



C.U.G.R.I.
Consorzio inter-Universitario
per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università di Salerno - Università di Napoli "Federico II"



Ciclo di seminari

MODELLI DI GESTIONE DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO

5 luglio 2023

Sede Ordine degli Ingegneri della provincia di Salerno

*Indagini e modelli per l'analisi di ponti esistenti: il caso studio del ponte
San Nicola in Benevento*

Maria Rosaria Pecce

Università di Napoli Federico II, DIST - Docente di "Tecnica delle Costruzioni"



C.U.G.R.I.
Consorzio inter-Universitario
per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università di Salerno - Università di Napoli "Federico II"

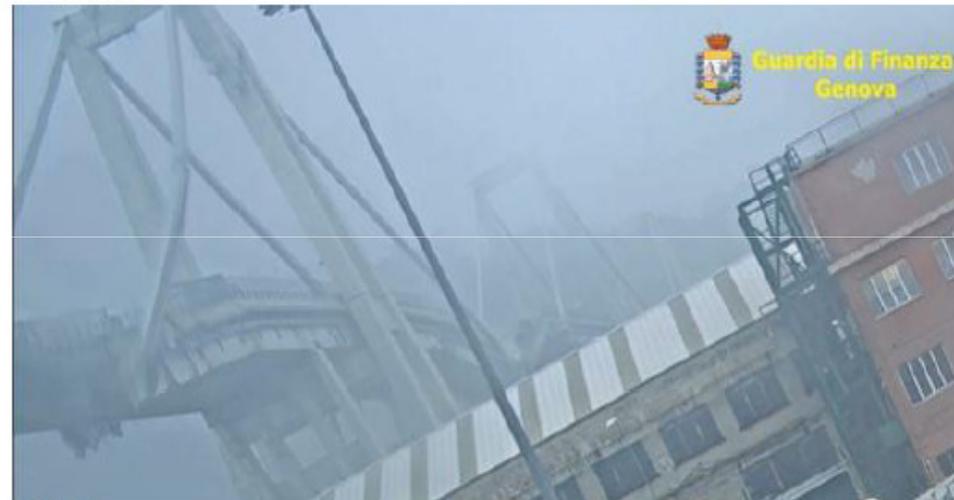


Crollo del ponte progettato da Morandi a Genova 43 morti

Dissesti e crolli recenti dei ponti stradali

Agosto 2018

Viadotto Polcevera - Liguria



**MODELLI DI GESTIONE DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE
IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO**

**Maria Rosaria Pecce
Università di Napoli Federico II**



Riccardo Morandi è stato uno dei più grandi progettisti di strutture del secolo scorso

ORDINE DI
PROVINCIA



General Rafael Urdaneta Bridge, Maracaibo – Venezuela (1958-1962)



Amerigo Vespucci Bridge, Florence (1955-1957)



San Nicola Bridge, Benevento (1955)

Ha progettato decine di ponti in tutto il mondo utilizzando diversi schemi statici e dando forma alla tecnologia del precompresso quando era innovativa



Bisantis Bridge, Catanzaro (1959-1962)



Paul Sauer Bridge, Cape Town (1953-1956)



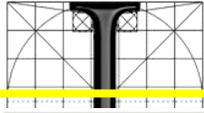
Wadi al-Kuf, Beida-Libia (1967-1971)



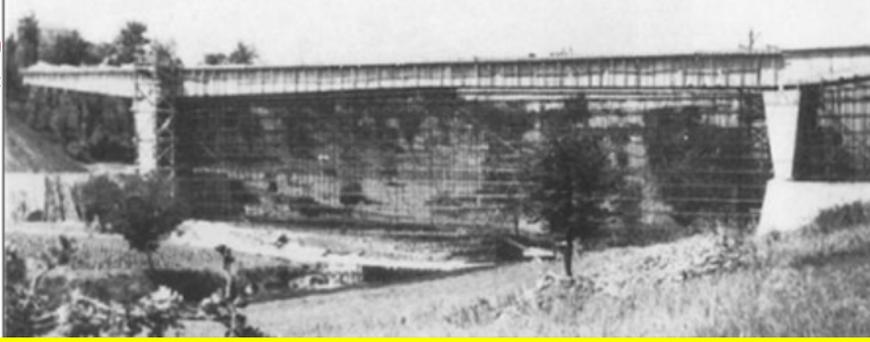
Pumarejo Bridge, Barranquilla, Colombia

Ma non bisogna dimenticare che il suo contributo riguarda anche:

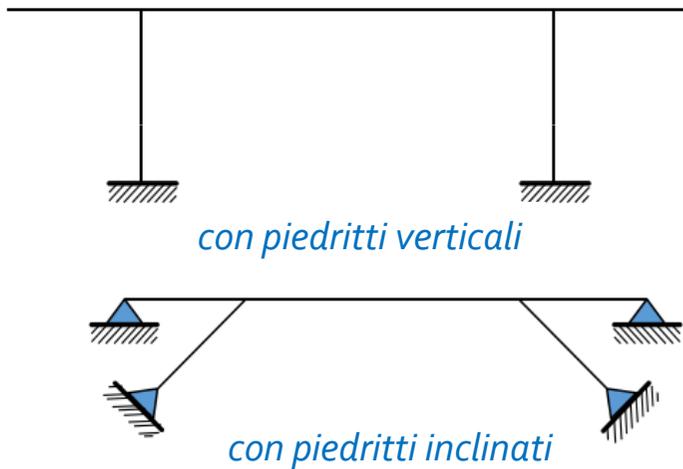
- la realizzazione di un proprio sistema di precompressione, ideato e sviluppato secondo criteri personali nell'intento di ottenere i migliori risultati nelle singole situazioni progettuali;
- lo sviluppo delle tecniche di trattamento dei getti e della prefabbricazione;
- lo studio dei diversi procedimenti di costruzione e delle corrispondenti attrezzature e tecnologie.



Ponte San Nicola a Benevento



Ponti a telaio



Viadotto a Tia di cadore sul fiume Piave, Belluno



IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO

C.U.G.R.I.

Consorzio inter-Universitario
per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università di Salerno - Università di Napoli "Federico II"



Caso studio di ponte a telaio

Progettato nel 1952-1955

Costruito nel 1955-1958

Vantaggi

- Maggiore sfruttamento dei materiali
- Maggiore capacità in campo plastico
- Limitazione dei giunti solo all'estremità

Svantaggi

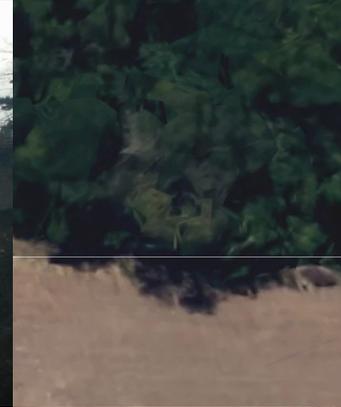
- Sollecitazioni per effetto delle distorsioni:
 - ritiro
 - viscosità
 - temperatura
- Complessità di modellazione

Ponte sul fiume Douro a Oporto

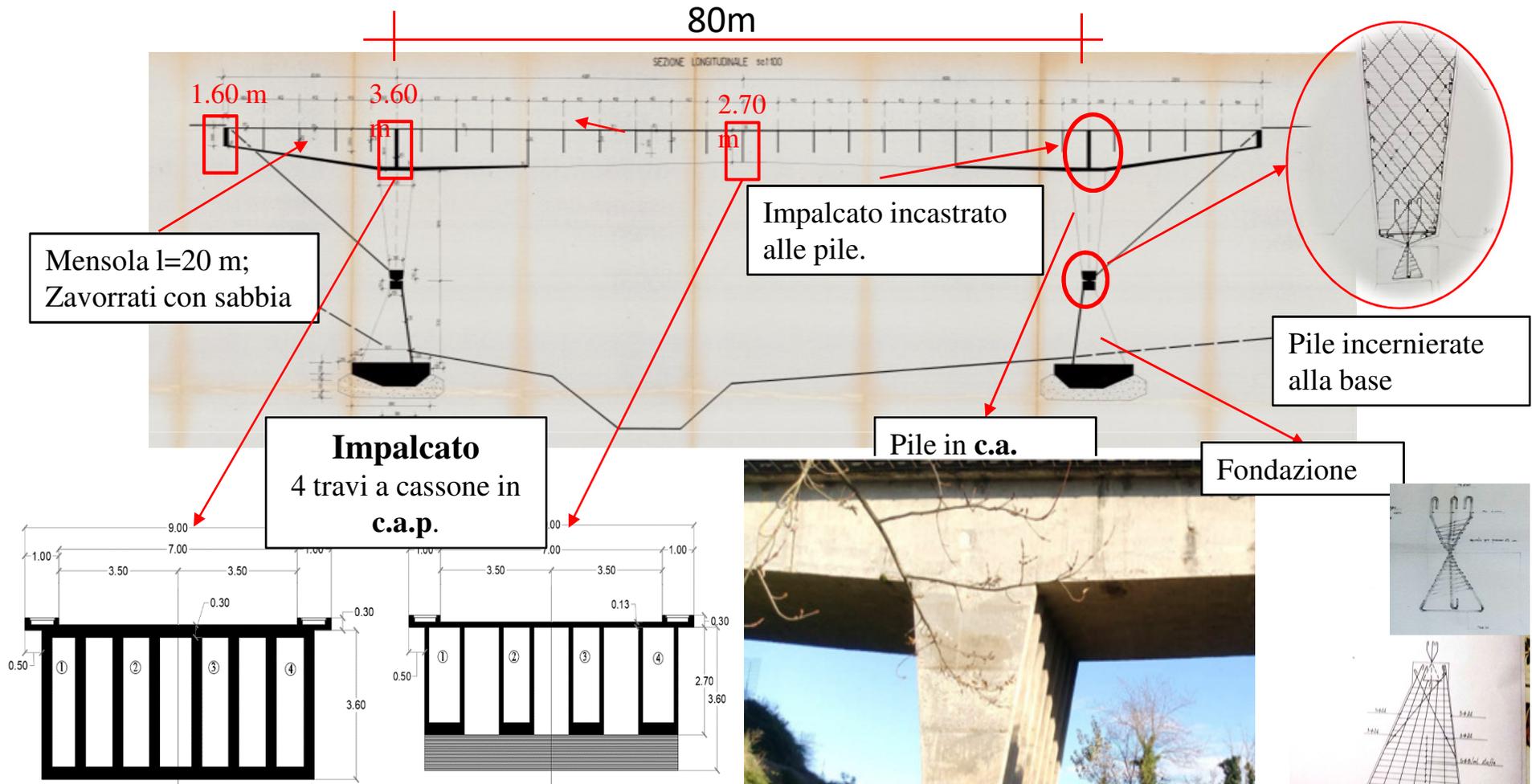


Università di Napoli Federico II

Il contesto

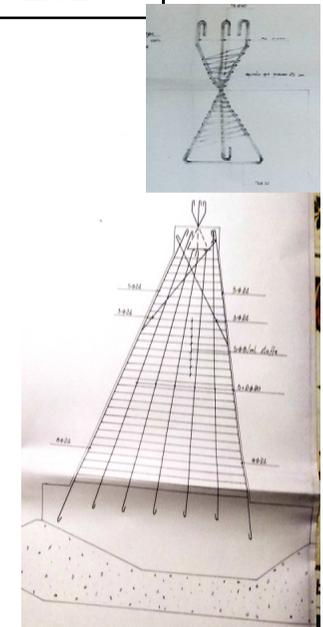
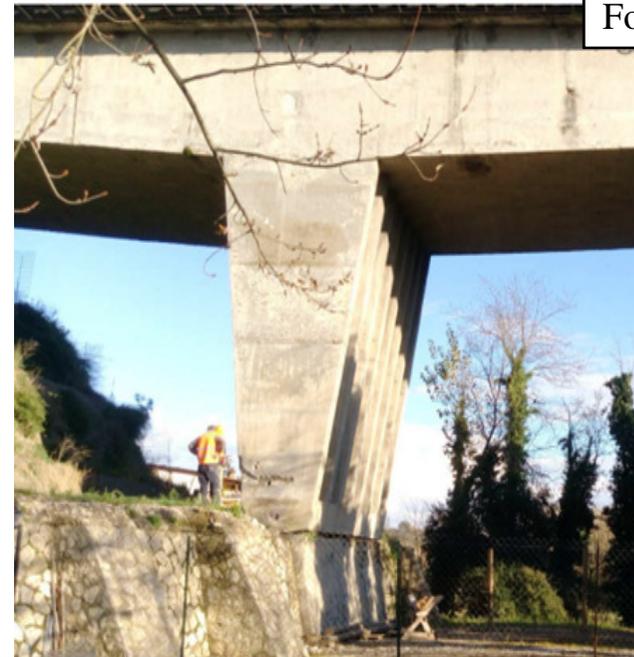


Ponte in c.a.p. realizzato negli anni '50 a Benevento: Progetto di Riccardo Morandi



Geometria

- Soletta superiore (13÷30 cm)
- Soletta inferiore (20÷30 cm)
- Anime cassoni di spessore variabile 13 ÷ 30 cm



**L'idea dello schema statico nasce dal contesto ambientale
I pendii sono instabili è c'era rischio di alluvioni**



L'idea era corretta

Alluvione nel 2015 a Benevento



**Il pendio frana
senza danni al
ponte**

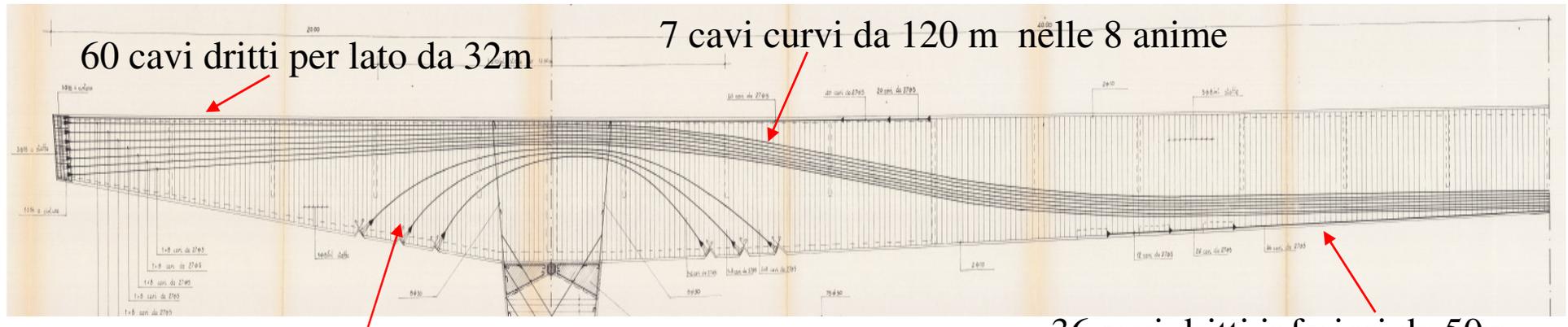
**I pendii
vengono
stabilizzati con
gabbioni**



Sistema di precompressione del Ponte San Nicola

Linee Guida Par. 6.2. La conoscenza del ponte: L'ANALISI DEL PROGETTO ORIGINARIO

236 cavi in totale, ciascuno costituito da 27 fili $\Phi 5$ e ancorati in differenti sezioni mediante piastre



3 cavi curvi da 30 m
nelle 8 anime

**Uno dei primi ponti precompressi in Italia
audace per lunghezza e spessori sottili dei cassoni**



**Le fasi e modalità costruttive influenzano:
L'attuale deformata
La risposta statica e dinamica**

Le modalità costruttive, i dettagli e la durabilità

Realizzato in conci di circa 2m a pie d'opera con giunti di circa 15cm montati su centina in tubi innocenti e poi precompressi

nei giunti la guiana è sostituita da un lamierino piegato ma sono punti deboli per la corrosione dei cavi

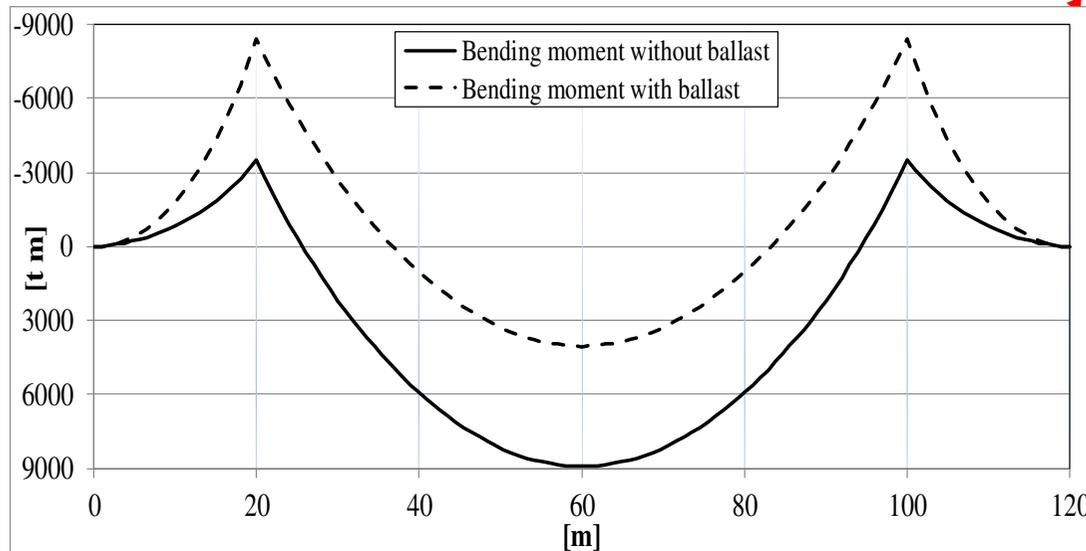
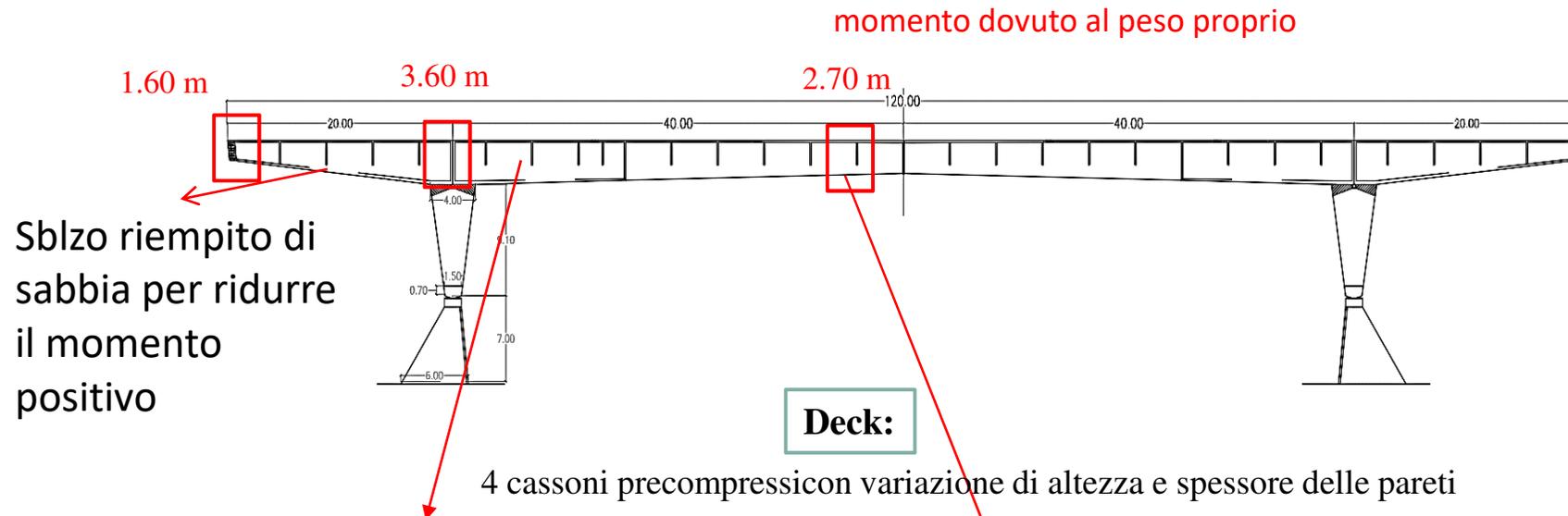


