35 = 270$ kN dello Schema di Carico 2 (dimensioni 0.35×0.60 m) e, supponendo l'impronta appoggiata al di sopra della pavimentazione, si ipotizza una diffusione del carico ad opera della pavimentazione stessa che porta ad avere il medesimo carico distribuito su una superficie maggiore della soletta in c.a.

Pertanto, vengono considerati i seguenti perimetri di verifica:

- perimetro dell'impronta di carico ($b = 0.554$ m; $L = 0.804$ m) 2.72 m
- perimetro di verifica di base 4.76 m

Le sollecitazioni di taglio-punzonamento di progetto risultano essere:

sul perimetro dell'impronta di carico u_0 $v_{Ed} = 0.61$ MPa

sul perimetro di verifica di base u_1 $v_{Ed} = 0.35$ MPa

Le resistenze a taglio-punzonamento calcolate sono le seguenti:

- resistenza a punzonamento di solette in c.a. lungo il perimetro dell'impronta di carico u_0 $v_{Rd,max} = 4,70$ MPa
- resistenza a punzonamento lungo il perimetro di verifica di base u_1 di solette in c.a. prive di armature a taglio $v_{Rd,c} = 0,64$ MPa

La verifica a taglio-punzonamento si effettua confrontando il valore della sollecitazione con quello della resistenza. In tabella è riportato, inoltre, il fattore di sicurezza FS dato dal rapporto tra la resistenza e la sollecitazione.

Perimetro di verifica	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
	[MPa]	[MPa]	>1 OK
u_0	0.61	4.70	7.69
u_1	0.35	0.64	1.83

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Soletta tipo 2

Le configurazioni dei carichi che sono risultate più gravose in termini di momenti flettenti positivi e negativi nelle sezioni di verifica, tutte derivanti dallo schema di carico 1, sono (Figura 3.47):

- Conf. 1: fornisce il massimo momento negativo nella sezione M1 e M2;
- Conf. 2: fornisce il massimo momento positivo nella sezione M4;
- Conf. 3: fornisce il massimo momento negativo nella sezione M3.

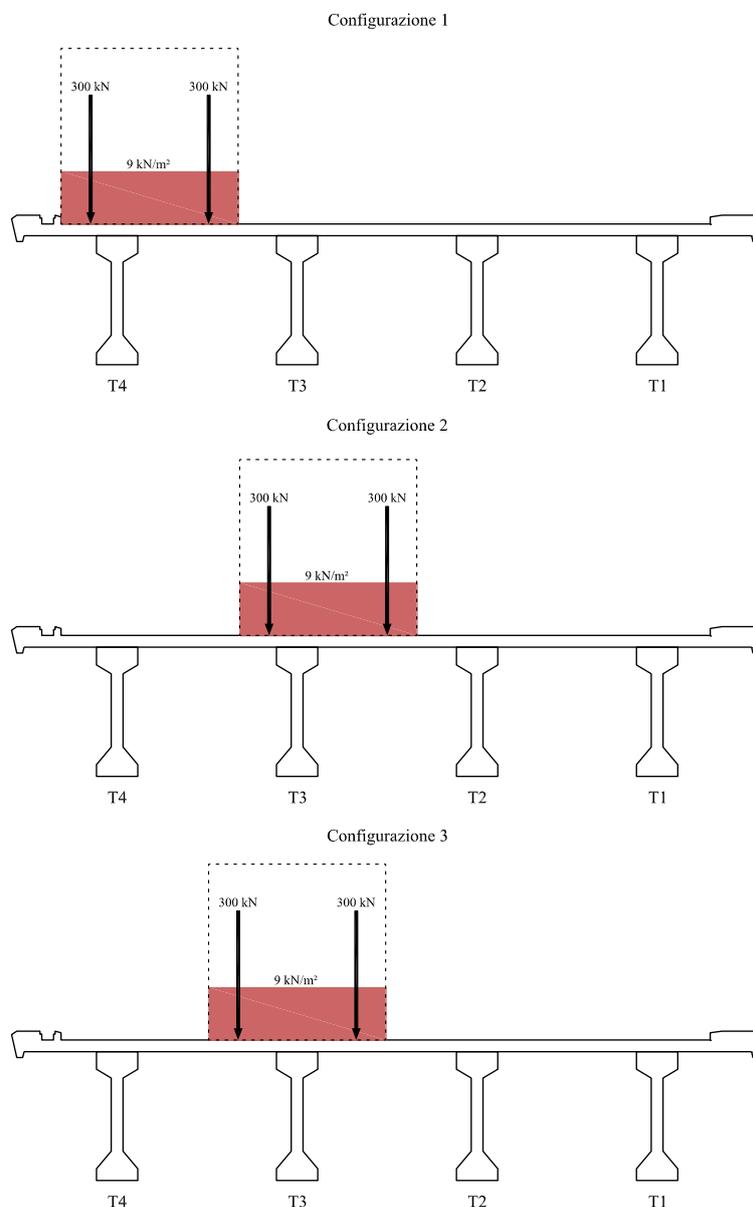


Figura 3.47 – Configurazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni nelle sezioni di riferimento

In Tabella 3.27 viene riportata una sintesi delle verifiche a flessione svolte relativamente ai vari gruppi di strisce di soletta con la combinazione 1 (carichi mobili prevalenti).

ELEMENTO	SEZIONE VERIFICA	Med	MRd	FS
		kNm	kNm	>1 OK
SOLETTA	M1	-47.2	-83.7	1.77
	M2	-62.3	-83.7	1.34
	M3	-39.4	-59.1	1.50
	M4	58.2	59.1	1.01

Tabella 3.27 – Tabella riassuntiva delle verifiche allo SLU di flessione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Si riporta di seguito la verifica a flessione della sezione M4 la quale risulta essere la sezione caratterizzata dal minor fattore di sicurezza FS = 1.01.

Titolo: SOLETTA LARGA M4

N° Vertici: 4 **N° barre:** 3

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	-20
3	50	-20
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	0	-3
2	5,65	0	-17
3	3,93	0	-17

Materiali: FeB44k, C40/50

Proprietà materiali: ϵ_{su} 67,5 ‰, ϵ_{c2} 2 ‰, f_{yd} 373,9 N/mm², ϵ_{cu} 3,5 ‰, E_s 200.000 N/mm², f_{cd} 23,52, E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0,8, ϵ_{syd} 1,87 ‰, $\sigma_{c,adm}$ 9,75, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{co} 0,6, τ_{c1} 1,829

Carichi e Sollecitazioni: N_{Ed} 0 kN, M_{xEd} 58,2 kNm, M_{yEd} 0 kNm

Parametri di Progetto: M_{xRd} 59,12 kNm, σ_c -23,52 N/mm², σ_s 373,9 N/mm², ϵ_c 3,5 ‰, ϵ_s 22,26 ‰, d 17 cm, x 2,31, x/d 0,1359, δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+, Metodo n

Tipo flessione: Retta

Altri parametri: N^* rett. 100, L_0 0 cm, Col. modello

Per quanto riguarda la verifica a taglio-punzonamento, viene considerato il carico di una singola ruota da 200 x 1.35=270 kN dello Schema di Carico 2 (dimensioni 0.35 x 0.60 m) e, supponendo l'impronta appoggiata al di sopra della pavimentazione, si ipotizza una diffusione del carico ad opera della pavimentazione stessa che porta ad avere il medesimo carico distribuito su una superficie maggiore della soletta in c.a.

Pertanto, vengono considerati i seguenti perimetri di verifica:

- perimetro dell'impronta di carico ($b = 0.554 \text{ m}$; $L = 0.804 \text{ m}$) 2.72 m
- perimetro di verifica di base 4.76 m

Le sollecitazioni di taglio-punzonamento di progetto risultano essere:

sul perimetro dell'impronta di carico u_0

$$v_{Ed} = 0.61 \text{ MPa}$$

sul perimetro di verifica di base u_1

$$v_{Ed} = 0.35 \text{ MPa}$$

Le resistenze a taglio-punzonamento calcolate sono le seguenti:

- resistenza a punzonamento di solette in c.a. lungo il perimetro dell'impronta di carico u_0

$$v_{Rd,max} = 4,70 \text{ MPa}$$

- resistenza a punzonamento lungo il perimetro di verifica di base u_1 di solette in c.a. prive di armature a taglio

$$v_{Rd,c} = 0,64 \text{ MPa}$$

La verifica a taglio-punzonamento si effettua confrontando il valore della sollecitazione con quello della resistenza. In tabella è riportato, inoltre, il fattore di sicurezza FS dato dal rapporto tra la resistenza e la sollecitazione.

Perimetro di verifica	v_{Ed}	v_{Rd}	FS
	[MPa]	[MPa]	>1 OK
u_0	0.61	4.70	7.71
u_1	0.35	0.64	1.83

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.6.3 Verifica delle strutture per l'installazione delle nuove barriere di sicurezza

Il progetto prevede l'installazione di barriere di sicurezza metalliche di classe H4 bordo ponte W4 tipo Sina, certificate in base alle vigenti normative europee, le cui caratteristiche prestazionali e geometriche sono mostrate in Figura 3.48.

Barriera di sicurezza stradale / Road safety barrier
Mod. BLBPH4P100A

Prestazioni all'impatto Performance under impact EN 1317-2:2010	disegno n. drawing n. B1PJPC01 Rev. 0 - 25/09/2000
3.2 Livello di contenimento 3.2 Containment level	H4b
3.3 Severità dell'urto 3.3 Impact severity:	B
3.5 Larghezza operativa normalizzata 3.5 Normalized working width	W8 (2,6 m)
3.5 Deflessione dinamica normalizzata 3.5 Normalized dynamic deflection	1,4 m
3.5 Intrusione del veicolo normalizzata 3.5 Normalized vehicle intrusion	VI9 (3,7 m)
4.3 Durabilità 4.3 Durability	S275JR zincata in conformità a EN ISO 1461 galvanized in accordance with EN ISO 1461
Tipo di installazione Type of installation	bordo ponte / bridge

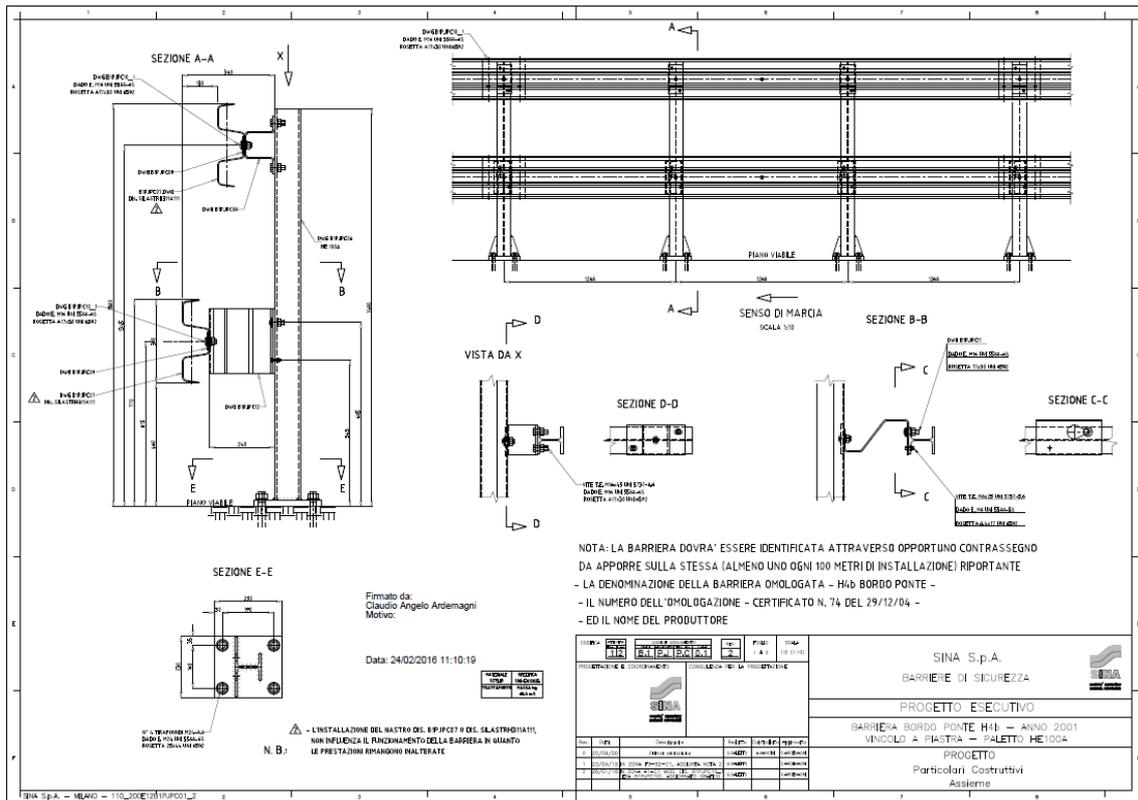


Figura 3.48 – Specifiche delle nuove barriere di sicurezza

In fase di esecuzione dei lavori potranno essere installate barriere marcate CE diverse da quelle ipotizzate, purché garantiscano il rispetto delle prescrizioni normative vigenti e abbiano un grado di sicurezza delle strutture, interessate all’urto, non inferiore a quello illustrato nella presente relazione. Durante la fase di cantierizzazione dovranno prevedersi saggi puntuali sulle strutture esistenti, con particolare riguardo alle armature presenti nei cordoli e nella soletta di impalcato, alle profondità di inghisaggio delle barre, alla disposizione ed al passo dei montanti della barriera (HEA 100), per poter confermare i dati assunti alla base della misura di sicurezza degli elementi strutturali. Qualora le indagini e le misure in situ dei manufatti non fossero conformi ai dati di progetto, tutti i risultati illustrati nella presente relazione dovranno essere aggiornati.

Per le verifiche di sicurezza si fa riferimento a quanto indicato al par. 5.1.3.10 delle NTC 2018: “*Nel progetto dell’impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all’effetto dell’azione d’urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa [...]*”.

Essendo a conoscenza in fase di progetto delle caratteristiche geometriche e meccaniche della barriera di sicurezza da installare, l’approccio utilizzato stabilisce che in assenza di valutazioni specifiche derivanti da dati sperimentali e/o analisi numeriche, è possibile determinare il sistema di forze facendo riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel

meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari a:

$$h = \min (h_1; h_2)$$

dove h_1 = (altezza della barriera – 0,10 m) e $h_2 = 1,00$ m.

Nel caso in esame l'azione deriva dalla forza necessaria per la rottura del profilo verticale costituente la barriera di sicurezza ed è valutato come segue.

Dalla scheda tecnica della nuova barriera deformabile, considerata come riferimento progettuale, si evincono le seguenti caratteristiche:

- Profili dei montanti: HEA 100 acciaio S275 JR,
- Passo tra i montanti: 1,268 m,

Pertanto, l'azione orizzontale da considerare per le verifiche è riferita al valore minimo di sollecitazione per snervamento del montante a flessione e a taglio, è applicata ad $h = 1,00$ m su 3 montanti in virtù delle rigidezze tipiche del sistema e vale:

$$q_8 = \gamma_a \frac{M_{urto}}{h} = 1,50 \cdot \frac{22 \text{ kNm}}{1,00 \text{ m}} = 33 \text{ kN}$$

dove:

- $\gamma_a = 1,50$ è un fattore amplificativo da considerare per il dimensionamento dell'impalcato;
- $M_{urto} = M_{pl,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{mo}} = \frac{275 \cdot 83010}{1,05} \cdot 10^{-6} \cong 22 \text{ kNm}$ è il momento sollecitante dovuto allo snervamento del paletto per azioni flettenti.

La verifica degli elementi strutturali viene svolta secondo la seguente combinazione di carico eccezionale:

$$G_1 + G_2 + Q_2 + q_8$$

dove:

- G_1 : pesi propri elementi strutturali;
- G_2 : carichi permanenti portati;
- Q_2 : schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su 2 impronte di pneumatico da 200 kN di forma rettangolare di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, disposte a ridosso del cordolo e diffuse a 45° fino alla soletta di cls;
- q_8 : azione dell'urto di veicolo in svio.
- q_8 : azione dell'urto di veicolo in svio.

È stato elaborato un modello agli elementi finiti della soletta d'impalcato. Le azioni applicate sono mostrate in Figura 3.49, mentre le sollecitazioni ottenute dall'analisi sono mostrate in Figura 3.50 e in Figura 3.51.

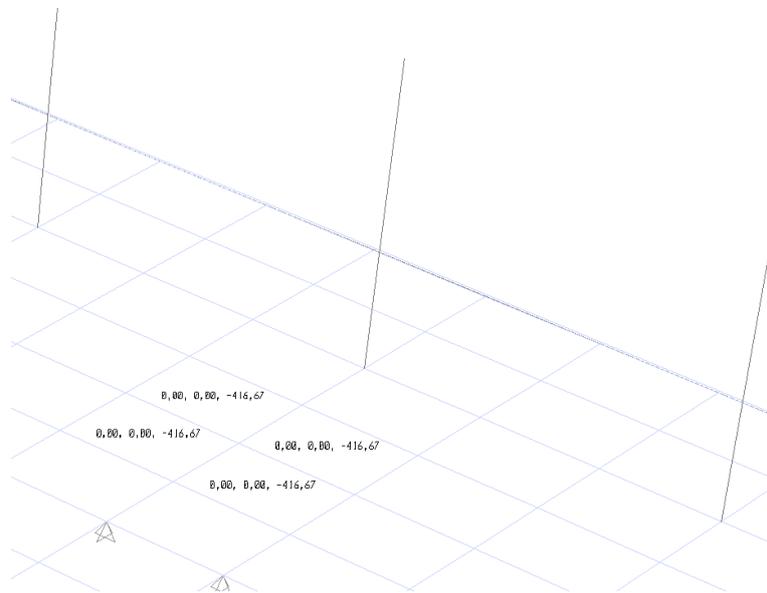
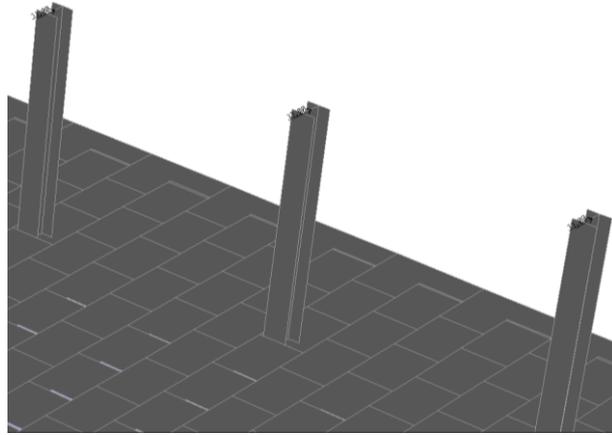


Figura 3.49 – Applicazione dei carichi Q_2 e q_8

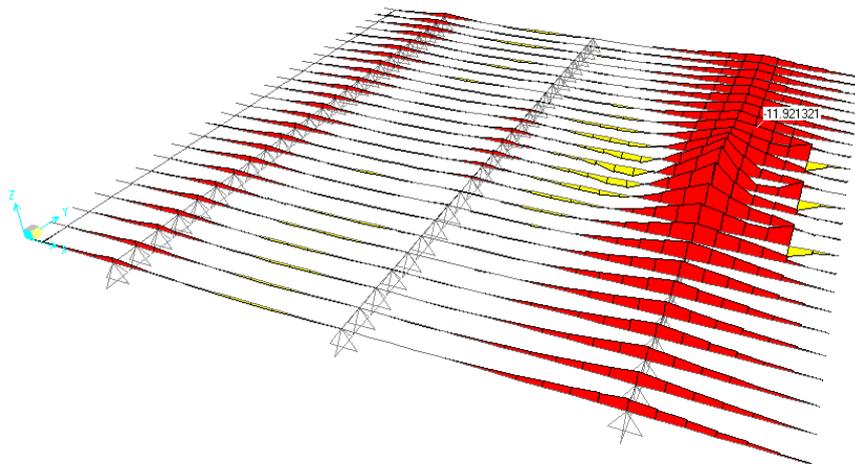


Figura 3.50 – Diagramma dei momenti trasversali per la combinazione eccezionale della soletta tipo 1

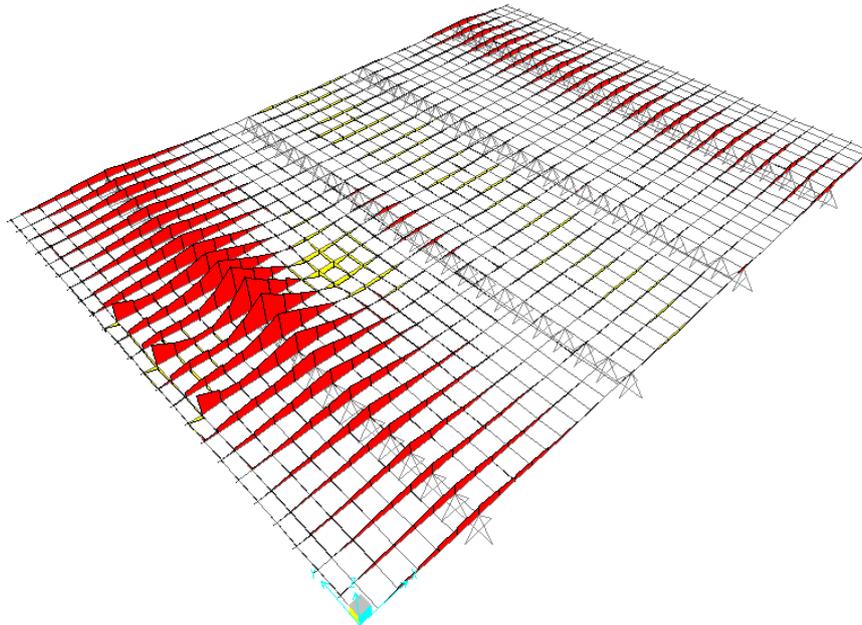


Figura 3.51 – Diagramma dei momenti trasversali per la combinazione eccezionale della soletta tipo 2

3.6.3.1 Verifica a flessione della soletta

Si riporta la verifica a flessione della sezione della soletta a ridosso del cordolo nell’impalcato più ampio, poiché è la sezione avente fattore di sicurezza più basso, di larghezza pari a 1,00 m e altezza pari a 0,20 m, armata con $\phi 10/20'' + \phi 12/25'' + \phi 12/20''$ superiormente e $\phi 10/20''$ inferiormente come desunto dalle tavole originarie e soggetta a un momento negativo di progetto pari a $M_{Ed} = 47,7$ kNm/m.

Titolo : _____

N° Vertici Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	-20
3	50	-20
4	50	0

N° barre Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	0	-3
2	10,18	0	-3
3	3,93	0	-17

Sollecitazioni

S.L.U. kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

FeB44k		C40/50	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	373,9 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	23,52
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,87 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x w/d

δ

La verifica risulta soddisfatta.

3.6.3.2 Verifica a shear-friction del cordolo

La verifica è condotta secondo le indicazioni del punto 6.2.5 della UNI EN 1992-1-1.

Il controllo riguarda la massima tensione tangenziale che può essere trasferita all'interfaccia tra due calcestruzzi gettati in tempi diversi. Nel caso in esame l'interfaccia considerata è quella fra il cordolo e la soletta.

La tensione tangenziale trasferita dalle azioni di progetto derivanti dall'urto vale:

$$\tau_{Ed} = \frac{T}{A_c}$$

dove T è il taglio di progetto agente sul singolo cordolo e A_c è l'area di impronta del cordolo.

La tensione tangenziale resistente di progetto all'interfaccia vale:

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + (\mu + \sin\alpha + \cos\alpha) \cdot \rho \cdot f_{yd}$$

che deriva dalla somma dei contributi di coesione, attrito e resistenza delle armature.

La verifica viene eseguita per ogni tipologia di cordolo presente. Di seguito si riporta la situazione più gravosa.

VERIFICA CLS A TAGLIO ALL'INTERFACCIA - PAR. 6.2.5 UNI-EN-1992-1-1	
CARATTERISTICHE GEOMETRICO-MECCANICHE	
Resistenza caratteristica del CLS	Rck = 50 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza CLS	γ_c = 1,50
Resistenza di calcolo del CLS a trazione	fctd = 1,71 MPa
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _y = 430 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza ACCIAIO	γ_s = 1,15
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{sd} = 373,9 MPa
Coeff. di riduzione della resistenza tangenziale	γ_t = 1,00
Coefficiente di coesione	c = 0,25
Coefficiente d'attrito	μ = 0,5
Numero delle barre	n _b = 6
Diametro delle barre	ϕ = 10 mm
Angolo asse barre rispetto dir orizzontale	α = 90 °
Area barre acciaio	A _s = 471 mm ²
Lato del cordolo sinistro	l = 0,59 m
Base del cordolo sinistro	s = 1,27 m
Area della sezione di base dell'elemento	A _c = 0,75 m ²
Rapporto geometrico d'armatura (A _s /A _c)	ρ = 0,00063
Coefficiente n	n = 0,500
Massima tensione tangenziale trasmissibile	n max = 6,922
Presenza carichi dinamici o fatica	SI
SOLLECITAZIONI	
Forza assiale	N = 0 kN
Taglio longitudinale	T = 33,0 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO ALL'INTERFACCIA	

Combinazione di carico		SLV
Contributo di resistenza a taglio della coesione	=	0,2138 MPa
Tensione normale sul baggiolo	σ_n =	0,0000 MPa
Contributo di resistenza a taglio dell'attrito	=	0,0000 MPa
Contributo di resistenza a taglio delle armature	=	0,118 MPa
Tensione tangenziale resistente di progetto	vR_d =	0,332 MPa
Tensione tangenziale sollecitante di progetto	vE_d =	0,044 MPa
VERIFICA A TAGLIO ALL'INTERFACCIA	FS =	7,52 >1,0 OK

La verifica risulta soddisfatta.

3.6.4 Verifica dei pulvini delle pile

Per le verifiche dei pulvini delle pile si sono calcolate le reazioni agli appoggi delle travi laterali dell'impalcato e si sono valutate le sollecitazioni con uno schema statico a mensola in due sezioni di verifica di larghezza unitaria, una (sezione I) in corrispondenza degli appoggi delle travi e l'altra (sezione II) in corrispondenza del baricentro della nervatura longitudinale della pila, come mostrato in Figura 3.52.

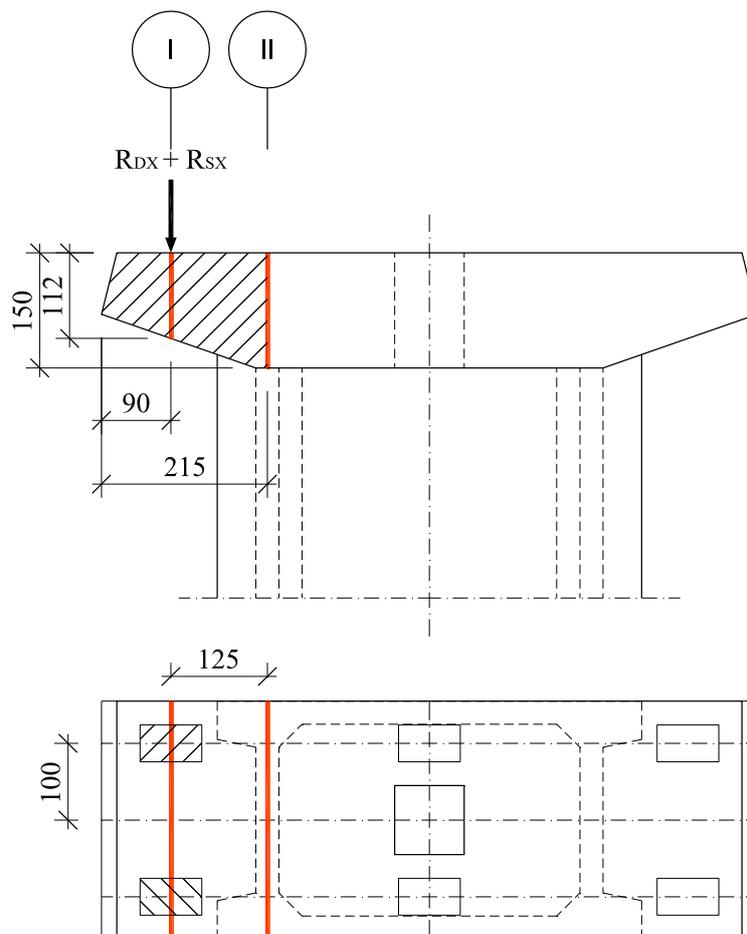


Figura 3.52 – Schema statico per il calcolo dei pulvini delle pile

Si sono calcolate le reazioni agli appoggi per le condizioni di ponte carico e ponte scarico, per cui si distinguono le seguenti combinazioni:

- **Combinazione A:** massima reazione su entrambi gli appoggi, in modo da massimizzare il momento flettente e il taglio sul pulvino;
- **Combinazione B:** massima reazione su una fila di appoggi e minima sull'altra, in modo da massimizzare il momento torcente sul pulvino.

Le armature presenti nel pulvino sono mostrate in Figura 3.53.

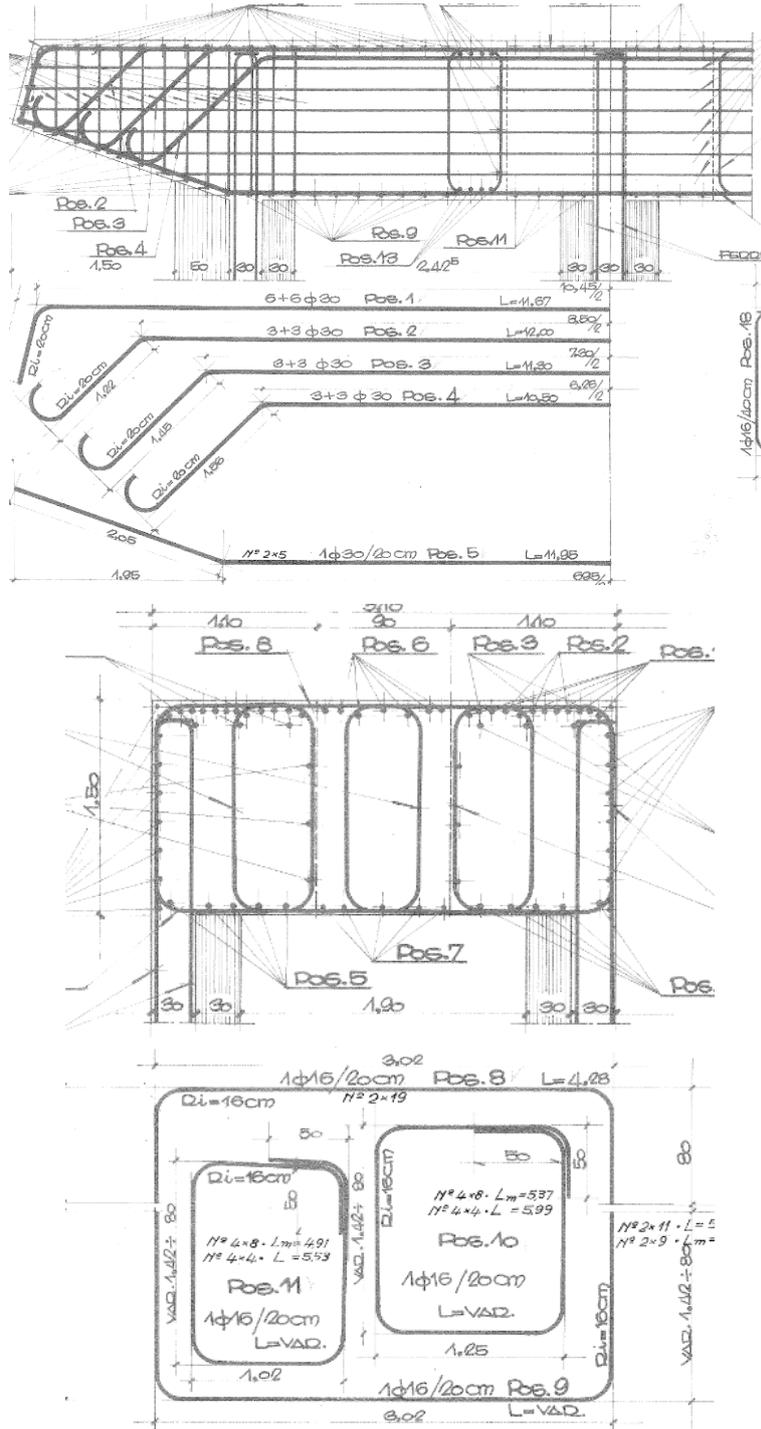


Figura 3.53 – Stralcio armatura pulvini delle pile

Le reazioni massime e minime allo SLU agli appoggi delle travi sono riassunte in Tabella 3.28.