- ✓ Cassoni ispezionabili attraverso appositi chiusini sulla strada
- ✓ Molta acqua all'interno dei cassoni
- ✓ Inefficace smaltimento delle acque interne: l'acqua cerca di uscire dalle sezioni di giunto e ripresa getti: tra i conci e in corrispondenza delle piastra di ancoraggio inferiori

Geometria e schema statico

Ottimizzazione della forma per ridurre gli effetti del peso proprio

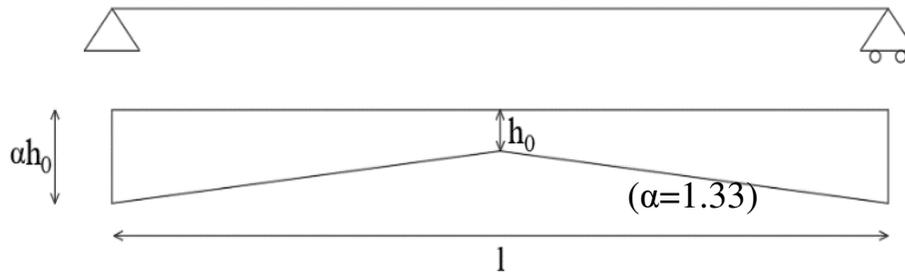
Nella campata e negli sbalzi l'altezza della sezione varia con la stessa forma del diagramma del momento



➤ “riempimeto” degli sbalzi con sabbia
:

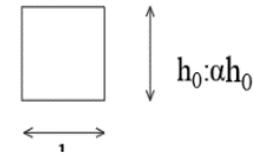
Riduzione del 55% del momento positivo in
incremento del 58% del momento negativo

Geometria e schema statico Impalcato ad altezza



$$P = \gamma b l (\alpha h_0 + h_0) / 2$$

$$2P / (\gamma b l) = (\alpha h_0 + h_0)$$



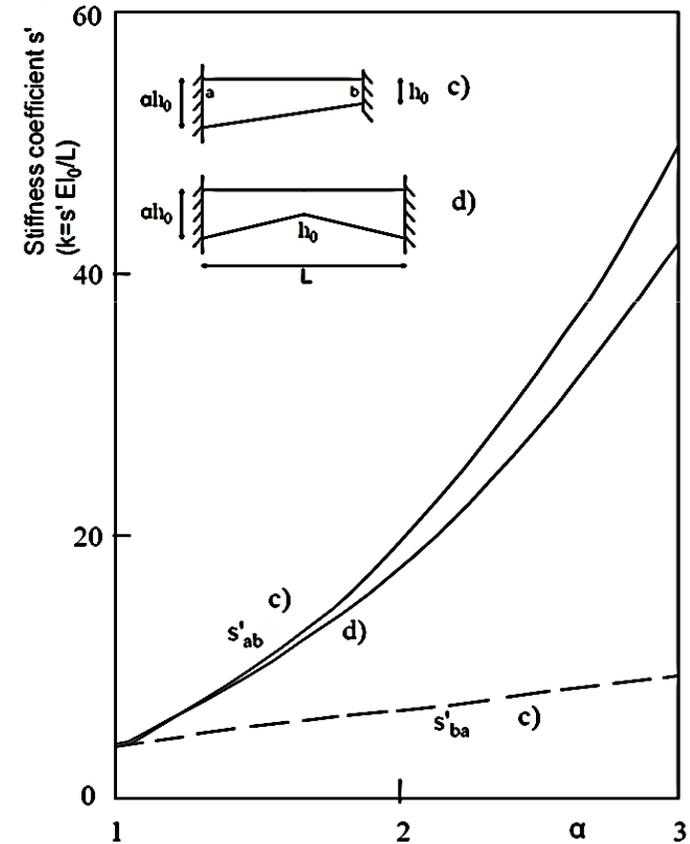
$$l = 80 \text{ m} \quad h = 2.7 - 3.6 \text{ m}$$

Considerando il peso proprio P , la differenza in termini di momento positivo tra una trave ad altezza costante 3.15m a una sagomata con $\alpha=1.33$, è del **5%**.

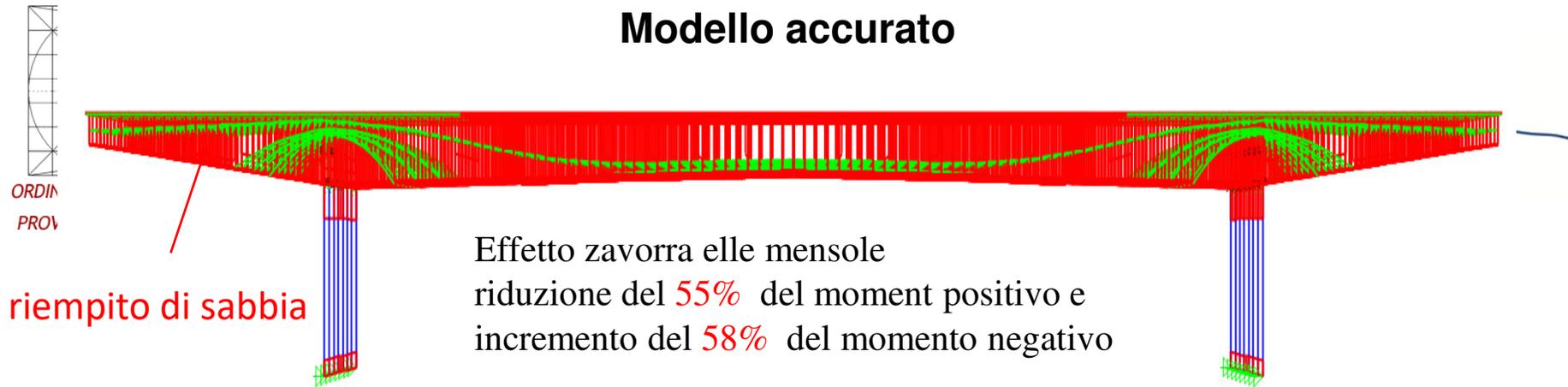
Effetto arco dovuto alla sagomatura dell'impalcato

Per effetto del peso proprio :

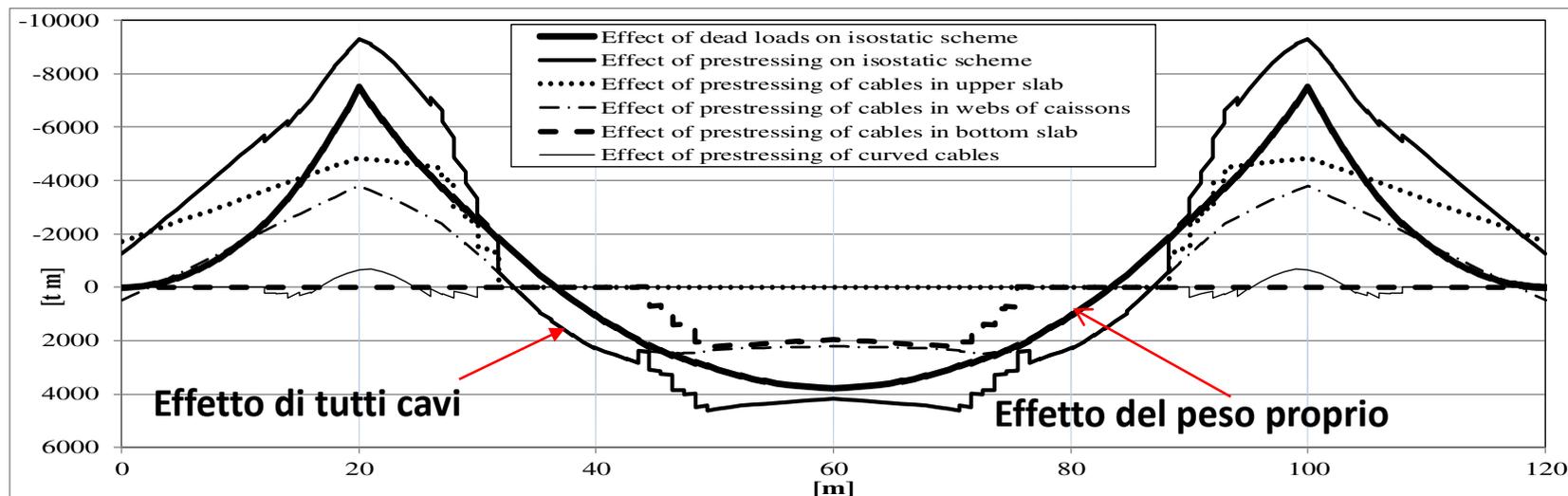
- 5830 kN all'appoggio ($\sigma = 32\%$ of $f_{cd} = 27 \text{ MPa}$)
- 4275 kN in mezzeria ($\sigma = 19\%$ of $f_{cd} = 27 \text{ MPa}$)



Modello accurato



Inserimento della precompressione nel modello in modo da poterla considerare attiva o non anche nei diversi cavi



La precompressione annulla l'effetto del peso proprio sullo schema di trave appoggiata

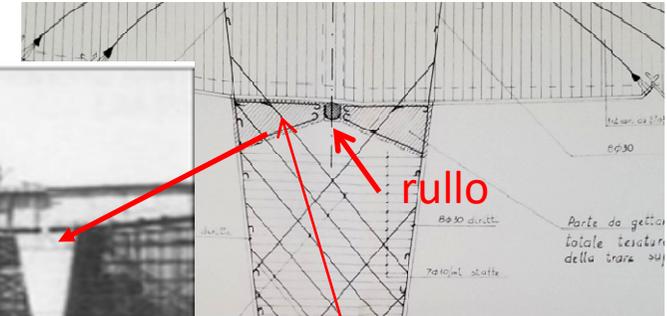
Pile : 8 colonne rettangolari, una per ogni anima del cassone

La forma geometrica è adeguata al diagramma del momento: massimo in testa e 0 al piede



La tecnica di costruzione

Mensole zavorrate con sabbia nei cassoni per ridurre il momento positivo in campata



prove sul calcestruzzo
In questa zona

Conci prefabbricati a terra (2 m di lunghezza ciascuno) con predisposizione delle guaine
Montati su tubi innocenti e poi precompressi

2 fasi di costruzione per evitare l'effetto della precompressione sullo schema iperstatico

La precompressione sullo schema iperstatico avrebbe prodotto una spinta pari a circa il 40% di quella prodotta dal traffico

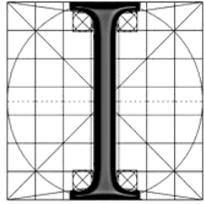
1) Impalcato isostatico semplicemente appoggiato

Vincoli temporanei (cilindri in acciaio come rulli)
Applicazione della precompressione

2) Schema di telaio

Collegando le pile e l'impalcato con un getto di calcestruzzo





ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA
PROVINCIA DI SALERNO



C.U.G.R.I.
Consorzio inter-Universitario
per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università di Salerno - Università di Napoli "Federico II"



ORDINE DEI GEOLOGI
DELLA CAMPANIA

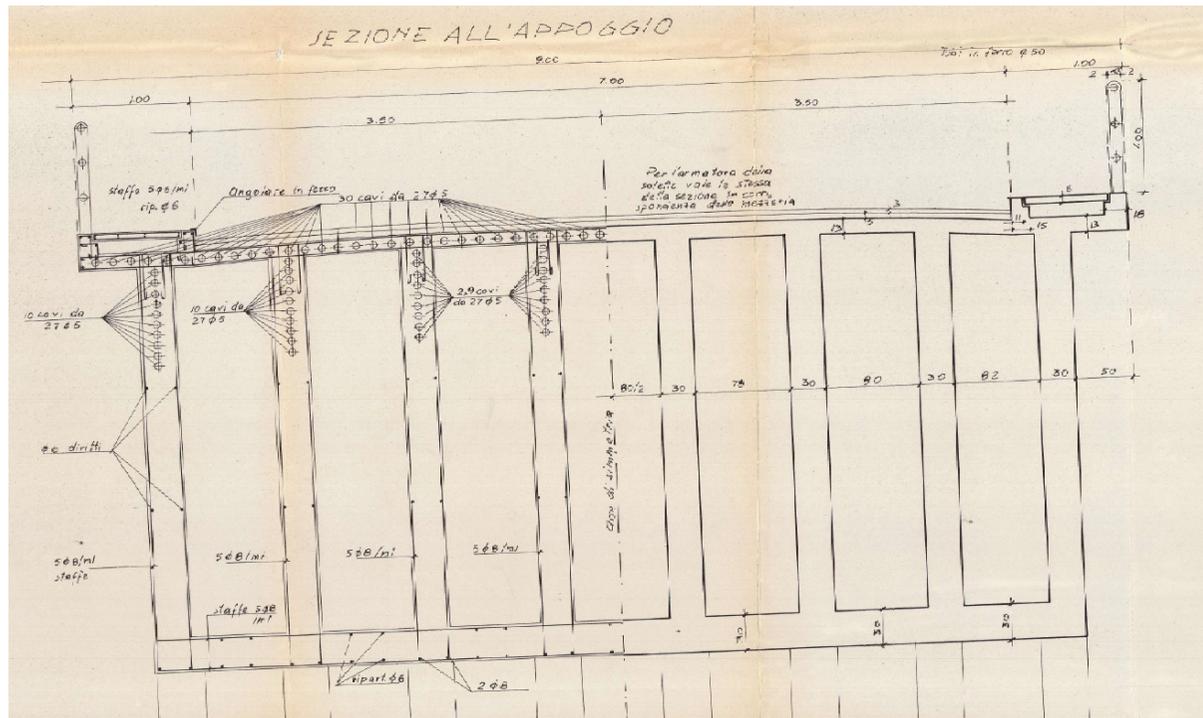
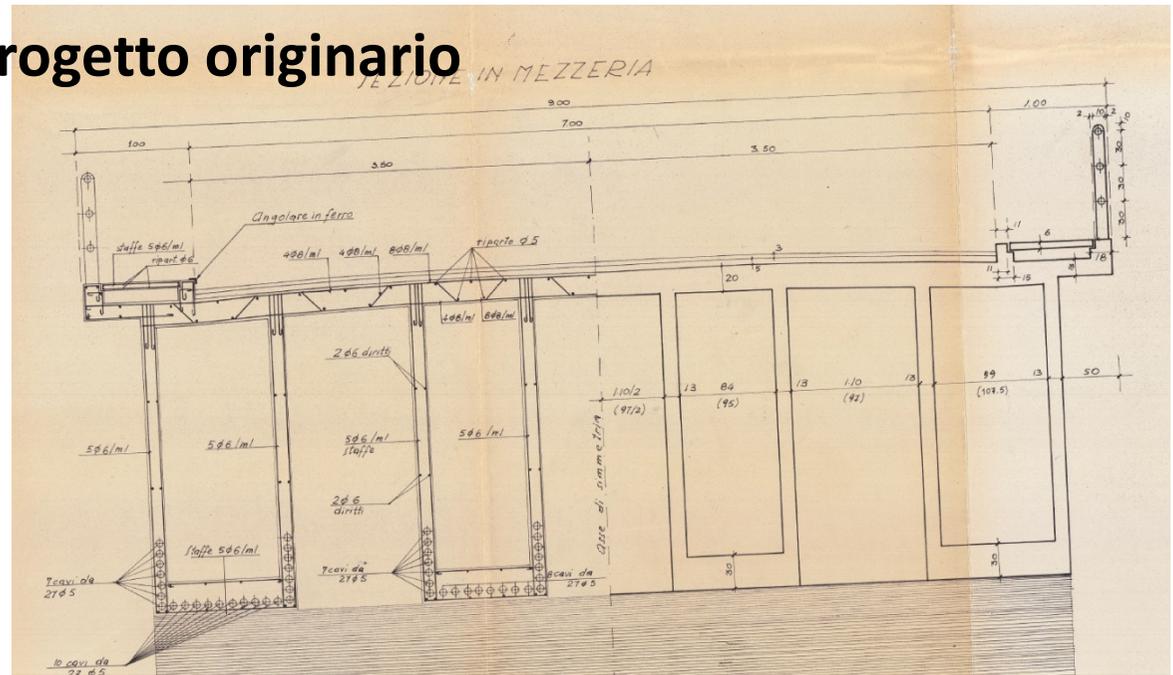


**MODELLI DI GESTIONE DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE
IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO**

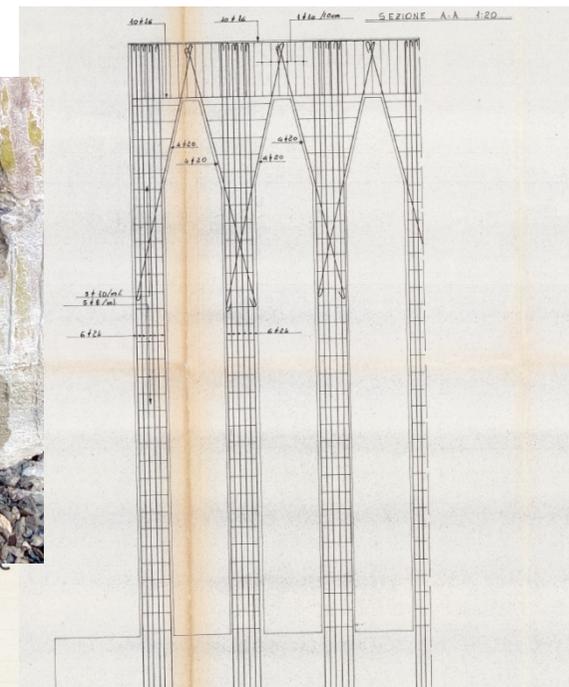
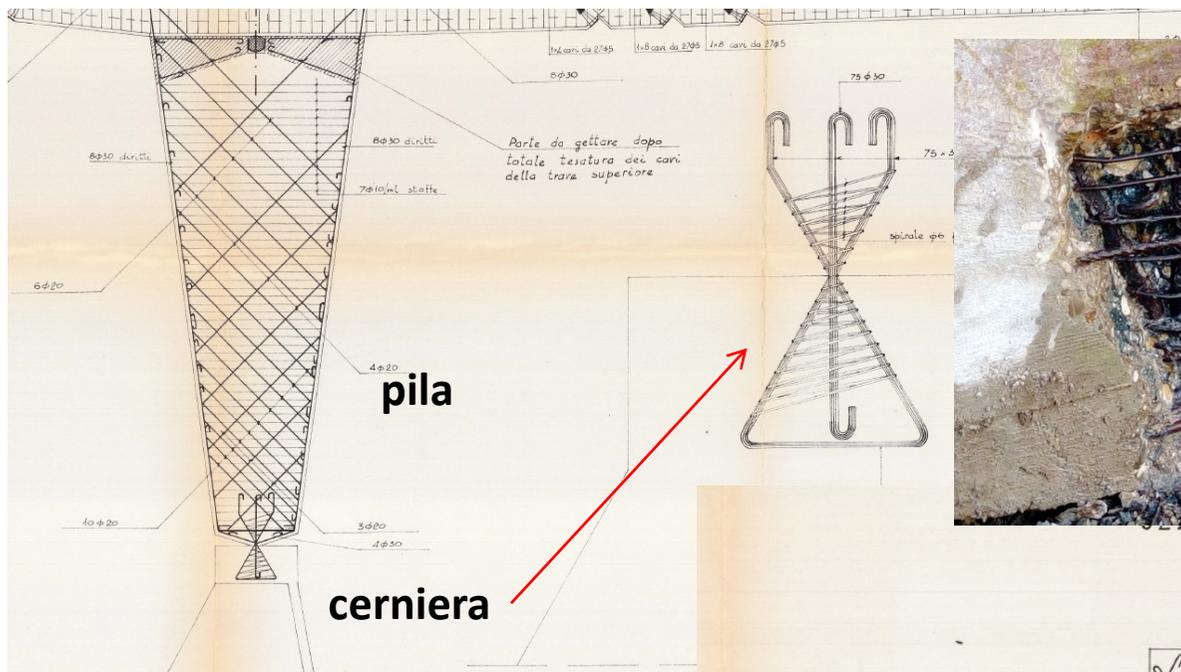
**Maria Rosaria Pecce
Università di Napoli Federico II**

Sezioni dei cassoni dal progetto originario

In campata per momento positivo.
La sezione si presenta con 4 cassoni separati

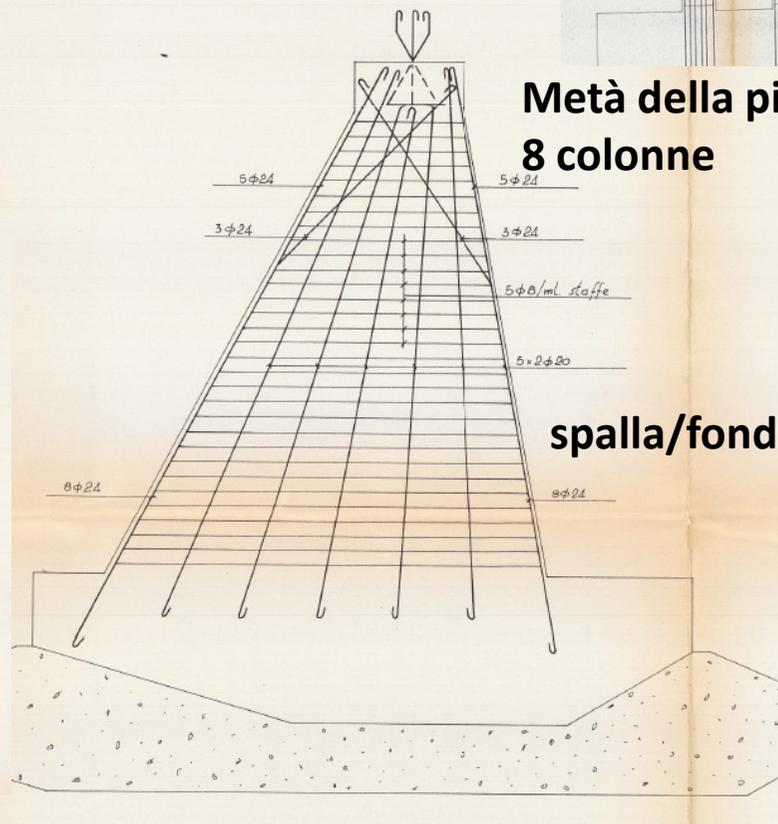
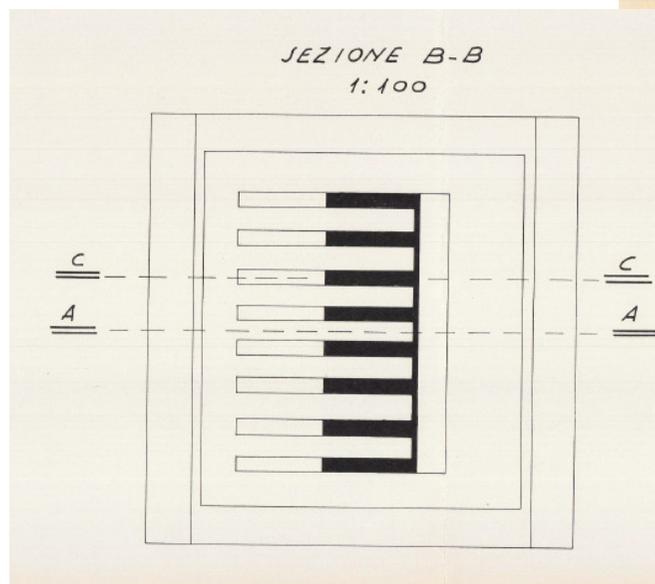


All'appoggio (pile) per momento negativo la sezione è costituita da 8 cassoni per la presenza di una controsoletta



dettagli

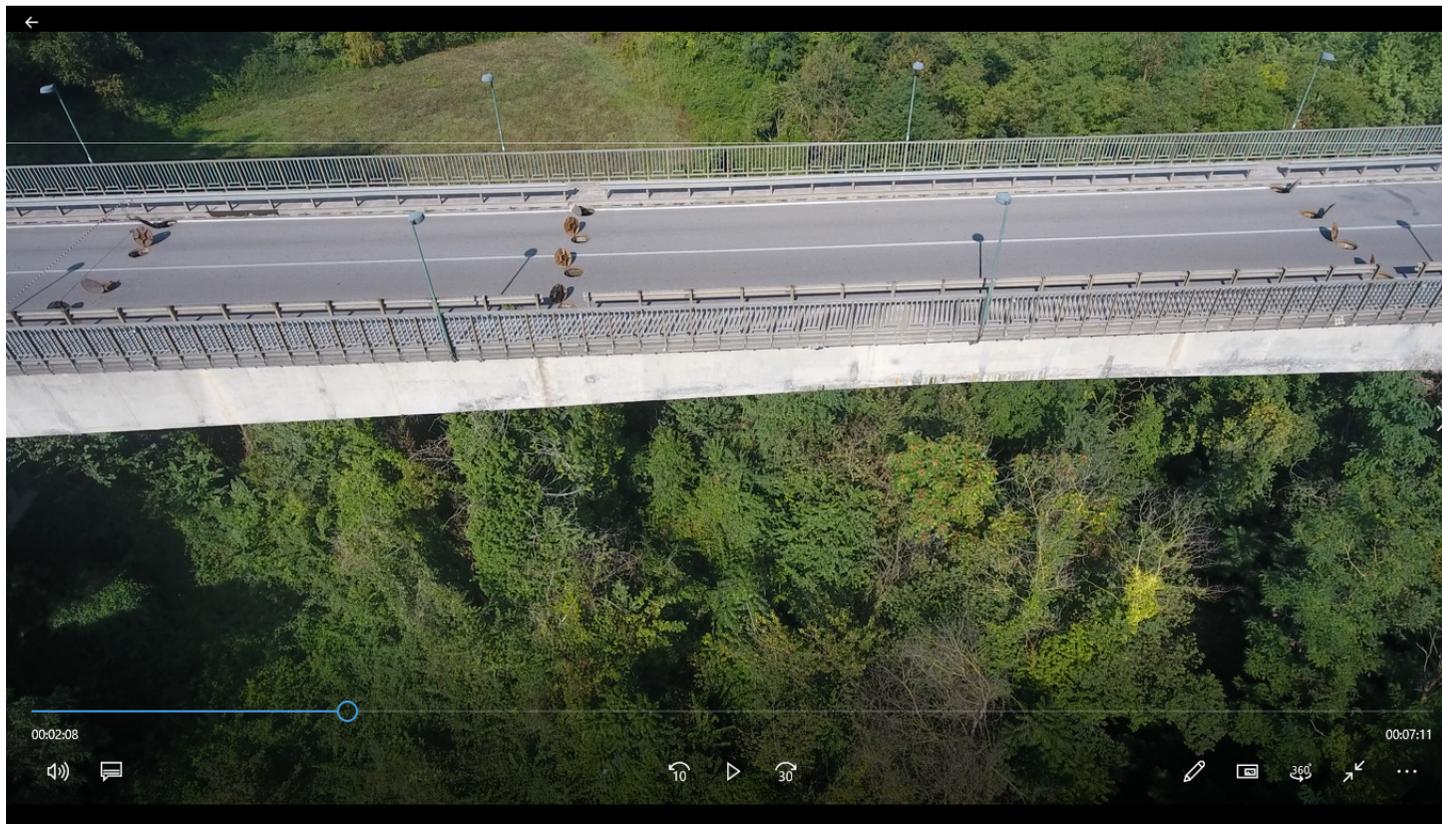
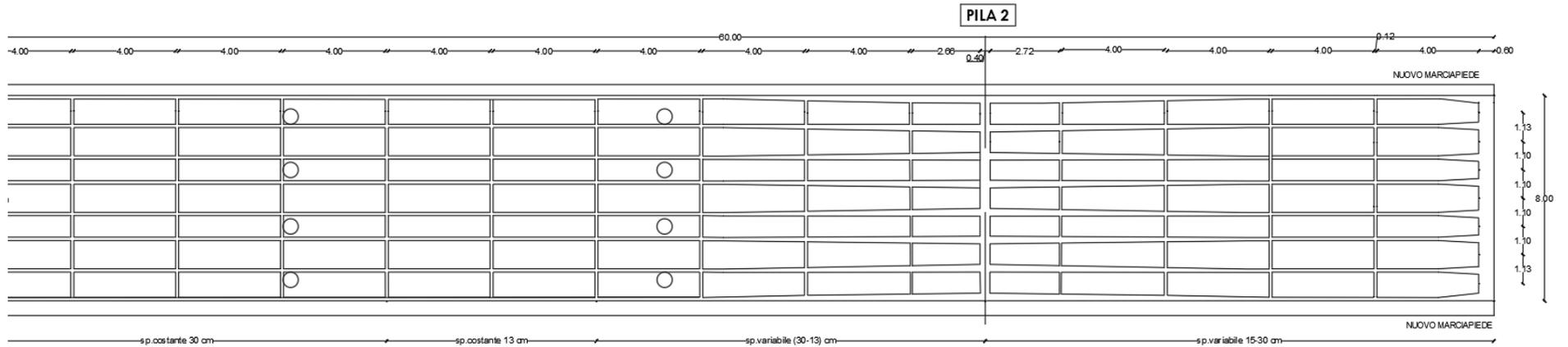
Metà della pila costituita da 8 colonne



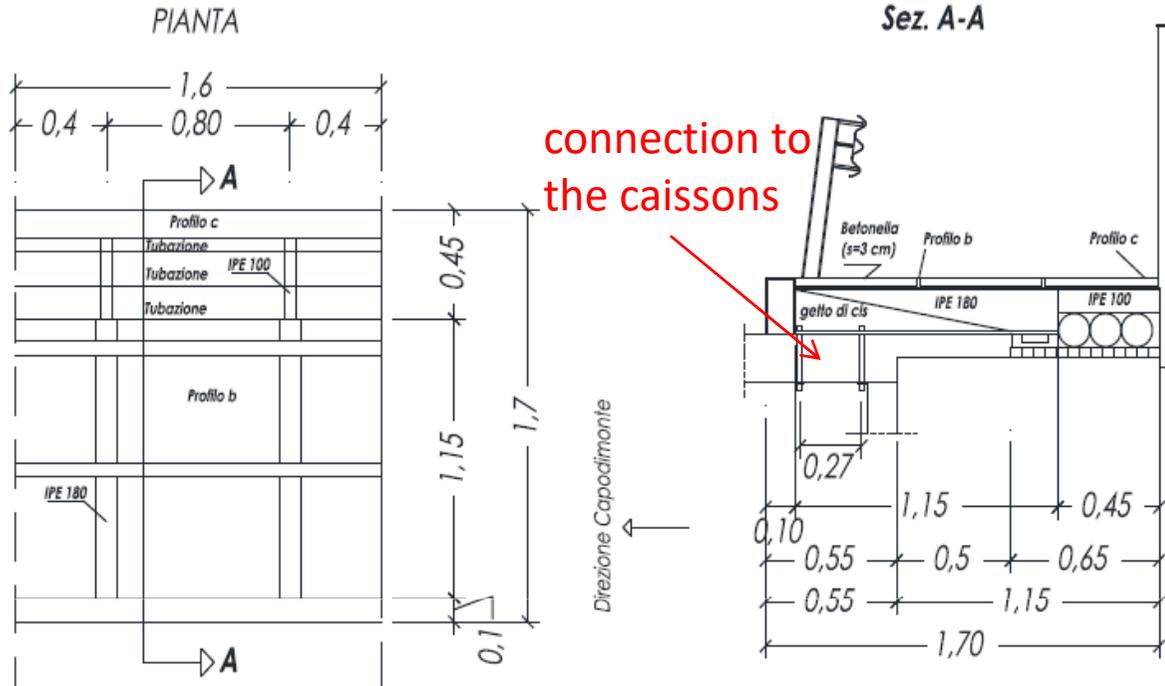
CARPENTERIA

scala 1:100

I cassoni si possono ispezionare mediante appositi passaggi previsti da Morandi



Nel 1982 è stato costruito un marciapiede con profili in acciaio Il progetto non è stato trovato



La foratura per il collegamento non è stata adeguatamente impermeabilizzata



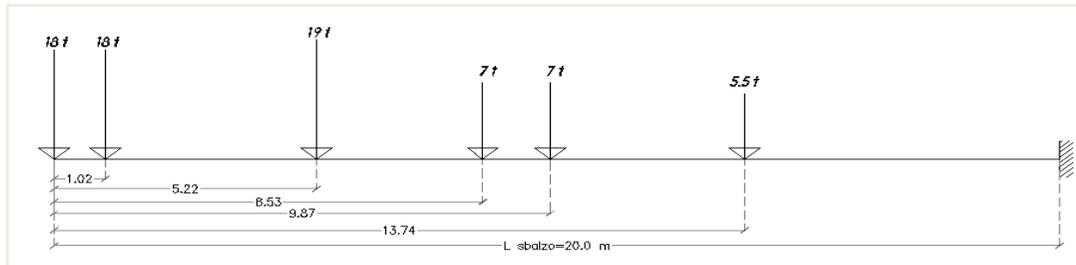
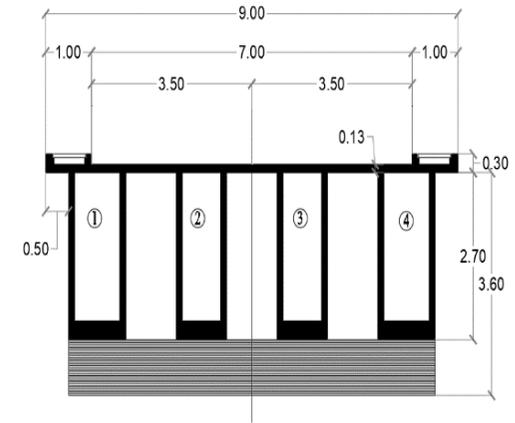
I bulloni sono corrosi all'interno dei cassoni



Normativa di progetto per il carico da traffico



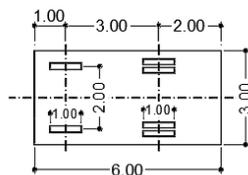
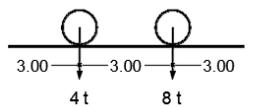
Ponte San Nicola a Benevento



Carico militare sullo sbalzo

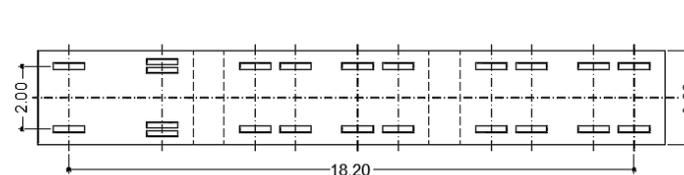
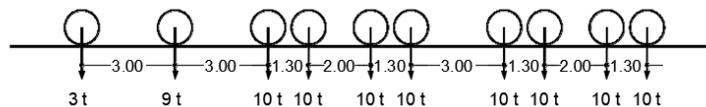
Schema 1°

Colonna indefinita di autocarri del peso di 12 tonn



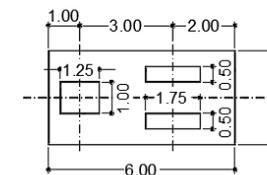
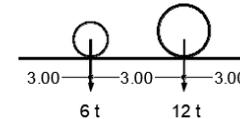
Schema 2°

Traino con veicoli del peso massimo di 40 tonn



Schema 3°

Rullo compressore da 18 tonn

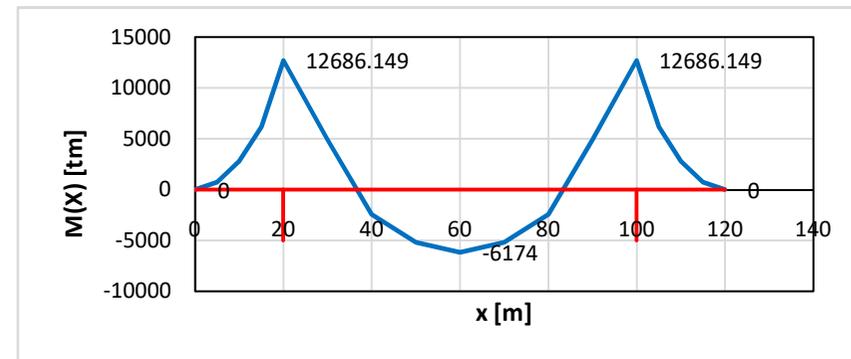


Norma n. 8 del 1933

Valutazione preliminare dell'opera

Assumendo, salvo evidenti indicazioni contrarie che evidenzino macroscopici errori progettuali, che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca della sua realizzazione e ottimizzato per far fronte ai corrispondenti carichi da traffico, ciò può essere eseguito valutando il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca (intesa quindi in questa valutazione come minima capacità garantita dalla norma di progettazione originaria) e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti.