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	T1						
	Y max	Y min	Ψ_{0j}	COMB. A		COMB. B	
				R _{SX}	R _{DX}	R _{SX}	R _{DX}
				[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (G1)	1.35	1	-	745	731	731	731
Permanenti portati (G2)	1.35	1	-	221	193	193	193
Traffico	1.35	0	1	383	954	954	954
Vento (Q _w)	1.5	0	0.6	49	30	30	30
Totale SLU				1866	2562	2562	923

Tabella 3.28 – Reazioni sui pulvini agli appoggi delle travi

A queste si somma il contributo del peso proprio del pulvino (Tabella 3.29).

CARATTERISTICHE SEZIONI			SEZIONE I	SEZIONE II
Larghezza	L	m	3.1	3.1
Altezza massima	H	m	1.12	1.5
Copriferro	c	m	0.04	0.04
Altezza utile	d	m	1.08	1.46
Area trasversale	A	m ²	0.78	2.45
Coefficiente parziale azioni permanenti	Y _a	-	1.35	1.35
Peso proprio	PP	kN	81.80	255.81
Braccio del peso proprio	br	m	0.38	0.93
Momento del peso proprio	M _{pp}	kNm	31.08	237.90

Tabella 3.29 – Peso proprio del pulvino

Le verifiche di resistenza dei pulvini sono eseguite a flessione e taglio per la combinazione A e a torsione e taglio per la combinazione B. Nella verifica a flessione si tiene conto della traslazione del diagramma dei momenti.

In Tabella 3.30 e in Tabella 3.31 sono riassunte le verifiche.

COMBINAZIONE A - SEZIONE I			
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	4428
Taglio sollecitante di progetto	V_{Ed}	kN	4618.92
Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	kN	4917.44
Armatura a taglio	$\phi 16/20'' 8br$		
FS taglio	>1 OK	-	1.06
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	4428
Braccio trasversale	br_t	m	0.83
Momento flettente travi	M_{TR}	kNm	3675.48
Mom. Flet. Di progetto	M_{Ed}	kNm	3818.45
Momento resistente travi	M_{Rd}	kNm	5069.00
Armatura a flessione	19 $\phi 30$		
FS flessione	>1 OK	-	1.33
COMBINAZIONE A - SEZIONE II			
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	4428
Taglio sollecitante di progetto	R_{Ed}	kN	4684.09
Taglio resistente di progetto	R_{Rd}	kN	5523.42
Armatura a taglio	$\phi 16/20'' 8br$		
FS taglio	>1 OK	-	1.18
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	4428
Braccio trasversale	br_t	m	1.25
Momento flettente travi	M_{TR}	kNm	5535.35
Momento resistente travi	M_{Ed}	kNm	5773.26
Momento resistente travi	M_{Rd}	kNm	8008.00
Armatura a flessione	31 $\phi 30$		
FS flessione	>1 OK	-	1.39

Tabella 3.30 – Verifica dei pulvini per la combinazione A

COMBINAZIONE B - SEZIONE I			
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	3486
Taglio sollecitante di progetto	V_{Ed}	kN	3676
Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	kN	3929
Armatura a taglio	$\phi 16/20''$ 8br		
FS taglio	>1 OK	-	1.07
Braccio longitudinale	br_1	m	1.00
Momento torcente	T_{Ed}	kNm	1639
Momento torcente resistente - lato acciaio	T_{Rd}	kNm	1740
Armatura trasversale a torsione	$\phi 16/20''$ 2br		
Armatura longitudinale a torsione	10 $\phi 30$ + 15 $\phi 16$		
FS torsione	>1 OK	-	1.06
Taglio resistente - lato cls	VR_{cd}	kN	11820
Momento torcente resistente - lato cls	TR_{cd}	kNm	6331
FS combinato cls taglio e torsione	>1 OK	-	7.08
COMBINAZIONE B - SEZIONE II			
Reazione travi	$R_{DX} + R_{SX}$	kN	3486
Taglio sollecitante di progetto	V_{Ed}	kN	3742
Taglio resistente di progetto	V_{Rd}	kN	5510
Armatura a taglio	$\phi 16/20''$ 8br		
FS taglio	>1 OK	-	1.47
Braccio longitudinale	br_1	m	1.00
Momento torcente	T_{Ed}	kNm	1639
Momento torcente resistente - lato acciaio	T_{Rd}	kNm	2427
Armatura trasversale a torsione	$\phi 16/20''$ 2br		
Armatura longitudinale a torsione	10 $\phi 30$ + 21 $\phi 16$		
FS torsione	>1 OK	-	1.48
Taglio resistente - lato cls	VR_{cd}	kN	16005
Momento torcente resistente - lato cls	TR_{cd}	kNm	10472
FS combinato cls taglio e torsione	>1 OK	-	10.67

Tabella 3.31 – Verifica dei pulvini per la combinazione B

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.6.5 Considerazioni finali sull'analisi statica

Le analisi e le verifiche strutturali condotte sul Viadotto in presenza delle sole azioni statiche hanno mostrato un'adeguata resistenza in tutti i principali elementi strutturali.

Pertanto, al fine di consentire un esercizio durabile e sicuro del viadotto, a fronte delle azioni previste dagli attuali documenti normativi, sarà necessario soltanto attuare le operazioni di risanamento delle parti ammalorate della struttura, come ad esempio i copriferro dei cordoli dell'impalcato e dei pulvini delle pile dilavati e distaccati a causa dell'infiltrazione dell'acqua.

3.7 Analisi sismica

L'analisi sismica è stata condotta con riferimento al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) ricercando le criticità degli elementi strutturali costituenti le sottostrutture (fondazioni, pile, spalle e appoggi). Le sollecitazioni massime negli elementi di impalcato infatti (travi e solette) non sono derivate dalle combinazioni sismiche ma dalle combinazioni statiche.

La valutazione della vulnerabilità sismica è stata condotta con un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, assumendo un fattore di struttura $q=1,5$.

Il modello utilizzato, descritto in precedenza nella presente tesi, consente la determinazione dello stato di sollecitazione sulle pile e sugli appoggi in neoprene, che sono stati modellati con elementi "LINEAR LINK" a due nodi dotati di una rigidezza pari a 8000 kN/m nel piano orizzontale.

Nei paragrafi che seguono sono sinteticamente illustrati i risultati ottenuti dall'analisi sismica per i principali elementi delle sottostrutture.

3.7.1 Verifica dei pali di fondazione delle pile

Le sollecitazioni di compressione e di taglio agenti in corrispondenza della testa dei pali di fondazione allo SLV sono state valutate tenendo conto di una ripartizione a "corpo rigido" delle azioni agenti in corrispondenza della sezione di base delle zattere di fondazione. In particolare, lo sforzo di taglio agente sul singolo palo verrà calcolato come:

$$V_{Ed} = \frac{V_{tot}}{n_{pali}}$$

con V_{tot} il taglio totale agente in corrispondenza della sezione di base della zattera e n_{pali} il numero di pali appartenenti alla palificata.

Lo sforzo normale agente sul singolo palo invece è stato calcolato come:

$$N_{Ed} = -\frac{N_{tot}}{n_{pali}} - \frac{M_y}{\sum(x_i^2)} \cdot x - \frac{M_x}{\sum(y_i^2)} \cdot y$$

con N_{tot} lo sforzo normale totale agente in corrispondenza della sezione di base della zattera, x e y le coordinate valutate rispetto al baricentro della palificata, M_y e M_x i momenti flettenti totali con asse y (comprime le fibre con ascissa x positiva) e x (comprime le fibre con ordinata y positiva) e $\sum(x_i^2)$ e $\sum(y_i^2)$ i momenti di inerzia baricentrici della palificata.

Per il calcolo delle sollecitazioni flettenti invece è stata utilizzata la formulazione di trave immersa su suolo elastico alla Winkler secondo la quale il momento flettente massimo agente sul palo viene calcolato secondo l'espressione:

$$M_{Ed} = \frac{\lambda \cdot V_{Ed}}{2}$$

dove V_{Ed} rappresenta il taglio agente in testa al palo di fondazione e λ la lunghezza caratteristica del palo calcolata come:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 E_c \cdot A_p}{k \cdot B}} = 3.65 \text{ m}$$

essendo $E_c = 30200 \text{ MPa}$ il modulo elastico del calcestruzzo, $A_p = 1,131 \text{ m}^2$ l'area della sezione del palo, $k = 18486 \text{ kN/m}^3$ il modulo di sottofondo del terreno e infine $B = 1.5D = 1,8 \text{ m}$ la larghezza di terreno interessata dallo spostamento del palo.

Nella Tabella 3.32 che segue sono riportate le verifiche a pressoflessione dei pali di fondazione caratterizzati dalle condizioni di verifica più severe per le varie pile nelle configurazioni di carico N_{max} e N_{min} , per entrambe le combinazioni sismiche adottate.

VIA	PILA	ARMATURA	SISMA	P_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	FS >1,00 OK
DX	1 _{bis}	16Φ24	X_{max}	650	439	1555	3.55
DX	1 _{bis}	16Φ24	X_{min}	778	515	1597	3.10
DX	1 _{bis}	16Φ24	Y_{max}	518	456	1511	3.31
DX	1 _{bis}	16Φ24	Y_{min}	624	482	1546	3.21
DX	1	16Φ24	X_{max}	-510	583	1110	1.90
DX	1	16Φ24	X_{min}	-337	583	1184	2.03
DX	1	16Φ24	Y_{max}	-744	596	1007	1.69
DX	1	16Φ24	Y_{min}	-619	596	1063	1.78
DX	2	16Φ24	X_{max}	-1402	460	701	1.52
DX	2	16Φ24	X_{min}	-1963	460	408	0.89
DX	2	16Φ24	Y_{max}	-2163	543	302	0.56
DX	2	16Φ24	Y_{min}	-2011	543	383	0.71
SX	1 _{bis}	16Φ24	X_{max}	152	621	1383	2.23
SX	1 _{bis}	16Φ24	X_{min}	270	621	1427	2.30
SX	1 _{bis}	16Φ24	Y_{max}	-41	593	1306	2.20
SX	1 _{bis}	16Φ24	Y_{min}	45	593	1341	2.26
SX	1	16Φ24	X_{max}	-1273	497	766	1.54
SX	1	16Φ24	X_{min}	-1090	497	852	1.71
SX	1	16Φ24	Y_{max}	-1933	572	424	0.74
SX	1	16Φ24	Y_{min}	-1800	572	494	0.86

Tabella 3.32 – Verifica di resistenza a flessione dei pali

Non tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche dei pali nei confronti delle sollecitazioni taglianti sono sintetizzate nella Tabella 3.33.

VIA	PILA	ARMATURA	SISMA	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	FS >1,00 OK
DX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	X _{max}	200	716	3.58
DX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	X _{min}	235	716	3.05
DX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	Y _{max}	208	716	3.44
DX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	Y _{min}	220	716	3.26
DX	1	SpΦ12/25"	X _{max}	266	716	2.69
DX	1	SpΦ12/25"	X _{min}	266	716	2.69
DX	1	SpΦ12/25"	Y _{max}	272	716	2.64
DX	1	SpΦ12/25"	Y _{min}	272	716	2.64
DX	2	SpΦ12/25"	X _{max}	210	716	3.41
DX	2	SpΦ12/25"	X _{min}	210	716	3.41
DX	2	SpΦ12/25"	Y _{max}	248	716	2.89
DX	2	SpΦ12/25"	Y _{min}	248	716	2.89
SX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	X _{max}	283	716	2.53
SX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	X _{min}	283	716	2.53
SX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	Y _{max}	270	716	2.65
SX	1 _{bis}	SpΦ12/25"	Y _{min}	270	716	2.65
SX	1	SpΦ12/25"	X _{max}	227	716	3.16
SX	1	SpΦ12/25"	X _{min}	227	716	3.16
SX	1	SpΦ12/25"	Y _{max}	261	716	2.74
SX	1	SpΦ12/25"	Y _{min}	261	716	2.74

Tabella 3.33 – Verifica di resistenza a taglio dei pali

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.7.2 Verifica dei plinti di fondazione delle pile

Nei plinti su pali la verifica dei plinti di fondazione delle pile è stata condotta considerando i due differenti meccanismi puntone – tirante riportati in Figura 3.54 e in Figura 3.55.

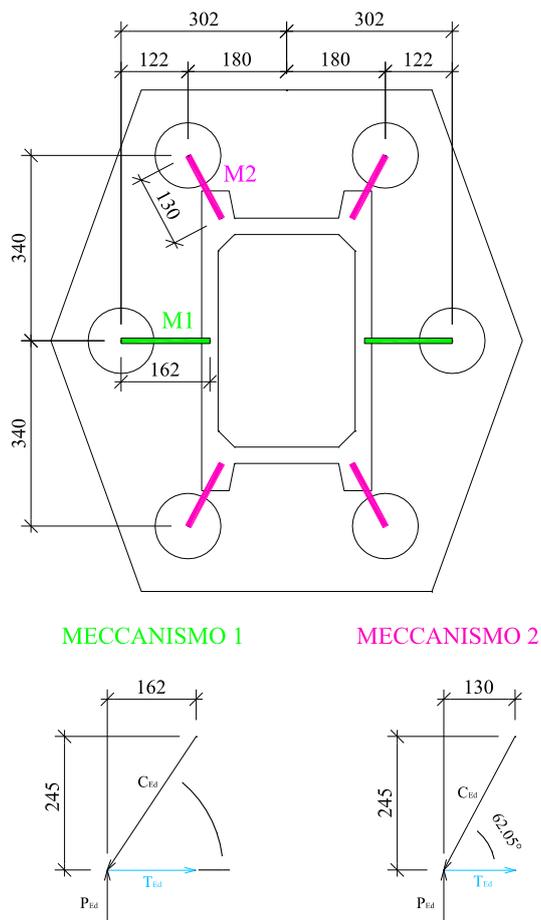


Figura 3.54 – Meccanismi puntone – tirante considerati per le pile 1bis e 1 via destra e 1bis via sinistra

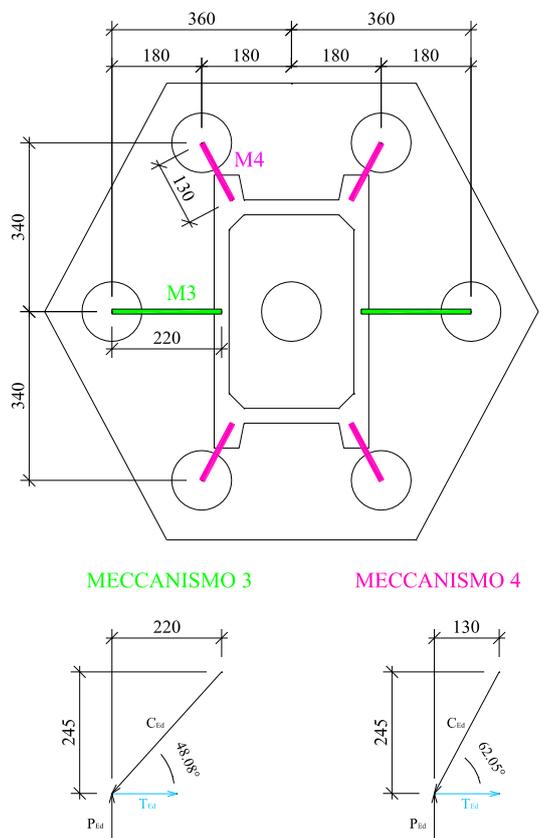


Figura 3.55 – Meccanismi puntone – tirante considerati per le pile 2 via destra e 1 via sinistra

Qui di seguito si riporta il calcolo delle azioni di trazione T_{Ed} agenti sui meccanismi considerati, per ciascuna via di corsa, pila e combinazione sismica considerata. Si precisa che per ciascun plinto si riportano esclusivamente le azioni relative ai singoli meccanismi caratterizzati dalle condizioni di verifica più gravose.

VIA	PILA	SISMA	MECCANISMO	P_{Ed} kN	α °	T_{Ed} kN
DX	1 _{bis}	X	M1	2576	56.53	1703
		Y	M2	2877	62.05	1526
DX	1	X	M1	4922	56.03	3316
		X	M1	-337	70.00	-115
		Y	M2	5195	62.05	2756
		Y	M2	-744	70.00	-254
DX	2	X	M3	5528	48.08	4964
		X	M3	-1402	62.00	-658
		Y	M4	6537	62.05	3468
		Y	M4	-2163	62.00	-1015
SX	1 _{bis}	X	M1	3916	56.53	2589
		Y	M2	4147	62.05	2200
		Y	M2	-41	70.00	-14
SX	1	X	M3	5408	48.08	4856
		X	M3	-1273	62.00	-598
		Y	M4	6108	62.05	3241
		Y	M4	-1933	62.00	-908

Tabella 3.34 – Calcolo delle sollecitazioni agenti sui plinti di fondazione

Le armature considerate, dedotte dagli elaborati grafici di progetto, sono riassunte in Tabella 3.35

Meccanismo	Armatura inferiore	A_s cm ²	f_{yd} MPa	T_{Rd} kN
M1	11Φ30	77.75	373.91	2907
M2	12Φ30	84.82	373.91	3172
M3	14Φ30	98.96	373.91	3700
M4	12Φ30	84.82	373.91	3172
Meccanismo	Armatura superiore	A_s cm ²	f_{yd} MPa	T_{Rd} kN
M1	Φ16/30"	28.27	373.91	-1057
M2	Φ16/30"	28.27	373.91	-1057
M3	Φ16/30"	28.27	373.91	-1057
M4	Φ16/30"	28.27	373.91	-1057

Tabella 3.35 – Armatura a flessione dei plinti

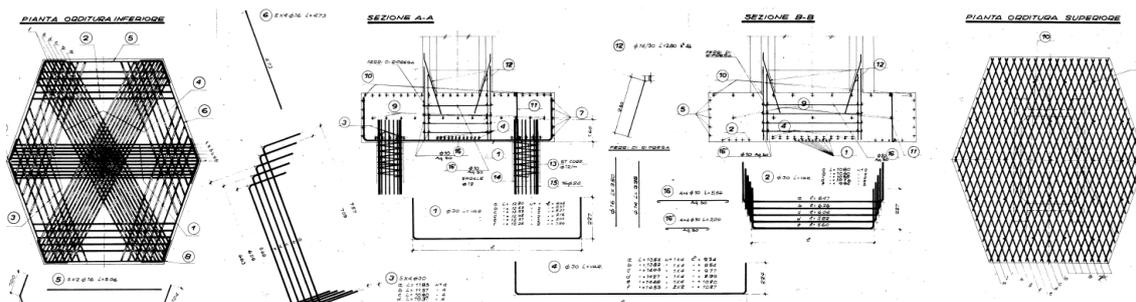


Figura 3.56 – Stralcio armatura plinto delle pile 1bis e 1 via destra e 1 bis via sinistra

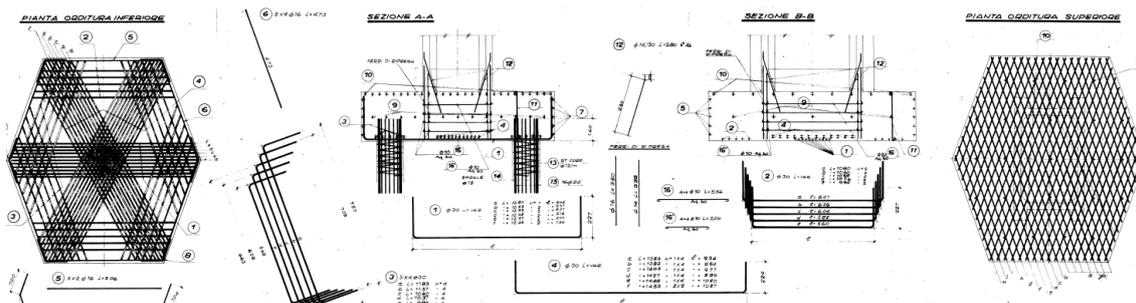


Figura 3.57 – Stralcio armatura plinto delle pile 2 via destra e 1 via sinistra

In Tabella 3.36 sono riportate le verifiche di resistenza della biella tesa dei meccanismi puntone – tirante individuati.

VIA	PILA	SISMA	MECCANISMO	T _{Ed} kN	T _{Rd} kN	FS >1 OK
DX	1 _{bis}	X	M1	1703	2907	1.71
		Y	M2	1526	3172	2.08
DX	1	X	M1	3316	2907	0.88
		Y	M2	2756	3172	1.15
		Y	M2	-254	-1057	4.16
DX	2	X	M3	4964	3700	0.75
		X	M3	-658	-1057	1.61
		Y	M4	3468	3172	0.91
		Y	M4	-1015	-1057	1.04
SX	1 _{bis}	X	M1	2589	2907	1.12
		Y	M2	2200	3172	1.44
		Y	M2	-14	-1057	76.32
SX	1	X	M3	4856	3700	0.76
		X	M3	-598	-1057	1.77
		Y	M4	3241	3172	0.98
		Y	M4	-908	-1057	1.16

Tabella 3.36 – Tabella di sintesi delle verifiche dei plinti su pali

Non tutte le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Nei plinti delle pile con fondazione superficiale sono state determinate le sollecitazioni a intradosso plinto allo SLV (Tabella 3.37), le eccentricità nelle due direzioni e le conseguenti tensioni di stress-block sul terreno secondo la teoria di Meyerhof (Tabella 3.38).

VIA	Pila	Altezza totale	Volume	Peso proprio del plinto	Sisma	Forza assiale sismica	Momento trasversale di progetto	Momento longitudinale di progetto	Forza assiale di progetto
	n	H _{tot} m	V m ³	N _{G1} kN		N _E kN	M _{2,SLV} kN/m	M _{3,SLV} kN/m	N _{SLV} kN
DX	3	230	172	4310	X _{max}	10596	19094	48324	14906
		230	172	4310	X _{min}	12277	19625	48323	16586
		230	172	4310	Y _{max}	10609	63516	14586	14918
		230	172	4310	Y _{min}	12264	64047	14586	16574
DX	4	250	152	3806	X _{max}	10909	21970	36752	14716
		250	152	3806	X _{min}	12785	22493	36752	16592
		250	152	3806	Y _{max}	10961	73031	11155	14767
		250	152	3806	Y _{min}	12734	73554	11155	16540
SX	2	230	172	4310	X _{max}	10127	20517	47917	14437
		230	172	4310	X _{min}	11627	21047	47896	15937
		230	172	4310	Y _{max}	10109	66263	14728	14419
		230	172	4310	Y _{min}	11646	66793	14707	15956
SX	3	230	172	4310	X _{max}	10688	20450	47049	14997
		230	172	4310	X _{min}	12294	21125	47511	16604
		230	172	4310	Y _{max}	10695	64410	14312	15005
		230	172	4310	Y _{min}	12286	65084	14775	16596
SX	4	200	166	4138	X _{max}	12954	18644	44780	17092
		200	166	4138	X _{min}	14495	18589	44146	18633
		200	166	4138	Y _{max}	13002	59576	14233	17140
		200	166	4138	Y _{min}	14447	59521	13600	18585
SX	5	200	166	4138	X _{max}	10807	10306	27861	14945
		200	166	4138	X _{min}	11899	10376	27221	16037
		200	166	4138	Y _{max}	10860	34142	8790	14998
		200	166	4138	Y _{min}	11846	34212	8150	15984

VIA	Pila	Diametro	Volume	Peso proprio del plinto	Sisma	Forza assiale sismica	Momento trasversale di progetto	Momento longitudinale di progetto	Forza assiale di progetto
	n	D m	V m ³	N _{G1} kN		N _E kN	M _{2,SLV} kN/m	M _{3,SLV} kN/m	N _{SLV} kN
DX	5	9	127	3181	X _{max}	8165	6168	23593	11346
		9	127	3181	X _{min}	9090	6702	23594	12271
		9	127	3181	Y _{max}	8195	20666	7186	11376
		9	127	3181	Y _{min}	9060	21200	7186	12241

Tabella 3.37 – Sollecitazioni allo SLV nei plinti di fondazione delle pile

VIA	Pila	Eccentricità trasversale del carico	Eccentricità longitudinale del carico	Larghezza di base ridotta	Lunghezza di base ridotta	Area di base ridotta	Tensione reagente del terreno
	n	e_{trav} m	e_{long} m	B' m	L' m	A' m ²	σ_r kPa
DX	3	1.28	3.24	9.54	3.42	32.58	325
		1.18	2.91	9.73	4.07	39.65	310
		4.26	0.98	3.58	7.94	28.48	372
		3.86	0.88	4.37	8.14	35.58	345
DX	4	1.49	2.50	7.71	3.51	27.04	403
		1.36	2.22	7.99	4.07	32.51	393
		4.95	0.76	0.81	6.99	5.65	1939
		4.45	0.67	1.81	7.15	12.92	986
SX	2	1.42	3.32	9.26	3.26	30.20	335
		1.32	3.01	9.46	3.89	36.79	316
		4.60	1.02	2.91	7.86	22.85	442
		4.19	0.92	3.73	8.06	30.03	388
SX	3	1.36	3.14	9.37	3.63	33.98	314
		1.27	2.86	9.56	4.18	39.91	308
		4.29	0.95	3.52	7.99	28.09	381
		3.92	0.89	4.26	8.12	34.56	355
SX	4	1.09	2.62	8.19	2.74	22.42	578
		1.00	2.37	8.38	3.24	27.13	534
		3.48	0.83	3.42	6.32	21.62	601
		3.20	0.73	3.97	6.51	25.86	559
SX	5	0.69	1.86	9.00	4.25	38.22	283
		0.65	1.70	9.08	4.58	41.61	286
		2.28	0.59	5.82	6.80	39.62	274
		2.14	0.51	6.10	6.96	42.40	279

VIA	Pila	Eccentricità del carico	Larghezza di base ridotta	Lunghezza di base ridotta	Area di base ridotta	Tensione reagente del terreno
	n	e m	B' m	L' m	A' m ²	σ_t kPa
DX	5	2.08	4.09	6.74	27.57	296
		1.92	4.37	6.89	30.09	302
		1.82	4.55	6.99	31.83	257
		1.73	4.71	7.06	33.23	273

Tabella 3.38 – Tensione reagente del terreno (stress-block)

Le armature considerate, dedotte dagli elaborati grafici di progetto, sono riassunte in Tabella 3.39.