Confronto dei momenti flettenti				
	Modello NTC2018		Valori di progetto	
	M_{max}^+ [tm]	M_{max}^- [tm]	M_{max}^+ [tm]	M_{max}^- [tm]
G_{k1}	8034	-3486	7566	-3110
Zavorra	-4795		-4786	
G_{k2}	769	-1351	1080	-270
$G_{k1}+G_{k2}+zavorra$	4008	-9632	3590	-8167
Q_k	2672	-4060	2584	-4520
$G_{k1}+G_{k2}+zavorra+Q_k$	6680	-13692	6174	-12687



Fattore di amplificazione dei carichi permanenti NTC2018 ne consente la riduzione per strutture esistenti ma non ne indica la modalità di valutazione

Sollecitazioni NTC2018 : 7-8% in più rispetto alla normativa dell'epoca del progetto

E' importante passare alla verifica accurata della sicurezza e valutare bene i fattori che possono incidere sulle verifiche anche del 5-10%



La riduzione di γ_G da 1,35 a 1,2 rappresenta una possibilità di incremento del

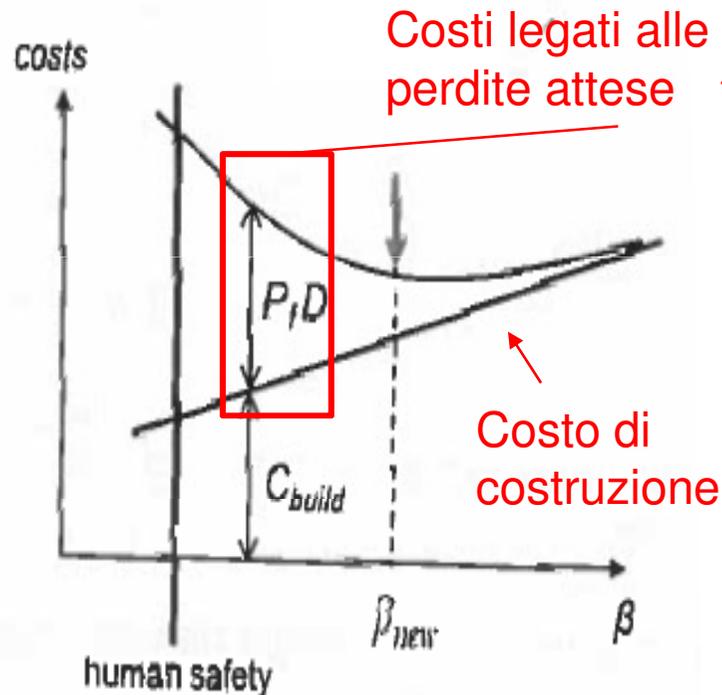
E' necessario sviluppare un modello affidabile: importante avere un livello di conoscenza alto

CONSIDERAZIONI LEGATE AD ASPETTI ECONOMICI → Norma ISO13822 (2010)

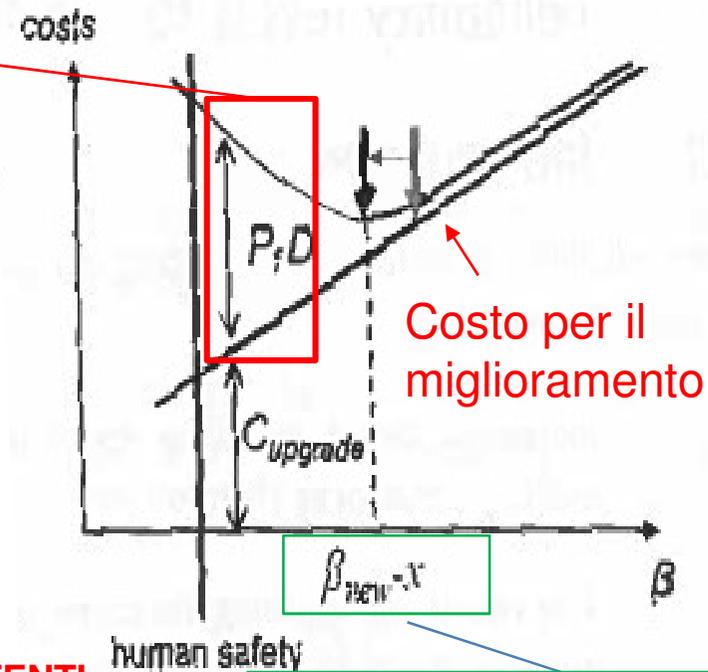
Metodologia basata sull'ottimizzazione del costo totale:

minimizzare la somma dei costi dell'edificio (costruzione C_{build} o miglioramento $C_{upgrade}$) e dei costi legati alle perdite attese (prodotto della probabilità di rottura P_r e dei costi totali diretti e indiretti D)

STRUTTURE NUOVE



STRUTTURE ESISTENTI



IL LIVELLO DI AFFIDABILITÀ PER LE STRUTTURE ESISTENTI SI RIDUCE RISPETTO AL CASO DI STRUTTURE NUOVE

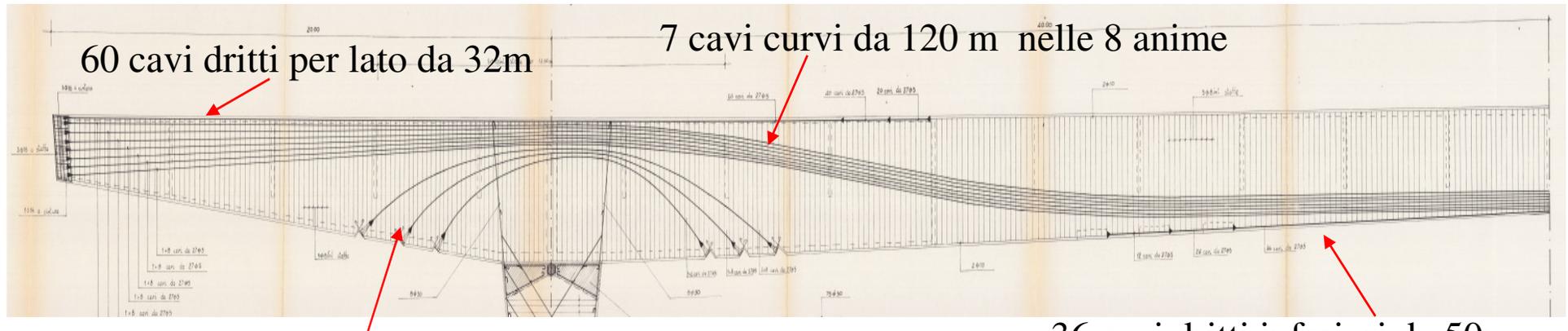
NTC2018 2.1 Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

Il minimo costo si potrebbe verificare per un livello di sicurezza più basso del nuovo

Sistema di precompressione del Ponte San Nicola

La conoscenza del ponte: L'ANALISI DEL PROGETTO ORIGINARIO

256 cavi in totale, ciascuno costituito da 27 fili $\Phi 5$ e ancorati in differenti sezioni mediante piastre



3 cavi curvi da 30 m
nelle 8 anime

Uno dei primi ponti precompressi in Italia
audace per lunghezza e spessori sottili dei cassoni



Le fasi e modalità costruttive influenzano:
L'attuale deformata
La risposta statica e dinamica

Indagini

Le tabelle presenti nella Circolare 2019 non sono evidentemente applicabili ai ponti esistenti. Il numero complessivo e la localizzazione delle indagini sugli elementi sono quindi calibrati dal tecnico incaricato in relazione alle informazioni reperite sul manufatto ed ai risultati ottenuti dalle eventuali valutazioni preliminari della sicurezza. Essi possono pertanto essere 'modulati' in virtù del livello di conoscenza che si vuole raggiungere e di quanto già si conosce.

...È quindi chiarito che si possono utilizzare livelli di conoscenza differenziati, approfondendo la conoscenza delle parti della struttura per le quali la verifica risulta più delicata, senza necessariamente estendere tale livello di conoscenza all'intera struttura, comprese parti difficili e costose da analizzare e che sono in sicurezza anche perseguendo livelli meno accurati.

Le indagini sui cavi da precompressione secon le Linee Guida Ponti

Par. 7.4. Le Ispezioni

Par. 7.4.3.1. Strutture pre-compresse a cavi post-tesi

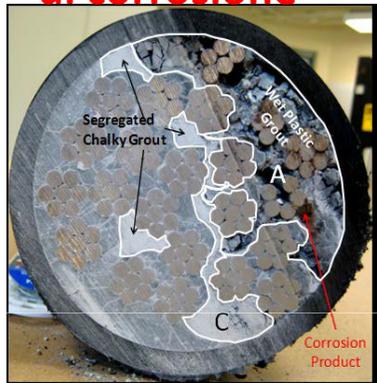
Le strutture precompresse a cavi post-tesi e iniettati, fra le quali, in particolare, quelle realizzate negli anni '60 e '70, possono essere soggette a pericolose situazioni di degrado che possono comportare corrosione dei cavi di precompressione e che, pertanto, possono influire negativamente sulla resistenza della struttura e provocare collassi improvvisi, anche in assenza di sovraccarico e/o di traffico. Tali situazioni possono essere in prevalenza causate da difetti nelle iniezioni dei cavi che, in presenza di stati di corrosione delle guaine o degli ancoraggi e/o infiltrazioni di acqua, possono costituire zone di innesco della corrosione.

E' necessario individuare i tracciato dei cavi: **nel caso del Ponte San Nicola progetto e saggi**
Indagare testate dei cavi, e iniezione dei cavi con saggi diretti.

Difetti delle travi in cap a cavi post-tesi soprattutto realizzati negli anni '60-70

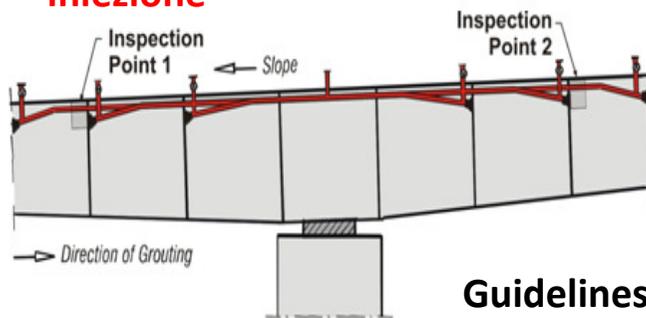
Si tratta di difetti occulti che possono portare al degrado del cavo, alla perdita di precompressione, alla perdita di resistenza ultima a flessione e quindi alla crisi improvvisa

Difetti di iniezione di malta : influenza sull'aderenza e in alcuni casi si favorisce il fenomeno di corrosione



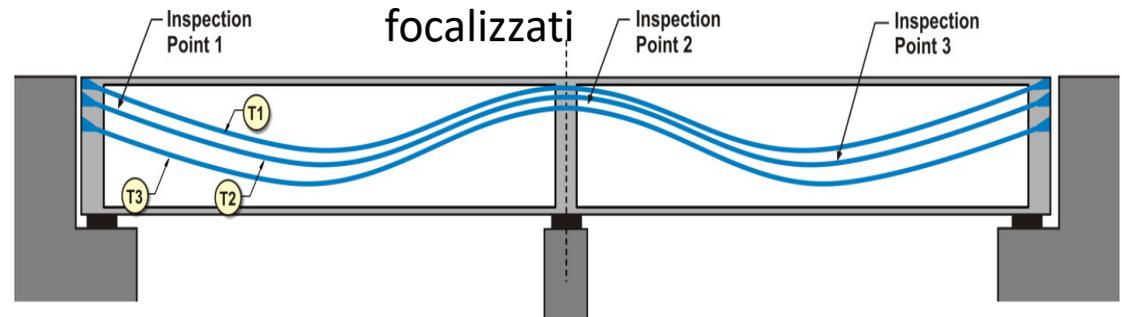
In alcuni casi il difetto di malta non comporta la corrosione perché l'ossigeno nella guaina non è sufficiente e l'acqua è assente

La probabilità di riscontrare il difetto è diversa secondo la struttura e la zona
Dipende anche dalla sagomatura dei cavi e dalla tecnica di iniezione



TYPICAL CANTILEVER TENDONS

Il numero e la collocazione dei saggi possono essere meglio focalizzati



Guidelines for Sampling, Assessing, and Restoring Defective Grout in Prestressed Concrete Bridge Post-Tensioning Ducts Publication No. FHWA-HRT-13-028
U.S. Department of Transportation



PRATICA

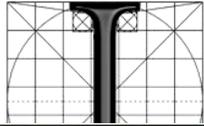
em
zion



Morandi non ha considerato nel progetto la manutenzione condotta dall'ente gestore

**MODELLI DI GESTIONE DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE
IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO**

**Maria Rosaria Pecce
Università di Napoli Federico II**



C.U.G.R.I.

Indi RIschi
"Federico II"

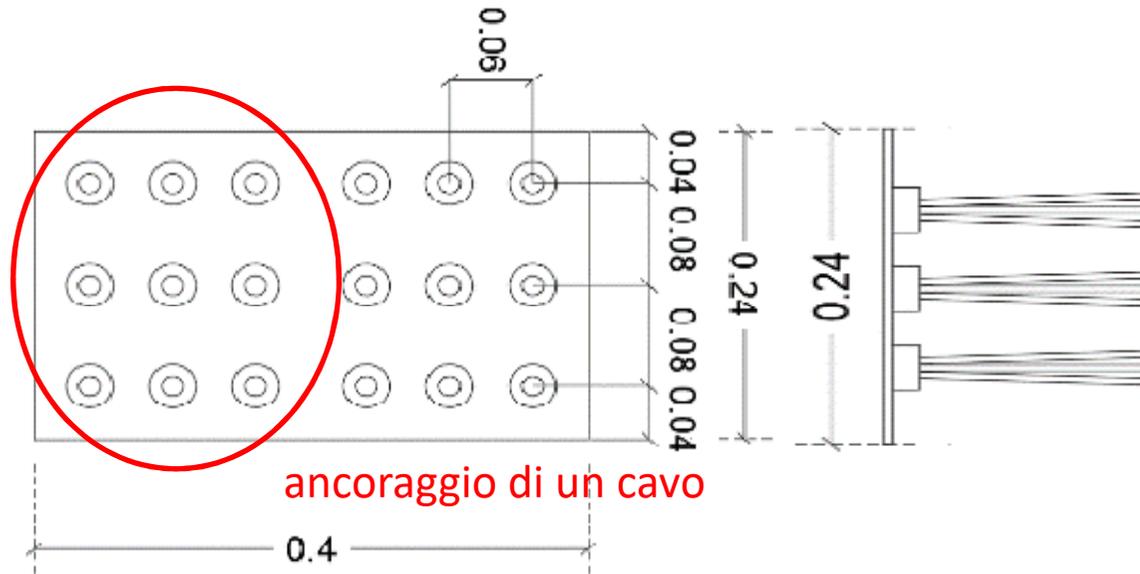


Nelle zone di giunto tra i segmenti per dare continuità alla guaina tra i conci è stato utilizzato un lamierino piegato

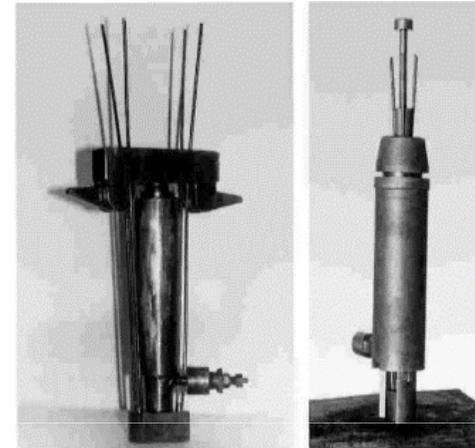
Indagini sugli ancoraggi

Il cavo è composto da 27 fili

Boccole che fissano 3 fili



brevetto



6.2.2 INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI E DEI MATERIALI

Si sottolinea l'estrema importanza della **valutazione di durabilità dei cavi da precompressione nel sistema post-teso, tramite indagine di integrità delle guaine e dello stato di corrosione in sezioni critiche per flessione o taglio e nelle zone di ancoraggio** e della valutazione dell'integrità dell'opera nei casi di particolare fragilità strutturale, come, ad esempio, nel caso di appoggi tipo Gerber nei ponti di calcestruzzo armato.



Misure con il corrosimetro



Cavo	Letture (mV)
1	-115
2	-130
3	-152
4	-157
5	-296
6	-88
7	-205



Cavo	Letture (mV)
1	-205
2	-110
3	-102
4	-203
5	-137
6	-190
7	-134

Valore di Potenziale mV	Probabilità di Corrosione	Degrado
Compreso tra -400 mv e -300 mv	Alta probabilità di corrosione	Indotto dalla corrosione avanzata
Compreso tra -300 mv e -200 mv	Alta probabilità di corrosione	Stato di degrado medio
Compreso tra -200 mv e -100 mv	Media probabilità di corrosione	Livello di degrado iniziale
Compreso tra -100 mv e 0 mv	Bassa probabilità di corrosione	Livello di corrosione non significativo
Compreso tra 0 mv e 100 mv	Probabilità di corrosione molto bassa	Livello di corrosione nullo e passività delle armature

Indagini sui cavi (21 saggi)

Linee Guida: I saggi devono essere condotti nelle sezioni critiche o nelle zone dove si sono manifestati difetti tipici: è una indicazione, bisogna adottare il metodo più adatto per ogni specifico caso

➤ Cavi non sempre bene iniettati soprattutto in corrispondenza delle zone curve

➤ Anche in assenza di malta i cavi non sono corrosi perchè la quantità di aria non è sufficiente per attivare il processo

➤ Corrosione soprattutto nei cavi delle anime disposti più in basso dove l'acqua è presente ciclicamente e in corrispondenza delle riprese di getto dei conci

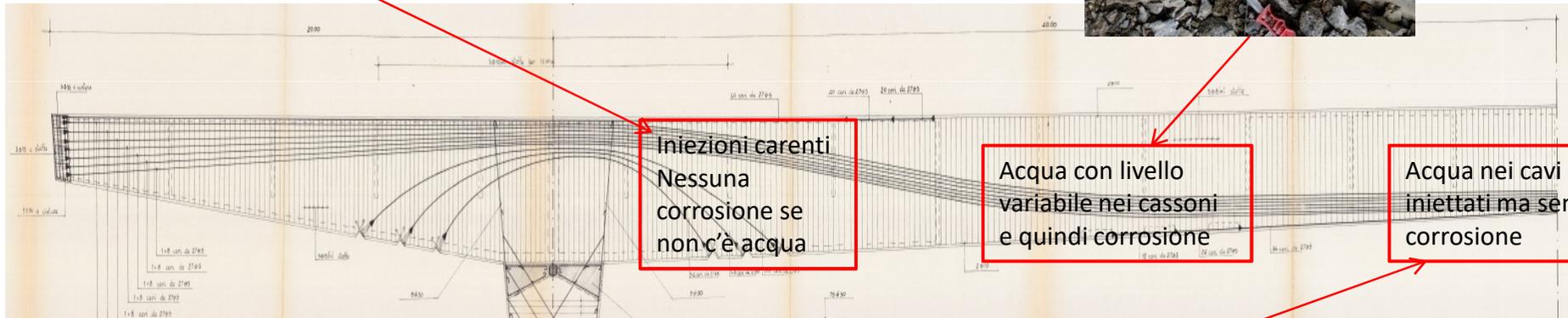
➤ Cavi in soletta superiore non corrosi

➤ Cavi in soletta inferiore non corrosi pur essendo immersi in acqua

Distinguiamo le osservazioni dalla loro influenza sulla sicurezza.