VIA	PILA n	A _{inf} trasversale	A _{sup} trasversale	A _{inf} longitudinale	A _{sup} longitudinale
DX	3	Φ22/30" + Φ28/30"	Φ14/30"	Φ22/15"	Φ14/30"
DX	4	Φ22/30" + Φ24/30"	Φ14/30"	Φ20/15"	Φ14/30"
DX	5	Φ24/40" + Φ28/40"	Φ16/40"	Φ24/40" + Φ28/40"	Φ16/40"
SX	2	Φ22/30" + Φ28/30"	Φ14/30"	Φ22/15"	Φ14/30"
SX	3	Φ22/30" + Φ28/30"	Φ14/30"	Φ22/15"	Φ14/30"
SX	4	Φ24/20"	Φ16/40"	Φ28/20"	Φ16/40"

Tabella 3.39 – Armature a flessione dei plinti delle pile

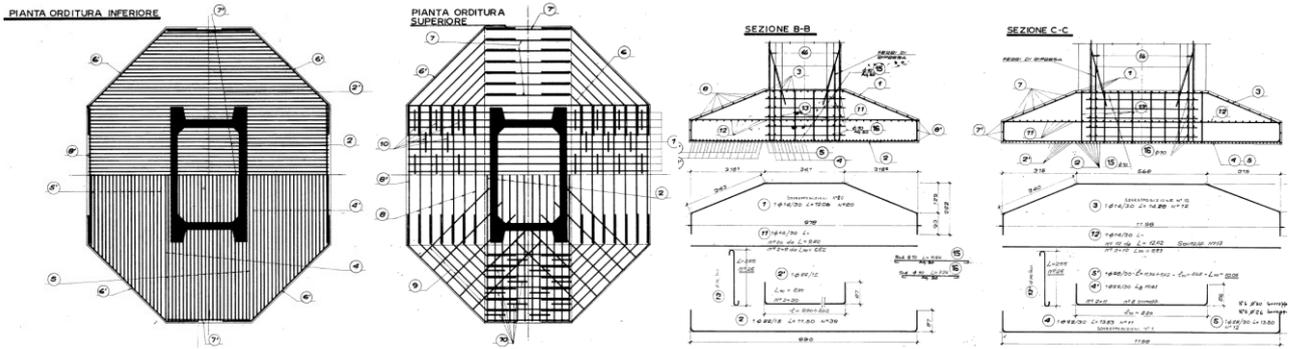


Figura 3.58 – Stralcio armatura plinto delle pile 3 via destra, 2 e 3 via sinistra

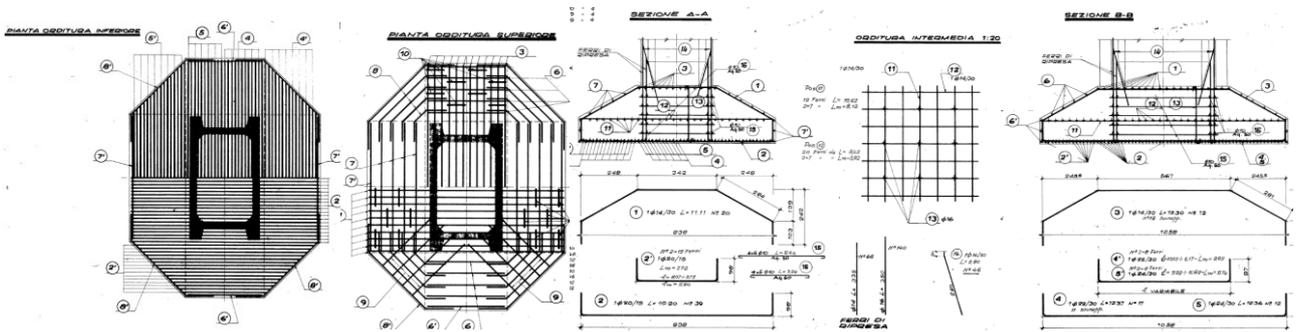


Figura 3.59 – Stralcio armatura plinto della pila 4 via destra

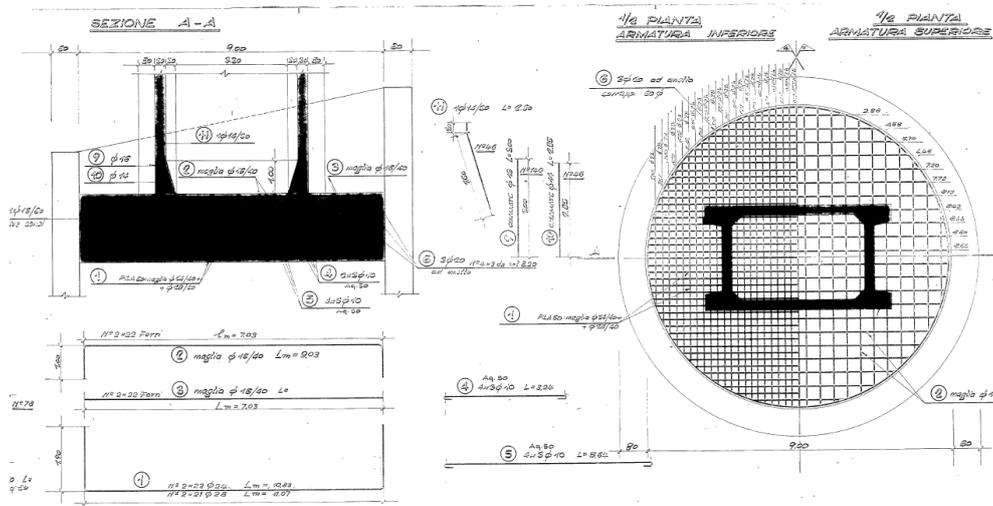


Figura 3.60 – Stralcio armatura plinto della pila 5 via destra

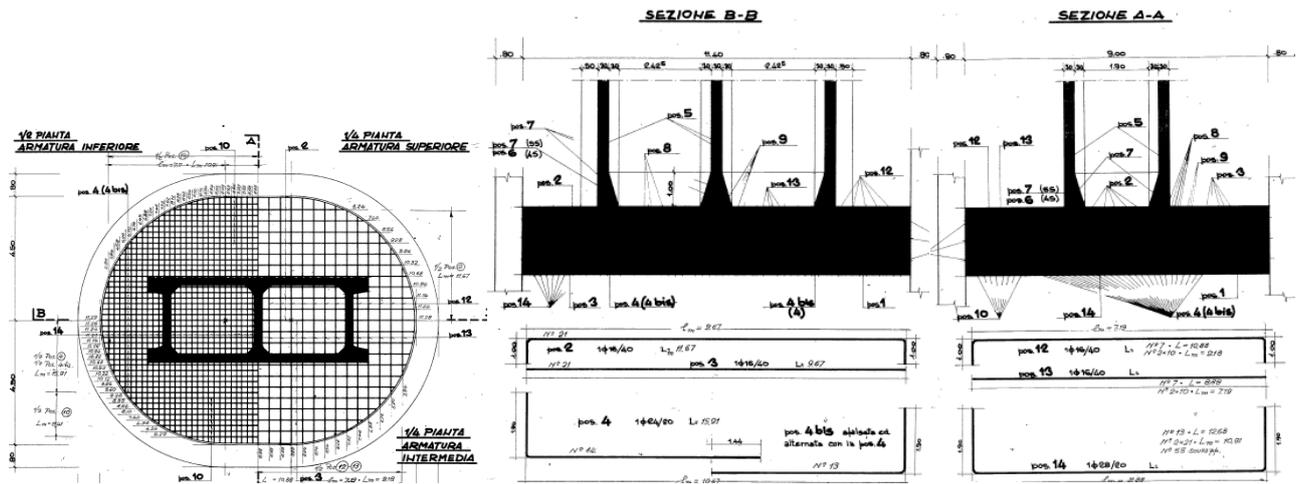


Figura 3.61 – Stralcio armatura plinto delle pile 4 e 5 via sinistra

La verifica delle armature viene condotta nelle due direzioni con schemi a mensola considerando la sezione (con geometria e spessore pari a quello del plinto) maggiormente sollecitata in corrispondenza del filo esterno della parete della pila.

Nelle verifiche, dalla tensione di contatto calcolata ad intradosso plinto viene detratta la quota relativa al peso del plinto stesso in quanto questa componente non impegna flessionalmente ed a taglio l'elemento strutturale. Effettuando il conto a ritroso, partendo dall'armatura presente, si calcola il momento resistente di una sezione di larghezza unitaria e si determina la massima tensione nel terreno $\sigma_{t \max}$. Tale tensione viene quindi confrontata con quella agente nel terreno per effetto delle azioni sismiche.

I risultati delle verifiche sono riassunti in Tabella 3.40.

Pila	DIREZIONE TRASVERSALE				DIREZIONE LONGITUDINALE			
	Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza	Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza
n	M _{Rd} kN/m	d _{trav} m	σ _{t,max,trasv} kPa	FS >1 OK	M _{Rd} kN/m	d _{long} m	σ _{t,max,long} kPa	FS >1 OK
3	2748	3.40	475	1.46	2109	3.30	387	1.19
	2748	3.40	475	1.54	2109	3.30	387	1.25
	2748	3.40	475	1.28	2109	3.30	387	1.04
	2748	3.40	475	1.38	2109	3.30	387	1.12
4	2510	2.70	689	1.71	1900	2.60	562	1.39
	2510	2.70	689	1.75	1900	2.60	562	1.43
	2510	2.70	689	0.36	1900	2.60	562	0.29
	2510	2.70	689	0.70	1900	2.60	562	0.57
2	2748	3.40	475	1.42	2109	3.30	387	1.15
	2748	3.40	475	1.50	2109	3.30	387	1.23
	2748	3.40	475	1.07	2109	3.30	387	0.88
	2748	3.40	475	1.23	2109	3.30	387	1.00
3	2748	3.40	475	1.51	2109	3.30	387	1.23
	2748	3.40	475	1.54	2109	3.30	387	1.26
	2748	3.40	475	1.25	2109	3.30	387	1.02
	2748	3.40	475	1.34	2109	3.30	387	1.09
4	1628	1.21	2213	3.83	2208	2.44	743	1.29
	1628	1.21	2213	4.14	2208	2.44	743	1.39
	1628	1.21	2213	3.68	2208	2.44	743	1.24
	1628	1.21	2213	3.96	2208	2.44	743	1.33
5	1628	1.21	2213	7.82	2208	2.44	743	2.63
	1628	1.21	2213	7.74	2208	2.44	743	2.60
	1628	1.21	2213	8.07	2208	2.44	743	2.71
	1628	1.21	2213	7.92	2208	2.44	743	2.66

VIA	Pila	DIREZIONE TRASVERSALE				DIREZIONE TRASVERSALE			
		Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza	Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza
n	M _{Rd} kN/m	d _t m	σ _{t,max,trasv} kPa	FS >1 OK	M _{Rd} kN/m	d _t m	σ _{t,max,long} kPa	FS >1 OK	
DX	5	1919	2.70	526	1.78	1919	2.57	579	1.96
	1919	2.62	560	1.85	1919	2.56	588	1.95	
	1919	2.56	585	2.27	1919	2.54	593	2.30	
	1919	2.51	608	2.23	1919	2.53	597	2.19	

Tabella 3.40 – Verifiche di resistenza a flessione dei plinti

Non tutte le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.7.3 Verifica dei fusti delle pile

Le pile della via di corsa destra presentano tutte la stessa sezione scatolare a un vano con dimensioni e spessore costanti per tutta l'altezza e un'armatura verticale variabile, mentre per la via di corsa sinistra sono presenti 4 pile con la stessa sezione scatolare a un vano con dimensioni e spessore costanti per tutta l'altezza e un'armatura verticale variabile e 2 pile con la stessa sezione scatolare a due vani con dimensioni e spessore costanti per tutta l'altezza e un'armatura verticale variabile. L'armatura trasversale è invece costituita da staffe $\phi 8/20''$ e $\phi 10/20''$ a due bracci per ogni parete. Ai fini delle verifiche delle pile nei confronti delle sollecitazioni flettenti, le armature delle sezioni tipo sono riportate nella seguente tabella:

TIPO	FERRI
A	140Φ14+46Φ14
B	98Φ14+46Φ14
C	140Φ16+46Φ14
D	98Φ16+46Φ14
E	184Φ16+84Φ14
F	122Φ14+84Φ14
G	122Φ14+146Φ14

Tabella 3.41 – Definizione delle sezioni tipo per la verifica a flessione delle pile

I risultati delle verifiche a flessione sono riassunti in Tabella 3.42.

VIA	PILA	H [m]	TIPO	SISMA	P _{Ed} [kN]	M _{X,Ed} [kNm]	M _{Y,Ed} [kNm]	M _{X,Rd} [kNm]	M _{Y,Rd} [kNm]	FS >1.00 OK
DX	1 _{bis}	0.00	A	X	-5829	8722	-3454	24347	-9402	2.78
DX	1 _{bis}	0.00	A	Y	-5892	3258	-10186	12099	-37771	3.71
DX	1	0.00	A	X	-8730	25960	-9117	28397	-9242	1.09
DX	1	0.00	A	Y	-8757	7903	-29175	12173	-43814	1.50
DX	1	5.10	B	X	-8040	18514	-6764	24092	-4622	1.24
DX	1	5.10	B	Y	-8068	5617	-21556	9945	-37478	1.74
DX	2	0.00	C	X	-10159	36090	-14743	33881	-9357	0.90
DX	2	0.00	C	Y	-10221	10953	-47579	12395	-52111	1.10
DX	2	5.10	D	X	-9469	29555	-12168	28407	-9057	0.93
DX	2	5.10	D	Y	-9531	8938	-39413	10175	-44380	1.13
DX	2	10.20	B	X	-8793	23251	-9822	24979	-8890	1.05
DX	2	10.20	B	Y	-8855	7050	-31561	9309	-39313	1.25
DX	3	0.00	C	X	-10596	48324	-19625	34215	-13831	0.71
DX	3	0.00	C	Y	-10609	14586	-64047	12339	-52910	0.83
DX	3	5.10	D	X	-9907	40509	-16650	29010	-9038	0.69
DX	3	5.10	D	Y	-9920	12194	-54384	10147	-45195	0.83
DX	3	10.20	B	X	-9233	32890	-13803	25589	-8878	0.76
DX	3	10.20	B	Y	-9248	9908	-44932	9305	-40143	0.90
DX	4	0.00	C	X	-10909	36752	-22493	34350	-17835	0.90
DX	4	0.00	C	Y	-10961	11155	-73554	8346	-54719	0.74
DX	4	5.10	D	X	-10221	30999	-19335	28947	-17028	0.92
DX	4	5.10	D	Y	-10272	9378	-63227	7513	46558	0.74
DX	4	15.30	B	X	-8891	20282	-13263	24904	-12851	1.16
DX	4	15.30	B	Y	-8942	6155	-43115	5905	-40195	0.93
DX	5	0.00	A	X	-8165	-23594	-6702	-27593	-9265	1.19
DX	5	0.00	A	Y	-8195	-7186	-21200	-13900	-42028	1.98
DX	5	5.10	B	X	-7474	-14929	-4615	-28685	-14026	2.04
DX	5	5.10	B	Y	-7505	-4539	-14392	-11116	-35961	2.49
SX	1 _{bis}	0.00	A	X	-7809	17574	-6159	27120	-9279	1.54
SX	1 _{bis}	0.00	A	Y	-7832	5410	-19435	12198	-41869	2.16
SX	1 _{bis}	5.00	B	X	-7128	9621	-3866	22650	-8952	2.35
SX	1 _{bis}	5.00	B	Y	-7151	2960	-11972	9246	-35690	2.99
SX	1	0.00	C	X	-9555	33683	-13603	33058	-9389	0.95
SX	1	0.00	C	Y	-9590	10488	-43268	12475	-50809	1.18
SX	1	5.10	B	X	-8865	26493	-10833	25079	-8887	0.93
SX	1	5.10	B	Y	-8901	8202	-34606	9962	-39241	1.14
SX	2	0.00	C	X	-10127	47917	-21047	33580	-13852	0.69
SX	2	0.00	C	Y	-10109	14728	-66793	11774	-52060	0.78
SX	2	5.10	D	X	-9438	39377	-17445	28364	-9058	0.69
SX	2	5.10	D	Y	-9421	12088	-55562	10182	-44149	0.80
SX	2	10.20	B	X	-8764	31000	-14120	24939	-8892	0.78
SX	2	10.20	B	Y	-8750	9526	-44692	8678	-39249	0.88
SX	3	0.00	C	X	-10688	-47511	-21125	-34076	-17843	0.74
SX	3	0.00	C	Y	-10695	-14775	-65084	-11697	-53264	0.82
SX	3	5.10	D	X	-9998	-38949	-17525	-28902	-13243	0.74
SX	3	5.10	D	Y	-10007	-12032	-54164	-9475	-45552	0.84
SX	3	10.20	B	X	-9325	30620	-14171	25717	-8875	0.81
SX	3	10.20	B	Y	-9336	9435	-43572	9304	-40329	0.93
SX	4	0.00	E	X	-12954	44780	18644	45836	28108	1.11
SX	4	0.00	E	Y	-13002	14233	59576	23576	100052	1.68
SX	4	5.20	F	X	-11941	35334	14834	34577	26184	1.13
SX	4	5.20	F	Y	-11989	11210	47543	18091	78649	1.65
SX	5	0.00	G	X	-10807	27861	-10376	38323	-13852	1.37
SX	5	0.00	G	Y	-10860	8790	-34212	21741	-83779	2.45
SX	5	5.10	F	X	-9813	17199	-6818	32232	37	1.74
SX	5	5.10	F	Y	-9865	5427	-21549	18249	-71844	3.34

Tabella 3.42 – Verifiche a pressoflessione deviata delle pile

Non tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Ai fini delle verifiche delle pile nei confronti delle sollecitazioni taglianti, le armature delle sezioni tipo sono riportate nella seguente tabella:

TIPO	FERRI
A	Φ8/20"/4br
B	Φ10/20"/4br
C	Φ8/20"/6br
D	Φ10/20"/6br

Tabella 3.43 – Definizione delle sezioni tipo per la verifica a taglio delle pile

I risultati delle verifiche a taglio sono riassunti in Tabella 3.44.

VIA	PILA	H [m]	TIPO	SISMA	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	FS >1.00 OK
DX	1 _{bis}	0.00	A	X	1328	1887	1.42
DX	1 _{bis}	0.00	A	Y	1191	3374	2.83
DX	1	0.00	A	X	1491	1887	1.26
DX	1	0.00	A	Y	1535	3374	2.20
DX	2	0.00	B	X	1340	2945	2.20
DX	2	0.00	B	Y	1655	5268	3.18
DX	2	6.51	A	X	1314	1886	1.44
DX	2	6.51	A	Y	1632	3373	2.07
DX	3	0.00	B	X	1591	2945	1.85
DX	3	0.00	B	Y	1952	5268	2.70
DX	3	10.70	A	X	1533	1887	1.23
DX	3	10.70	A	Y	1899	3374	1.78
DX	4	0.00	B	X	1224	2945	2.41
DX	4	0.00	B	Y	2085	5268	2.53
DX	4	13.49	A	X	1106	1886	1.71
DX	4	13.49	A	Y	2006	3373	1.68
DX	5	0.00	A	X	1722	1887	1.10
DX	5	0.00	A	Y	1361	3374	2.48
SX	1 _{bis}	0.00	A	X	1604	1887	1.18
SX	1 _{bis}	0.00	A	Y	1516	3374	2.23
SX	1	0.00	B	X	1453	2945	2.03
SX	1	0.00	B	Y	1741	5268	3.03
SX	1	1.53	A	X	1452	1886	1.30
SX	1	1.53	A	Y	1740	3373	1.94
SX	2	0.00	B	X	1715	2945	1.72
SX	2	0.00	B	Y	2246	5268	2.35
SX	2	6.22	A	X	1695	1886	1.11
SX	2	6.22	A	Y	2226	3373	1.52
SX	3	0.00	B	X	1720	2945	1.71
SX	3	0.00	B	Y	2182	5268	2.41
SX	3	6.71	A	X	1700	1886	1.11
SX	3	6.71	A	Y	2163	3373	1.56
SX	4	0.00	D	X	1890	4417	2.34
SX	4	0.00	D	Y	2376	7640	3.22
SX	4	2.50	C	X	1885	2829	1.50
SX	4	2.50	C	Y	2372	4891	2.06
SX	5	0.00	C	X	2111	2830	1.34
SX	5	0.00	C	Y	2327	4892	2.10

Tabella 3.44 – Verifiche a taglio delle pile

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.7.4 Verifica delle spalle

Le spalle presentano geometria e armatura come mostrato in Tabella 3.45 e Tabella 3.46; e in Figura 3.62, Figura 3.63 e Figura 3.64.

SPALLA		PARETE FRONTALE		
		Larghezza	Lunghezza media	Altezza media
Lato	Via	B3 m	L3 m	H3 m
Ovest	DX	2.00	9.34	1.41
	SX	2.00	9.35	1.58

SPALLA		PLATEA		
		Larghezza	Lunghezza	Altezza
Lato	Via	B3 m	L3 m	H3 m
Est	DX	10.60	7.55	2.00
	SX	10.60	7.55	2.00

SPALLA		PARETE FRONTALE		PARAGHIAIA	
		Armatura superiore	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura inferiore
Lato	Via	diam./passo	diam./passo	diam./passo	diam./passo
Ovest	DX	Φ14/20"	Φ16/20"	Φ14/20"	Φ16/20"
	SX	Φ14/20"	Φ16/20"	Φ14/20"	Φ16/20"

SPALLA		PLATEA		PARAGHIAIA	
		Armatura superiore	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura inferiore
Lato	Via	diam./passo	diam./passo	diam./passo	diam./passo
Est	DX	Φ20/20" + Φ24/20"	Φ24/15"	Φ20/20"	Φ20/20"
	SX	Φ20/20" + Φ24/20"	Φ24/15"	Φ20/20"	Φ20/20"

Tabella 3.45 – Geometria e armatura delle spalle

Le spalle lato Ovest inoltre risultano fondate su pali $\phi 1200$ caratterizzati, in corrispondenza della sezione di attacco con la zattera, dall'armatura longitudinale e trasversale riportata in Tabella 3.46.

SPALLA		ARMATURA PALI	
Lato	Via	Longitudinale	Trasversale
Ovest	DX	24Φ24	sp. Φ10/25"
	SX	24Φ24	sp. Φ10/25"

Tabella 3.46 – Armatura dei pali di fondazione delle spalle

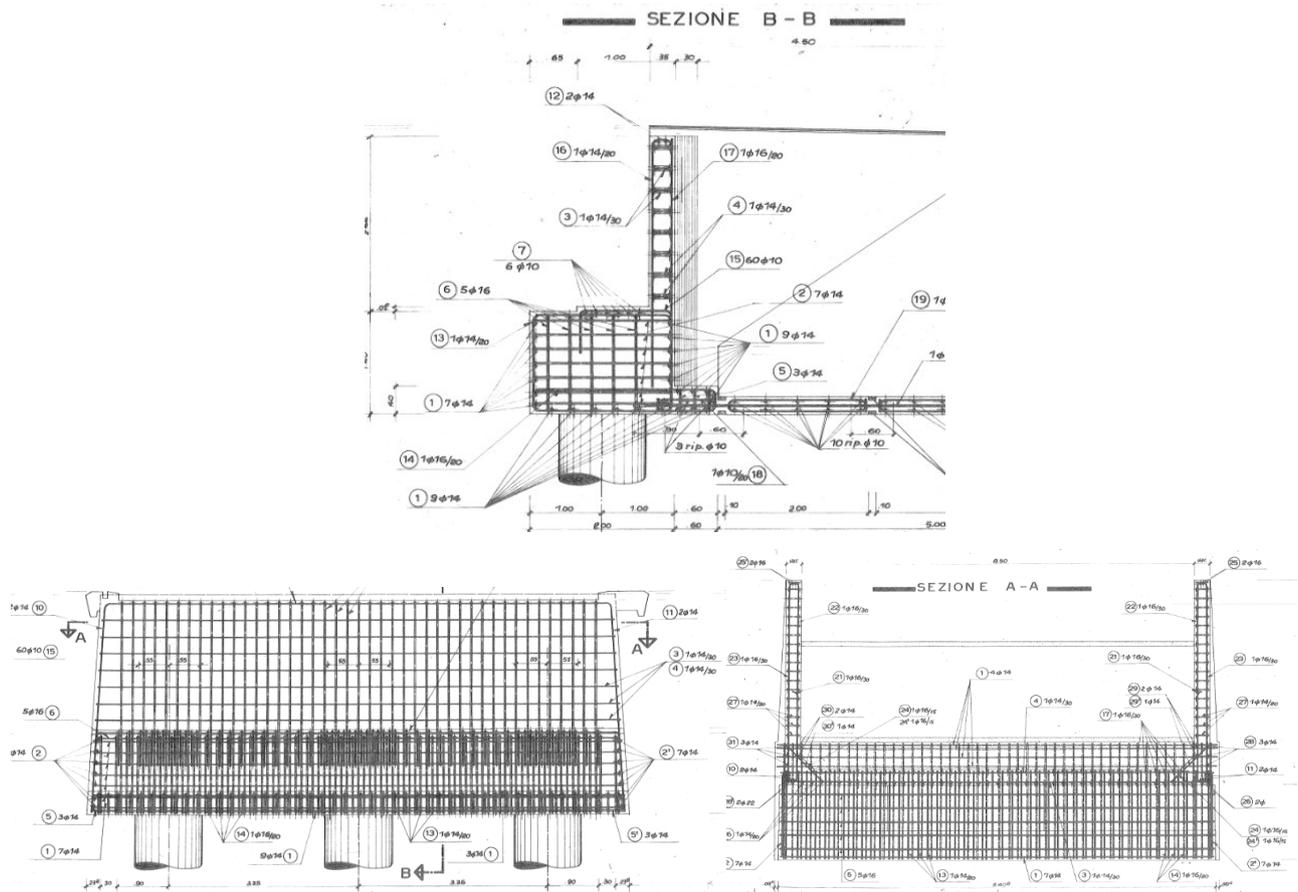


Figura 3.62 – Stralcio armatura spalla Ovest via destra

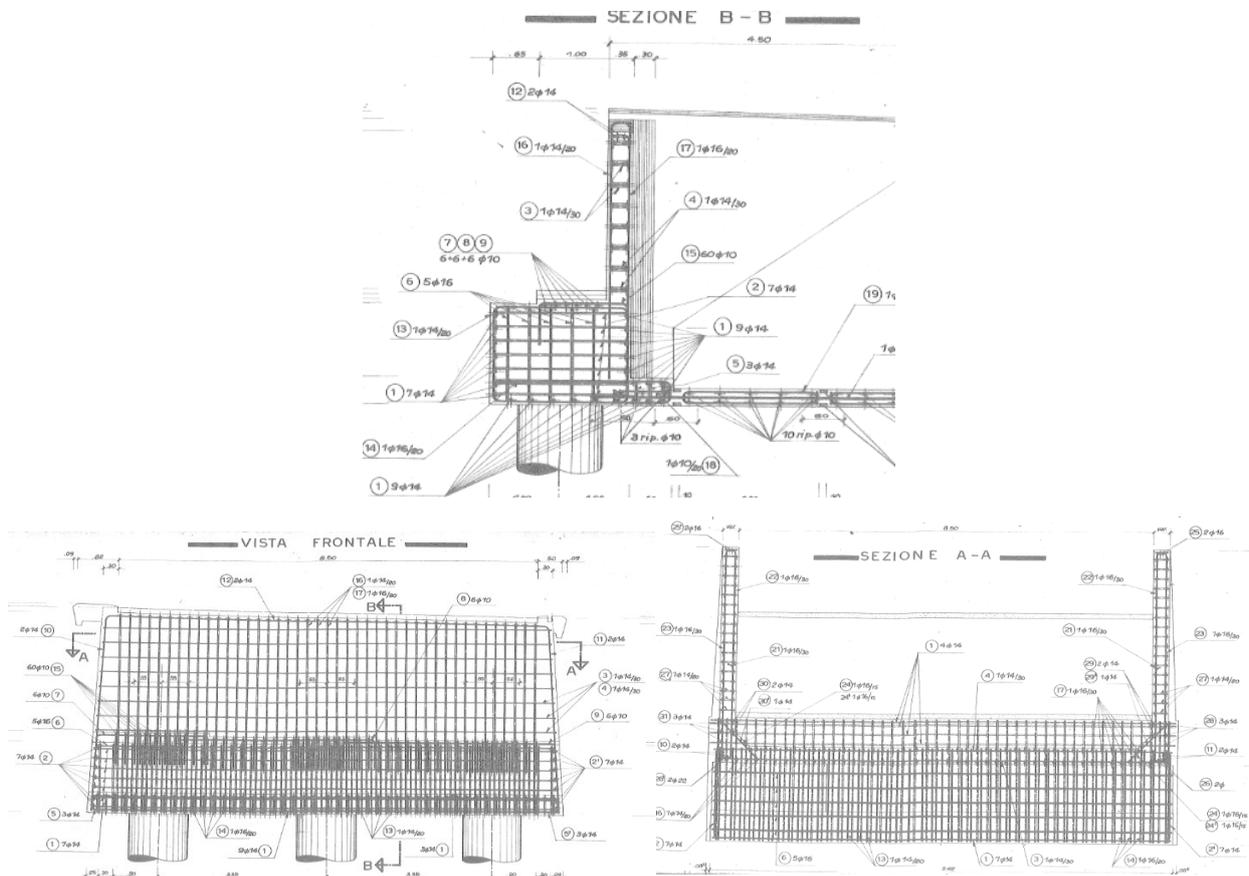


Figura 3.63 – Stralcio armatura spalla Ovest via sinistra

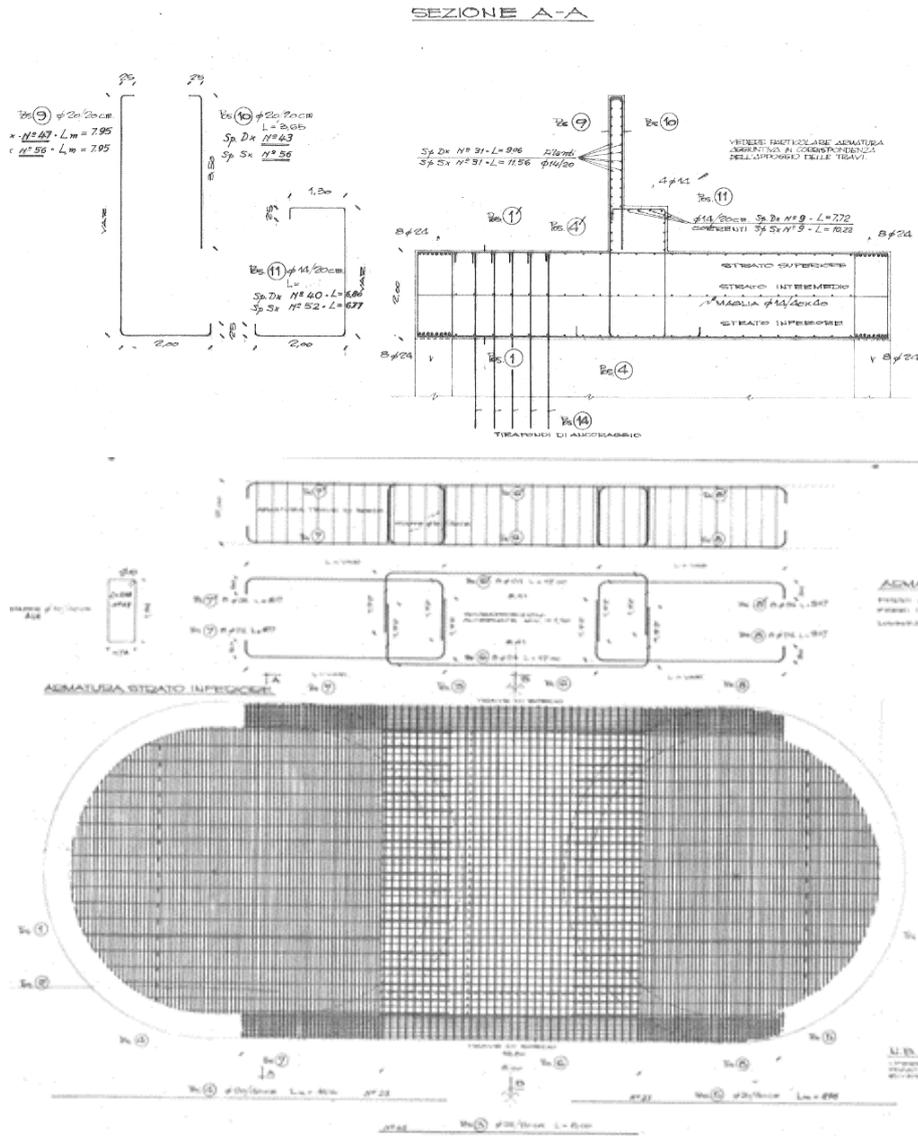


Figura 3.64 – Stralcio armature spalle Est

Le sollecitazioni di progetto per le pareti e le zattere di fondazione sono state determinate con un codice di calcolo auto-prodotto in ambiente excel mediante condizioni di equilibrio di una sezione tipo del muro, con le caratteristiche geometriche indicate in Figura 3.17.

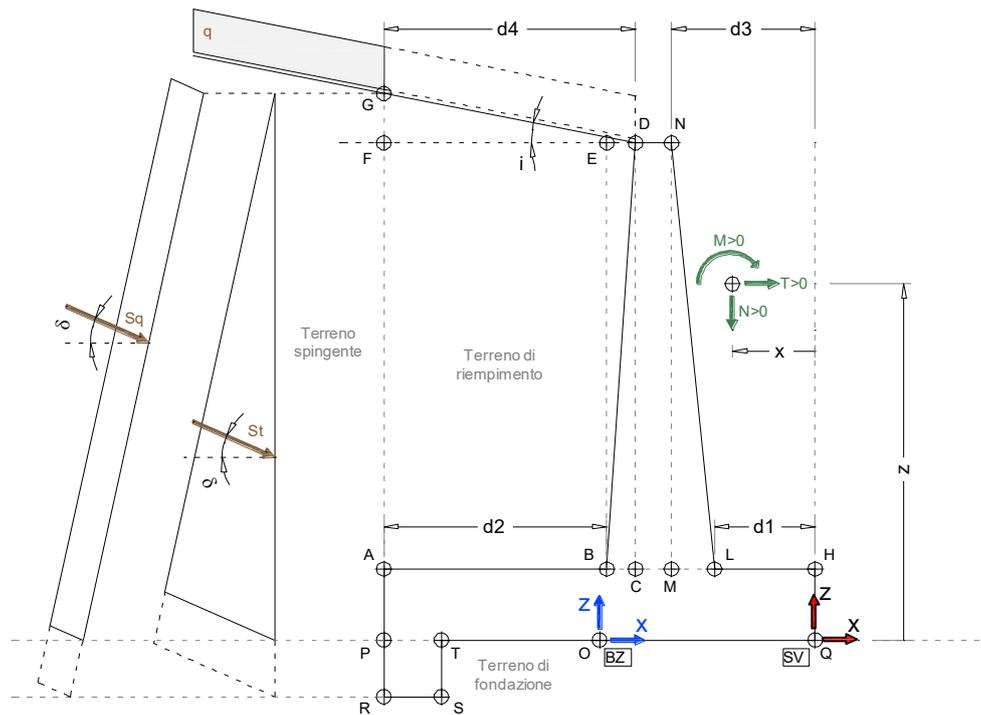


Figura 3.65 – Schema azioni e geometria di riferimento spalle

Le sollecitazioni sono state calcolate considerando l'azione dei seguenti carichi:

- a) *Pesi propri della struttura*
- b) *Peso del terreno di riempimento gravante sulla zattera di fondazione*
- c) *Spinte del terreno*

- Spinta statica del terreno calcolata in condizione di spinta attiva:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

dove:

- γ è il peso di volume del terreno spingente a monte della parete,
- H è la somma dell'altezza della zattera e della parete,
- K_a è il coefficiente di spinta attiva;

- Incremento di spinta del terreno in fase sismica:

$$\Delta S_{ae} = S_{ae} - S_a$$

dove:

- $S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ae} \cdot (1 \pm k_v)$ spinta attiva del terreno valutata con il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe.

La risultante dell'incremento di spinta in fase sismica è considerata applicata ad un terzo dell'altezza del manufatto comprensiva dello spessore della zattera.

d) Azioni inerziali in fase sismica

Sono considerate agenti su tutti gli elementi (compreso il terreno che grava sulla zattera di fondazione) forze orizzontali e verticali connesse all'azione sismica date dal prodotto del peso degli stessi per i coefficienti sismici orizzontale $k_v = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ e verticale $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$, funzione dell'accelerazione massima $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$, attesa sul sito di riferimento e del coefficiente β_m pari a 1.00 nelle verifiche allo SLV.

e) Azioni sismiche trasferite dall'impalcato

Le verifiche sono state svolte secondo l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)**, come richiesto dalle NTC 2018. Sono state effettuate le verifiche a presso-flessione e taglio delle pareti frontali e laterali nella sezione di base e le verifiche a flessione della platea in direzione longitudinale nelle sezioni di attacco con la parete frontale a monte e a valle, con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.

Poiché le spalle lato Ovest presentano una sola fila di pali, le sollecitazioni sono state determinate mediante un modello agli elementi finiti di un palo di lunghezza 20 m libero in testa, dove il terreno è stato modellato mediante molle alla Winkler di rigidezza crescente con la profondità e discretizzate con un interasse di 0.5 m. le sollecitazioni applicate in testa al palo sono quelle determinate mediante il codice di calcolo precedentemente descritto. L'andamento delle sollecitazioni di momento e taglio sul palo delle due spalle sono mostrate in Figura 3.66.

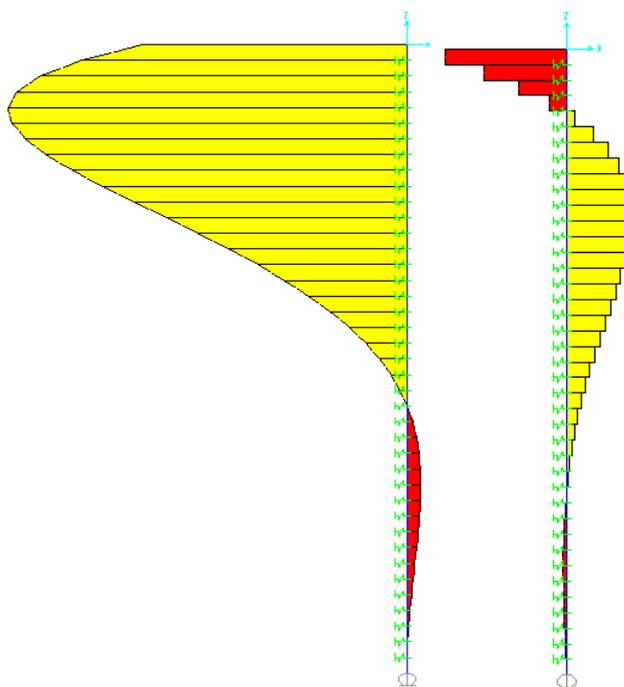


Figura 3.66 – Momento e taglio su palo libero di ruotare in testa – via sinistra

Le sollecitazioni massime allo SLV agenti sugli elementi strutturali delle spalle sono riassunte in Tabella 3.47.

SPALLA		Elemento	Condizione	N _{Ed} kN	V _{Ed} kN	M _{Ed} kNm
Lato	Via					
Ovest	DX	Paraghiaia	N _{min}	171	393	347
			N _{max}	232	411	362
		Parete frontale	N _{min}	2934	1787	2260
			N _{max}	3209	1832	2284
		Pali	N _{min}	978	596	1969
			N _{max}	1070	611	2019
	SX	Paraghiaia	N _{min}	178	425	391
			N _{max}	242	445	408
		Parete frontale	N _{min}	4705	2281	3253
N _{max}	5008		2333	3292		
Pali	N _{min}	1568	760	2513		
	N _{max}	1669	778	2571		
Est	DX	Paraghiaia	N _{min}	140	902	1014
			N _{max}	191	918	1027
		Platea	N _{min}	4002	2457	4239
			N _{max}	4135	2488	4276
	SX	Paraghiaia	N _{min}	138	874	967
			N _{max}	188	889	979
		Platea	N _{min}	4912	2696	4676
			N _{max}	5044	2726	4712

Tabella 3.47 – Sollecitazioni allo SLV sulle spalle

In Tabella 3.48 sono riassunte le verifiche di resistenza dei vari elementi strutturali nei confronti delle sollecitazioni flettenti.

SPALLA		Elemento	A _s cm ²	N _{Ed} kN	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	FS >1 OK
Lato	Via						
Ovest	DX	Paraghiaia	93,87	171	347	1054	3,04
				232	362	1062	2,93
		Parete frontale	93,87	2934	2260	9629	4,26
				3209	2284	9892	4,33
		Pali	108,57	978	1969	1788	0,91
				1070	2019	1819	0,90
	SX	Paraghiaia	93,87	178	391	1055	2,70
				242	408	1064	2,61
		Parete frontale	93,87	4705	3253	11316	3,48
5008	3292			11603	3,52		
Pali	108,57	1568	2513	1961	0,78		
		1669	2571	1988	0,77		
Est	DX	Paraghiaia	118,54	140	902	1285	1,42
				191	918	1291	1,41
		Platea	235,04	4002	4239	20277	4,78
				4135	4276	20391	4,77
	SX	Paraghiaia	118,54	138	967	1284	1,33
				188	979	1291	1,32
		Platea	235,04	4912	4676	21048	4,50
				5044	4712	21159	4,49

Tabella 3.48 – Verifica a flessione delle spalle

Non tutte le verifiche risultano soddisfatte.

In Tabella 3.49 si riportano invece le verifiche a taglio dei vari elementi strutturali delle spalle.

SPALLA		Elemento	VERIFICA	V _{Ed} kNm	V _{Rd} kNm	FS >1 OK
Lato	Via					
Ovest	DX	Paraghiaia	Elem. Non armati	411	1199	2,92
		Parete frontale	Elem. Non armati	1832	4878	2,66
		Pali	Elem. Non armati	611	617	1,01
	SX	Paraghiaia	Elem. Non armati	445	1201	2,70
		Parete frontale	Elem. Non armati	2333	5142	2,20
		Pali	Elem. Non armati	778	624	0,80
Est	DX	Paraghiaia	Elem. Non armati	918	1118	1,22
		Platea	Elem. Non armati	2488	4162	1,67
	SX	Paraghiaia	Elem. Non armati	889	1118	1,26
		Platea	Elem. Non armati	2726	4295	1,58

Tabella 3.49 – Verifica a taglio delle spalle

Non tutte le verifiche risultano soddisfatte.

3.7.5 Verifica degli appoggi in neoprene armato

I dispositivi d'appoggio delle travi sono costituiti da cuscinetti rettangolari formati da 4 strati di neoprene da 12 mm e 3 lamierini metallici da 1 mm per uno spessore totale di 51 mm.

Si riporta la verifica allo SLV di deformazione a taglio dell'elastomero utilizzando la seguente espressione:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} < 1,00$$

dove:

- $v_{xy,d}$ è lo spostamento orizzontale risultante allo SLV dell'apparecchio di appoggio,
- T_q è lo spessore totale dell'elastomero, pari a $4 \times 12 = 48$ mm.

In Tabella 3.50 sono riportate le verifiche di deformazione a taglio di tutti gli appoggi, considerando gli spostamenti orizzontali longitudinali e trasversali massimi e minimi per la combinazione allo SLV con il sisma dominante in direzione longitudinale, poiché produce gli effetti più gravosi.

VIA	LINK	OutputCase	StepType	VX [mm]	VY [mm]	VXY [mm]	T _q [mm]	$\varepsilon_{q,d}$ <1,0 OK
DX	384	CV+SLV_X	Max	28,203	8,686	29,51	48	0,61
DX	384	CV+SLV_X	Min	-29,491	-8,678	30,74	48	0,64
DX	384	CV+SLV_Y	Max	8,271	28,145	29,34	48	0,61
DX	384	CV+SLV_Y	Min	-9,559	-28,138	29,72	48	0,62
DX	385	CV+SLV_X	Max	28,082	8,694	29,40	48	0,61
DX	385	CV+SLV_X	Min	-29,328	-8,697	30,59	48	0,64
DX	385	CV+SLV_Y	Max	8,064	28,186	29,32	48	0,61
DX	385	CV+SLV_Y	Min	-9,31	-28,189	29,69	48	0,62
DX	386	CV+SLV_X	Max	28,073	8,677	29,38	48	0,61
DX	386	CV+SLV_X	Min	-29,307	-8,685	30,57	48	0,64
DX	386	CV+SLV_Y	Max	8,257	28,137	29,32	48	0,61
DX	386	CV+SLV_Y	Min	-9,49	-28,145	29,70	48	0,62
DX	387	CV+SLV_X	Max	29,076	8,857	30,40	48	0,63
DX	387	CV+SLV_X	Min	-27,797	-8,845	29,17	48	0,61
DX	387	CV+SLV_Y	Max	9,476	28,713	30,24	48	0,63
DX	387	CV+SLV_Y	Min	-8,197	-28,7	29,85	48	0,62
DX	388	CV+SLV_X	Max	28,909	8,864	30,24	48	0,63
DX	388	CV+SLV_X	Min	-27,662	-8,865	29,05	48	0,61
DX	388	CV+SLV_Y	Max	9,196	28,751	30,19	48	0,63
DX	388	CV+SLV_Y	Min	-7,948	-28,752	29,83	48	0,62

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
DX	389	CV+SLV_X	Max	28,901	8,846	30,22	48	0,63
DX	389	CV+SLV_X	Min	-27,659	-8,855	29,04	48	0,61
DX	389	CV+SLV_Y	Max	9,417	28,702	30,21	48	0,63
DX	389	CV+SLV_Y	Min	-8,176	-28,711	29,85	48	0,62
DX	390	CV+SLV_X	Max	30,077	10,273	31,78	48	0,66
DX	390	CV+SLV_X	Min	-40,722	-10,262	42,00	48	0,87
DX	390	CV+SLV_Y	Max	6,324	33,735	34,32	48	0,72
DX	390	CV+SLV_Y	Min	-16,969	-33,724	37,75	48	0,79
DX	391	CV+SLV_X	Max	29,889	10,281	31,61	48	0,66
DX	391	CV+SLV_X	Min	-40,362	-10,286	41,65	48	0,87
DX	391	CV+SLV_Y	Max	5,576	33,78	34,24	48	0,71
DX	391	CV+SLV_Y	Min	-16,05	-33,785	37,40	48	0,78
DX	392	CV+SLV_X	Max	30,177	10,262	31,87	48	0,66
DX	392	CV+SLV_X	Min	-40,502	-10,274	41,78	48	0,87
DX	392	CV+SLV_Y	Max	6,459	33,724	34,34	48	0,72
DX	392	CV+SLV_Y	Min	-16,784	-33,736	37,68	48	0,79
DX	393	CV+SLV_X	Max	32,713	11,043	34,53	48	0,72
DX	393	CV+SLV_X	Min	-22,099	-11,028	24,70	48	0,51
DX	393	CV+SLV_Y	Max	14,707	36,282	39,15	48	0,82
DX	393	CV+SLV_Y	Min	-4,093	-36,267	36,50	48	0,76
DX	394	CV+SLV_X	Max	32,305	11,051	34,14	48	0,71
DX	394	CV+SLV_X	Min	-21,831	-11,052	24,47	48	0,51
DX	394	CV+SLV_Y	Max	13,602	36,328	38,79	48	0,81
DX	394	CV+SLV_Y	Min	-3,129	-36,329	36,46	48	0,76
DX	395	CV+SLV_X	Max	32,514	11,031	34,33	48	0,72
DX	395	CV+SLV_X	Min	-22,159	-11,039	24,76	48	0,52
DX	395	CV+SLV_Y	Max	14,54	36,27	39,08	48	0,81
DX	395	CV+SLV_Y	Min	-4,185	-36,278	36,52	48	0,76
DX	396	CV+SLV_X	Max	33,447	7,654	34,31	48	0,71
DX	396	CV+SLV_X	Min	-44,058	-7,644	44,72	48	0,93
DX	396	CV+SLV_Y	Max	9,079	24,99	26,59	48	0,55
DX	396	CV+SLV_Y	Min	-19,691	-24,98	31,81	48	0,66
DX	397	CV+SLV_X	Max	32,723	7,658	33,61	48	0,70
DX	397	CV+SLV_X	Min	-43,153	-7,664	43,83	48	0,91
DX	397	CV+SLV_Y	Max	6,511	25,022	25,86	48	0,54
DX	397	CV+SLV_Y	Min	-16,942	-25,028	30,22	48	0,63
DX	398	CV+SLV_X	Max	33,554	7,643	34,41	48	0,72
DX	398	CV+SLV_X	Min	-43,826	-7,656	44,49	48	0,93
DX	398	CV+SLV_Y	Max	9,17	24,979	26,61	48	0,55
DX	398	CV+SLV_Y	Min	-19,442	-24,992	31,66	48	0,66
DX	399	CV+SLV_X	Max	31,642	9,256	32,97	48	0,69
DX	399	CV+SLV_X	Min	-21,08	-9,24	23,02	48	0,48
DX	399	CV+SLV_Y	Max	16,107	30,357	34,37	48	0,72
DX	399	CV+SLV_Y	Min	-5,546	-30,341	30,84	48	0,64
DX	400	CV+SLV_X	Max	30,705	9,262	32,07	48	0,67
DX	400	CV+SLV_X	Min	-20,274	-9,262	22,29	48	0,46
DX	400	CV+SLV_Y	Max	13,205	30,395	33,14	48	0,69
DX	400	CV+SLV_Y	Min	-2,775	-30,395	30,52	48	0,64
DX	401	CV+SLV_X	Max	31,426	9,245	32,76	48	0,68
DX	401	CV+SLV_X	Min	-21,104	-9,252	23,04	48	0,48
DX	401	CV+SLV_Y	Max	15,812	30,346	34,22	48	0,71
DX	401	CV+SLV_Y	Min	-5,49	-30,353	30,85	48	0,64
DX	402	CV+SLV_X	Max	43,853	7,915	44,56	48	0,93
DX	402	CV+SLV_X	Min	-54,447	-7,903	55,02	48	1,15
DX	402	CV+SLV_Y	Max	13,987	25,892	29,43	48	0,61
DX	402	CV+SLV_Y	Min	-24,58	-25,88	35,69	48	0,74
DX	403	CV+SLV_X	Max	42,536	7,92	43,27	48	0,90
DX	403	CV+SLV_X	Min	-52,964	-7,924	53,55	48	1,12
DX	403	CV+SLV_Y	Max	9,469	25,926	27,60	48	0,58
DX	403	CV+SLV_Y	Min	-19,897	-25,93	32,68	48	0,68
DX	404	CV+SLV_X	Max	43,916	7,904	44,62	48	0,93
DX	404	CV+SLV_X	Min	-54,2	-7,915	54,77	48	1,14
DX	404	CV+SLV_Y	Max	13,989	25,881	29,42	48	0,61
DX	404	CV+SLV_Y	Min	-24,273	-25,892	35,49	48	0,74
DX	405	CV+SLV_X	Max	24,244	8,612	25,73	48	0,54
DX	405	CV+SLV_X	Min	-13,671	-8,597	16,15	48	0,34

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
DX	405	CV+SLV_Y	Max	15,525	28,054	32,06	48	0,67
DX	405	CV+SLV_Y	Min	-4,952	-28,04	28,47	48	0,59
DX	406	CV+SLV_X	Max	22,778	8,616	24,35	48	0,51
DX	406	CV+SLV_X	Min	-12,351	-8,618	15,06	48	0,31
DX	406	CV+SLV_Y	Max	10,881	28,089	30,12	48	0,63
DX	406	CV+SLV_Y	Min	-0,453	-28,091	28,09	48	0,59
DX	407	CV+SLV_X	Max	24,007	8,6	25,50	48	0,53
DX	407	CV+SLV_X	Min	-13,702	-8,609	16,18	48	0,34
DX	407	CV+SLV_Y	Max	15,196	28,043	31,90	48	0,66
DX	407	CV+SLV_Y	Min	-4,892	-28,052	28,48	48	0,59
DX	408	CV+SLV_X	Max	26,515	10,792	28,63	48	0,60
DX	408	CV+SLV_X	Min	-37,105	-10,78	38,64	48	0,80
DX	408	CV+SLV_Y	Max	8,274	35,36	36,32	48	0,76
DX	408	CV+SLV_Y	Min	-18,865	-35,348	40,07	48	0,83
DX	409	CV+SLV_X	Max	25,368	10,801	27,57	48	0,57
DX	409	CV+SLV_X	Min	-35,796	-10,805	37,39	48	0,78
DX	409	CV+SLV_Y	Max	4,36	35,409	35,68	48	0,74
DX	409	CV+SLV_Y	Min	-14,787	-35,413	38,38	48	0,80
DX	410	CV+SLV_X	Max	26,594	10,78	28,70	48	0,60
DX	410	CV+SLV_X	Min	-36,88	-10,791	38,43	48	0,80
DX	410	CV+SLV_Y	Max	8,393	35,349	36,33	48	0,76
DX	410	CV+SLV_Y	Min	-18,679	-35,36	39,99	48	0,83
DX	411	CV+SLV_X	Max	48	11,195	49,29	48	1,03
DX	411	CV+SLV_X	Min	-37,427	-11,181	39,06	48	0,81
DX	411	CV+SLV_Y	Max	22,236	36,708	42,92	48	0,89
DX	411	CV+SLV_Y	Min	-11,662	-36,694	38,50	48	0,80
DX	412	CV+SLV_X	Max	46,653	11,204	47,98	48	1,00
DX	412	CV+SLV_X	Min	-36,226	-11,206	37,92	48	0,79
DX	412	CV+SLV_Y	Max	18,003	36,758	40,93	48	0,85
DX	412	CV+SLV_Y	Min	-7,576	-36,759	37,53	48	0,78
DX	413	CV+SLV_X	Max	47,766	11,184	49,06	48	1,02
DX	413	CV+SLV_X	Min	-37,463	-11,193	39,10	48	0,81
DX	413	CV+SLV_Y	Max	21,963	36,697	42,77	48	0,89
DX	413	CV+SLV_Y	Min	-11,659	-36,706	38,51	48	0,80
DX	414	CV+SLV_X	Max	19,18	9,043	21,20	48	0,44
DX	414	CV+SLV_X	Min	-29,712	-9,024	31,05	48	0,65
DX	414	CV+SLV_Y	Max	8,141	29,55	30,65	48	0,64
DX	414	CV+SLV_Y	Min	-18,674	-29,531	34,94	48	0,73
DX	415	CV+SLV_X	Max	17,328	9,048	19,55	48	0,41
DX	415	CV+SLV_X	Min	-27,755	-9,045	29,19	48	0,61
DX	415	CV+SLV_Y	Max	1,896	29,585	29,65	48	0,62
DX	415	CV+SLV_Y	Min	-12,323	-29,582	32,05	48	0,67
DX	416	CV+SLV_X	Max	19,196	9,031	21,21	48	0,44
DX	416	CV+SLV_X	Min	-29,54	-9,035	30,89	48	0,64
DX	416	CV+SLV_Y	Max	8,084	29,538	30,62	48	0,64
DX	416	CV+SLV_Y	Min	-18,428	-29,543	34,82	48	0,73
DX	417	CV+SLV_X	Max	57,86	6,481	58,22	48	1,21
DX	417	CV+SLV_X	Min	-47,226	-6,474	47,67	48	0,99
DX	417	CV+SLV_Y	Max	27,404	21,104	34,59	48	0,72
DX	417	CV+SLV_Y	Min	-16,77	-21,097	26,95	48	0,56
DX	418	CV+SLV_X	Max	55,8	6,484	56,18	48	1,17
DX	418	CV+SLV_X	Min	-45,373	-6,493	45,84	48	0,95
DX	418	CV+SLV_Y	Max	20,806	21,132	29,66	48	0,62
DX	418	CV+SLV_Y	Min	-10,379	-21,141	23,55	48	0,49
DX	419	CV+SLV_X	Max	57,563	6,469	57,93	48	1,21
DX	419	CV+SLV_X	Min	-47,321	-6,485	47,76	48	1,00
DX	419	CV+SLV_Y	Max	26,95	21,093	34,22	48	0,71
DX	419	CV+SLV_Y	Min	-16,708	-21,109	26,92	48	0,56
DX	420	CV+SLV_X	Max	28,224	11,855	30,61	48	0,64
DX	420	CV+SLV_X	Min	-38,797	-11,841	40,56	48	0,85
DX	420	CV+SLV_Y	Max	5,63	38,991	39,40	48	0,82
DX	420	CV+SLV_Y	Min	-16,204	-38,976	42,21	48	0,88
DX	421	CV+SLV_X	Max	28,059	11,865	30,46	48	0,63
DX	421	CV+SLV_X	Min	-38,487	-11,866	40,27	48	0,84
DX	421	CV+SLV_Y	Max	5,008	39,041	39,36	48	0,82
DX	421	CV+SLV_Y	Min	-15,436	-39,043	41,98	48	0,87

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
DX	422	CV+SLV_X	Max	28,278	11,843	30,66	48	0,64
DX	422	CV+SLV_X	Min	-38,583	-11,852	40,36	48	0,84
DX	422	CV+SLV_Y	Max	5,709	38,979	39,39	48	0,82
DX	422	CV+SLV_Y	Min	-16,014	-38,988	42,15	48	0,88
DX	423	CV+SLV_X	Max	43,061	11,396	44,54	48	0,93
DX	423	CV+SLV_X	Min	-32,465	-11,385	34,40	48	0,72
DX	423	CV+SLV_Y	Max	17,348	37,447	41,27	48	0,86
DX	423	CV+SLV_Y	Min	-6,752	-37,436	38,04	48	0,79
DX	424	CV+SLV_X	Max	42,788	11,405	44,28	48	0,92
DX	424	CV+SLV_X	Min	-32,361	-11,41	34,31	48	0,71
DX	424	CV+SLV_Y	Max	16,733	37,495	41,06	48	0,86
DX	424	CV+SLV_Y	Min	-6,306	-37,5	38,03	48	0,79
DX	425	CV+SLV_X	Max	42,835	11,385	44,32	48	0,92
DX	425	CV+SLV_X	Min	-32,551	-11,395	34,49	48	0,72
DX	425	CV+SLV_Y	Max	17,155	37,437	41,18	48	0,86
DX	425	CV+SLV_Y	Min	-6,872	-37,447	38,07	48	0,79
SX	455	CV+SLV_X	Max	33,791	11,292	35,63	48	0,74
SX	455	CV+SLV_X	Min	-44,384	-11,282	45,80	48	0,95
SX	455	CV+SLV_Y	Max	7,309	37,022	37,74	48	0,79
SX	455	CV+SLV_Y	Min	-17,901	-37,011	41,11	48	0,86
SX	456	CV+SLV_X	Max	33,724	11,302	35,57	48	0,74
SX	456	CV+SLV_X	Min	-44,151	-11,306	45,58	48	0,95
SX	456	CV+SLV_Y	Max	7,044	37,07	37,73	48	0,79
SX	456	CV+SLV_Y	Min	-17,471	-37,074	40,98	48	0,85
SX	457	CV+SLV_X	Max	33,833	11,282	35,66	48	0,74
SX	457	CV+SLV_X	Min	-44,12	-11,292	45,54	48	0,95
SX	457	CV+SLV_Y	Max	7,392	37,012	37,74	48	0,79
SX	457	CV+SLV_Y	Min	-17,679	-37,022	41,03	48	0,85
SX	458	CV+SLV_X	Max	41,678	11,536	43,25	48	0,90
SX	458	CV+SLV_X	Min	-31,102	-11,523	33,17	48	0,69
SX	458	CV+SLV_Y	Max	17,151	37,911	41,61	48	0,87
SX	458	CV+SLV_Y	Min	-6,575	-37,897	38,46	48	0,80
SX	459	CV+SLV_X	Max	41,428	11,546	43,01	48	0,90
SX	459	CV+SLV_X	Min	-31	-11,548	33,08	48	0,69
SX	459	CV+SLV_Y	Max	16,642	37,961	41,45	48	0,86
SX	459	CV+SLV_Y	Min	-6,214	-37,963	38,47	48	0,80
SX	460	CV+SLV_X	Max	41,422	11,524	43,00	48	0,90
SX	460	CV+SLV_X	Min	-31,12	-11,534	33,19	48	0,69
SX	460	CV+SLV_Y	Max	16,938	37,899	41,51	48	0,86
SX	460	CV+SLV_Y	Min	-6,636	-37,909	38,49	48	0,80
SX	461	CV+SLV_X	Max	33,079	8,808	34,23	48	0,71
SX	461	CV+SLV_X	Min	-43,684	-8,797	44,56	48	0,93
SX	461	CV+SLV_Y	Max	8,733	28,688	29,99	48	0,62
SX	461	CV+SLV_Y	Min	-19,338	-28,678	34,59	48	0,72
SX	462	CV+SLV_X	Max	32,582	8,815	33,75	48	0,70
SX	462	CV+SLV_X	Min	-43,007	-8,82	43,90	48	0,91
SX	462	CV+SLV_Y	Max	6,981	28,726	29,56	48	0,62
SX	462	CV+SLV_Y	Min	-17,406	-28,732	33,59	48	0,70
SX	463	CV+SLV_X	Max	33,14	8,797	34,29	48	0,71
SX	463	CV+SLV_X	Min	-43,407	-8,81	44,29	48	0,92
SX	463	CV+SLV_Y	Max	8,787	28,677	29,99	48	0,62
SX	463	CV+SLV_Y	Min	-19,054	-28,69	34,44	48	0,72
SX	464	CV+SLV_X	Max	28,816	10,519	30,68	48	0,64
SX	464	CV+SLV_X	Min	-18,259	-10,503	21,06	48	0,44
SX	464	CV+SLV_Y	Max	14,869	33,995	37,10	48	0,77
SX	464	CV+SLV_Y	Min	-4,311	-33,979	34,25	48	0,71
SX	465	CV+SLV_X	Max	28,087	10,526	29,99	48	0,62
SX	465	CV+SLV_X	Min	-17,663	-10,526	20,56	48	0,43
SX	465	CV+SLV_Y	Max	12,751	34,038	36,35	48	0,76
SX	465	CV+SLV_Y	Min	-2,326	-34,038	34,12	48	0,71
SX	466	CV+SLV_X	Max	28,573	10,507	30,44	48	0,63
SX	466	CV+SLV_X	Min	-18,258	-10,514	21,07	48	0,44
SX	466	CV+SLV_Y	Max	14,656	33,983	37,01	48	0,77
SX	466	CV+SLV_Y	Min	-4,342	-33,99	34,27	48	0,71
SX	467	CV+SLV_X	Max	41,069	8,868	42,02	48	0,88
SX	467	CV+SLV_X	Min	-51,652	-8,856	52,41	48	1,09

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
SX	467	CV+SLV_Y	Max	13,045	28,435	31,28	48	0,65
SX	467	CV+SLV_Y	Min	-23,629	-28,424	36,96	48	0,77
SX	468	CV+SLV_X	Max	39,976	8,873	40,95	48	0,85
SX	468	CV+SLV_X	Min	-50,392	-8,878	51,17	48	1,07
SX	468	CV+SLV_Y	Max	9,302	28,472	29,95	48	0,62
SX	468	CV+SLV_Y	Min	-19,718	-28,476	34,64	48	0,72
SX	469	CV+SLV_X	Max	40,946	8,856	41,89	48	0,87
SX	469	CV+SLV_X	Min	-51,218	-8,867	51,98	48	1,08
SX	469	CV+SLV_Y	Max	12,481	28,423	31,04	48	0,65
SX	469	CV+SLV_Y	Min	-22,752	-28,435	36,42	48	0,76
SX	470	CV+SLV_X	Max	28,431	10,006	30,14	48	0,63
SX	470	CV+SLV_X	Min	-17,87	-9,991	20,47	48	0,43
SX	470	CV+SLV_Y	Max	16,622	31,935	36,00	48	0,75
SX	470	CV+SLV_Y	Min	-6,061	-31,921	32,49	48	0,68
SX	471	CV+SLV_X	Max	27,203	10,012	28,99	48	0,60
SX	471	CV+SLV_X	Min	-16,787	-10,014	19,55	48	0,41
SX	471	CV+SLV_Y	Max	12,761	31,975	34,43	48	0,72
SX	471	CV+SLV_Y	Min	-2,345	-31,977	32,06	48	0,67
SX	472	CV+SLV_X	Max	28,012	9,994	29,74	48	0,62
SX	472	CV+SLV_X	Min	-17,718	-10,003	20,35	48	0,42
SX	472	CV+SLV_Y	Max	15,669	31,924	35,56	48	0,74
SX	472	CV+SLV_Y	Min	-5,374	-31,933	32,38	48	0,67
SX	473	CV+SLV_X	Max	38,914	13,746	41,27	48	0,86
SX	473	CV+SLV_X	Min	-49,461	-13,733	51,33	48	1,07
SX	473	CV+SLV_Y	Max	10,833	43,83	45,15	48	0,94
SX	473	CV+SLV_Y	Min	-21,38	-43,818	48,76	48	1,02
SX	474	CV+SLV_X	Max	38,384	13,759	40,78	48	0,85
SX	474	CV+SLV_X	Min	-48,771	-13,762	50,68	48	1,06
SX	474	CV+SLV_Y	Max	8,845	43,89	44,77	48	0,93
SX	474	CV+SLV_Y	Min	-19,232	-43,893	47,92	48	1,00
SX	475	CV+SLV_X	Max	38,881	13,734	41,24	48	0,86
SX	475	CV+SLV_X	Min	-49,132	-13,745	51,02	48	1,06
SX	475	CV+SLV_Y	Max	10,325	43,819	45,02	48	0,94
SX	475	CV+SLV_Y	Min	-20,576	-43,829	48,42	48	1,01
SX	476	CV+SLV_X	Max	50,769	13,157	52,45	48	1,09
SX	476	CV+SLV_X	Min	-40,23	-13,143	42,32	48	0,88
SX	476	CV+SLV_Y	Max	21,31	42,019	47,11	48	0,98
SX	476	CV+SLV_Y	Min	-10,771	-42,006	43,36	48	0,90
SX	477	CV+SLV_X	Max	50,276	13,17	51,97	48	1,08
SX	477	CV+SLV_X	Min	-39,888	-13,172	42,01	48	0,88
SX	477	CV+SLV_Y	Max	19,792	42,078	46,50	48	0,97
SX	477	CV+SLV_Y	Min	-9,405	-42,08	43,12	48	0,90
SX	478	CV+SLV_X	Max	50,479	13,146	52,16	48	1,09
SX	478	CV+SLV_X	Min	-40,221	-13,155	42,32	48	0,88
SX	478	CV+SLV_Y	Max	20,588	42,008	46,78	48	0,97
SX	478	CV+SLV_Y	Min	-10,33	-42,018	43,27	48	0,90
SX	479	CV+SLV_X	Max	15,244	9,147	17,78	48	0,37
SX	479	CV+SLV_X	Min	-24,711	-9,418	26,44	48	0,55
SX	479	CV+SLV_Y	Max	5,468	27,733	28,27	48	0,59
SX	479	CV+SLV_Y	Min	-14,935	-28,004	31,74	48	0,66
SX	480	CV+SLV_X	Max	14,495	9,15	17,14	48	0,36
SX	480	CV+SLV_X	Min	-23,959	-9,437	25,75	48	0,54
SX	480	CV+SLV_Y	Max	3,004	27,759	27,92	48	0,58
SX	480	CV+SLV_Y	Min	-12,468	-28,047	30,69	48	0,64
SX	481	CV+SLV_X	Max	14,239	9,144	16,92	48	0,35
SX	481	CV+SLV_X	Min	-23,731	-9,443	25,54	48	0,53
SX	481	CV+SLV_Y	Max	2,217	27,754	27,84	48	0,58
SX	481	CV+SLV_Y	Min	-11,71	-28,053	30,40	48	0,63
SX	482	CV+SLV_X	Max	14,932	9,127	17,50	48	0,36
SX	482	CV+SLV_X	Min	-24,48	-9,438	26,24	48	0,55
SX	482	CV+SLV_Y	Max	4,62	27,714	28,10	48	0,59
SX	482	CV+SLV_Y	Min	-14,168	-28,025	31,40	48	0,65
SX	483	CV+SLV_X	Max	48,036	8,15	48,72	48	1,02
SX	483	CV+SLV_X	Min	-38,343	-7,888	39,15	48	0,82
SX	483	CV+SLV_Y	Max	22,507	24,66	33,39	48	0,70
SX	483	CV+SLV_Y	Min	-12,814	-24,397	27,56	48	0,57