3 situazione diverse nei cavi in base alla posizione ed alla presenza di acqua



Ancoraggi in soletta superiore senza corrosione



Materiali e verifiche

Par. 6.3.4.1. Fattori di sicurezza dei materiali

Sigla	f_{car} [MPa]	$R_{cis,i}$ [MPa]
C1	51,40	51,40
C2	50	50
C3	53,50	53,50
C4	72,10	72,10
C5	80,70	80,70
C8	50,90	50,9
C9	48,10	48,10
C10	55,20	55,20
C11	36,70	37,67

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

$$FC=1 \quad \gamma_c=1,5 \quad \gamma_s=1,15$$

Carote di calcestruzzo sull'impalcato

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - \bar{\mu})]^2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{media aritmetica}=46,1\text{MPa} \\ \text{errore standard}=10,8\text{MPa} \end{array}$$

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}} \quad \text{media al } 16^\circ \text{ percentile}=42,5\text{MPa}$$

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}} \quad \text{valore caratteristico assumendo una distribuzione log-normale}=29,0\text{MPa}$$

Calcestruzzo					
	f_{cm} [MPa]	γ [-]	f_{cm}/γ	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]
Impalcato	46,1	1,50	30,7	29,0	29,0

Acciaio (valori allo snervamento)					
Elementi	f_{ym} [MPa]	γ [-]	f_{cm}/γ	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]
Acciaio fili	1748,9	1,15	1520,8	1743,7	1520,8

Il valore nominale della resistenza dei cavi da precompressione indicato in progetto è di 1800MPa e lo snervamento è 1500MPa

MATERIALI

Calcestruzzo dell'impalcato
 $f_c=44\text{MPa}$ mean value from tests

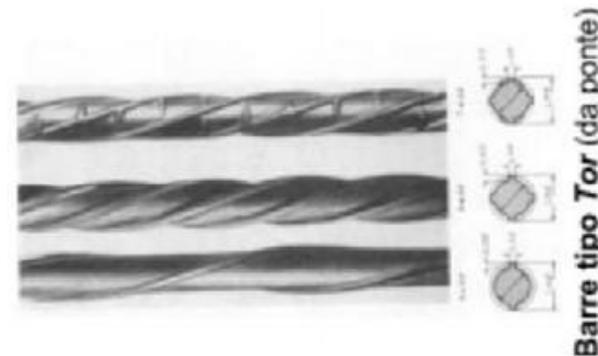
Calcestruzzo con 350 kg di cemento
 $680\text{kg}/\text{cm}^2$, con resistenza cubica $450\text{ kg}/\text{cm}^2$

Barre lisce $f_y= 225\text{ MPa}$

Normativa	R.D.L n°2229/1939		
Tipologia	liscio		
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro
Snervamento (kgf/mm^2)	≥ 23	≥ 27	≥ 31
Rottura (kgf/mm^2)	42-50	50-60	60-70
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14

Acciaio “TOR” per le barre delle pile

Toristeg Steel Corporation of Luxembourg)
 sinonimo di CTD (Cold Twisted Deformed



Acciaio dei cavi $f_{s,\min}= 1760\text{ MPa}$

I fattori parziali di sicurezza dei carichi

I carichi permanenti

8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Come si stabilisce il valor di γ_G ?

Le linee guida ci indicano come procedere considerando che la riduzione dipende da:

- 1) conoscenza e affidabilità dei carichi permanenti: misure geometriche, caratteristiche dei materiali, modellazione strutturale
- 2) accuratezza ed affidabilità del modello: modello 3D agli elementi finiti, identificazione dinamica, prova statica

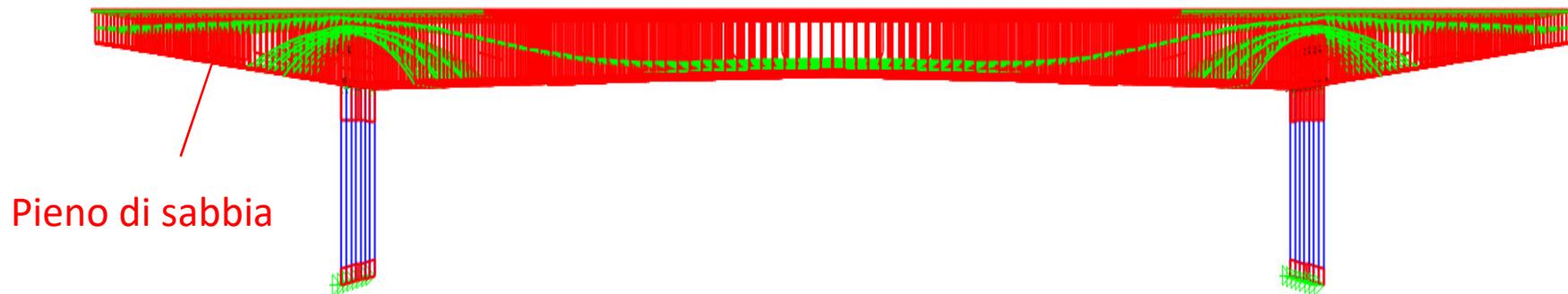
γ_G può essere ridotto da 1,35 fino ad 1,2 anche nel caso di verifica di ponte adeguato

Nel caso del ponte San Nicola la sollecitazione flettente dovuta al traffico è circa il 44% di quella dovuta al peso proprio:

La riduzione del coefficiente parziale dei carichi permanenti è preziosa

Linee guida Par. 6.3.3.2. Fattori parziali di sicurezza dei carichi permanenti

Modello di dettaglio agli Elementi Finiti



Elementi shell – tendons

L'effetto del traffico è approssimativamente il 40% dell'effetto del peso proprio
La riduzione del fattore γ_G da 1,35 a 1,2 è importante per considerare un
incremento del traffico del 5-6%

E' importante sviluppare un modello di dettaglio

Le prove di identificazione dinamica e le prove di carico possono validare il modello

γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{q1}	γ_{q7}	γ_{q5}	γ_{q3}	$\psi_{02,tandem}$	$\psi_{02,uniforme}$	$\psi_{02,temperatura}$	$\psi_{02,vento}$	$\psi_{02,folla}$
1.2	1.2	1.35	1.5	1.5	1.35	0.75	0.40	0.60	0.60	0.40

LE PROVE SULLA STRUTTURA

l'identificazione dinamica, in unione alla riproduzione delle prove di collaudo dell'epoca, ove disponibili, o con prove di carico progettate ad hoc, consentono di calibrare opportunamente i modelli numerici

L'identificazione strutturale è un processo che si sviluppa definendo il comportamento della struttura, e quindi sviluppando un suo modello numerico, mediante prove sperimentali in sito. Se si utilizza una prova dinamica si parla di identificazione dinamica

La prova dinamica con vibrazioni ambientali (AVT Ambient Vibration Test) elaborata con metodi OMA (Operational Modal Analysis)

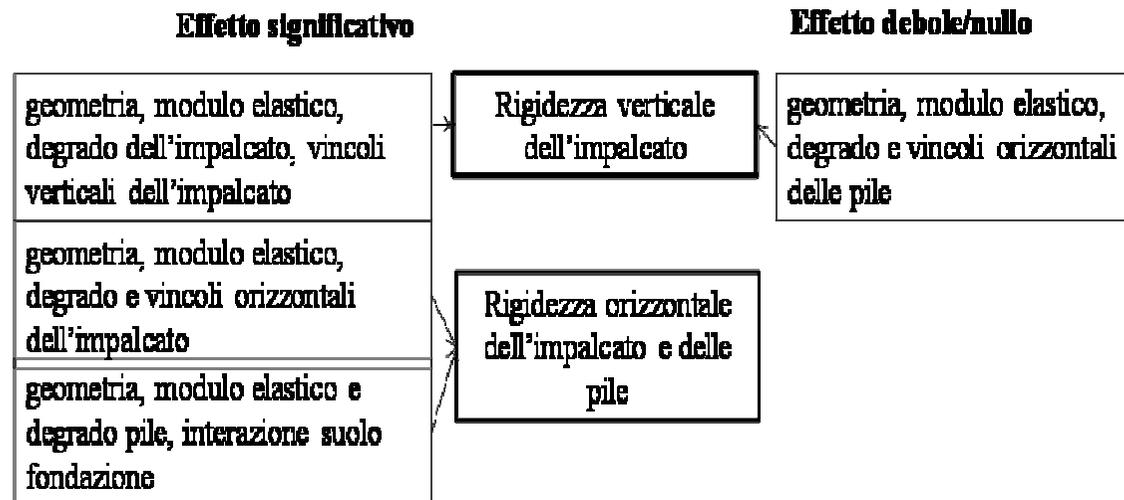
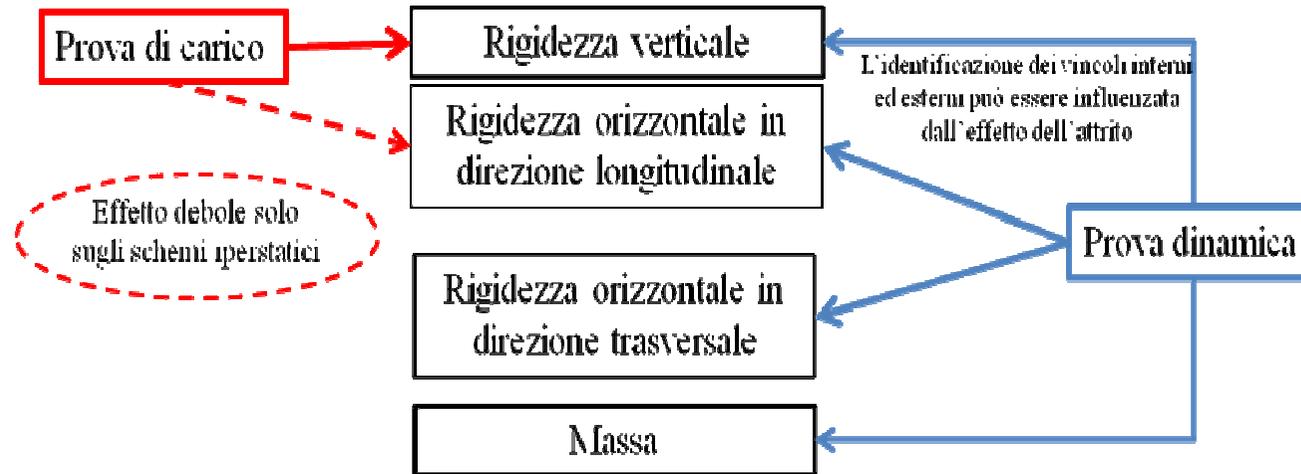
La prova si effettua mediante accelerometri opportunamente disposti sulla base di un modello strutturale preliminare che consentono di rilevare le vibrazioni della struttura in presenza di azioni ambientali (vento, passaggio di persone, ecc...).

Vantaggi: non è necessario applicare carichi per rilevare una risposta strutturale, si hanno informazioni sulle masse

Svantaggi: i dati misurati devono essere elaborati correttamente mediante apposite procedure numeriche poichè la risposta strutturale è di tipo dinamico con azioni di modesta entità.

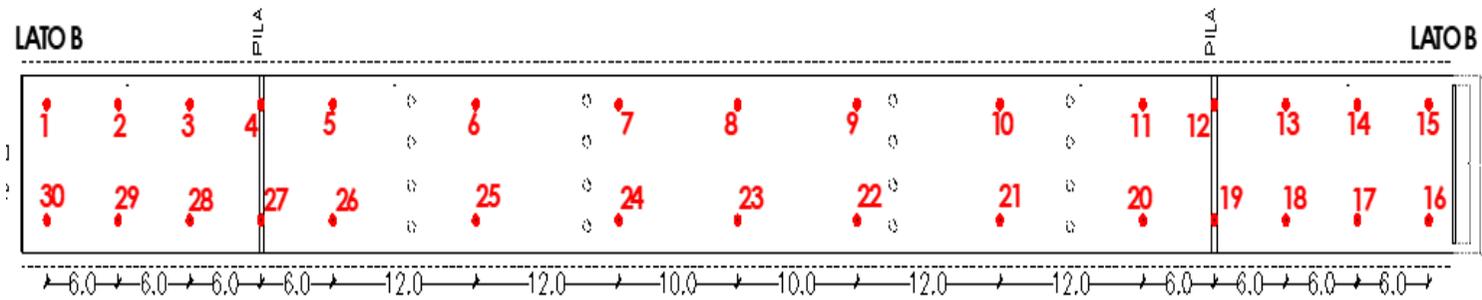
Non fornisce informazioni sulla resistenza ma solo sullo stato della struttura sempre mediante un confronto con un modello numerico affidabile

Prova dinamica e prova di carico

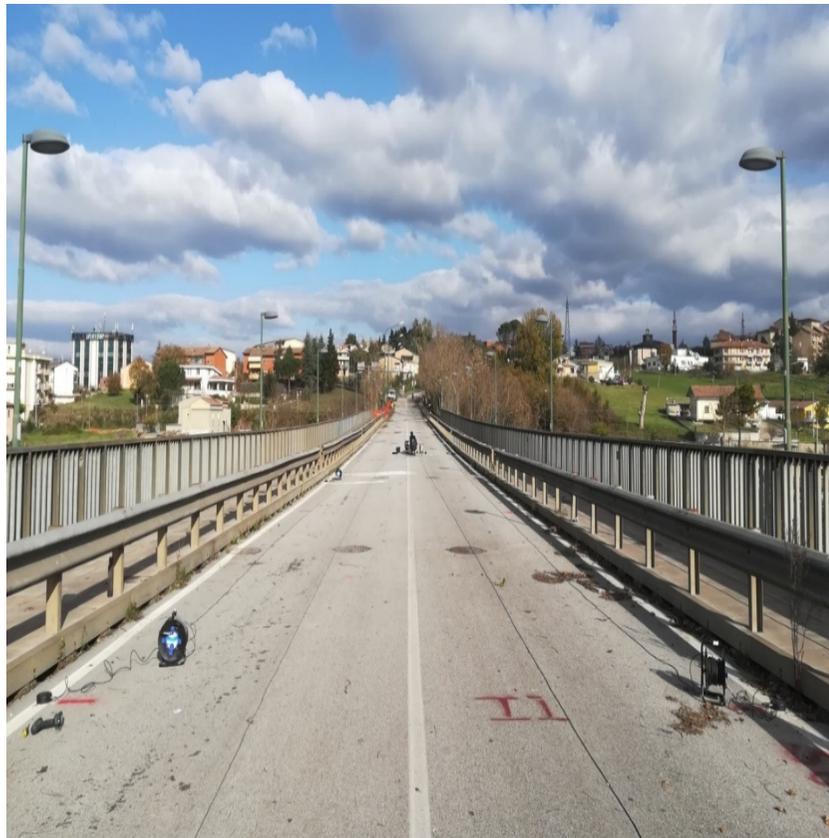


PROVA DINAMICA IN SITO: Analisi Modale Operativa – OMA

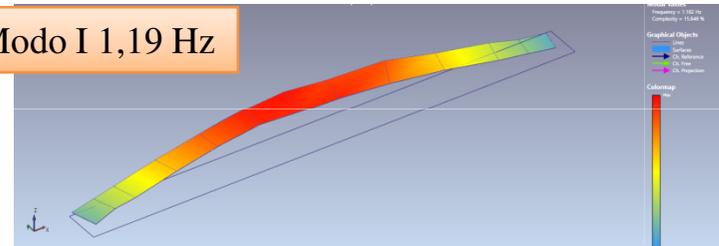
30 punti di misura



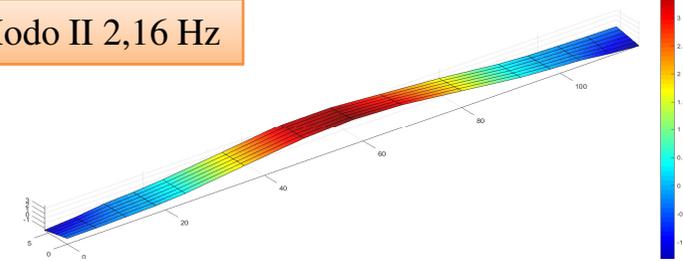
RISULTATI: Frequenze ottenute mediante FDD