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
SX	484	CV+SLV_X	Max	46,803	8,173	47,51	48	0,99
SX	484	CV+SLV_X	Min	-37,271	-7,901	38,10	48	0,79
SX	484	CV+SLV_Y	Max	19,059	24,713	31,21	48	0,65
SX	484	CV+SLV_Y	Min	-9,527	-24,441	26,23	48	0,55
SX	485	CV+SLV_X	Max	46,839	8,201	47,55	48	0,99
SX	485	CV+SLV_X	Min	-37,426	-7,89	38,25	48	0,80
SX	485	CV+SLV_Y	Max	19,78	24,747	31,68	48	0,66
SX	485	CV+SLV_Y	Min	-10,368	-24,437	26,55	48	0,55
SX	486	CV+SLV_X	Max	47,649	8,206	48,35	48	1,01
SX	486	CV+SLV_X	Min	-38,314	-7,883	39,12	48	0,81
SX	486	CV+SLV_Y	Max	23,026	24,739	33,80	48	0,70
SX	486	CV+SLV_Y	Min	-13,691	-24,417	27,99	48	0,58
SX	487	CV+SLV_X	Max	18,243	10,979	21,29	48	0,44
SX	487	CV+SLV_X	Min	-27,306	-10,96	29,42	48	0,61
SX	487	CV+SLV_Y	Max	4,435	35,869	36,14	48	0,75
SX	487	CV+SLV_Y	Min	-13,498	-35,85	38,31	48	0,80
SX	488	CV+SLV_X	Max	17,934	10,989	21,03	48	0,44
SX	488	CV+SLV_X	Min	-26,958	-10,985	29,11	48	0,61
SX	488	CV+SLV_Y	Max	3,403	35,921	36,08	48	0,75
SX	488	CV+SLV_Y	Min	-12,427	-35,917	38,01	48	0,79
SX	489	CV+SLV_X	Max	17,846	10,984	20,96	48	0,44
SX	489	CV+SLV_X	Min	-26,859	-10,989	29,02	48	0,60
SX	489	CV+SLV_Y	Max	3,139	35,916	36,05	48	0,75
SX	489	CV+SLV_Y	Min	-12,153	-35,921	37,92	48	0,79
SX	490	CV+SLV_X	Max	18,132	10,959	21,19	48	0,44
SX	490	CV+SLV_X	Min	-27,164	-10,978	29,30	48	0,61
SX	490	CV+SLV_Y	Max	4,159	35,849	36,09	48	0,75
SX	490	CV+SLV_Y	Min	-13,19	-35,868	38,22	48	0,80
SX	491	CV+SLV_X	Max	40,633	10,01	41,85	48	0,87
SX	491	CV+SLV_X	Min	-31,579	-9,985	33,12	48	0,69
SX	491	CV+SLV_Y	Max	17,225	32,803	37,05	48	0,77
SX	491	CV+SLV_Y	Min	-8,171	-32,779	33,78	48	0,70
SX	492	CV+SLV_X	Max	40,554	9,987	41,77	48	0,87
SX	492	CV+SLV_X	Min	-31,521	-10,01	33,07	48	0,69
SX	492	CV+SLV_Y	Max	17,037	32,78	36,94	48	0,77
SX	492	CV+SLV_Y	Min	-8,004	-32,803	33,77	48	0,70
SX	493	CV+SLV_X	Max	40,289	10,015	41,52	48	0,86
SX	493	CV+SLV_X	Min	-31,269	-10,018	32,83	48	0,68
SX	493	CV+SLV_Y	Max	16,148	32,851	36,61	48	0,76
SX	493	CV+SLV_Y	Min	-7,128	-32,854	33,62	48	0,70
SX	494	CV+SLV_X	Max	40,337	10,018	41,56	48	0,87
SX	494	CV+SLV_X	Min	-31,311	-10,014	32,87	48	0,68
SX	494	CV+SLV_Y	Max	16,284	32,854	36,67	48	0,76
SX	494	CV+SLV_Y	Min	-7,258	-32,851	33,64	48	0,70
SX	495	CV+SLV_X	Max	29,68	11,305	31,76	48	0,66
SX	495	CV+SLV_X	Min	-37,275	-11,307	38,95	48	0,81
SX	495	CV+SLV_Y	Max	6,782	37,625	38,23	48	0,80
SX	495	CV+SLV_Y	Min	-14,378	-37,627	40,28	48	0,84
SX	496	CV+SLV_X	Max	29,749	11,298	31,82	48	0,66
SX	496	CV+SLV_X	Min	-37,367	-11,277	39,03	48	0,81
SX	496	CV+SLV_Y	Max	7,032	37,572	38,22	48	0,80
SX	496	CV+SLV_Y	Min	-14,651	-37,551	40,31	48	0,84
SX	497	CV+SLV_X	Max	29,755	11,278	31,82	48	0,66
SX	497	CV+SLV_X	Min	-37,358	-11,293	39,03	48	0,81
SX	497	CV+SLV_Y	Max	7,066	37,551	38,21	48	0,80
SX	497	CV+SLV_Y	Min	-14,669	-37,566	40,33	48	0,84
SX	498	CV+SLV_X	Max	29,693	11,3	31,77	48	0,66
SX	498	CV+SLV_X	Min	-37,265	-11,304	38,94	48	0,81
SX	498	CV+SLV_Y	Max	6,814	37,611	38,22	48	0,80
SX	498	CV+SLV_Y	Min	-14,387	-37,615	40,27	48	0,84
SX	499	CV+SLV_X	Max	41,429	11,009	42,87	48	0,89
SX	499	CV+SLV_X	Min	-33,809	-10,987	35,55	48	0,74
SX	499	CV+SLV_Y	Max	15,913	36,602	39,91	48	0,83
SX	499	CV+SLV_Y	Min	-8,293	-36,58	37,51	48	0,78
SX	500	CV+SLV_X	Max	41,407	10,986	42,84	48	0,89
SX	500	CV+SLV_X	Min	-33,809	-11,008	35,56	48	0,74

VIA	LINK	OutputCase	StepType	v _x [mm]	v _y [mm]	v _{xy} [mm]	T _q [mm]	ε _{q,d} <1,0 OK
SX	500	CV+SLV_Y	Max	15,896	36,58	39,88	48	0,83
SX	500	CV+SLV_Y	Min	-8,298	-36,602	37,53	48	0,78
SX	501	CV+SLV_X	Max	41,306	11,015	42,75	48	0,89
SX	501	CV+SLV_X	Min	-33,724	-11,018	35,48	48	0,74
SX	501	CV+SLV_Y	Max	15,573	36,654	39,83	48	0,83
SX	501	CV+SLV_Y	Min	-7,99	-36,657	37,52	48	0,78
SX	502	CV+SLV_X	Max	41,314	11,018	42,76	48	0,89
SX	502	CV+SLV_X	Min	-33,724	-11,016	35,48	48	0,74
SX	502	CV+SLV_Y	Max	15,581	36,657	39,83	48	0,83
SX	502	CV+SLV_Y	Min	-7,991	-36,654	37,51	48	0,78

Tabella 3.50 – Verifica di deformazione a taglio degli appoggi

Non tutte le verifiche risultano soddisfatte.

3.7.6 Considerazioni finali sull'analisi sismica

Le valutazioni condotte circa la capacità portante del Viadotto, operate mediante analisi strutturali di tipo lineare e verifiche sezionali in accordo al Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite, nel formato prescritto dalle attuali Norme NTC 2018, hanno evidenziato situazioni critiche in corrispondenza dei fusti delle pile (fattore di sicurezza minimo $FS = 0.69$), delle fondazioni delle pile (fattore di sicurezza minimo $FS = 0.56$ nei pali, $FS = 0.75$ nei plinti su pali e $FS = 0.29$ nei plinti delle fondazioni superficiali), e in corrispondenza dei pali di fondazione delle spalle (fattore di sicurezza minimo $FS = 0.77$ a flessione e $FS = 0.80$ a taglio). Sono inoltre presenti delle criticità anche negli appoggi in neoprene.

Occorre tener conto della riduzione delle prestazioni degli appoggi esistenti per invecchiamento del materiale e della loro inadeguatezza rispetto alle normative vigenti, non essendo dotati superiormente ed inferiormente di collegamenti con ancoraggi di tipo meccanico e delle dimensioni estremamente ridotte dei varchi dei giunti sulle spalle, non adeguate a far fronte agli spostamenti sismici ed evitare il battimento dell'impalcato con le spalle.

3.8 Interventi di adeguamento sismico

Le criticità evidenziate nella verifica del Viadotto nei confronti delle azioni sismiche hanno richiesto lo sviluppo di interventi mirati alla riduzione delle sollecitazioni sulle sottostrutture, oltre a quelli dedicati al ripristino delle zone interessate dal degrado.

Di seguito vengono descritti gli interventi previsti e le analisi della struttura allo stato di progetto, che hanno comportato l'aggiornamento dei modelli di calcolo globali, la riverifica degli elementi strutturali esistenti e la verifica dei nuovi sistemi adottati.

3.8.1 Descrizione degli interventi

Gli interventi previsti consistono principalmente nelle seguenti operazioni:

- La sostituzione degli apparecchi di appoggio esistenti con isolatori a scorrimento a doppia superficie curva mediante sollevamento degli impalcati e realizzazione di ritegni trasversali;
- L'eliminazione dei giunti sulle pile e il collegamento delle solette in corrispondenza dei varchi per la creazione di una catena cinematica;
- L'adeguamento dei varchi di giunto sulle spalle mediante traslazione delle campate di riva con l'installazione di nuovi giunti in elastomero armato.

In Figura 3.67 è mostrata la configurazione allo stato di progetto del Viadotto in esame.

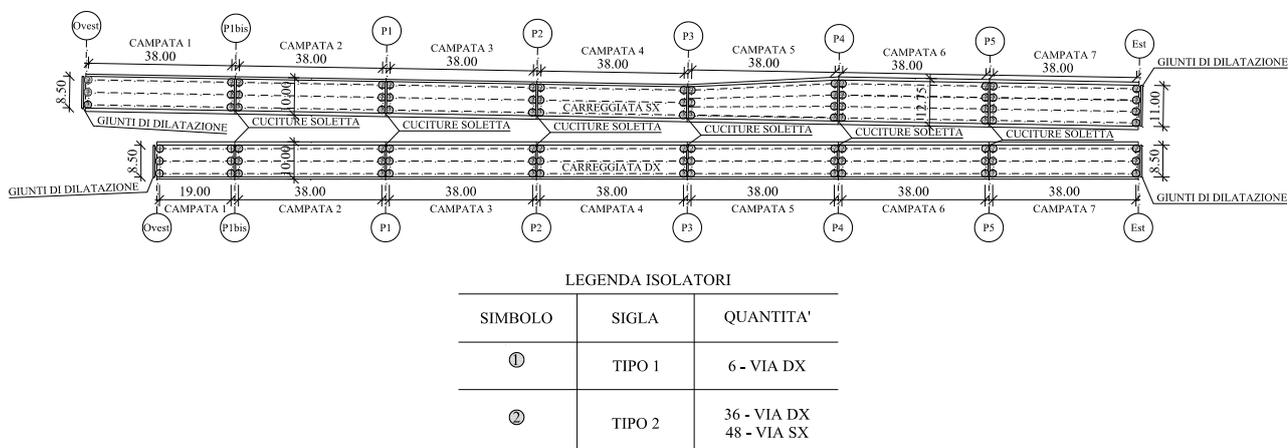


Figura 3.67 – Planimetria del Viadotto allo stato di progetto

I dispositivi di appoggio mostrati in Figura 3.68 sono i nuovi appoggi per la campata 1 della via di destra, mentre, quelli mostrati in Figura 3.69 sono i nuovi dispositivi di appoggio per tutte le altre campate.

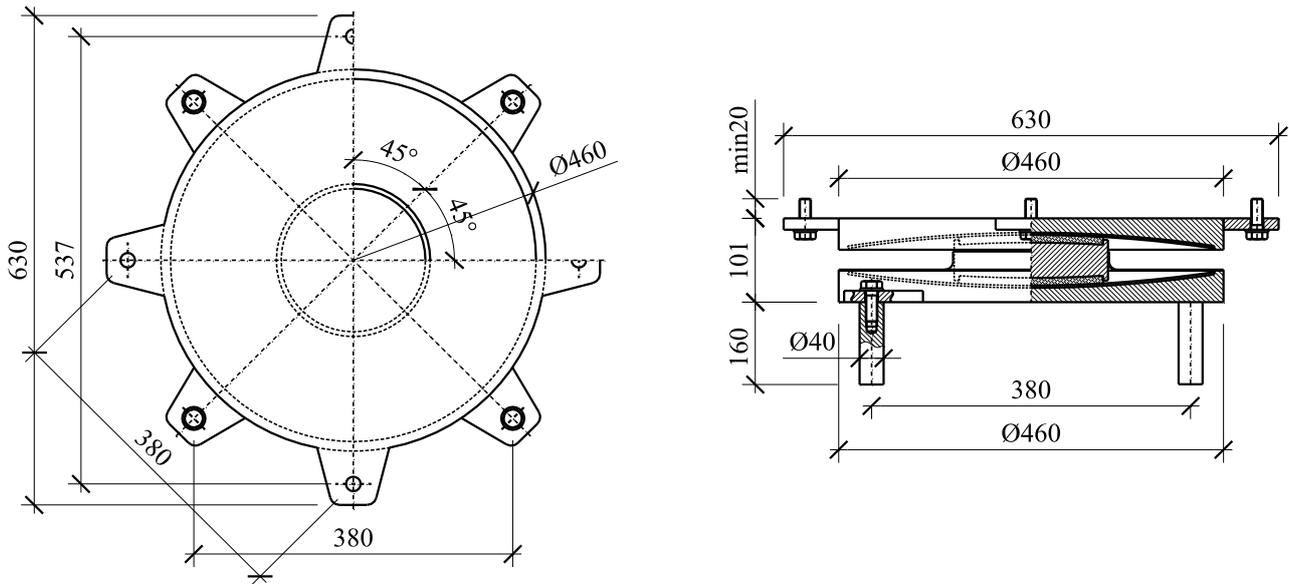


Figura 3.68 – Isolatore di tipo 1

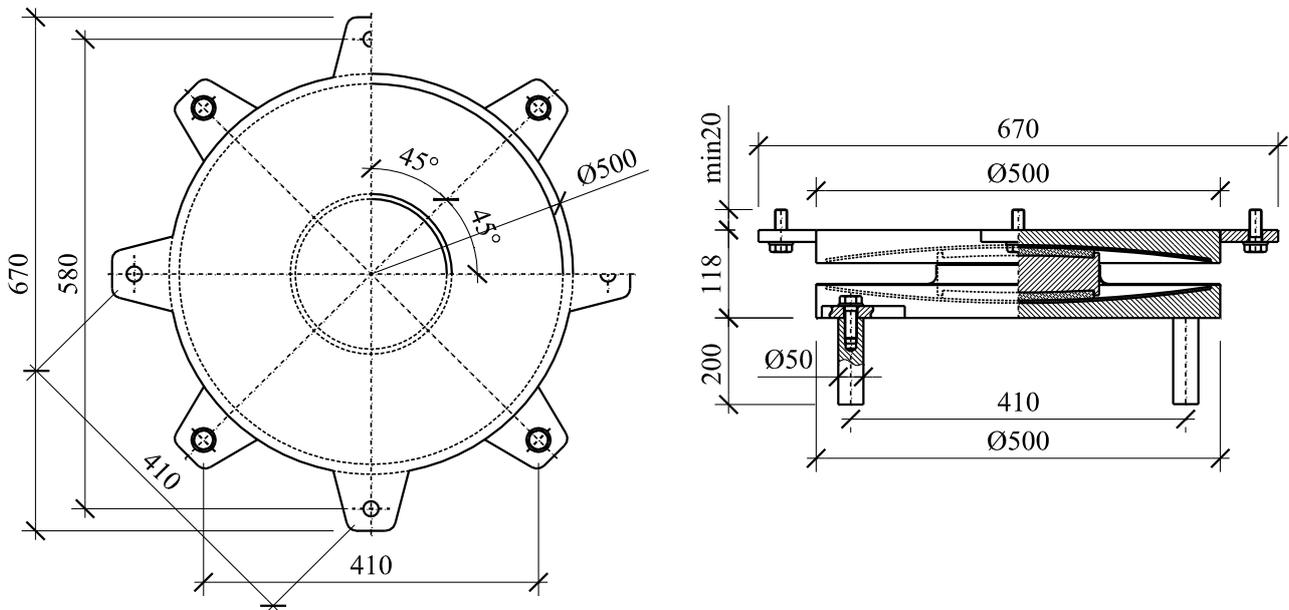


Figura 3.69 – Isolatore di tipo 2

Per la sostituzione dei dispositivi di appoggio è necessario sollevare l'impalcato, previa creazione di un piano di posa adeguato. Nella spalla Ovest questo si traduce nella parziale demolizione della parete frontale con inghisaggio di nuovi ferri e abbassamento della stessa, mentre nella spalla Est si traduce nella realizzazione di pilastri in corrispondenza delle travi poggianti sulla platea della spalla.

Il sistema di sollevamento è costituito da un martinetto da 100 t in corrispondenza di ogni appoggio per la campata di luce ridotta (configurazione 1) e da due martinetti da 100 t per ogni appoggio nelle altre campate (configurazione 2), dato il maggior peso da sollevare. In Figura 3.70 e Figura 3.71 è mostrato il sistema di sollevamento sulle pile per le due configurazioni, con indicazione anche dei martinetti di sicurezza posizionati sotto i traversi.

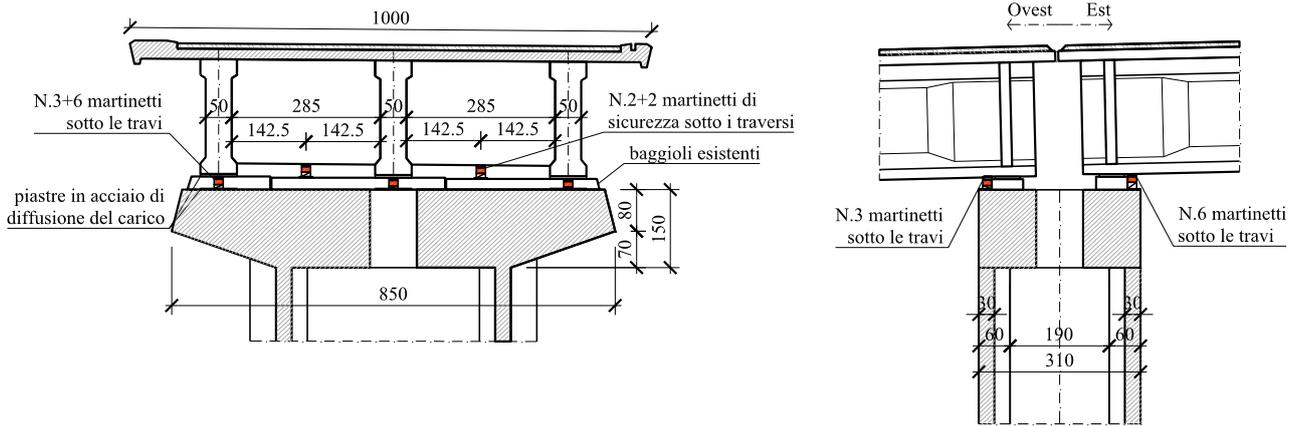


Figura 3.70 – Sistema di sollevamento tipo sulle pile per campata 1

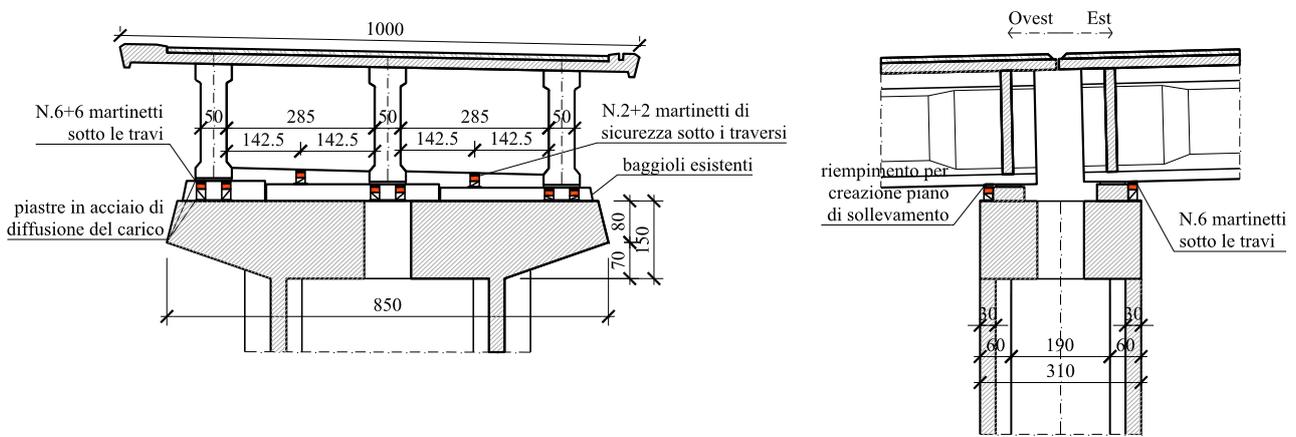


Figura 3.71 – Sistema di sollevamento tipo sulle pile per le altre campate

Dopo il sollevamento le travi vengono assicurate su dei calaggi in acciaio, la cui disposizione è mostrata in Figura 3.72 e Figura 3.73, per consentire le lavorazioni agli appoggi in sicurezza.

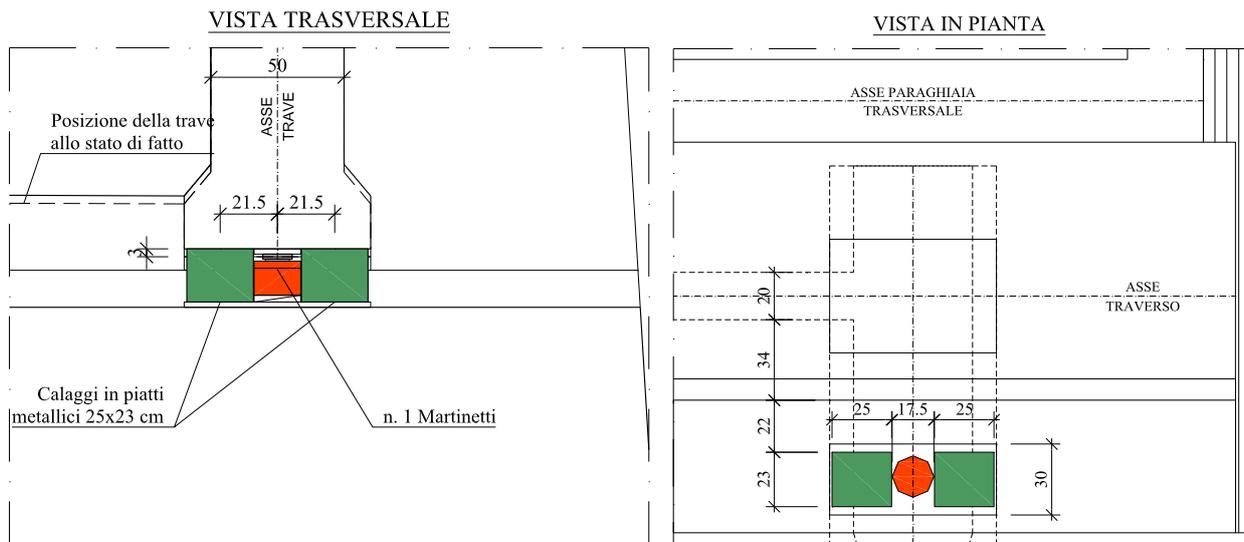


Figura 3.72 – Disposizione dei martinetti e dei calaggi nella configurazione 1

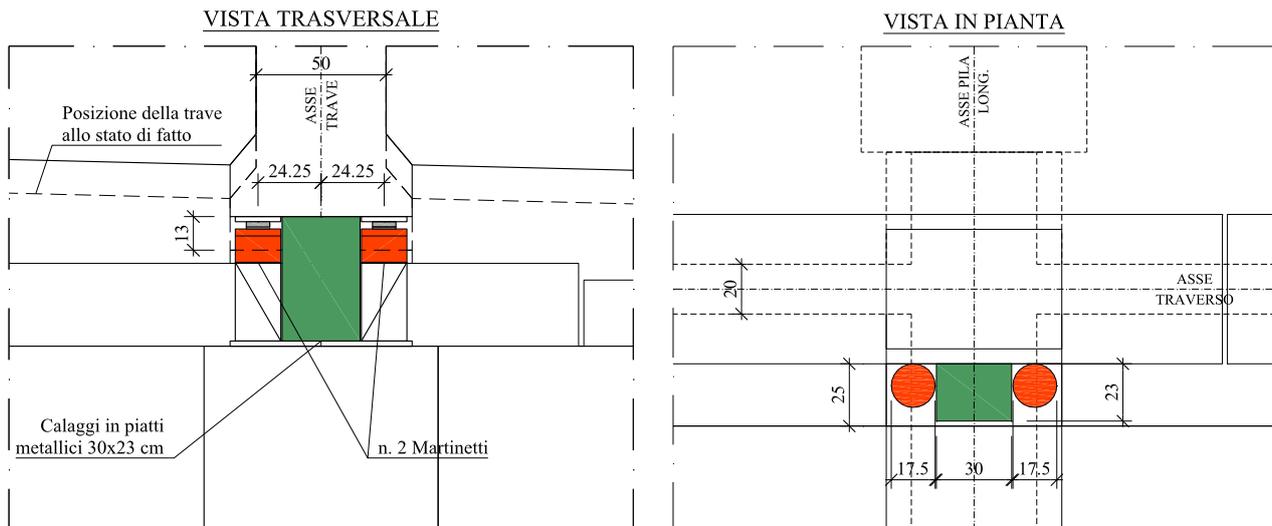


Figura 3.73 – Disposizione dei martinetti e dei calaggi nella configurazione 2

A questo punto si procede alla rimozione degli appoggi esistenti, all'idrodemolizione dei baggioli per uno spazio sufficiente alla disposizione degli isolatori a scorrimento e alla realizzazione dei ritegni trasversali di fine corsa ad una distanza di 15 cm dalle travi per garantire gli spostamenti in fase sismica, da realizzare con muretti in c.a. 40x60 cm ai lati delle travi centrali nelle pile e all'esterno delle travi laterali nelle spalle (Figura 3.74).

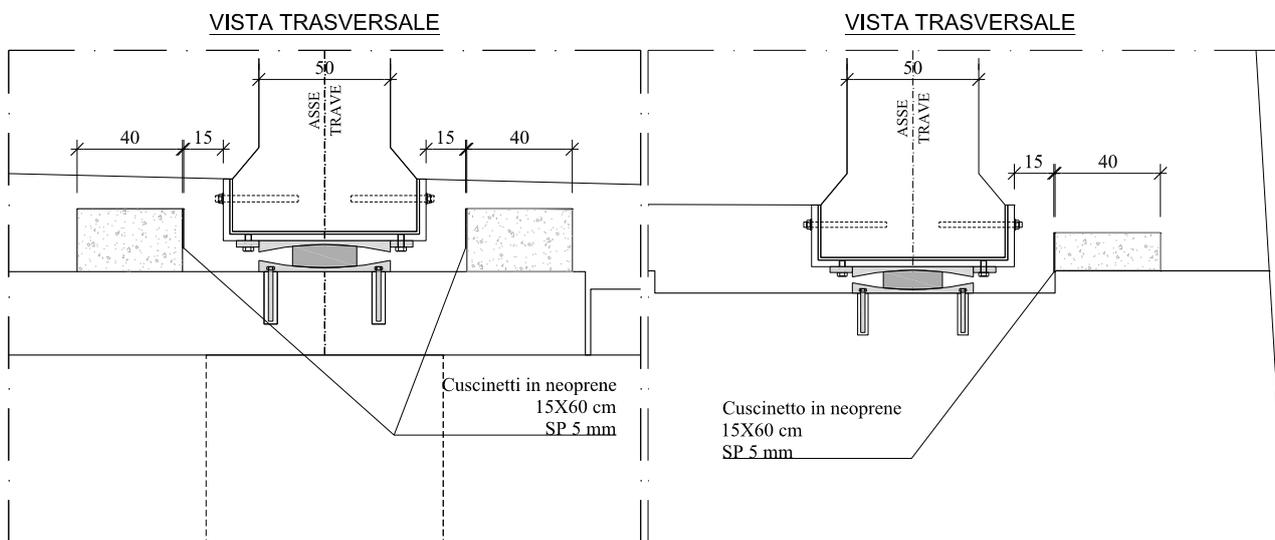


Figura 3.74 – Geometria dei ritegni trasversali degli isolatori sulle pile (destra) e sulle spalle (sinistra)

Dopo aver realizzato i ritegni e posizionato la contropiastra superiore sulla trave, si solleva nuovamente l'impalcato per effettuare la traslazione delle campate di riva e ottenere così un varco sufficiente per l'alloggiamento dei nuovi giunti sulle spalle. Nelle campate centrali, invece, non è necessaria la traslazione poiché non saranno ripristinati i giunti esistenti, ma si realizzerà la cucitura delle solette così da formare una catena cinematica. La traslazione avviene posizionando l'impalcato su dei rulli e spingendo con dei martinetti orizzontali sui traversi (Figura 3.75).

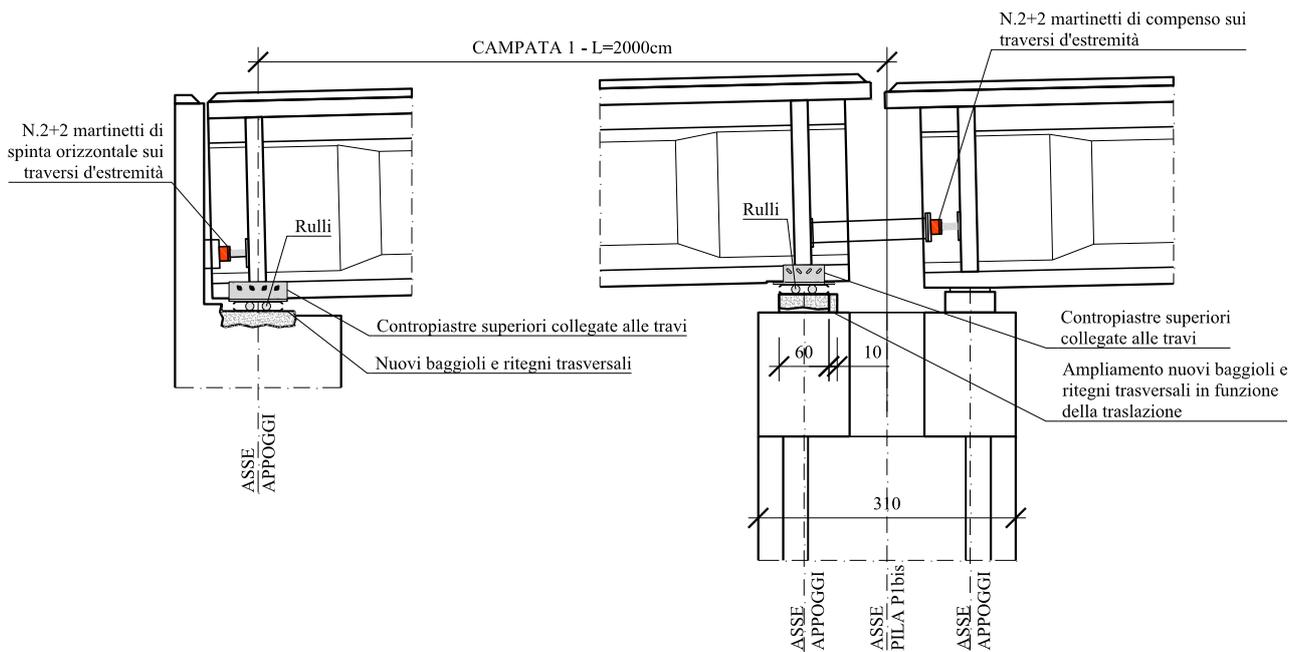


Figura 3.75 – Schema tipo per la traslazione delle campate 1 e 7

Infine, si esegue un secondo sollevamento dell'impalcato, vengono posizionati gli isolatori, che sono collegati inferiormente ai baggioli tramite zanche e superiormente alle travi tramite contropiastre in acciaio, e su questi si abbassa l'impalcato (Figura 3.76).

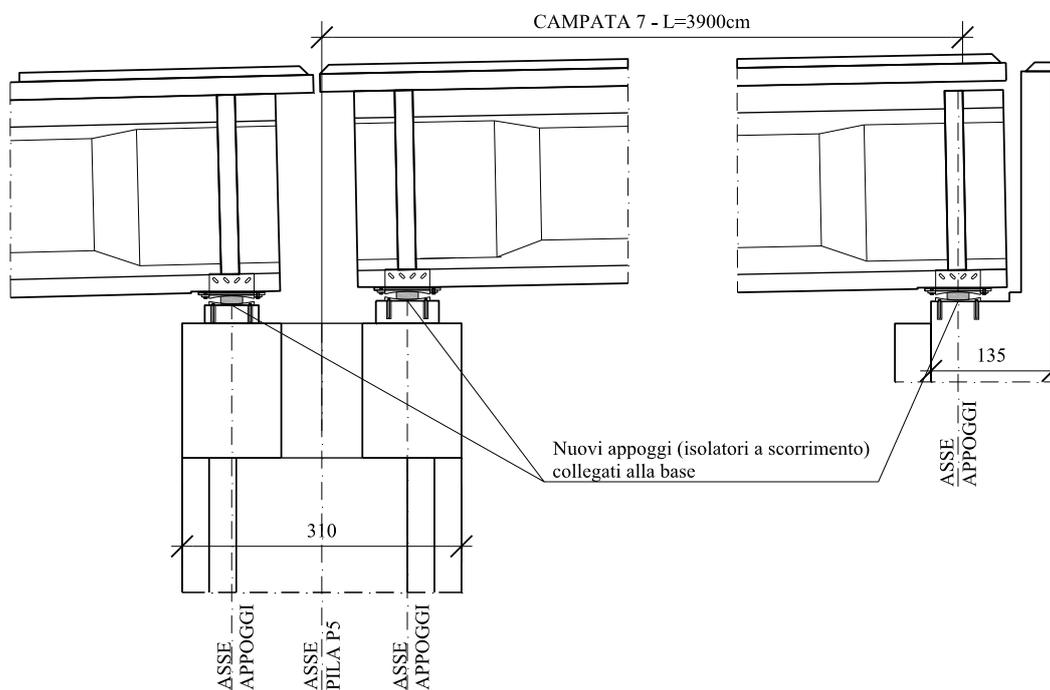


Figura 3.76 – Configurazione finale degli appoggi

I sollevamenti sono stati ideati in modo da non avere differenze di quota tra lo stato di fatto e lo stato di progetto in corrispondenza delle spalle ($\Delta H = 0$), mentre è risultato un sollevamento degli impalcato sulle pile di circa 10 cm, che tuttavia non richiede l'adeguamento della livelleta stradale.

Per la creazione di uno schema a catena cinematica degli impalcati è previsto il collegamento delle solette in corrispondenza dei varchi di giunto sulle pile, la cui eliminazione consente anche di ridurre le fonti di degrado più significative.

La realizzazione della continuità in soletta sarà eseguita mediante le seguenti operazioni (Figura 3.77):

- Demolizione a tutto spessore degli sbalzi longitudinali di soletta per circa 42.5 cm;
- Sostituzione delle barre trasversali con nuove barre Inox e trattamento delle altre barre esistenti;
- Predisposizione delle armature aggiuntive longitudinali in acciaio Inox;
- Realizzazione della nuova soletta in continuità con getto di calcestruzzo.

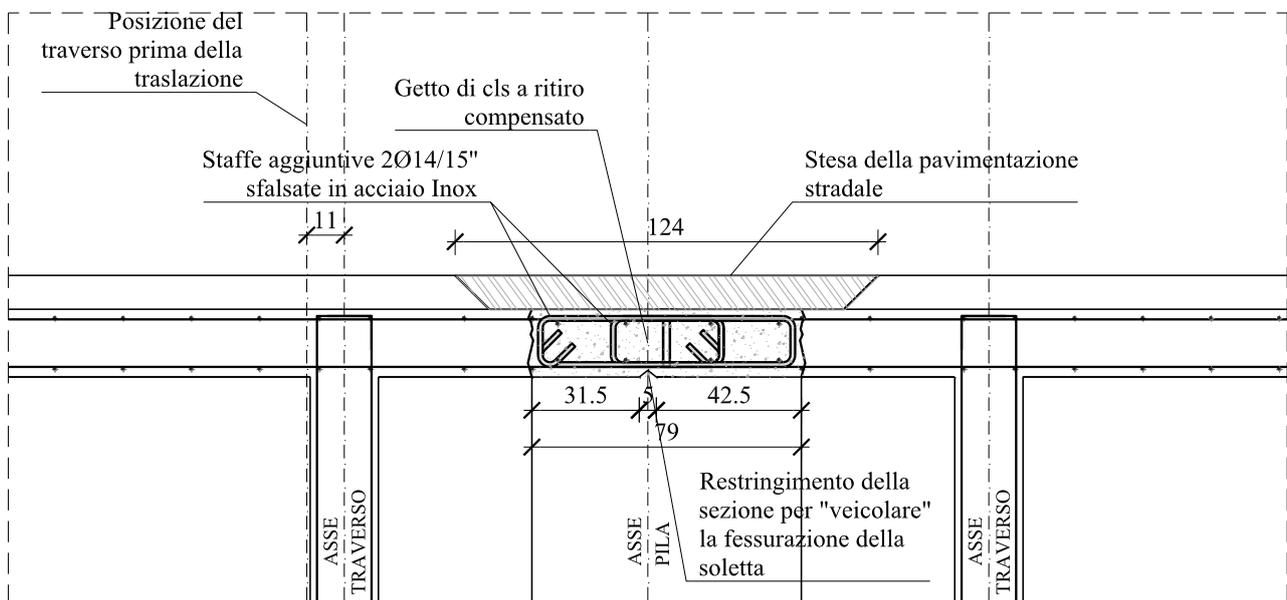


Figura 3.77 – Geometria della cucitura dei giunti sulle pile nella situazione peggiore

A seguito del collegamento degli impalcati sarà necessario sostituire i giunti esistenti sulle spalle per garantire gli spostamenti orizzontali indotti dalle variazioni termiche e dall'azione sismica.

I nuovi giunti in elastomero armato mostrati in Figura 3.78 richiedono un varco di 15 cm, da ottenere con la demolizione di 3.5 cm di sbalzo longitudinale della soletta lato spalle e la traslazione delle campate di riva verso il centro del Viadotto.

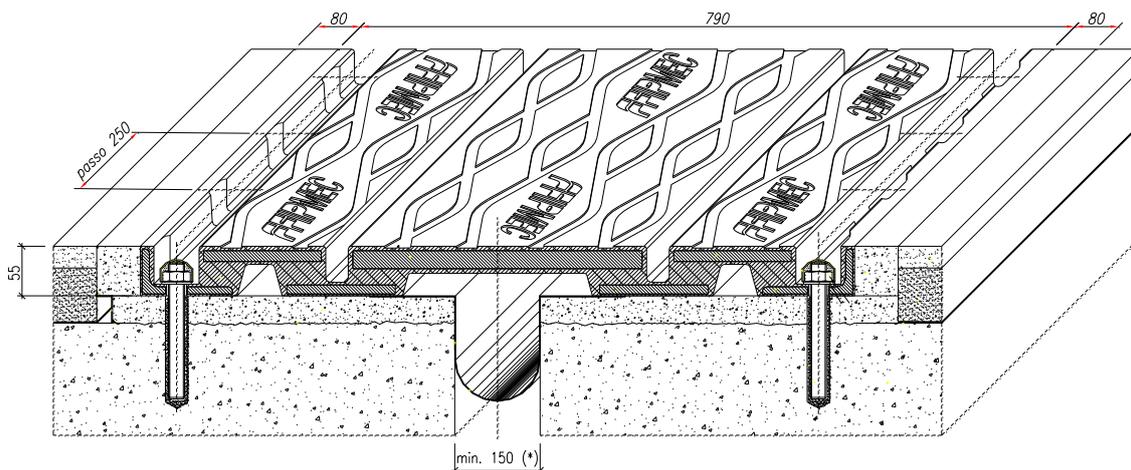


Figura 3.78 – Geometria dei giunti di dilatazione sulle spalle

La realizzazione di tutte le fasi dell'intervento è stata studiata in modo da non impedire la circolazione, spostando il traffico da una via di corsa all'altra in funzione dello stato di avanzamento dei lavori, come mostrato in Figura 3.79.

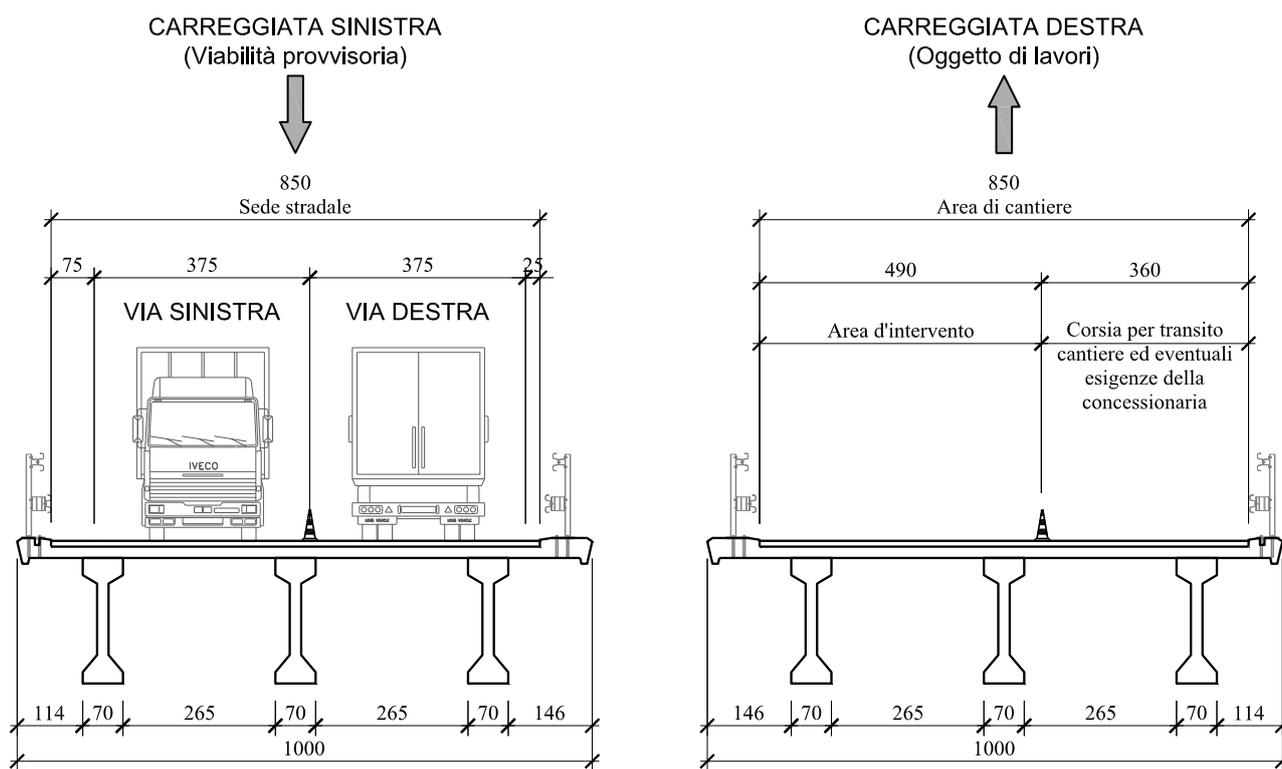


Figura 3.79 – Esempio di gestione del traffico durante le operazioni di cantiere

3.8.2 Modelli di calcolo allo stato di progetto

Per il progetto di adeguamento sismico delle due vie del Viadotto si sono utilizzati gli stessi modelli previsti per le analisi sismiche allo stato di fatto andando però a realizzare il collegamento degli impalcati attraverso l'inserimento di elementi di soletta longitudinale (Figura 3.80).

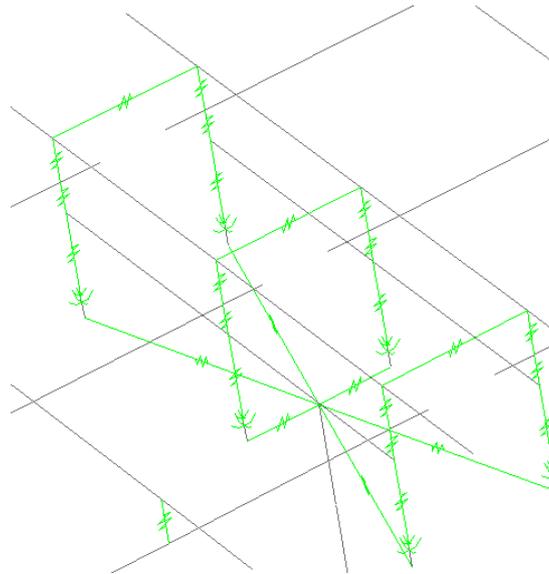


Figura 3.80 – Particolare della modellazione della testa delle pile

Inoltre, sono stati sostituiti gli appoggi esistenti con gli isolatori a scorrimento, modellati con elementi di tipo “FRICTION ISOLATOR” a due nodi, a cui sono stati attribuiti un legame non lineare ciclico nel piano orizzontale e una rigidezza molto elevata in direzione verticale.

3.8.3 Verifica degli isolatori

Gli isolatori utilizzati per la campata 1 della via di destra, definiti come isolatori di tipo 1, possiedono le caratteristiche elencate di seguito:

- $\mu (N_{Sd} / N_{Ed} = 1) = 0,025 \pm 20\%$ isolatori a basso attrito (L);
- $R = 2500$ mm;
- $N_{Ed} = 2000$ kN;
- $d_{MAX} = 150$ mm.

Mentre quelli utilizzati per tutte le altre campate definiti come isolatori di tipo 2

- $\mu (N_{Sd} / N_{Ed} = 1) = 0,025 \pm 20\%$ isolatori a basso attrito (L);
- $R = 2500$ mm;
- $N_{Ed} = 3000$ kN;
- $d_{MAX} = 150$ mm.

Le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute a invecchiamento, temperatura e storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto in accordo alla UNI EN 1998-2 (punto 7.5.2.4(2)P) tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori o Upper Bound Design Properties (UBDP);
- proprietà di progetto limiti inferiori o Lower Bound Design Properties (LBDP).

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, usando una volta UBDP ed un'altra LBDP. L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento. Per il sistema di isolamento considerato nella presente applicazione solo il coefficiente di attrito “ μ ” è soggetto a variabilità rispetto del valore di progetto, mentre il raggio equivalente della superficie di scorrimento “R” non è soggetto ad alcuna variabilità. I valori di progetto UBDP e LBDP per μ sono calcolati in accordo alle Appendici J e JJ della UNI EN 1998-2.

Il valore di carico verticale gravante sui singoli isolatori delle pile e delle spalle derivante dalla combinazione quasi permanente (carichi gravitazionali) vale:

- $N_{sd} = 529$ kN Campata 1 destra
- $N_{sd} = 996$ kN Tutte le altre campate

Il valore dell'attrito nominale di progetto ai limiti superiore e inferiore per le due vie è mostrato in Tabella 3.51 e in Tabella 3.52.

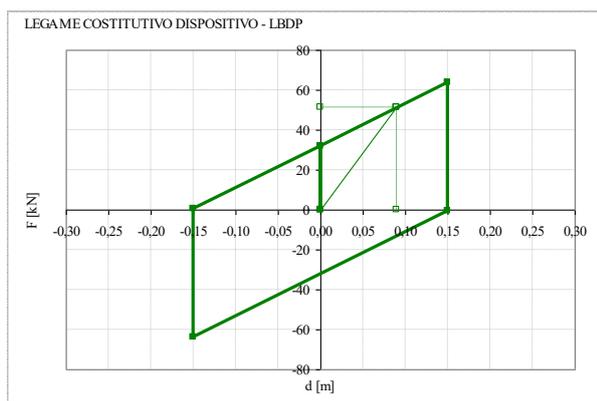
Valore nominale del coefficiente di attrito	m	0.0758	-
Variabilità del valore nominale determinato sperimentalmente	\pm	20.0	%
Valore nominale massimo del coefficiente di attrito	$\max DP_{nom}$	0.0909	-
Valore nominale minimo del coefficiente di attrito	$\min DP_{nom}$	0.0606	-
Temperatura massima dell'aria all'ombra	T_{max}	43.3	°
Temperatura minima dell'aria all'ombra	T_{min}	-10.0	°
Temperatura media annuale dell'aria all'ombra	T_{av}	16.7	°
Temperatura minima uniforme dell'elemento in conformità alla EN 1991-1-5	$T_{e, min}$	-5.0	°
Valore di calcolo DT_1 per il dispositivo di isolamento	$DT_{1, calc}$	5.0	°
Valore di progetto DT_1 per il dispositivo di isolamento	$DT_{1, prog}$	5.0	°
Fattore di combinazione azioni termiche in situazione sismica	γ_2	0.5	-
Temperatura minima di progetto del dispositivo nella configurazione sismica	$T_{min, b}$	5.8	°
Classe di importanza		III	
Fattore di combinazione	γ_{fi}	0.9	-
Fattore Invecchiamento - $I_{max, f1}$ - prospetto JJ.5	$I_{max, f1}$	1.100	-
Fattore Temperatura - $I_{max, f2}$ - prospetto JJ.6	$I_{max, f2}$	1.085	-
Fattore Contaminazione - $I_{max, f3}$ - prospetto JJ.7	$I_{max, f3}$	1.000	-
Fattore Accumulo spostamenti - $I_{max, f4}$ - prospetto JJ.8	$I_{max, f4}$	1.000	-
Fattore di modificazione per Invecchiamento	$I_{U, f1}$	1.090	-
Fattore di modificazione per Temperatura	$I_{U, f2}$	1.077	-
Fattore di modificazione per Contaminazione	$I_{U, f3}$	1.000	-
Fattore di modificazione per Accumulo spostamenti	$I_{U, f4}$	1.000	-
Valore dell'attrito di progetto limite superiore	UBDP	0.1067	-
Valore dell'attrito di progetto limite inferiore	LBDP	0.0606	-
Rapporto fra i valori UBPD e LBPD	UBPD / LBPD	1.760	-

Tabella 3.51 – Valori d'attrito nominale e di progetto degli isolatori tipo 1

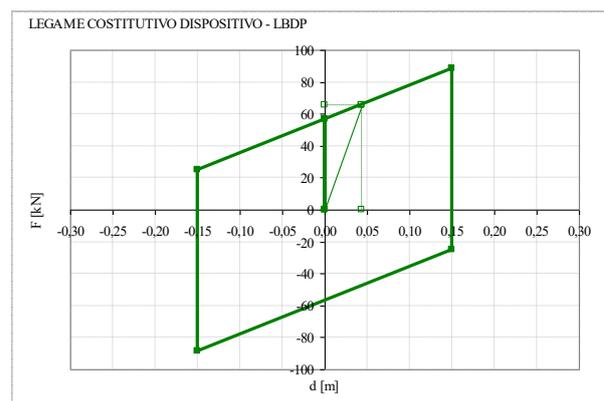
Valore nominale del coefficiente di attrito	m	0.0627	-
Variabilità del valore nominale determinato sperimentalmente	±	20.0	%
Valore nominale massimo del coefficiente di attrito	maxDP _{nom}	0.0752	-
Valore nominale minimo del coefficiente di attrito	minDP _{nom}	0.0502	-
Temperatura massima dell'aria all'ombra	T _{max}	43.3	°
Temperatura minima dell'aria all'ombra	T _{min}	-10.0	°
Temperatura media annuale dell'aria all'ombra	T _{av}	16.7	°
Temperatura minima uniforme dell'elemento in conformità alla EN 1991-1-5	T _{e, min}	-5.0	°
Valore di calcolo DT ₁ per il dispositivo di isolamento	DT _{1, calc}	5.0	°
Valore di progetto DT ₁ per il dispositivo di isolamento	DT _{1, prog}	5.0	°
Fattore di combinazione azioni termiche in situazione sismica	y ₂	0.5	-
Temperatura minima di progetto del dispositivo nella configurazione sismica	T _{min, b}	5.8	°
Classe di importanza		III	
Fattore di combinazione	y _{fi}	0.9	-
Fattore Invecchiamento - I _{max, f1} - prospetto JJ.5	I _{max, f1}	1.100	-
Fattore Temperatura - I _{max, f2} - prospetto JJ.6	I _{max, f2}	1.085	-
Fattore Contaminazione - I _{max, f3} - prospetto JJ.7	I _{max, f3}	1.000	-
Fattore Accumulo spostamenti - I _{max, f4} - prospetto JJ.8	I _{max, f4}	1.000	-
Fattore di modificazione per Invecchiamento	I _{U, f1}	1.090	-
Fattore di modificazione per Temperatura	I _{U, f2}	1.077	-
Fattore di modificazione per Contaminazione	I _{U, f3}	1.000	-
Fattore di modificazione per Accumulo spostamenti	I _{U, f4}	1.000	-
Valore dell'attrito di progetto limite superiore	UBDP	0.0883	-
Valore dell'attrito di progetto limite inferiore	LBPD	0.0502	-
Rapporto fra i valori UBPD e LBPD	UBPD / LBPD	1.760	-

Tabella 3.52 – Valori d'attrito nominale e di progetto degli isolatori tipo 2

I legami costitutivi ai limiti superiore e inferiore sono mostrati in Figura 3.81 e in Figura 3.82.



(a)



(b)

Figura 3.81 – Legami costitutivi degli isolatori di tipo 1: a) LBPD, b) UBPD

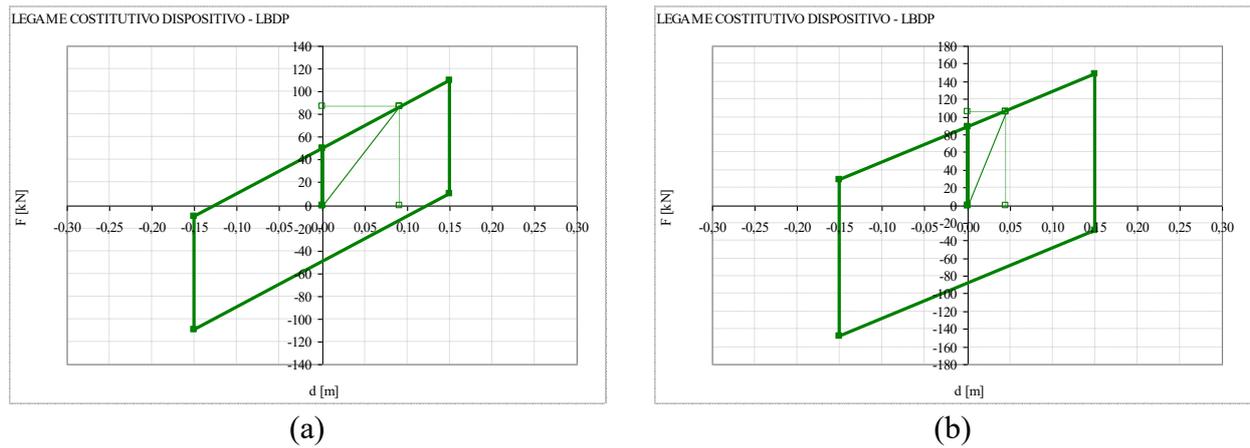


Figura 3.82 – Legami costitutivi degli isolatori di tipo 2: a) LBBDP, b) UBBDP

Si riportano e si mettono a confronto le seguenti analisi, effettuate allo SLC considerando per gli isolatori la situazione LBBDP:

- Analisi statica lineare o Fundamental Mode Method (FMM);
- Analisi dinamica lineare o Response Spectrum Analysis (RSA);
- Analisi dinamica non lineare o Time History Analysis (THA).

L'EN1998-2 al punto 7.5.5(6) impone, infatti, che lo spostamento risultante del baricentro delle rigidezze del sistema di isolamento (d_{cd}) e la forza risultante totale trasferita attraverso l'interfaccia di isolamento (V_d) calcolati con le analisi dinamiche (RSA e THA) non devono risultare inferiori all'80% delle medesime quantità calcolate con l'analisi statica lineare (FMM).

Analisi statica lineare (FMM)

Parametri sismici			
Stato limite		SLC	
Accelerazione adimensionale al suolo	a_g / g	0,297	-
Fattore S	S	1,103	-
Fattore T C	T_B	0,150	s
Fattore T C	T_C	0,449	s
Fattore T D	T_D	2,788	s
Fattore T E	T_E	6,000	s
Fattore F 0	F_0	2,496	-
Caratteristiche isolatori			
Tipo 1			
numero di dispositivi di isolamento	nr	6	-
coefficiente attrito isolatori	m	0,0606	-
Raggio equivalente dell'isolatore	R	2,500	m
Tipo 2			
numero di dispositivi di isolamento	nr	36	-
coefficiente attrito isolatori	m	0,0502	-
Raggio equivalente dell'isolatore	R	2,500	m
Analisi statica ad un grado di libertà			
Carico verticale su ogni isolatore tipo 1	G_1	529	kN
Carico verticale su ogni isolatore tipo 2	G_2	996	kN
Carico verticale su tutti i dispositivi di isolamento	G_{TOT}	39032	kN
Peso sismico complessivo impalcato	W	39032	kN
Spostamento dell'isolatore di calcolo	d_{ed}	0,090	m
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	K_{eff}	37737,1	kN/m
Periodo equivalente del sistema di isolamento	T_{eff}	2,041	s
Energia dissipata per ogni ciclo	E_D	716,8	kNm
Smorzamento equivalente del sistema di isolamento	ξ_{eff}	0,3732	-
Fattore η_{eff} dovuto allo smorzamento	η_{eff}	0,4861	-
Accelerazione spettrale	S_e / g	0,08741	-
Spostamento di progetto	d_{ed}	0,090	m
Forza di taglio totale sul sistema di isolamento	V_d	3411,7	kN
Rigidezza equivalente del singolo dispositivo tipo 1	$K_{eff,1}$	568,2	kN/m
Forza di taglio sul singolo dispositivo tipo 1	$V_{d,1}$	51,1	kN
Rigidezza equivalente del singolo dispositivo tipo 2	$K_{eff,2}$	953,6	kN/m
Forza di taglio sul singolo dispositivo tipo 2	$V_{d,2}$	85,8	kN

Tabella 3.53 – FMM – LBDP- Isolatori di tipo 1

Parametri sismici			
Stato limite		SLC	
Accelerazione adimensionale al suolo	a_g / g	0,297	-
Fattore S	S	1,103	-
Fattore T C	T_B	0,150	s
Fattore T C	T_C	0,449	s
Fattore T D	T_D	2,788	s
Fattore T E	T_E	6,000	s
Fattore F 0	F_0	2,496	-
Caratteristiche isolatori			
Tipo 1			
numero di dispositivi di isolamento	nr	48	-
coefficiente attrito isolatori	m	0,0502	-
Raggio equivalente dell'isolatore	R	2,500	m
Tipo 2			
numero di dispositivi di isolamento	nr	0	-
coefficiente attrito isolatori	m	0,0523	-
Raggio equivalente dell'isolatore	R	2,500	m
Analisi statica ad un grado di libertà			
Carico verticale su ogni isolatore tipo 1	G_1	996	kN
Carico verticale su ogni isolatore tipo 2	G_2	0	kN
Carico verticale su tutti i dispositivi di isolamento	G_{TOT}	47808	kN
Peso sismico complessivo impalcato	W	47808	kN
Spostamento dell'isolatore di calcolo	d_{cd}	0,092	m
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	K_{eff}	45191,6	kN/m
Periodo equivalente del sistema di isolamento	T_{eff}	2,064	s
Energia dissipata per ogni ciclo	E_D	882,6	kNm
Smorzamento equivalente del sistema di isolamento	ξ_{eff}	0,3672	-
Fattore η_{eff} dovuto allo smorzamento	η_{eff}	0,4896	-
Accelerazione spettrale	S_e / g	0,08705	-
Spostamento di progetto	d_{cd}	0,092	m
Forza di taglio totale sul sistema di isolamento	V_d	4161,6	kN
Rigidezza equivalente del singolo dispositivo tipo 1	$K_{eff,1}$	941,5	kN/m
Forza di taglio sul singolo dispositivo tipo 1	$V_{d,1}$	86,6	kN
Rigidezza equivalente del singolo dispositivo tipo 2	$K_{eff,2}$	0,0	kN/m
Forza di taglio sul singolo dispositivo tipo 2	$V_{d,2}$	0,0	kN

Tabella 3.54 – FMM – LBDP- Isolatori di tipo 2

Analisi dinamica lineare (RSA)

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale e dell'analisi dinamica lineare (RSA) allo SLC nella situazione LBDP, mostrando i primi 3 modi di vibrare dei due viadotti, lo spostamento degli isolatori e il taglio totale all'interfaccia d'isolamento.