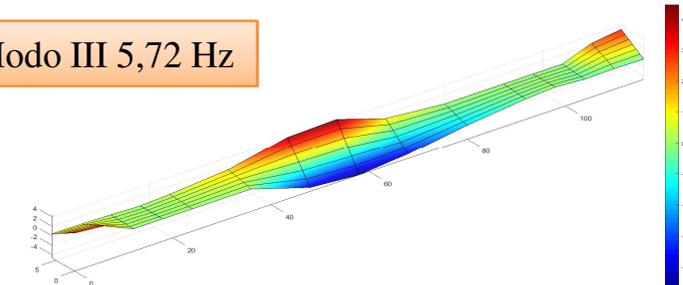
Modo I 1,19 Hz



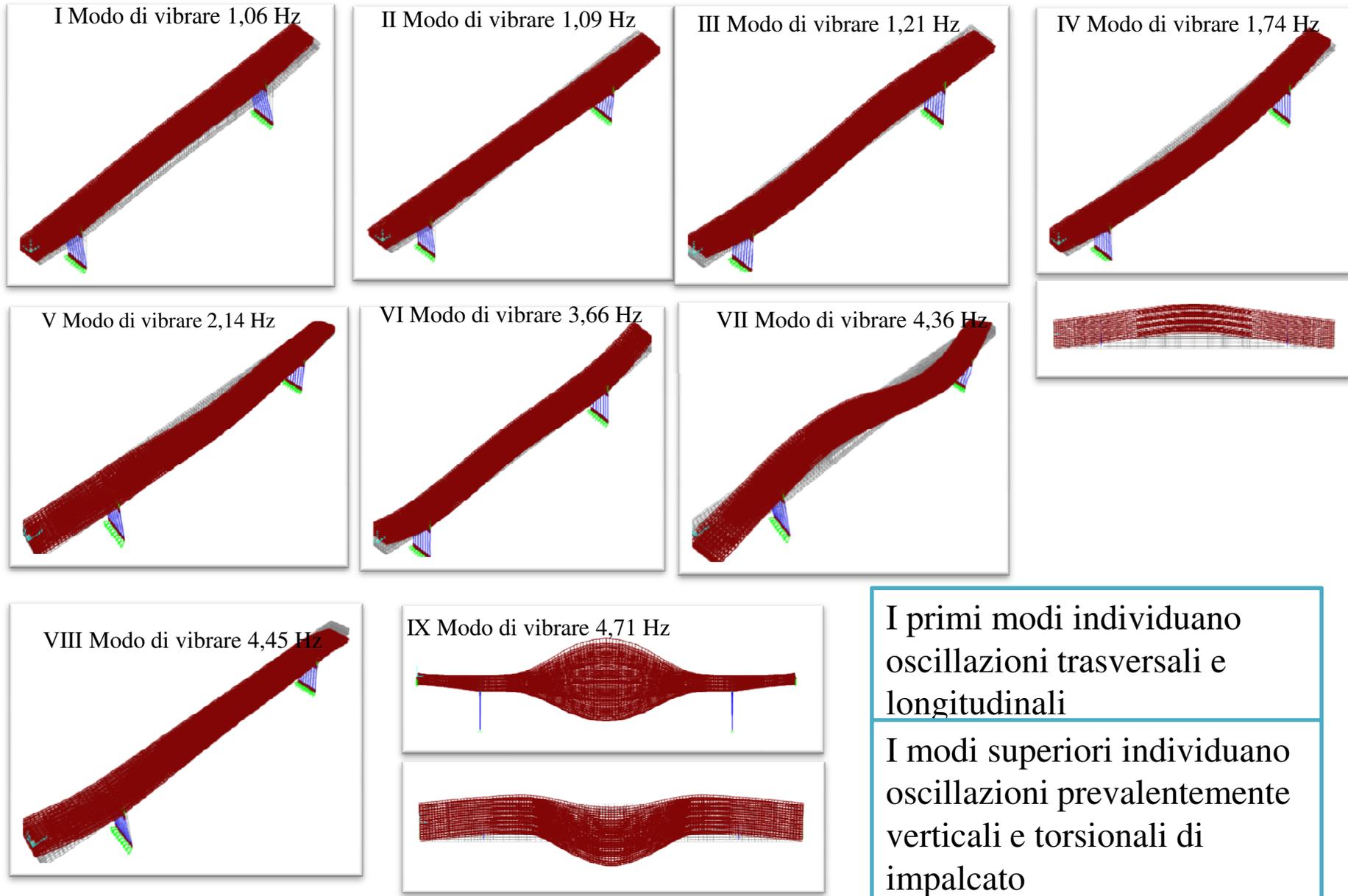
Modo II 2,16 Hz



Modo III 5,72 Hz



**ANALISI MODALE SUL MODELLO NUMERICO PRELIMINARE:
Il modello non presenta una corrispondenza del tutto soddisfacente con la sperimentazione**



PRE-CALIBRAZIONE

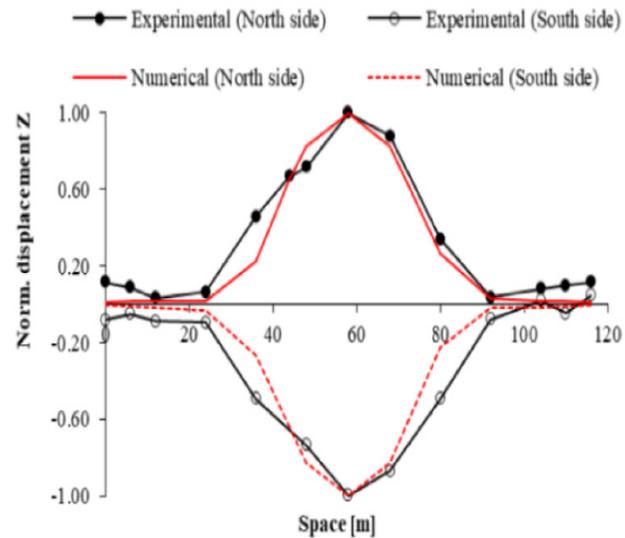
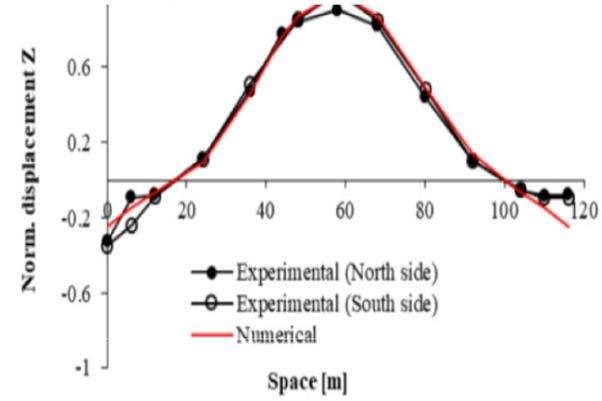
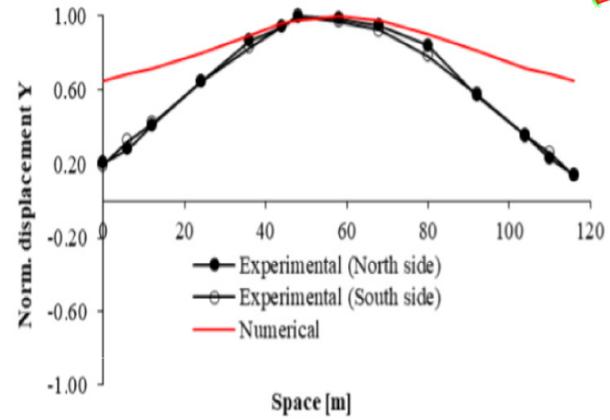
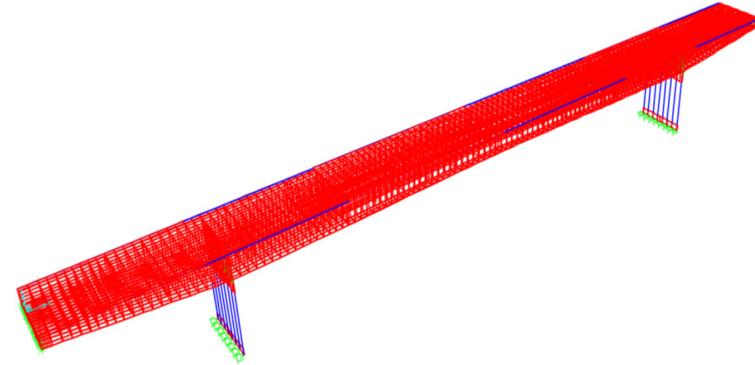
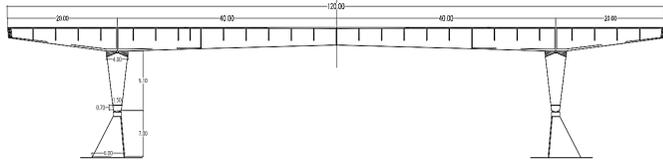


Table 4. Theoretical-experimental comparison

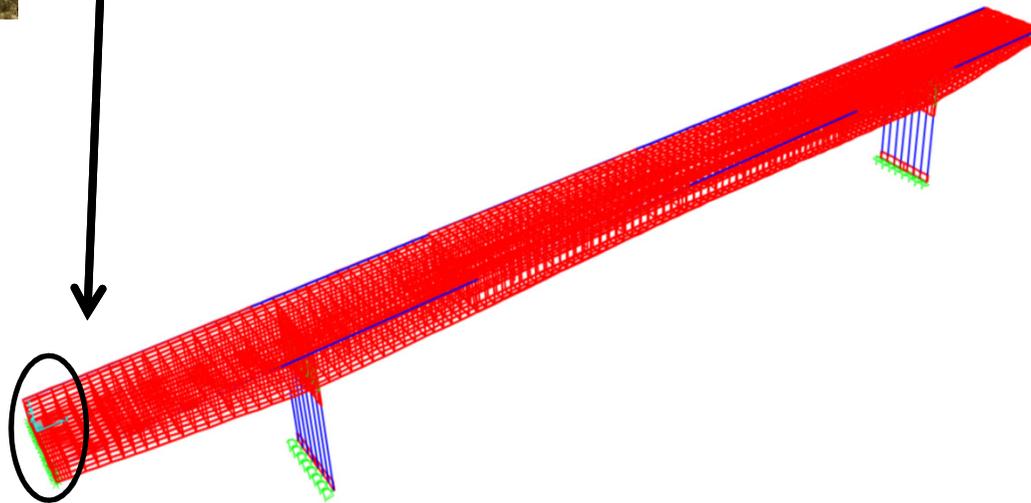
Experimental		Numerical			MAC
Mode N	f_{exp} [Hz]	Mode N	f_{FEM} [Hz]	ε [%]	
1	1.19	3	1.20	0.47	0.80
2	2.12	7	2.11	-0.38	0.96
3	5.64	9	4.78	-15.25	0.97

CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

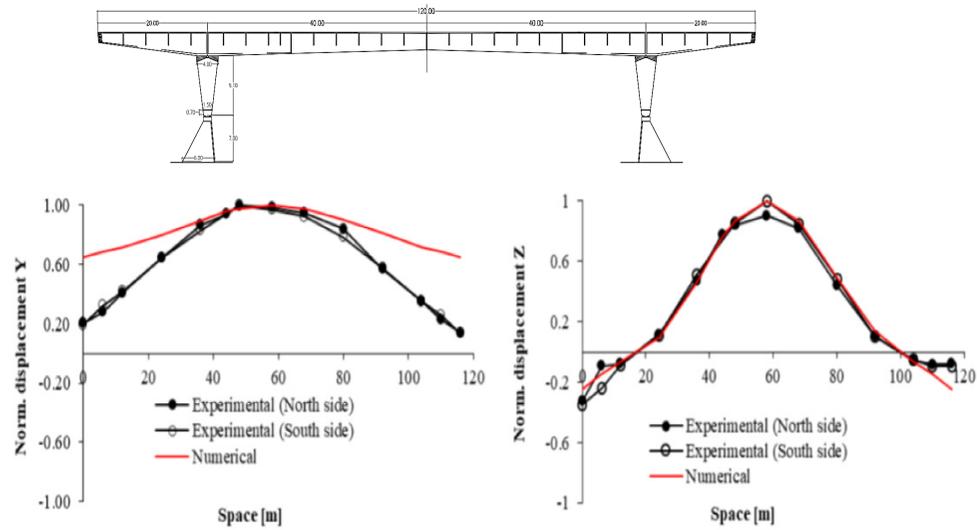
1. Appoggi elastici unilaterali verso il basso agli estremi degli sbalzi (calibrati sulla prova dinamica e confermati dalla prova statica);
2. Vincoli fissi monolaterali longitudinali agli estremi degli sbalzi,
3. Vincoli elastici trasversali all'estremità degli sbalzi
4. Inserimento trave longitudinale con rigidità trasversale equivalente al sistema parapetto, guard-rail marciapiede
5. Rigidezza non fessurata delle pile e dell'impalcato



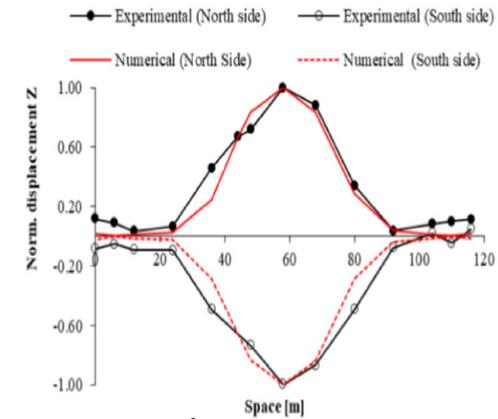
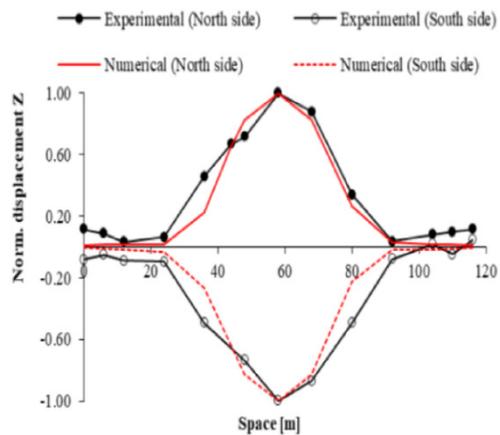
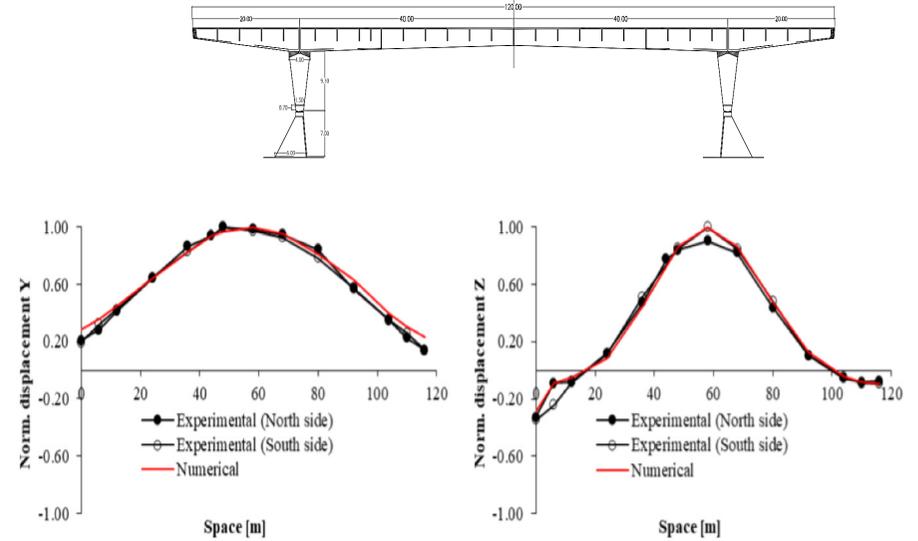
**Estremità dello sbalzo
cementata alle estremità**



PRE-CALIBRAZIONE



POST-CALIBRAZIONE



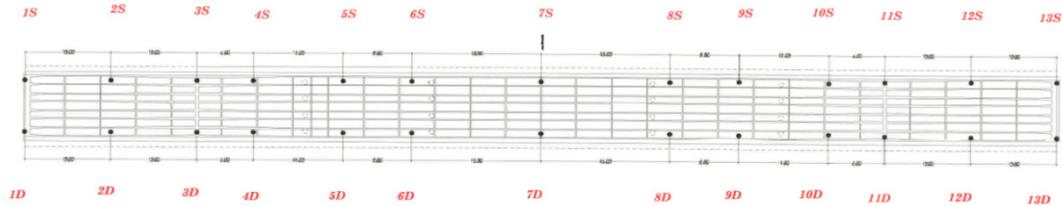
Theoretical-experimental comparison after updating introducing SSI.

Experimental	Numerical	Comparison
Mode N.	f_{exp} [Hz]	Mode N. f_{FEM} [Hz] ϵ [%] MAC
1	1.19	1 1.26 5.7 0.96
2	2.12	2 2.14 1.0 0.97
3	5.64	3 4.90 -13.1 0.97

Molle verticali 21,620 kN/m² a destra e 17,860 kN/m² a sinistra Molle orizzontali 33,000 kN/m² a destra e 28,000 kN/m² a sinistra

PROVA DI CARICO STATICO

26 punti di misura

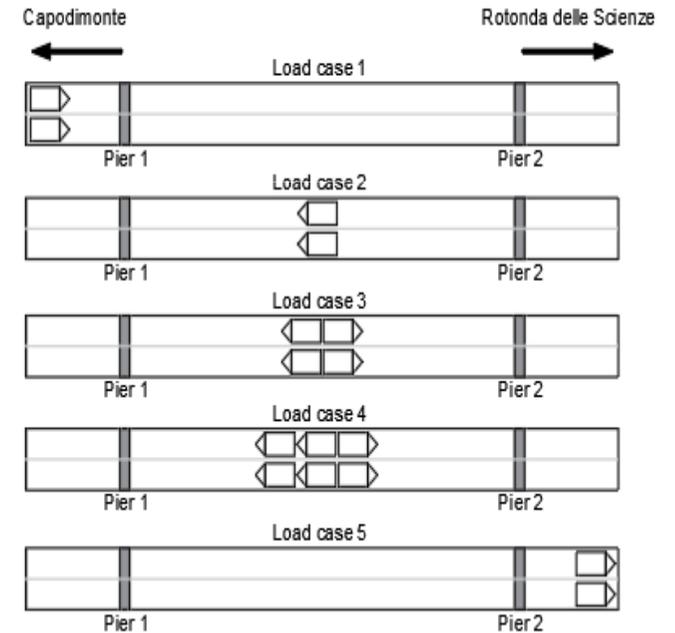


5 Fasi di carico

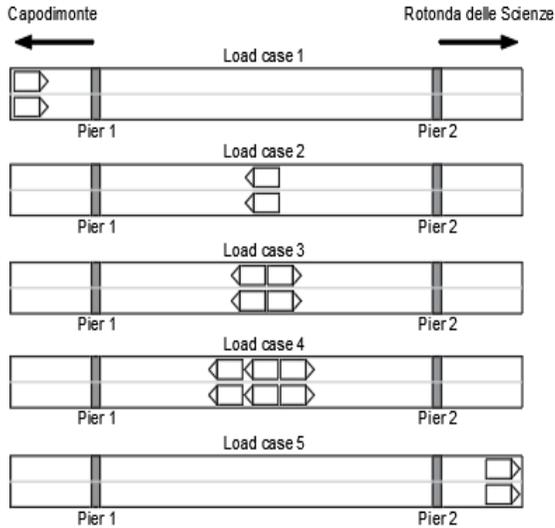
Misurazione degli spostamenti mediante livello ottico