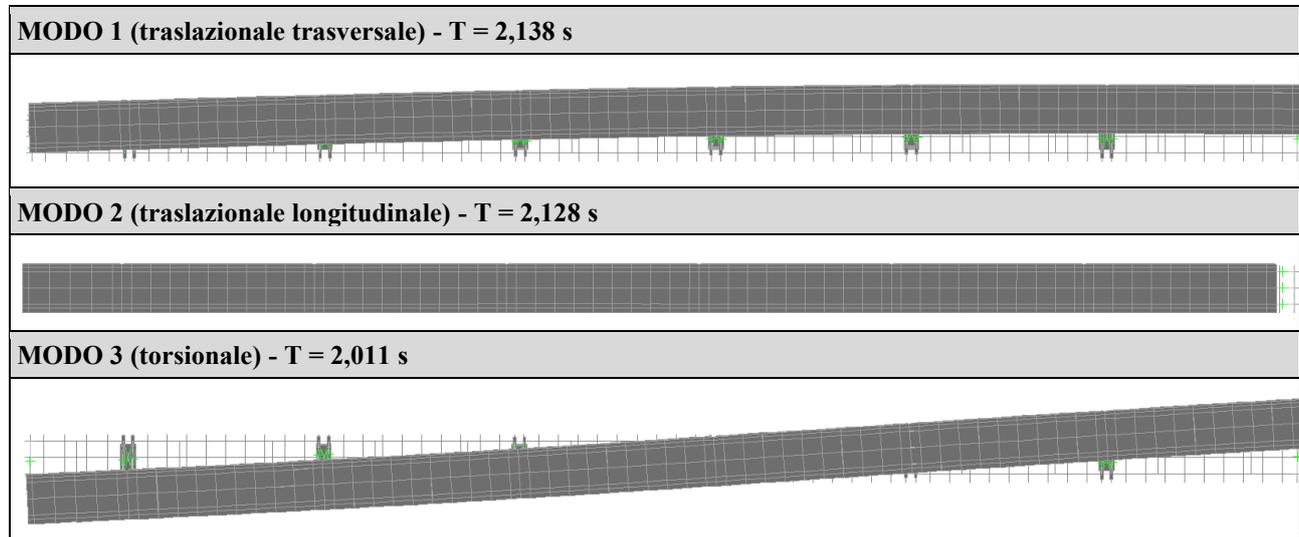


Tabella 3.55 – Modi e periodi proprio carreggiata destra – RSA - LBDP

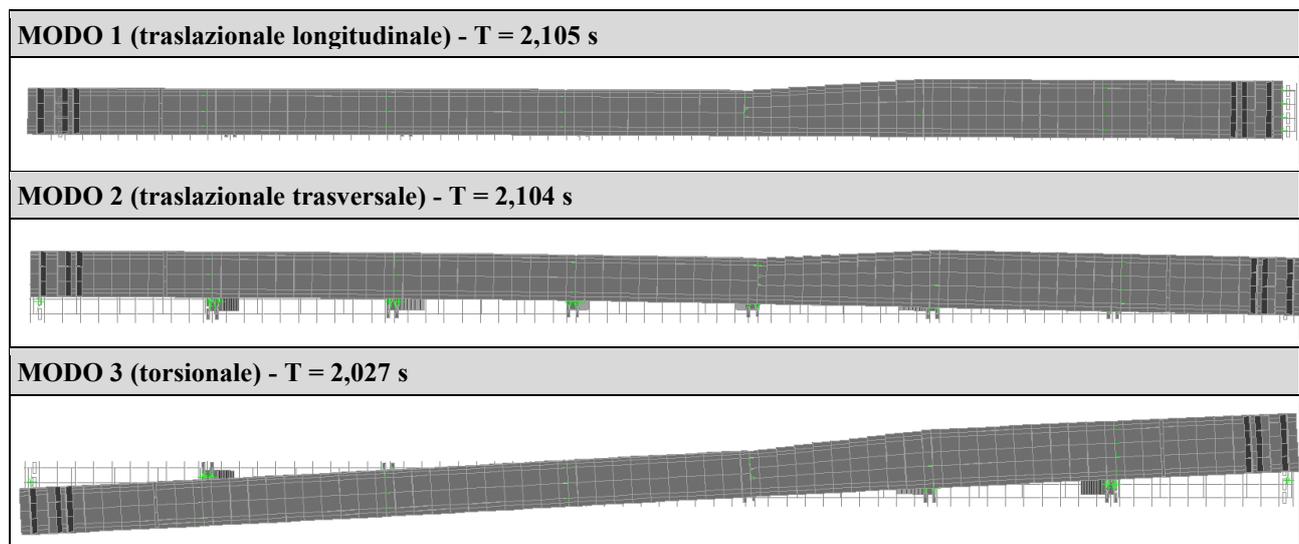


Tabella 3.56 – Modi e periodi proprio carreggiata sinistra – RSA - LBDP

VIA	Elemento	Link	Output case	U2 (long.)	U3 (trasv.)
		N°		m	m
DX	SV	423	RSA_SLC_X	0.098	0.029
	P4	412	RSA_SLC_Y	0.028	0.102
SX	SV	500	RSA_SLC_X	0.097	0.025
	P2	471	RSA_SLC_Y	0.028	0.097

Tabella 3.57 – Spostamenti isolatori – RSA - LBDP

VIA	V2,tot (long.)	V3,tot (trasv.)
	kN	kN
DX	3612,7	3510,6
SX	4222,1	4150,3

Tabella 3.58 – Taglio totale interfaccia d'isolamento – RSA - UBDP

Analisi dinamica non lineare (THA)

L'analisi è condotta attraverso l'integrazione nel tempo dell'equazione del moto utilizzando il metodo di Newmark con i parametri $\gamma = 0,50$ e $\beta = 0,25$. Gli step temporali di integrazione sono costanti ed ognuno pari a 0,01 sec. Ad ogni iterazione la convergenza si considera raggiunta allorché l'aliquota di forza non bilanciata è minore di 10^{-4} della forza totale.

La matrice di smorzamento è definita come:

$$C = \alpha M + \beta K$$

Per la struttura in esame lo smorzamento modale vale $\xi = 5\%$ per tutti i modi tranne per quelli caratterizzati da spostamenti che interessano gli isolatori per i quali lo smorzamento del resto della struttura viene ignorato.

Tale comportamento è definito impostando $\alpha = 0$. Il coefficiente β è determinato come:

$$\beta = T_n \xi_n / \pi$$

in modo da raggiungere lo smorzamento ξ_n al periodo T_n .

In corrispondenza del primo periodo proprio della pila $T_1 = 0.530$ sec per la via di destra $T_1 = 0.407$ sec per la via di sinistra e lo smorzamento è pari al 5%, per cui il coefficiente β vale rispettivamente 0.0084 sec e 0.0065 sec.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi dinamiche non lineari (THA) eseguite per i tre gruppi di accelerogrammi, mostrando lo spostamento degli isolatori ad SLC e il taglio all'interfaccia ad SLV.

VIA	Elemento	Link	Output case	Step type	U2 (long.)	U3 (trasv.)
		N°			m	m
DX	P3	410	TH_SLC_1	Min	-0.065	
	P2	404	TH_SLC_1	Min		-0.069
	SV	423	TH_SLC_1	Max	0.051	
	P2	403	TH_SLC_1	Max		0.068
	P1 _{bis}	392	TH_SLC_2	Min	-0.078	
	P3	407	TH_SLC_2	Min		-0.062
	SV	423	TH_SLC_2	Max	0.094	
	P3	409	TH_SLC_2	Max		0.080
	P2	404	TH_SLC_3	Min	-0.050	
	P3	409	TH_SLC_3	Min	-0.050	-0.086
	SV	423	TH_SLC_3	Max	0.096	0.040
	P3	406	TH_SLC_3	Max		0.057
SX	P3	481	TH_SLC_1	Min	-0.068	
	P2	474	TH_SLC_1	Min		-0.071
	SV	499	TH_SLC_1	Max	0.053	
	P2	474	TH_SLC_1	Max		0.068
	PSL	455	TH_SLC_2	Min	-0.080	
	P2	474	TH_SLC_2	Min		-0.057
	SV	499	TH_SLC_2	Max	0.098	-0.048
	P2	471	TH_SLC_2	Max		0.080
	P3	480	TH_SLC_3	Min	-0.052	
	P2	474	TH_SLC_3	Min	0.066	-0.082
	SV	499	TH_SLC_3	Max	0.095	
	P2	474	TH_SLC_3	Max		0.054

Tabella 3.59 – Spostamento isolatori – THA – SLC - LBDP

VIA	Output case	Step type	V2,tot (long.)	V3,tot (trasv.)
			kN	kN
DX	TH_SLC_1	Min	-3480.6	-3702.4
	TH_SLC_1	Max	3545.6	3711.7
	TH_SLC_2	Min	-3755.8	-3766.1
	TH_SLC_2	Max	3784.3	3817.1
	TH_SLC_3	Min	-3404.7	-3736.5
	TH_SLC_3	Max	3991.5	3511.7
SX	TH_SLC_1	Min	-3993.2	-4315.5
	TH_SLC_1	Max	4282.3	4403.1
	TH_SLC_2	Min	-4543.9	-4312.9
	TH_SLC_2	Max	4748.8	4373.4
	TH_SLC_3	Min	-3865.3	-4180.6
	TH_SLC_3	Max	4419.4	3935.9

Tabella 3.60 – Taglio totale all'interfaccia d'isolamento – THA – SLV - UBDP

In Tabella 3.61 è mostrato il confronto in termini di spostamenti e tagli totali tra le analisi effettuate, che risulta essere soddisfacente.

VIA	Analisi	U2 (long.)	U3 (trasv.)	V2,tot (long.)	V3,tot (trasv.)
		m	m	kN	kN
DX	FMM	0.090	0.090	3411.7	3411.7
	RSA	0.098	0.102	3612.7	3510.6
	THA	0.096	0.086	3991.5	3817.1
SX	FMM	0.092	0.092	4161.6	4161.6
	RSA	0.097	0.097	4222.1	4150.3
	THA	0.098	0.082	4748.8	4403.1

Tabella 3.61 – Spostamenti isolatori - THA

Per il calcolo dello spostamento di verifica dei dispositivi di isolamento si opera come segue:

- le componenti di spostamento ottenute dall'analisi sismica vengono sommate, ad ogni step temporale (tenendo anche conto dei coefficienti parziali di combinazione) agli spostamenti derivanti da: variazioni termiche, ritiro (longitudinali), residui allo SLD (longitudinali e trasversali) e variabilità spaziale del moto (la somma è fatta secondo la SSRS);
- per ogni istante di integrazione viene calcolato lo spostamento totale con la radice quadrata della somma dei quadrati;
- si determina il massimo spostamento totale nel tempo per ognuno dei 3 gruppi di accelerogrammi;
- si considera il valore massimo tra quelli calcolati, ottenendo lo spostamento di progetto.

La verifica è condotta per i dispositivi posizionati in corrispondenza delle spalle, che subiscono i maggiori spostamenti per effetto delle variazioni termiche, ricorrendo alla combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + 0,50 \cdot q_7^+ + E$$

dove:

- G_1 : pesi propri elementi strutturali;
- G_2 : carichi permanenti portati;
- q_7^+ : variazione termica positiva caratteristica, pari a 30,3 °C (cfr. $\Delta T_{exp,k}$);
- E: azione del sisma.

Nella presente applicazione la procedura descritta conduce alla seguente verifica:

VIA	Sisma SLC		Var. spaz. moto	Var. termica positiva	Spost long di progetto	Spost trasv di progetto	Spost tot di progetto	Capacità isolatore	Fattore di sicurezza
	X	Y							
	m	m	m	m	m	m	m	m	>1 OK
DX	0.0961	0.0395	0.063	0.042	0.136	0.040	0.14	0.150	1.06
	-0.0503	-0.0857	0.063	0.042	0.102	0.086	0.13	0.150	1.13
SX	0.0982	-0.0476	0.066	0.045	0.141	0.048	0.15	0.150	1.01
	0.0662	-0.0820	0.066	0.045	0.116	0.082	0.14	0.150	1.06

Tabella 3.62 – Verifiche di spostamento allo SLC degli isolatori

La verifica risulta soddisfatta.

3.8.4 Verifica dei ritegni trasversali

Il sistema d'isolamento deve essere dimensionato anche per limitare gli spostamenti orizzontali trasversali dell'impalcato sotto l'azione del vento, in una condizione in cui si suppone l'assenza di attrito per gli isolatori, come indicato al punto 6.7 della UNI EN 1337-2 e al punto 8.3.1.2.5 della UNI EN 15129: "Gli effetti dell'attrito non devono essere utilizzati per alleviare gli effetti dei carichi orizzontali applicati esternamente diversi dal sisma".

Nel caso in esame, effettuando la verifica di spostamento allo SLU in assenza di attrito con la combinazione di carico:

$$1,00 \cdot G_1 + 1,00 \cdot G_2 + 1,50 \cdot Q_5 + 1,35 \cdot 0,75 \cdot Q_1 + 0,60 \cdot q_7^+$$

dove:

- G_1 : pesi propri elementi strutturali;
- G_2 : carichi permanenti portati;
- Q_5 : azione del vento a ponte carico;
- Q_1 : carichi mobili;
- q_7^+ : variazione termica positiva di progetto, pari a 50,3 °C (cfr. $\Delta T_{exp,d}$).

si ottiene il seguente risultato:

VIA	Elemento	Link	Spost long di progetto	Spost trasv di progetto	Spost tot di progetto	Capacità isolatore	Fattore di sicurezza
			dx	dy	dEd	dRd	FS
			m	m	m	m	>1 OK
DX	PSL	424	0.068	-0.426	0.431	0.150	0.35
SX	SV	456	0.000	-0.377	0.377	0.150	0.40

Tabella 3.63 – Verifiche di spostamento allo SLC in assenza di attrito degli isolatori

Poiché la verifica non risulta soddisfatta, si prevede la realizzazione di elementi in c.a. con la funzione di ritegni di fine corsa degli isolatori solamente in direzione trasversale.

Si riportano la verifica delle tensioni di compressione sul calcestruzzo e la verifica a taglio delle staffe dei ritegni a seguito dell'azione trasversale del vento ($F_{max} = 883.2$ kN via destra e $F_{max} = 824.7$ kN), che, a vantaggio di statica, è affidata interamente ai ritegni.

VIA	F	B	H	A	σ_{Ed}	CLS	f_{cd}	FS
	kN	m	m	m ²	MPa	classe	MPa	-
DX	883	0.60	0.15	0.09	9.81	C35/45	21.17	2.16
SX	825	0.60	0.15	0.09	9.16	C35/45	21.17	2.31

Tabella 3.64 – Verifiche a compressione del cls dei ritegni

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	RETTANGOLARE <input type="button" value="v"/>	
Raggio della sezione circolare	$r =$	30.0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	24.9 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	40.0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	60.0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	66.4 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	60.0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	2400 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$f_L =$	14 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	4 -
Diametro delle staffe	$f_s =$	14 mm
Passo delle staffe	$p =$	7.0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$a =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s w} / s =$	87.96 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3.0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	5.1 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	34.9 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	40 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	33.2 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$a_{cc} =$	0.85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1.50 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	18.81 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd}' =$	9.41 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	1.45 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	450 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1.15 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	391.3 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	0.0 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	883.2 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$s_{cp} =$	0.00 MPa
Coefficiente maggiorativo	$a_c =$	1.00 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctgq_1 =$	1.00 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctgq^* =$	1.00 -
	$q^* =$	45.00 °
Verifica di duttilità	$=$	1.220 R. FRAGILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	886.4 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	1081.2 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	886.4 kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	1.00 > 1,0 OK

Tabella 3.65 – Verifica a taglio dei ritegni – via destra

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r =$	30.0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	24.9 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	40.0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	60.0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	66.4 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	60.0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	2400 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$f_L =$	14 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	4 -
Diametro delle staffe	$f_s =$	14 mm
Passo delle staffe	$p =$	7.0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$a =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s w} / s =$	87.96 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3.0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	5.1 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	34.9 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	40 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	33.2 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$a_{cc} =$	0.85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1.50 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	18.81 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd}' =$	9.41 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	3.10 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	1.45 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	450 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1.15 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	391.3 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	0.0 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	824.7 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$s_{cp} =$	0.00 MPa
Coefficiente maggiorativo	$a_c =$	1.00 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctgq_1 =$	1.00 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctgq^* =$	1.00 -
	$q^* =$	45.00 °
Verifica di duttilità	$=$	1.220 R. FRAGILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	886.4 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	1081.2 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	886.4 kN

Tabella 3.66 – Verifica a taglio dei ritegni – via sinistra

Le verifiche risultano tutte soddisfatte

3.8.5 Verifica dei varchi di giunto sulle spalle

La tipologia di giunti scelta garantisce spostamenti longitudinali e trasversali pari a:

- ± 100 mm in condizioni d'esercizio;
- ± 150 mm in condizioni sismiche.

Tali caratteristiche sono sufficienti per affrontare gli spostamenti longitudinali dovuti alle variazioni termiche, pari a:

$$d_{\Delta T+}^x = \alpha \cdot \Delta T^+ \cdot L = 10^{-5} \cdot (+52,3^\circ C) \cdot 130,13 \text{ m} = +0,068 \text{ m in espansione (via destra),}$$

$$d_{\Delta T-}^x = \alpha \cdot \Delta T^- \cdot L = 10^{-5} \cdot (-41^\circ C) \cdot 130,13 \text{ m} = -0,053 \text{ m in contrazione (via destra),}$$

$$d_{\Delta T+}^x = \alpha \cdot \Delta T^+ \cdot L = 10^{-5} \cdot (+52,3^\circ C) \cdot 139,63 \text{ m} = +0,073 \text{ m in espansione (via sinistra),}$$

$$d_{\Delta T-}^x = \alpha \cdot \Delta T^- \cdot L = 10^{-5} \cdot (-41^\circ C) \cdot 139,63 \text{ m} = -0,057 \text{ m in contrazione (via sinistra),}$$

e gli spostamenti dovuti all'azione sismica allo SLC, pari a:

- $d_E^x = 0,096 \text{ m}$ in direzione longitudinale (via destra),
- $d_E^x = 0,086 \text{ m}$ in direzione trasversale (via destra),
- $d_E^x = 0,098 \text{ m}$ in direzione longitudinale (via sinistra),
- $d_E^x = 0,082 \text{ m}$ in direzione trasversale (via sinistra),

trascurando gli spostamenti dovuti a creep e viscosità che si suppone siano stati già scontati dalla struttura dopo circa 50 dalla sua costruzione.

3.8.6 Verifica della soletta sulle pile

La creazione della catena cinematica tra gli impalcati comporta l'insorgere di sollecitazioni di flessione sugli sbalzi longitudinali di soletta per effetto della rotazione delle travi, come mostrato nello schema seguente.

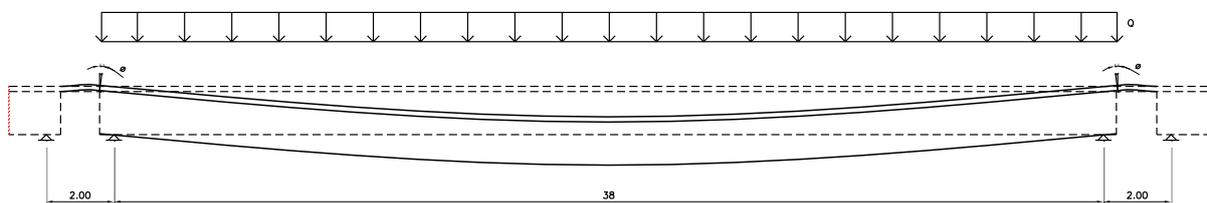


Figura 3.83 – Schema statico catena cinematica

Pertanto, considerando una campata completamente caricata allo SLU, ovvero soggetta a G1, G2 e carichi mobili con la disposizione trasversale volta a massimizzare le sollecitazioni su una trave vista al par. 3.6.1, si calcola la rotazione alle estremità delle travi e la si applica ad uno schema di trave doppiamente incastrata costituita da una soletta di 79cm di lunghezza e di larghezza unitaria. Il diagramma dei momenti allo SLU così ottenuto è mostrato in Figura 3.84 e in Figura 3.85.



Figura 3.84 – Diagramma dei momenti allo SLU sulla soletta – via destra



Figura 3.85 – Diagramma dei momenti allo SLU sulla soletta – via sinistra

Si riporta la verifica a flessione della soletta considerando i ferri d'armatura longitudinali esistenti (Figura 3.86) per una larghezza pari a 79 cm, ovvero, nel caso peggiore, $\phi 12/20 + \phi 16/8$ superiormente e $\phi 12/20 + \phi 16/11$ inferiormente.

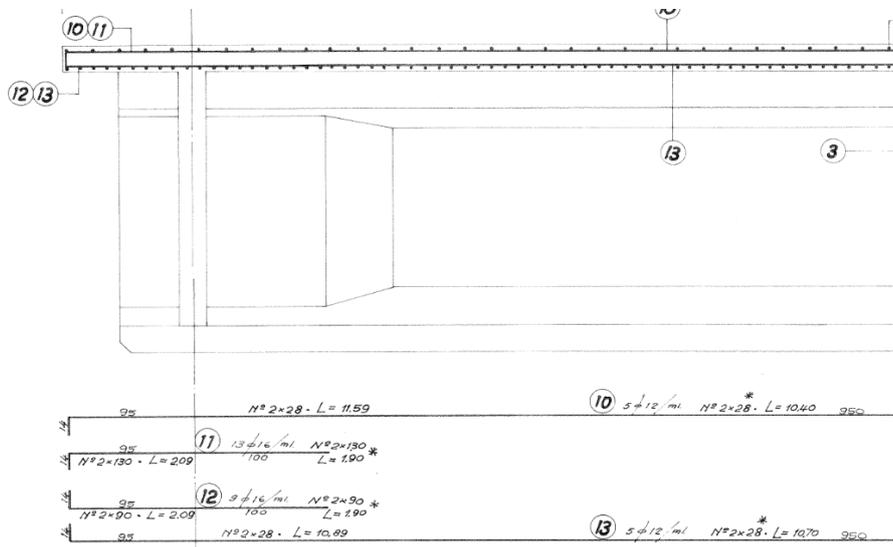


Figura 3.86 – Stralcio armatura longitudinale soletta d'estremità

Titolo: SINISTRA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	79	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,47	3
2	19,85	3
3	4,47	17
4	14,44	17

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipologia Rottura:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia Flessione:
 Retta Deviata

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Calcoli:
 M_{xRd} -135,4 kN m
 σ_c -23,52 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 11,6 ‰
 d 17 cm
 x 3,942 x/d 0,2319
 δ 0,7298

Materiali:
 FeB44k C40/50
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 23,52
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

Parametri:
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Titolo: DESTRA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	79	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,47	3
2	19,85	3
3	4,47	17
4	14,44	17

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipologia Rottura:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia Flessione:
 Retta Deviata

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Calcoli:
 M_{xRd} -135,4 kN m
 σ_c -23,52 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 11,6 ‰
 d 17 cm
 x 3,942 x/d 0,2319
 δ 0,7298

Materiali:
 FeB44k C40/50
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 23,52
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

Parametri:
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

3.8.7 Verifica delle strutture per il sollevamento sulle spalle lato Est

Il sollevamento degli impalcati in corrispondenza delle spalle per la sostituzione degli appoggi prevede la realizzazione di un pilastro in cemento armato di spessore 40 cm in corrispondenza di ogni appoggio, collegato mediante inghisaggi alla parete frontale della spalla esistente. Questo fornisce il supporto per i martinetti durante il sollevamento dell'impalcato. Le dimensioni dei

pilastrini sono rappresentate in Figura 3.87, mentre il particolare dell'inghisaggio delle barre alla parete frontale della spalla è rappresentato in Figura 3.88.

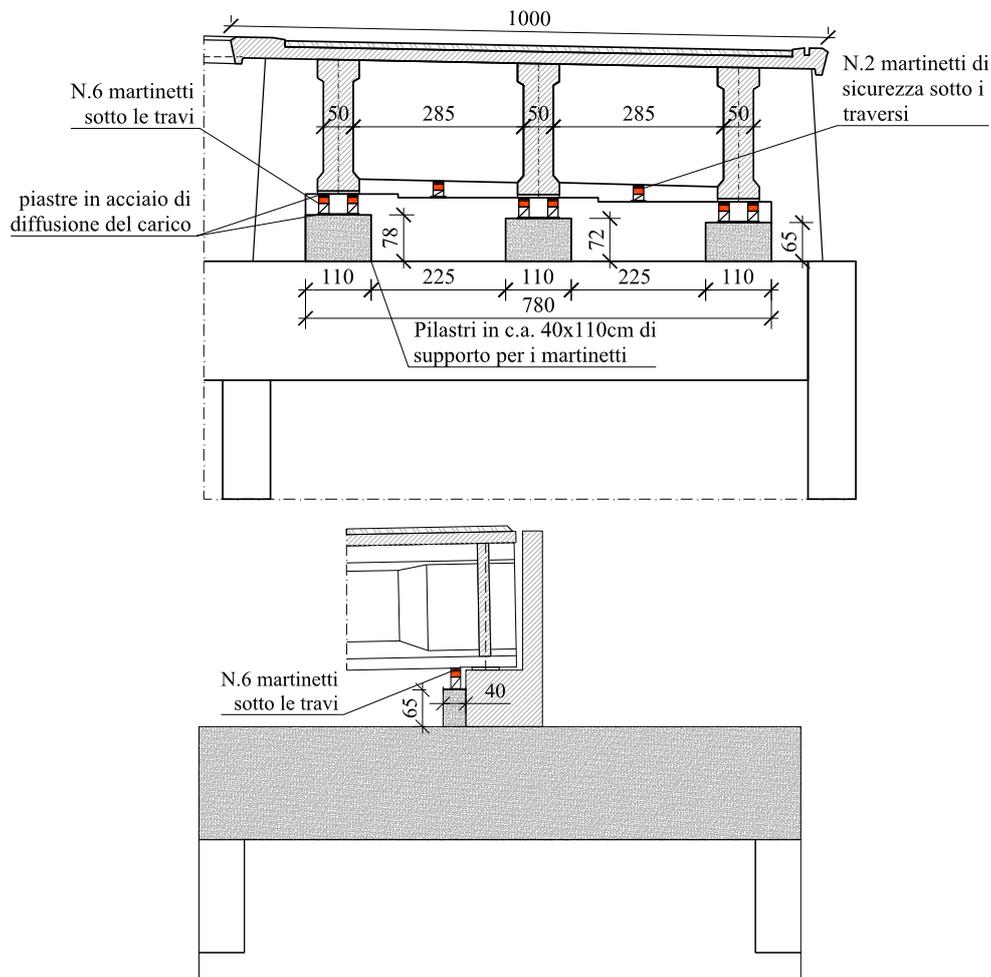


Figura 3.87 – Dimensioni del pilastrino

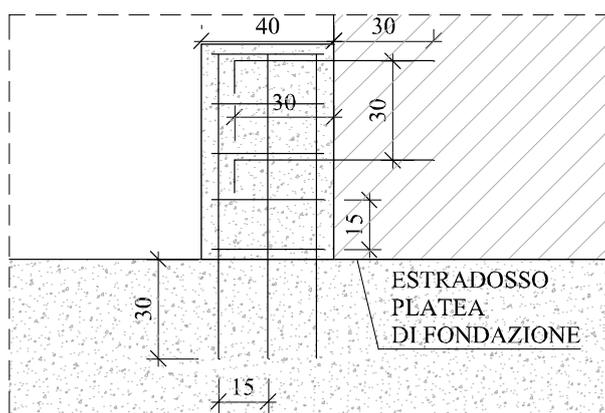


Figura 3.88 – Particolare del collegamento del pilastrino alla parete frontale della spalla

Il sistema di sollevamento prevede due differenti configurazioni: singolo martinetto per il sollevamento della prima campata e doppio martinetto per il sollevamento di tutte le altre campate. Il dimensionamento dei dispositivi di sollevamento avviene facendo riferimento alla Combinazione SLU:

$$1,35 \cdot G_1 + 1,35 \cdot G_2$$

ipotizzando l'assenza di tutti i carichi variabili sull'impalcato al momento del sollevamento.

Facendo riferimento alla reazione massima dovuta all'impalcato, coincidente con il taglio massimo riscontrato all'estremità della trave più caricata, il carico sollecitante per il dimensionamento dei martinetti di sollevamento viene mostrato in Tabella 3.67 per la configurazione a singolo martinetto e in Tabella 3.68 per quella a doppio martinetto.

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	CAMPATA 1	
	Y carichi	P
		[kN]
Pesi propri (G1)	1.35	415
Permanenti portati (G2)	1.35	126
Totale SLU		730

Tabella 3.67 – Carico massimo ad SLU per la configurazione a singolo martinetto

Contributi di carico singoli in valore caratteristico	ALTRE CAMPATE	
	Y carichi	P
		[kN]
Pesi propri (G1)	1.35	786
Permanenti portati (G2)	1.35	230
Totale SLU per martinetto		686

Tabella 3.68 – Carico massimo ad SLU per la configurazione a doppio martinetto

Si riportano in Tabella 3.69 le caratteristiche prestazionali e geometriche richieste per i martinetti e in particolare la capacità minima al 100% di tasso di lavoro, considerando che per garantire un adeguato livello di sicurezza del sistema di sollevamento è necessario limitare il tasso di lavoro dei martinetti all'80%.

MARTINETTI		
Capacità	[kN]	1014
80% Capacità	[kN]	811
Diametro	[mm]	175
FS	>1 OK	1.11

Tabella 3.69 – Caratteristiche prestazionali e geometriche richieste per i martinetti

In Tabella 3.70 viene riportata la verifica a pressoflessione di un pilastro della spalla considerando la reazione trasferita dal martinetto ed un'eccentricità di 9 cm.

PILASTRINO C35/45		
H	m	1.10
B	m	0.40
N _{Ed}	kN	1373
e	m	0.09
M _{Ed}	kNm	120
Armatura	Φ 16/20"	
M _{Rd}	kNm	376.2
FS _{PRESSOFLESSIONE LONG}	>1.00 OK	3.13

Tabella 3.70 – Verifica a pressoflessione della parete di rinforzo della spalla

La verifica risulta soddisfatta.

3.8.8 Verifica dei pali di fondazione delle pile

In Tabella 3.71 e in Tabella 3.72 sono mostrati i risultati delle verifiche a flessione e taglio dei pali di fondazione delle pile dopo l'intervento di adeguamento sismico, eseguite con la procedura descritta nel par. 3.7.1.

VIA	PILA	ARMATURA	SISMA	P _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	FS >1,00 OK
DX	1 _{bis}	16Φ24	X _{max}	962	261	1657	6.34
DX	1 _{bis}	16Φ24	X _{min}	1707	247	1886	7.63
DX	1 _{bis}	16Φ24	Y _{max}	1175	287	1725	6.02
DX	1 _{bis}	16Φ24	Y _{min}	1290	231	1761	7.63
DX	1	16Φ24	X _{max}	881	468	1631	3.49
DX	1	16Φ24	X _{min}	827	399	1613	4.04
DX	1	16Φ24	Y _{max}	590	386	1535	3.98
DX	1	16Φ24	Y _{min}	443	458	1486	3.24
DX	2	16Φ24	X _{max}	166	356	1389	3.91
DX	2	16Φ24	X _{min}	-471	345	1127	3.26
DX	2	16Φ24	Y _{max}	-422	425	1148	2.70
DX	2	16Φ24	Y _{min}	-762	434	999	2.30
SX	1 _{bis}	16Φ24	X _{max}	1562	409	1843	4.51
SX	1 _{bis}	16Φ24	X _{min}	1078	355	1694	4.77
SX	1 _{bis}	16Φ24	Y _{max}	1360	367	1782	4.86
SX	1 _{bis}	16Φ24	Y _{min}	1039	332	1682	5.07
SX	1	16Φ24	X _{max}	200	386	1402	3.63
SX	1	16Φ24	X _{min}	422	338	1478	4.37
SX	1	16Φ24	Y _{max}	179	403	1394	3.45
SX	1	16Φ24	Y _{min}	-387	357	1162	3.25

Tabella 3.71 – Verifica a flessione dei pali di fondazione delle pile

VIA	PILA	ARMATURA	SISMA	V_{Ed} [KN]	V_{Rd} [KN]	FS
DX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	X_{max}	119	716	6,01
DX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	X_{min}	113	716	6,36
DX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	Y_{max}	131	716	5,48
DX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	Y_{min}	105	716	6,80
DX	1	Sp Φ 12/25"	X_{max}	213	716	3,36
DX	1	Sp Φ 12/25"	X_{min}	182	716	3,94
DX	1	Sp Φ 12/25"	Y_{max}	176	716	4,07
DX	1	Sp Φ 12/25"	Y_{min}	209	716	3,43
DX	2	Sp Φ 12/25"	X_{max}	162	716	4,42
DX	2	Sp Φ 12/25"	X_{min}	158	716	4,55
DX	2	Sp Φ 12/25"	Y_{max}	194	716	3,69
DX	2	Sp Φ 12/25"	Y_{min}	198	716	3,62
SX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	X_{max}	186	716	3,84
SX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	X_{min}	162	716	4,42
SX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	Y_{max}	167	716	4,29
SX	l_{bis}	Sp Φ 12/25"	Y_{min}	151	716	4,74
SX	1	Sp Φ 12/25"	X_{max}	176	716	4,07
SX	1	Sp Φ 12/25"	X_{min}	154	716	4,64
SX	1	Sp Φ 12/25"	Y_{max}	184	716	3,89
SX	1	Sp Φ 12/25"	Y_{min}	163	716	4,40

Tabella 3.72 – Verifica a taglio dei pali di fondazione delle pile

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.8.9 Verifica dei plinti di fondazione delle pile

In Tabella 3.73 e in Tabella 3.74 sono mostrate le sollecitazioni e i risultati delle verifiche dei plinti su pali secondo i meccanismi puntone – tirante precedentemente descritti nel par. 3.7.2 dopo l'intervento di adeguamento sismico.

VIA	PILA	SISMA	MECCANISMO	P_{Ed} kN	α °	T_{Ed} kN
DX	l_{bis}	X	M1	2558	56.53	1691
		Y	M2	2447	62.05	1298
DX	1	X	M1	3711	56.53	2453
		Y	M2	3971	62.05	2107
DX	2	X	M3	4035	48.08	3623
		Y	M4	5099	62.05	2705
		Y	M4	-762	62.00	-358
SX	l_{bis}	X	M1	3396	56.53	2245
		Y	M2	3274	62.05	1737
SX	1	X	M3	3798	48.08	3410
		Y	M4	4456	62.05	2364
		Y	M4	-387	62.00	-182

Tabella 3.73 – Calcolo delle sollecitazioni agenti sui plinti di fondazione

VIA	PILA	SISMA	MECCANISMO	T _{Ed} kN	T _{Rd} kN	FS >1.00 OK
DX	1 _{bis}	X	M1	1691	2907	1.72
		Y	M2	1298	3172	2.44
DX	1	X	M1	2453	2907	1.19
		Y	M2	2107	3172	1.51
DX	2	X	M3	3623	3700	1.02
		Y	M4	2705	3172	1.17
		Y	M4	-358	-1057	2.96
SX	1 _{bis}	X	M1	2245	2907	1.29
		Y	M2	1737	3172	1.83
SX	1	X	M3	3410	3700	1.08
		Y	M4	2364	3172	1.34
		Y	M4	-182	-1057	5.81

Tabella 3.74 – Verifica a taglio dei meccanismi puntone – tirante dei plinti delle pile

Le verifiche risultano soddisfatte.

Nei plinti delle pile con fondazione superficiale si adotta per la determinazione delle sollecitazioni la stessa procedura descritta nel par. 3.7.2, in Tabella 3.75 sono riportati i risultati delle verifiche dopo l'intervento di adeguamento.

VIA	Pila	DIREZIONE TRASVERSALE				DIREZIONE LONGITUDINALE			
		Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza	Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza
		n	M _{Rd} kN/m	d _{trav} m	σ _{t,max,transv} kPa	FS >1 OK	M _{Rd} kN/m	d _{long} m	σ _{t,max,long} kPa
DX	3	2748	3.40	475	3.27	2109	3.30	387	2.66
		2748	3.40	475	3.29	2109	3.30	387	2.68
		2748	3.40	475	2.78	2109	3.30	387	2.27
		2748	3.40	475	2.55	2109	3.30	387	2.08
DX	4	2510	2.70	689	3.45	1900	2.60	562	2.81
		2510	2.70	689	3.63	1900	2.60	562	2.97
		2510	2.70	689	2.23	1900	2.60	562	1.82
		2510	2.70	689	2.31	1900	2.60	562	1.89
SX	2	2748	3.40	475	3.68	2109	3.30	387	3.00
		2748	3.40	475	3.63	2109	3.30	387	2.96
		2748	3.40	475	2.98	2109	3.30	387	2.43
		2748	3.40	475	3.13	2109	3.30	387	2.55
SX	3	2748	3.40	475	3.32	2109	3.30	387	2.71
		2748	3.40	475	3.51	2109	3.30	387	2.86
		2748	3.40	475	2.83	2109	3.30	387	2.30
		2748	3.40	475	3.08	2109	3.30	387	2.51
SX	4	1628	1.21	2213	8.18	2208	2.44	743	2.75
		1628	1.21	2213	7.29	2208	2.44	743	2.45
		1628	1.21	2213	7.36	2208	2.44	743	2.47
		1628	1.21	2213	6.09	2208	2.44	743	2.04
SX	5	1628	1.21	2213	10.43	2208	2.44	743	3.50
		1628	1.21	2213	11.33	2208	2.44	743	3.80
		1628	1.21	2213	10.95	2208	2.44	743	3.68
		1628	1.21	2213	11.80	2208	2.44	743	3.96

VIA	Pila	DIREZIONE TRASVERSALE				DIREZIONE TRASVERSALE			
		Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza	Momento resistente	Lunghezza mensola	Tensione massima resistente	Fattore di sicurezza
		n	M _{Rd} kN/m	d _t m	σ _{t,max,transv} kPa	FS >1 OK	M _{Rd} kN/m	d _t m	σ _{t,max,long} kPa
DX	5	1919	2.12	852	4.07	1919	2.48	624	2.98
		1919	1.71	1309	7.26	1919	2.45	641	3.56
		1919	2.12	857	3.91	1919	2.48	624	2.85
		1919	2.24	765	3.45	1919	2.49	617	2.78

Tabella 3.75 – Verifiche di resistenza a flessione dei plinti

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.8.10 Verifica dei fusti delle pile

In Tabella 3.76 e in Tabella 3.77 sono mostrati i risultati delle verifiche a flessione e taglio dei fusti delle pile dopo l'intervento di adeguamento sismico, eseguite con la procedura descritta nel par. 3.7.3.

VIA	PILA	H [m]	TIPO	CONDIZIONE	P _{Ed} [KN]	M _{X,Ed} [KNm]	M _{Y,Ed} [KNm]	M _{X,Rd} [KNm]	M _{Y,Rd} [KNm]	FS >1.00 OK
DX	l _{bis}	0.00	A	SLV_X_max	-6566	8259	437	25557	4774	3.14
DX	l _{bis}	0.00	A	SLV_X_min	-6758	-354	641	-20058	36012	56.27
DX	l _{bis}	0.00	A	SLV_Y_max	-6869	3218	5247	21375	35133	6.68
DX	l _{bis}	0.00	A	SLV_Y_min	-6737	3480	-5181	24574	-34623	6.80
DX	1	0.00	A	SLV_X_max	-9019	14366	-10118	24848	-16339	1.69
DX	1	0.00	A	SLV_X_min	-9617	-14701	-4243	-26119	-8869	1.80
DX	1	0.00	A	SLV_Y_max	-9380	2611	17783	5893	41123	2.31
DX	1	0.00	A	SLV_Y_min	-9247	-1590	-20373	-3076	-41224	2.02
DX	1	5.00	B	SLV_X_max	-8394	8933	-7245	23779	-18806	2.64
DX	1	5.00	B	SLV_X_min	-8913	-9466	-3358	25148	8943	2.66
DX	1	5.00	B	SLV_Y_max	-8706	1598	12779	4453	39894	3.12
DX	1	5.00	B	SLV_Y_min	-8610	-1041	-14515	-2495	-39925	2.75
DX	2	0.00	C	SLV_X_max	-10419	21369	-9820	33976	-13839	1.56
DX	2	0.00	C	SLV_X_min	-10676	-18986	-16949	-32849	-29371	1.73
DX	2	0.00	C	SLV_Y_max	-11018	-9097	32974	-14726	52965	1.61
DX	2	0.00	C	SLV_Y_min	-10896	-1526	-36779	-1767	-55522	1.51
DX	2	5.00	D	SLV_X_max	-9920	15980	-7696	28797	-13242	1.79
DX	2	5.00	D	SLV_X_min	-9886	-14303	-13253	-27618	-25879	1.94
DX	2	5.00	D	SLV_Y_max	-10159	-7000	27063	-11978	45155	1.67
DX	2	5.00	D	SLV_Y_min	-10189	-935	-30101	-1104	-47174	1.57
DX	2	10.00	B	SLV_X_max	-9440	11085	-5888	25661	-12878	2.29
DX	2	10.00	B	SLV_X_min	-9259	-9988	-10112	-24244	-25476	2.47
DX	2	10.00	B	SLV_Y_max	-9374	-5024	21518	-9947	40243	1.88
DX	2	10.00	B	SLV_Y_min	-9508	-868	-23736	-1060	-41896	1.76
DX	3	0.00	C	SLV_X_max	-11320	22190	-8444	35454	-9286	1.54
DX	3	0.00	C	SLV_X_min	-11078	-18552	-14447	-33576	-28031	1.86
DX	3	0.00	C	SLV_Y_max	-11429	-3342	39687	-5344	56291	1.42
DX	3	0.00	C	SLV_Y_min	-11690	-62	-46030	-2	-57249	1.24
DX	3	5.00	D	SLV_X_max	-10903	17783	-7044	30374	-8995	1.66
DX	3	5.00	D	SLV_X_min	-10673	-14525	-9346	-29308	-20143	2.06
DX	3	5.00	D	SLV_Y_max	-10584	-2689	33429	-4536	47639	1.43
DX	3	5.00	D	SLV_Y_min	-10984	-116	-38347	0.1638	-48876	1.27
DX	3	10.00	B	SLV_X_max	-10321	13564	-5806	27091	-8849	1.93
DX	3	10.00	B	SLV_X_min	-9987	-10954	-7453	-25940	-19343	2.44
DX	3	10.00	B	SLV_Y_max	-9930	-2201	27363	-3714	42579	1.56
DX	3	10.00	B	SLV_Y_min	-10279	-146	-30939	1361.0000	-43561	1.41
DX	4	0.00	C	SLV_X_max	-11406	18847	-9252	35309	-13785	1.81
DX	4	0.00	C	SLV_X_min	-12034	-18793	2664	-36634	4592	1.95
DX	4	0.00	C	SLV_Y_max	-11711	-10948	41441	-14625	54359	1.31
DX	4	0.00	C	SLV_Y_min	-11925	-1831	-46033	-1741	-57625	1.25
DX	4	5.00	D	SLV_X_max	-10875	14601	-7181	30100	-13244	2.02
DX	4	5.00	D	SLV_X_min	-11216	-14687	-828	-30978	-4455	2.13
DX	4	5.00	D	SLV_Y_max	-10870	-8704	35493	-11909	46630	1.32
DX	4	5.00	D	SLV_Y_min	-11237	-1690	-38973	-1720	-49299	1.26
DX	4	15.00	B	SLV_X_max	-9916	8239	-3370	26533	-8860	3.14
DX	4	15.00	B	SLV_X_min	-9228	-8169	2409	-25747	4623	3.07
DX	4	15.00	B	SLV_Y_max	-9481	-4720	24304	-8048	40934	1.69
DX	4	15.00	B	SLV_Y_min	-9513	-1228	-25796	-1678	-41859	1.62
DX	5	0.00	A	SLV_X_max	-9139	13805	-8234	28729	-13443	1.97
DX	5	0.00	A	SLV_X_min	-9621	-7281	-9456	-26481	-34692	3.66
DX	5	0.00	A	SLV_Y_max	-9608	6671	14227	19764	42321	2.97
DX	5	0.00	A	SLV_Y_min	-9030	3686	-15790	10912	-44727	2.84
DX	5	5.00	B	SLV_X_max	-8604	8946	1193	24881	4667	2.80
DX	5	5.00	B	SLV_X_min	-8927	-2763	-6033	-16735	-37007	6.12
DX	5	5.00	B	SLV_Y_max	-9136	1244	9076	5176	40704	4.48
DX	5	5.00	B	SLV_Y_min	-8366	2975	-10153	11170	-37788	3.72

VIA	PILA	H [m]	TIPO	CONDIZIONE	P _{Ed} [kN]	M _{X,Ed} [kNm]	M _{Y,Ed} [kNm]	M _{X,Rd} [kNm]	M _{Y,Rd} [kNm]	FS >1.00 OK
SX	1 _{bis}	0.00	A	SLV_X_max	-8499	4671	-6832	24354	-35502	5.20
SX	1 _{bis}	0.00	A	SLV_X_min	-9425	-11446	-3973	-29100	-13452	2.65
SX	1 _{bis}	0.00	A	SLV_Y_max	-9078	-3519	10732	-14453	43644	4.07
SX	1 _{bis}	0.00	A	SLV_Y_min	-8943	-3901	-10280	-15976	-42876	4.16
SX	1 _{bis}	5.00	B	SLV_X_max	-8408	603	-385	24236	-12822	38.33
SX	1 _{bis}	5.00	B	SLV_X_min	-8579	-7097	-1667	-24679	-8900	3.60
SX	1 _{bis}	5.00	B	SLV_Y_max	-8381	-3898	6134	-20872	32648	5.33
SX	1 _{bis}	5.00	B	SLV_Y_min	-8133	-2639	-6487	-14690	-36172	5.57
SX	1	0.00	C	SLV_X_max	-9710	20441	-13107	32729	-17853	1.54
SX	1	0.00	C	SLV_X_min	-10380	-17796	-2731	-34205	-9345	1.97
SX	1	0.00	C	SLV_Y_max	-10557	-4346	26601	-9029	53814	2.02
SX	1	0.00	C	SLV_Y_min	-9956	-5930	-26635	-11125	-51943	1.95
SX	1	5.00	B	SLV_X_max	-8867	14830	-9586	24871	-12849	1.59
SX	1	5.00	B	SLV_X_min	-9283	-12687	-2179	-25822	-4538	2.04
SX	1	5.00	B	SLV_Y_max	-9843	-3053	20871	-6643	41972	2.01
SX	1	5.00	B	SLV_Y_min	-9262	-4114	-21385	-7396	-40606	1.90
SX	2	0.00	C	SLV_X_max	-10398	18453	-8870	33947	-13840	1.79
SX	2	0.00	C	SLV_X_min	-10557	-19707	-7271	-34186	-13836	1.76
SX	2	0.00	C	SLV_Y_max	-10981	-6597	34189	-10955	54138	1.59
SX	2	0.00	C	SLV_Y_min	-10951	-2025	-35260	-2635	-55589	1.58
SX	2	5.00	D	SLV_X_max	-9793	13913	-16672	26524	-31605	1.90
SX	2	5.00	D	SLV_X_min	-9775	-14905	-5388	-28596	-13241	1.99
SX	2	5.00	D	SLV_Y_max	-10285	-4624	28172	-8180	46407	1.65
SX	2	5.00	D	SLV_Y_min	-10274	-2110	-28527	-3155	-47223	1.65
SX	2	10.00	B	SLV_X_max	-9373	9891	-12814	23496	-30366	2.37
SX	2	10.00	B	SLV_X_min	-9146	-10470	-4147	-25254	-12864	2.52
SX	2	10.00	B	SLV_Y_max	-9585	-2796	22247	-5893	41554	1.87
SX	2	10.00	B	SLV_Y_min	-9595	-1418	-22274	-2510	-42002	1.89
SX	3	0.00	C	SLV_X_max	-11103	20717	-10284	34900	-13805	1.62
SX	3	0.00	C	SLV_X_min	-11135	-18220	-9361	-34679	-17822	1.90
SX	3	0.00	C	SLV_Y_max	-11618	-9114	33480	-15237	53930	1.62
SX	3	0.00	C	SLV_Y_min	-11679	-735	-34998	-1155	-57170	1.63
SX	3	5.00	D	SLV_X_max	-10418	15624	-7908	29478	-13244	1.85
SX	3	5.00	D	SLV_X_min	-10406	-13819	-5828	-29459	-13245	2.15
SX	3	5.00	D	SLV_Y_max	-10773	-3042	29753	-5258	47925	1.61
SX	3	5.00	D	SLV_Y_min	-10952	-137	-28272	0.1643	-48810	1.73
SX	3	10.00	B	SLV_X_max	-9761	11059	-12833	24511	-28307	2.21
SX	3	10.00	B	SLV_X_min	-9722	-9713	-5256	-25808	-16459	2.77
SX	3	10.00	B	SLV_Y_max	-10074	-1261	23647	-2518	43004	1.82
SX	3	10.00	B	SLV_Y_min	-10142	428	-22008	5896	-42723	1.96
SX	4	0.00	E	SLV_X_max	-13746	27223	-669	47631	26	1.75
SX	4	0.00	E	SLV_X_min	-13757	-28429	-8291	-47430	-14072	1.67
SX	4	0.00	E	SLV_Y_max	-13338	-4522	38707	-12624	107610	2.78
SX	4	0.00	E	SLV_Y_min	-14809	6928	-45010	17386	-109310	2.43
SX	4	5.00	F	SLV_X_max	-12752	19066	-1766	36324	31	1.90
SX	4	5.00	F	SLV_X_min	-12455	-20654	-7814	-35703	-13654	1.73
SX	4	5.00	F	SLV_Y_max	-12353	-4043	29527	-11461	82737	2.80
SX	4	5.00	F	SLV_Y_min	-13561	4547	-34969	11767	-86265	2.47
SX	5	0.00	G	SLV_X_max	-11889	18691	3551	39814	13754	2.21
SX	5	0.00	G	SLV_X_min	-13034	-9602	5554	-41384	13659	3.93
SX	5	0.00	G	SLV_Y_max	-13096	731	18631	3390	98443	5.28
SX	5	0.00	G	SLV_Y_min	-11580	3933	-16650	20579	-86673	5.21
SX	5	5.00	F	SLV_X_max	-11231	11246	-4734	33989	-13784	3.01
SX	5	5.00	F	SLV_X_min	-12033	-3968	4573	-34269	35640	8.17
SX	5	5.00	F	SLV_Y_max	-12121	2180	11761	14942	80681	6.86
SX	5	5.00	F	SLV_Y_min	-11700	3877	-11036	25619	-72097	6.54

Tabella 3.76 – Verifiche a pressoflessione deviata delle pile

VIA	PILA	H [m]	TIPO	SISMA	V _{Ed} [KN]	V _{Rd} [KN]	FS >1.00 OK
DX	1 _{bis}	0.00	A	X	758	1887	2.49
DX	1 _{bis}	0.00	A	Y	699	3374	4.83
DX	1	0.00	A	X	1155	1887	1.63
DX	1	0.00	A	Y	1290	3374	2.61
DX	2	0.00	B	X	1164	2945	2.53
DX	2	0.00	B	Y	1472	5268	3.58
DX	2	6.51	A	X	1057	1886	1.78
DX	2	6.51	A	Y	1353	3373	2.49
DX	3	0.00	B	X	1127	2945	2.61
DX	3	0.00	B	Y	1555	5268	3.39
DX	3	10.70	A	X	927	1887	2.04
DX	3	10.70	A	Y	1441	3374	2.34
DX	4	0.00	B	X	1043	2945	2.82
DX	4	0.00	B	Y	1458	5268	3.61
DX	4	13.49	A	X	787	1886	2.40
DX	4	13.49	A	Y	1332	3373	2.53
DX	5	0.00	A	X	1115	1887	1.69
DX	5	0.00	A	Y	1175	3374	2.87
SX	1 _{bis}	0.00	A	X	961	1887	1.96
SX	1 _{bis}	0.00	A	Y	1046	3374	3.23
SX	1	0.00	B	X	1284	2945	2.29
SX	1	0.00	B	Y	1252	5268	4.21
SX	1	1.53	A	X	1134	1886	1.66
SX	1	1.53	A	Y	1229	3373	2.75
SX	2	0.00	B	X	1076	2945	2.74
SX	2	0.00	B	Y	1466	5268	3.59
SX	2	6.22	A	X	964	1886	1.96
SX	2	6.22	A	Y	1327	3373	2.54
SX	3	0.00	B	X	1083	2945	2.72
SX	3	0.00	B	Y	1477	5268	3.57
SX	3	6.71	A	X	1034	1886	1.82
SX	3	6.71	A	Y	1340	3373	2.52
SX	4	0.00	D	X	1750	4417	2.52
SX	4	0.00	D	Y	2168	7640	3.52
SX	4	2.50	C	X	1676	2829	1.69
SX	4	2.50	C	Y	2100	4891	2.33
SX	5	0.00	C	X	1569	2830	1.80
SX	5	0.00	C	Y	1425	4892	3.43

Tabella 3.77 – Verifiche a taglio deviata delle pile

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

3.8.11 Verifica delle spalle

In Tabella 3.78 e in Tabella 3.79 sono mostrati i risultati delle verifiche a flessione e taglio delle spalle dopo l'intervento di adeguamento sismico, eseguite con la procedura descritta nel par. 3.7.4.

SPALLA		Elemento	A _s cm ²	N _{Ed} kN	M _{Ed} kNm	M _{Rd} kNm	FS >1 OK
Lato	Via						
Ovest	DX	Paraghiaia	93,87	171 232	347 362	1054 1062	3,04 2,93
		Parete frontale	93,87	2219 2493	1476 1499	8944 9207	6,06 6,14
		Pali	108,57	740 831	1381 1431	1708 1739	1,24 1,22
	SX	Paraghiaia	93,87	178 242	391 408	1055 1064	2,70 2,61
		Parete frontale	93,87	3810 4113	1992 2031	10465 10753	5,25 5,30
		Pali	108,57	1270 1371	1662 1685	1878 1907	1,13 1,13
Est	DX	Paraghiaia	118,54	140 191	902 918	1285 1291	1,42 1,41
		Platea	235,04	3072 3205	3167 3204	19481 19595	6,15 6,12
	SX	Paraghiaia	118,54	138 188	967 979	1284 1291	1,33 1,32
		Platea	235,04	3900 4032	3361 3396	20191 20303	6,01 5,98

Tabella 3.78 – Verifiche a flessione delle spalle

SPALLA		Elemento	VERIFICA	V _{Ed} kNm	V _{Rd} kNm	FS >1.00 OK
Lato	Via					
Ovest	DX	Paraghiaia	Elem. Non armati	411	1199	2.92
		Parete frontale	Elem. Non armati	1298	4774	3.68
		Pali	Elem. Non armati	433	517	1.19
	SX	Paraghiaia	Elem. Non armati	445	1201	2.70
		Parete frontale	Elem. Non armati	1560	5011	3.21
		Pali	Elem. Non armati	520	586	1.13
Est	DX	Paraghiaia	Elem. Non armati	918	1118	1.22
		Platea	Elem. Non armati	1737	4026	2.32
	SX	Paraghiaia	Elem. Non armati	889	1118	1.26
		Platea	Elem. Non armati	1765	4147	2.35

Tabella 3.79 – Verifiche a taglio delle spalle

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

“La scienza è sapere; l’ingegneria è fare”.

Henry Petroski

Conclusioni

Nel presente lavoro è stato affrontato il tema dello stato di conservazione dei ponti esistenti, esaminando le principali cause di degrado e le vulnerabilità sismiche spesso presenti nelle tipologie più ricorrenti dei ponti a travata in c.a.p. Sono state poi illustrate alcune tecniche di adeguamento sismico che possono essere utilizzate nei ponti esistenti.

Nella seconda parte sono state presentate le verifiche statiche e sismiche di un viadotto autostradale esistente, che ha mostrato da un lato un’adeguata resistenza in condizioni statiche. Pertanto, al fine di consentire un esercizio durabile e sicuro del viadotto, sono state previste semplici interventi di risanamento delle parti ammalorate della struttura, come ad esempio i copriferro dei cordoli dell’impalcato e dei pulvini delle pile dilavati e distaccati a causa dell’infiltrazione dell’acqua.

Dall’altro lato, il viadotto ha mostrato varie criticità in condizioni sismiche con livelli di sicurezza inferiori all’unità nei confronti della resistenza a flessione per i fusti delle pile, i plinti di fondazione e i pali, nei confronti della resistenza a flessione e taglio per i pali delle due spalle lato Ovest e nei confronti della capacità di spostamento per gli appoggi in neoprene.

Tutte le criticità sono state risolte attraverso la progettazione di un intervento di adeguamento sismico del viadotto che fa ricorso alla sostituzione degli apparecchi di appoggio esistenti con isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, all’eliminazione dei giunti sulle pile mediante il collegamento delle solette in corrispondenza dei varchi per la creazione di una “catena cinematica” e l’adeguamento dei varchi di giunto sulle spalle con l’installazione di nuovi giunti in elastomero armato. Le dimensioni estremamente ridotte dei varchi dei giunti sulle spalle, non essendo risultate adeguate a far fronte agli spostamenti sismici ed evitare il battimento dell’impalcato con le spalle, hanno richiesto la traslazione longitudinale delle due campate esterne, al fine di ottenere il gap minimo richiesto dalle analisi.

Ringraziamenti

A termine di questo elaborato vorrei ritagliare uno spazio per ringraziare le persone che hanno reso possibile il raggiungimento di questo importante traguardo.

Innanzitutto vorrei ringraziare il mio relatore, il prof. Luigino Dezi per i suoi consigli sempre puntuali e indispensabili e per le conoscenze trasmesse durante tutto il percorso formativo intrapreso alcuni mesi fa presso la DSD.

Vorrei ringraziare anche il mio correlatore l'ing. Raoul Davide Innocenzi, per l'aiuto datomi fin dal primo momento alla DSD e soprattutto per i consigli e i suggerimenti durante lo sviluppo della tesi, senza i quali questo lavoro non avrebbe preso vita.

Un grazie speciale va alle persone che sono la mia costante fonte di sostegno e crescita, i miei genitori, le mie sorelle e Martina. Imprescindibile per la riuscita di questo percorso è stato il supporto morale ed economico dei miei genitori. E tu Martina hai dovuto sopportare mille scleri, la distanza e momenti di sconforto ma mi hai sempre spronato ad andare avanti e a migliorarmi e di questo ti ringrazio.

Un grazie a tutto il resto della mia famiglia, non siamo molti, ma siamo molto uniti ed il vostro sostegno è e sarà sempre a me indispensabile.

Un grazie ai miei "colleghi" in università per i momenti passati insieme, soprattutto al mio gruppo studio Vale Lele e Teo, con cui ho condiviso tutto negli ultimi tre anni sia in università che fuori.

Un grazie a tutti i miei amici di Lucera, Castelluccio e Ancona, per tutti i momenti felici e spensierati passati insieme in questi anni, grazie ai quali è stato più semplice affrontare le difficoltà.

Infine, vorrei ringraziare i "colleghi" della DSD per tutti i consigli e le conoscenze che mi trasmettono giornalmente.

Bibliografia

- [1] L. Dezi, *La radiografia digitale nel controllo passivo dei cavi di precompressione nei ponti esistenti*, Webinar Passaggi sicuri, Settembre 2020
- [2] L. Dezi, M. Merlino, C. Sturbini, *Adeguamento sismico del Viadotto Chiaravalle sulla strada di collegamento tra la SS16 e l'aeroporto di Falconara*, Italian Concrete Days, Lecco 13-14 Giugno 2018
- [3] L. Dezi, G. Dezi, M. Merlino, *Intervento di miglioramento sismico del Viadotto Caldarola sulla SS77, prov. Macerata*, Italian Concrete Days, Napoli 2020
- [4] *La corrosione nel calcestruzzo: fenomenologia, prevenzione, diagnosi, rimedi*, Quaderno AICAP – Pubblicamento Srl, Roma Aprile 2006
- [5] L. Dezi, M. Morettini, *Progettazione di ponti e viadotti con isolamento sismico*, Quaderno AICAP N.ro 3 – Pubblicamento Srl, Roma Novembre 2017

Normativa di riferimento

- [1] Circolare 14/02/1962, n. 384 – *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*
- [2] Legge 05/11/1971, n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- [3] UNI EN 1991-1-4:2005, Eurocodice 1: *Azioni sulle strutture. Parte 1-4: azioni in generale, azioni del vento*
- [4] UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2: *Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: regole generali, e regole per gli edifici*
- [5] Decreto Ministeriale 17/01/2018 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- [6] Circolare 21/01/2019, n. 7 - *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018*
- [7] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 88/2019 - *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*