Carico massimo da Codice della Strada



I carichi in posizione diversa evidenziano diversi risultati

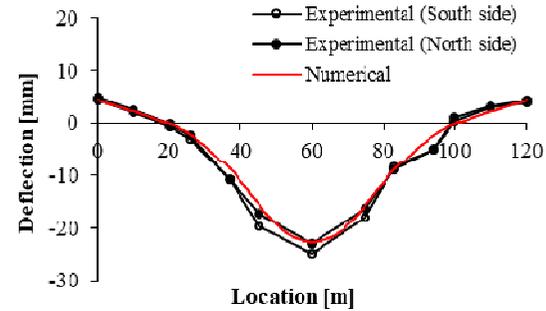
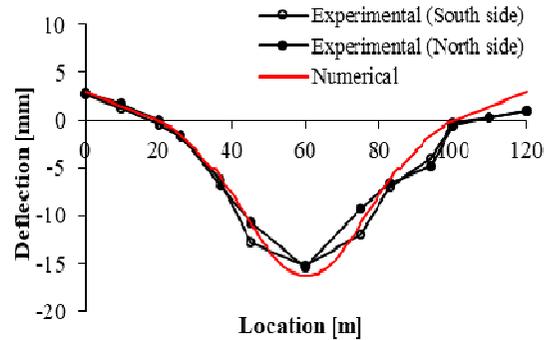


Il modello iniziale appare efficiente quando i carichi sono applicati in campata

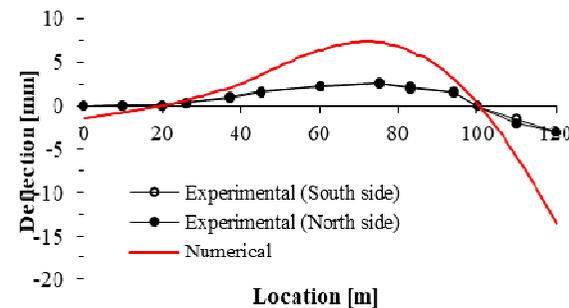
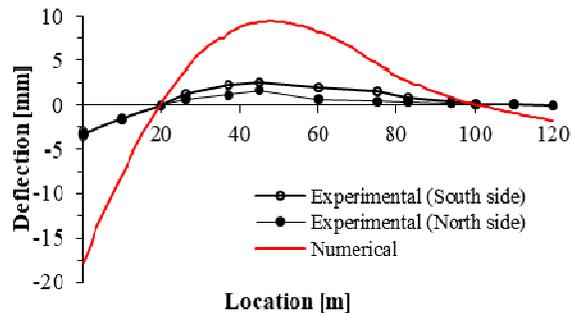
Ma non appare soddisfacente quando il carico si trova sullo sbalzo

Spostamenti prima del processo di calibrazione del modello

Carico sulla campata



Carico sullo sbalzo



Condizioni reali

Gli sbalzi appoggiano sui gabbioni al passaggio dei mezzi



**Il giunto orizzontale è stato
riempito di cemento**



Attualmente il ponte si comporta in modo
diverso da come previsto in progetto

Procedura di calibrazione del modello

Minimizzazione del fattore $\Delta=(d_{\text{exp}}-d_{\text{num}})/d_{\text{exp}}$ (differenza tra spostamento sperimentale e numerico diviso spostamento sperimentale) considerando significative le seguenti misure :

Lo spostamento vertical in mezzeria d_m

Spostamento verticale all'estremità degli sbalzi d_s e d_d

Rotazione dell'impalcato in corrispondenza dell'asse delle pile d_{ϕ_s} e d_{ϕ_d}

Variando i parametri strutturali che influenzano la deformabilità del ponte.

In particolare i parametri strutturali che si fanno variare nel modello sono le condizioni di vincolo alle estremità e il modulo elastico perchè si ipotizza un comportamento lineare della struttura.

Il processo di calibrazione è stato effettuato in due fasi:

Prima sono state modificate le condizioni di vincolo bloccando gli spostamenti longitudinali, perchè la risposta deformativa del ponte conferma questo vincolo dovuto al riempimento del giunto con cemento.

Successivamente sono state calibrate le altre variabili.

Table 1. Values of the control parameters before and after the updating for the load case 1

Parameter	Experimental	Before updating		After updating	
		Numerical	Δ [%]	Numerical	Δ [%]
d_m [mm]	1.31	8.27	532	1.77	35
d_s [mm]	-3.4	-17.71	421	-3.41	0.33
d_{ϕ_s} [-]	0.00018	0.00066	272	0.00014	-23

Table 2. Values of the control parameters before and after the updating for the load case 5

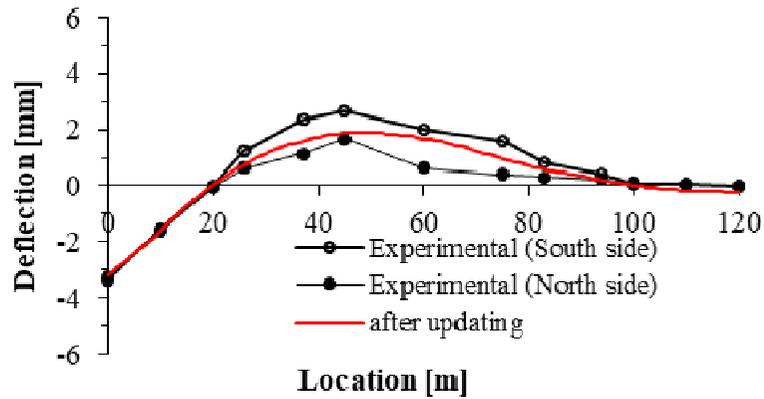
Parameter	Experiment al	Before updating		After updating	
		Numerical	Δ [%]	Numerical	Δ [%]
d_m [mm]	2.27	6.38	182	1.57	-30.79
d_d [mm]	-3.01	-13.55	350	-3.02	0.43
d_{ϕ_d} [-]	-0.00004	-0.00014	215	-0.00003	-21.86

Table 3. Values of the control parameters before and after the updating for the load case 4

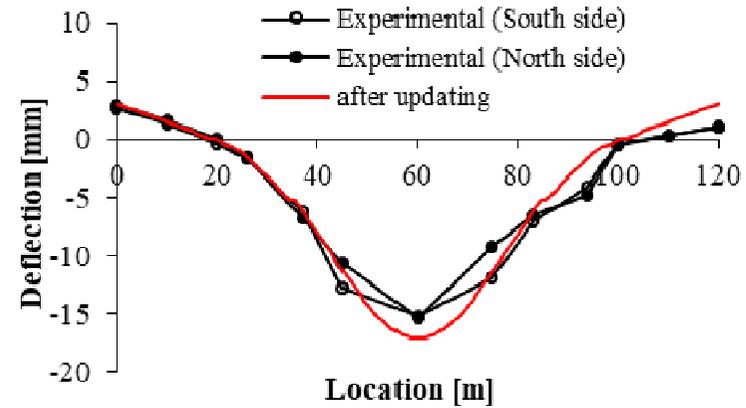
Parameter	Experimenta l	Before updating		After updating	
		Numerical	Δ [%]	Numerica l	Δ [%]
d_m [mm]	-23.985	-22.68	-5.42	-23.71	-1.15
d_{ϕ_s} [-]	-0.00033	-0.00022	-35.43	-0.00022	-34.18
d_{ϕ_d} [-]	0.00075	0.00086	14.17	0.00090	19.59

Sono stati calibrati I valori di rigidezza di vincoli elastici verticali alle due estremità individuando le rigidezze di : 17860 kN/m² su un lato e 21620 kN/m² sull'altro. Il modulo elastico è stato calibrato con una variazione trascurabile (-5%) e risulta di 32965 MPa.

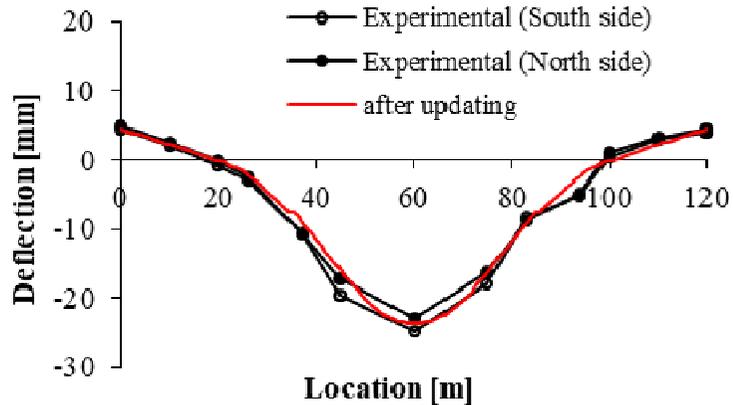
Spostamento dopo la calibrazione del modello



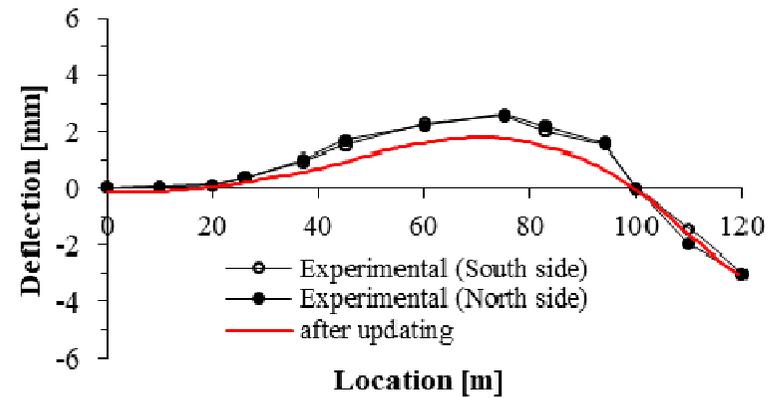
(a)



(b)



(c)

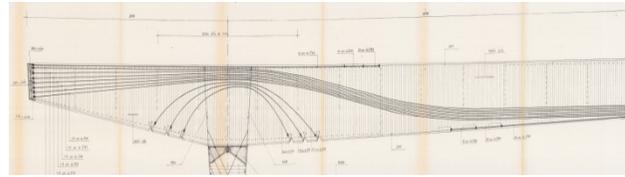


(d)

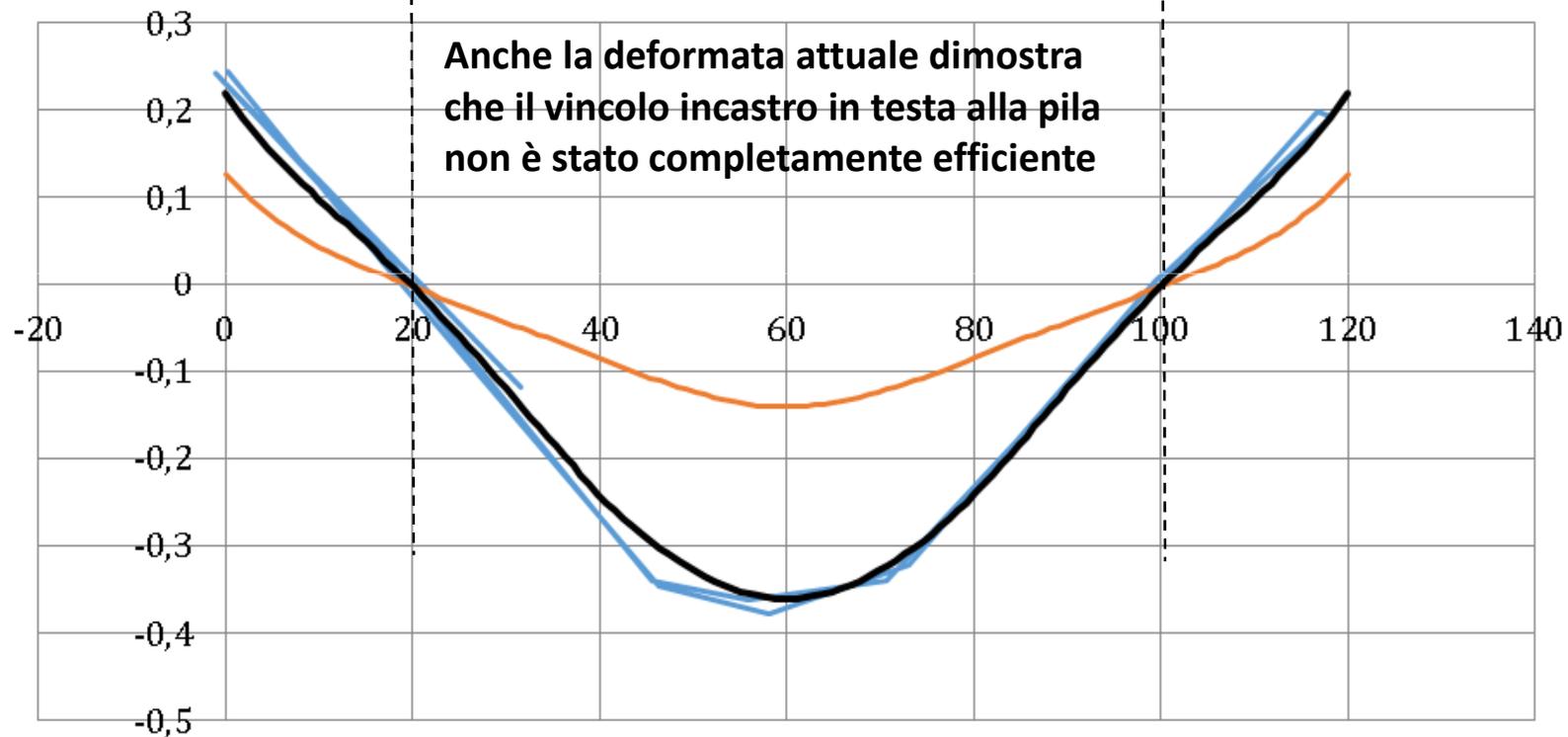
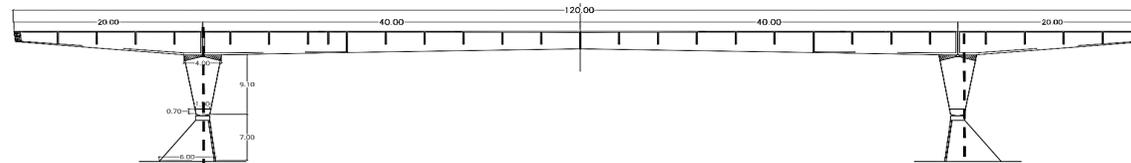
La prova di carico non può dare informazioni sulle masse

molle lato sinistro 21,620 kN/m² e destro 17,860 kN/m²

Misura della deformata attuale: contribuisce alla definizione del modello



Viscosità
 $\phi=3,5$ umidità 55-77%
perimetro esposto interno ed esterno



- Misura sperimentale
- $t=\infty$ tutti i cavi efficienti
- $t=\infty$ attivi solo i cavi rettilinei

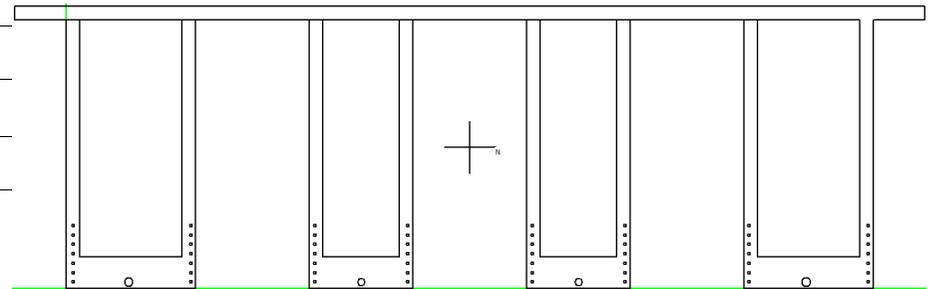
La misura della deformata consente di valutare un effetto globale della precompressione ma si deve tenere conto della viscosità

Verifica di ponte adeguato : impalcato

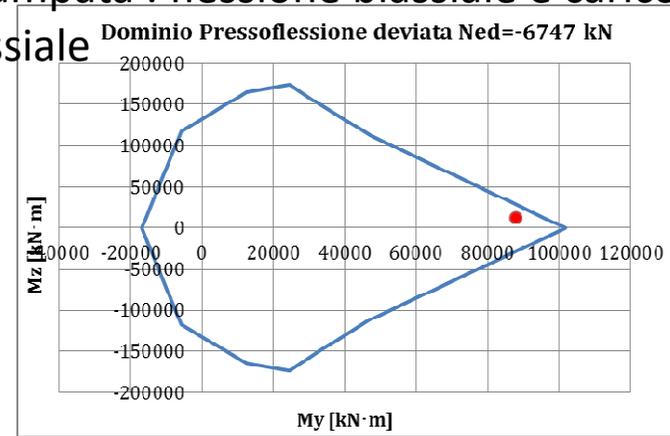
Coefficiente parziale di sicurezza

SLU: i cavi sono considerati come armatura

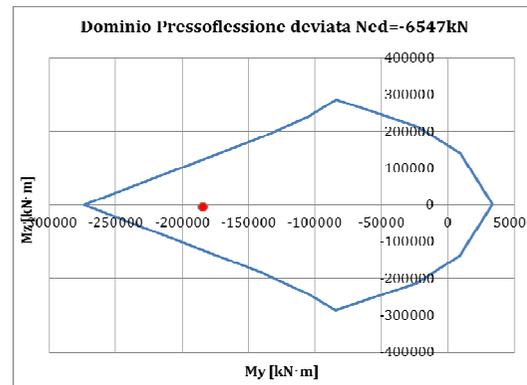
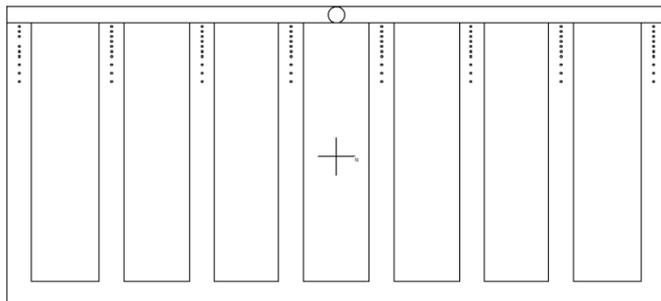
	Principale carico verticale da traffico (Gruppo di azioni 1)
1	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{q1}Q_{k,Traffico} + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Folla} + \gamma_{q7}\psi_{02}Q_{k,Temperatura} + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Vento}$
	Principale temperatura (Gruppo di azioni 1)
2	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{q1}(\psi_{02} \cdot Q_{k,tandem} + \psi_{02} \cdot Q_{k,uniforme}) + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Folla} + \gamma_{q7}Q_{k,Temperatura} + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Vento}$
	Principale Folla (Gruppo di azioni 1)
3	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{q1}(\psi_{02} \cdot Q_{k,tandem} + \psi_{02} \cdot Q_{k,uniforme}) + \gamma_{q5}Q_{k,Folla} + \gamma_{q7}\psi_{02}Q_{k,Temperatura} + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Vento}$
	Principale Vento (Gruppo di azioni 1)
4	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{q1}(\psi_{02} \cdot Q_{k,tandem} + \psi_{02} \cdot Q_{k,uniforme}) + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Folla} + \gamma_{q7}\psi_{02}Q_{k,Temperatura} + \gamma_{q5}Q_{k,Vento}$
	Principale frenatura (Gruppo di azioni 2)
5	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{q1}(\psi_{02} \cdot Q_{k,tandem} + \psi_{02} \cdot Q_{k,uniforme}) + \gamma_{q7}\psi_{02}Q_{k,Temperatura} + \gamma_{q3}Q_{k,frenatura} + \gamma_{q5}\psi_{02}Q_{k,Vento}$



Campata : flessione biassiale e carico assiale



Sezione di appoggio : flessione biassiale e carico assiale



taglio

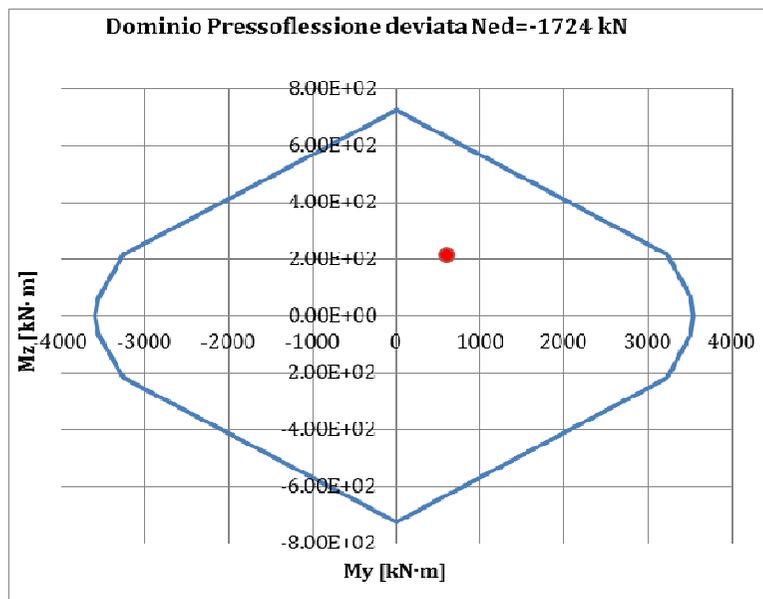
Data section			
Base [cm]	240.00	Axial load [kg]	0
Heigth [cm]	355.00		
Cover [cm]	4.00	f_{ck} [MPa]	29
f_{vd} [MPa]	287.1	f_{cd} [MPa]	24.6
Stirrups			
diameter [mm]	10	step [mm]	200
section [mm ²]	1257	arms	16

Verifica a taglio SLU					
$\cotg\theta_{eff}$	$V_{r,sd}$ [kN]	$V_{r,cd}$ [kN]	V_{rd} [kN]	V_{sd} [kN]	FS
2.5	14246	32222	14246	13242	1.08

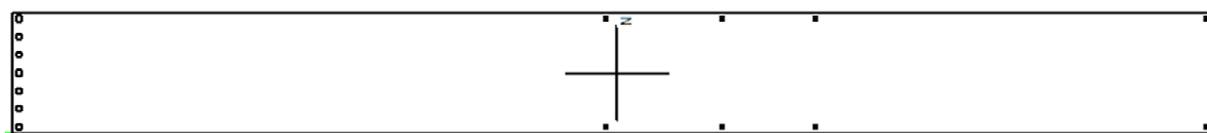
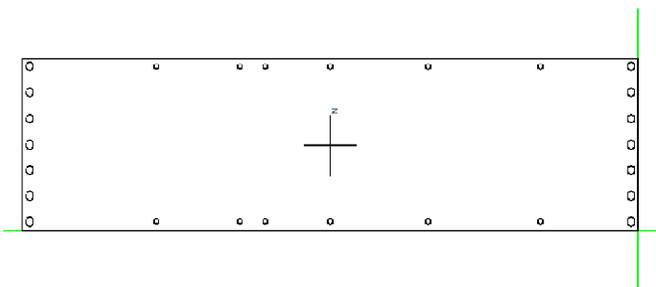
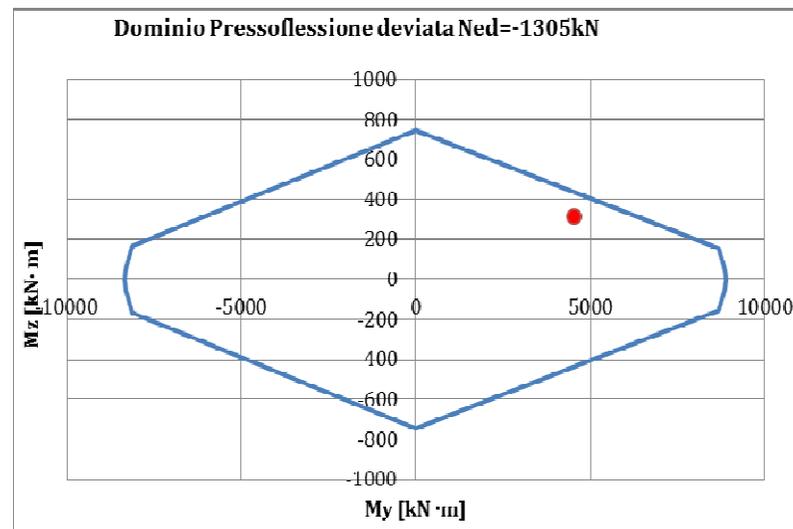
Verifica delle pile

Resistenza delle singole colonne

Sezione alla base

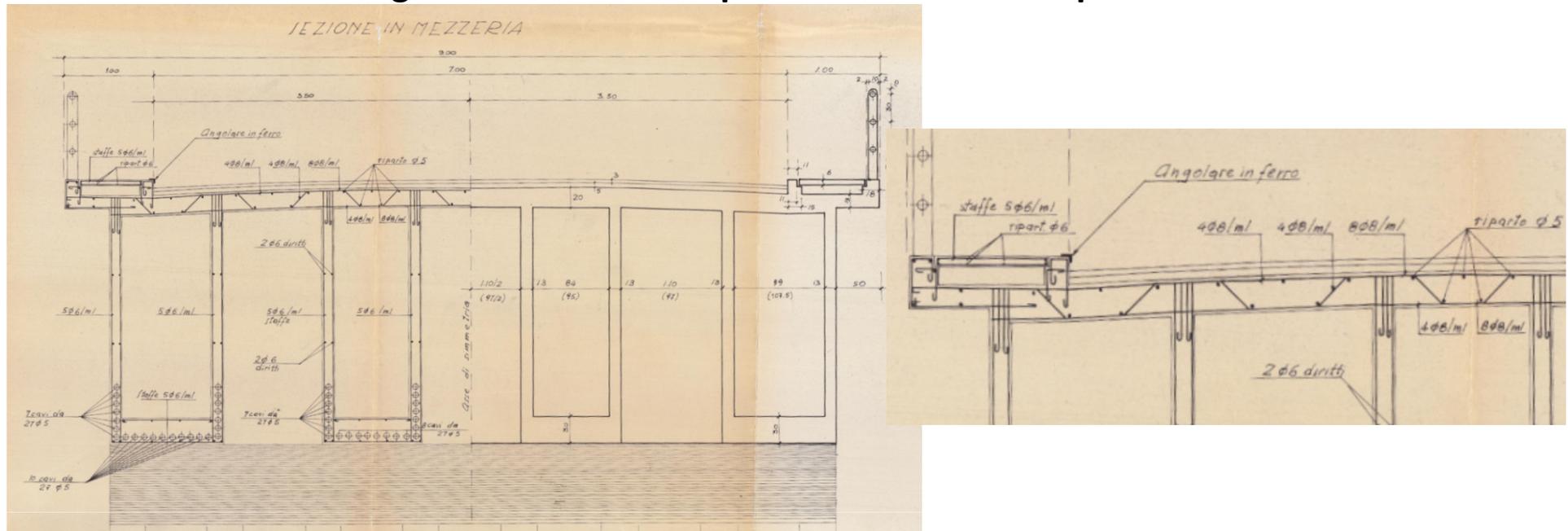


Sezione in testa



Tutte le verifiche sono soddisfatte

La verifica a taglio della soletta di spessore 15mm non rispetta le NTC2018



Linee Guida : Par. 6.3.5.2. Problemi di verifica locale

$$V_{Rd} = \frac{0,3 \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

NTC2018

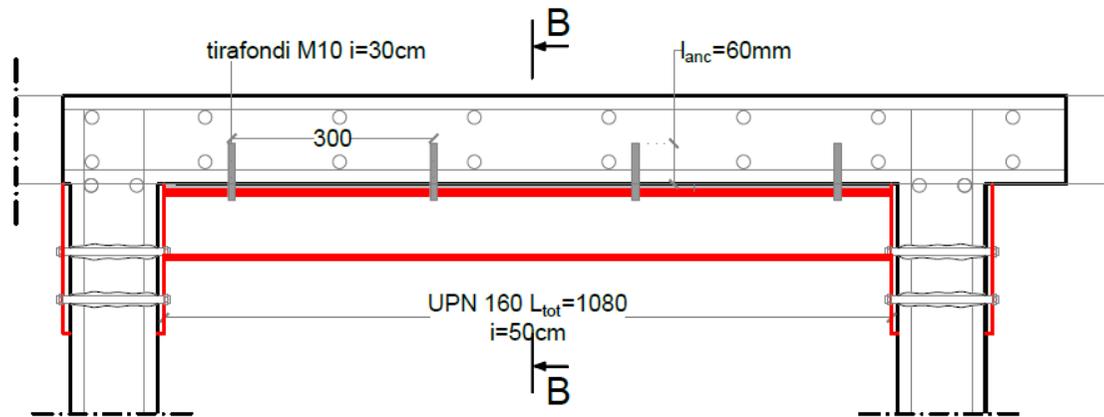
$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

b_w =larghezza anima , d =altezza utile

	$V_{Rd.c}$ [t]	V_{sd} [t]	FS
Linee Guida	10,1	10,81	0,94
NTC 2018	8,8	10,81	0,81

Rinforzo della soletta a taglio

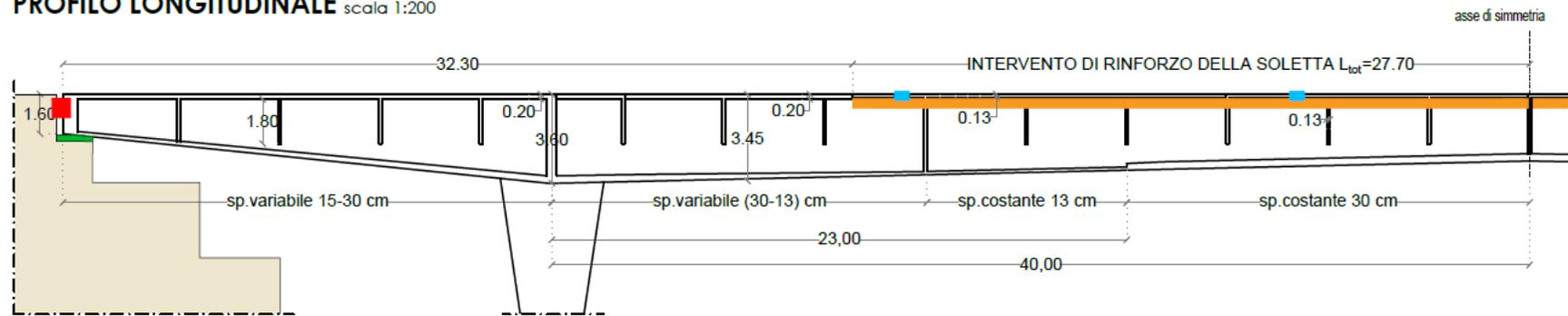
Sezione A-A scala 1:10



Sezione B-B scala 1:10



PROFILO LONGITUDINALE scala 1:200

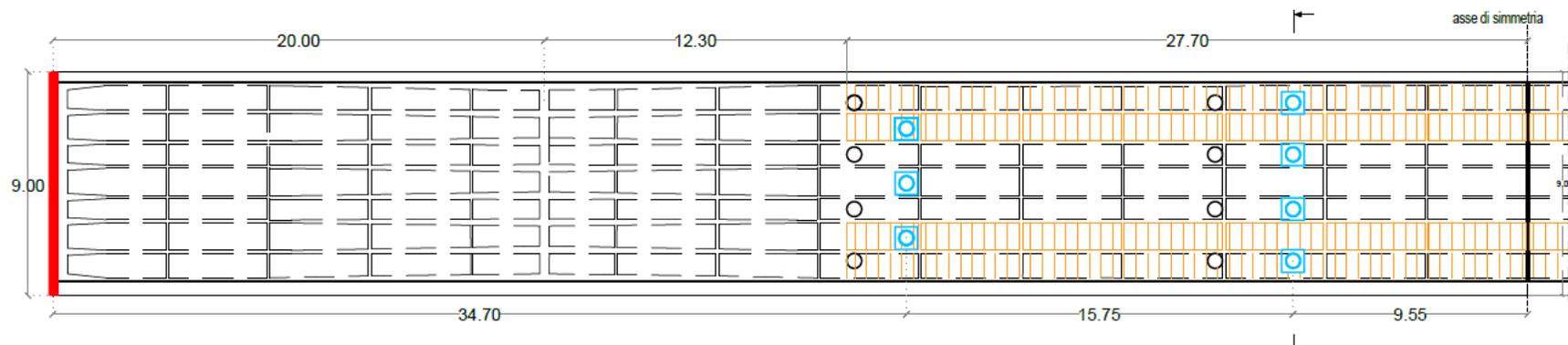
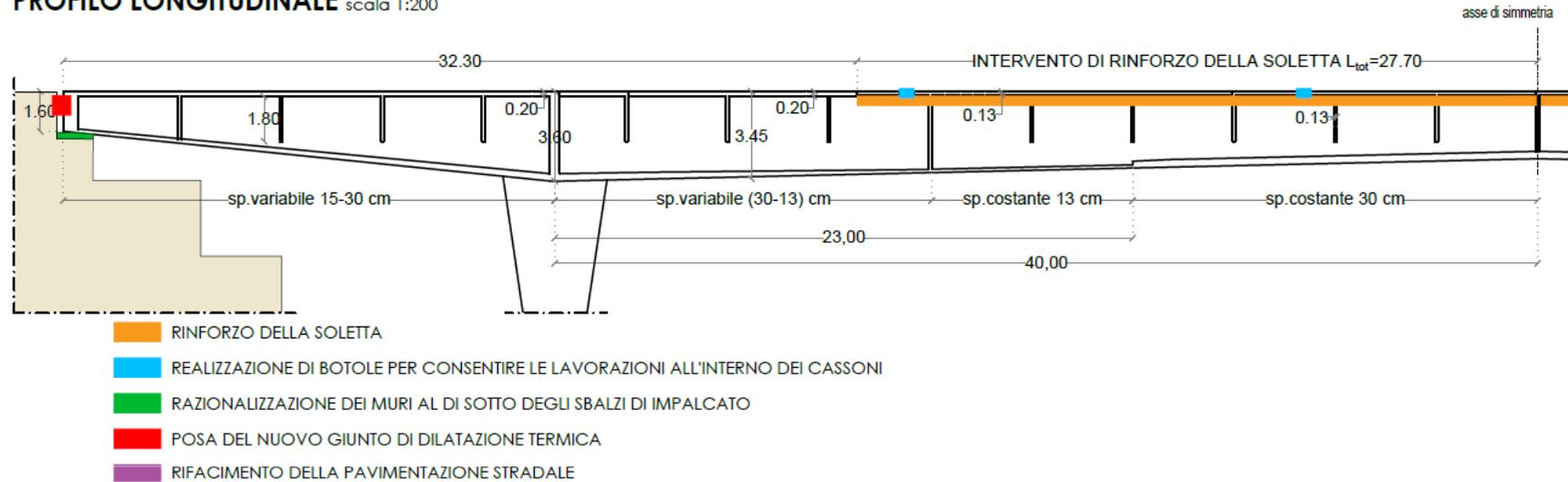


- RINFORZO DELLA SOLETTA
- REALIZZAZIONE DI BOTOLE PER CONSENTIRE LE LAVORAZIONI ALL'INTERNO DEI CASSONI
- RAZIONALIZZAZIONE DEI MURI AL DI SOTTO DEGLI SBALZI DI IMPALCATO
- POSA DEL NUOVO GIUNTO DI DILATAZIONE TERMICA
- RIFACIMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

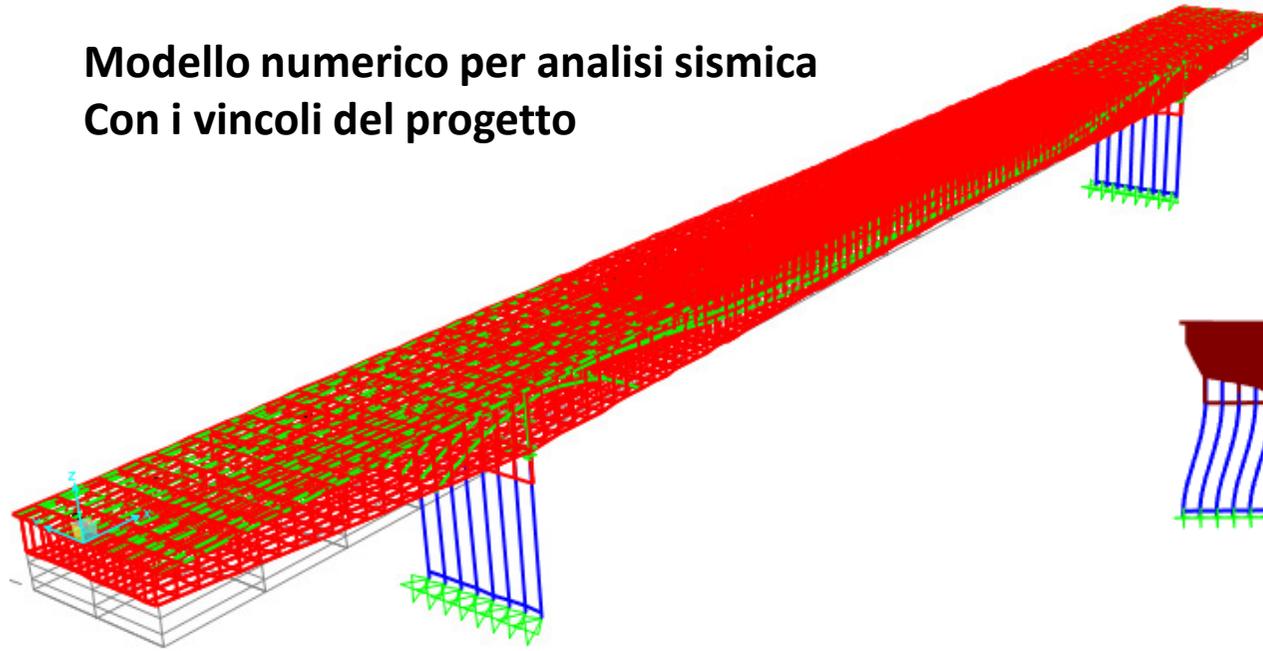


New holes for working in all caissons

PROFILO LONGITUDINALE scala 1:200



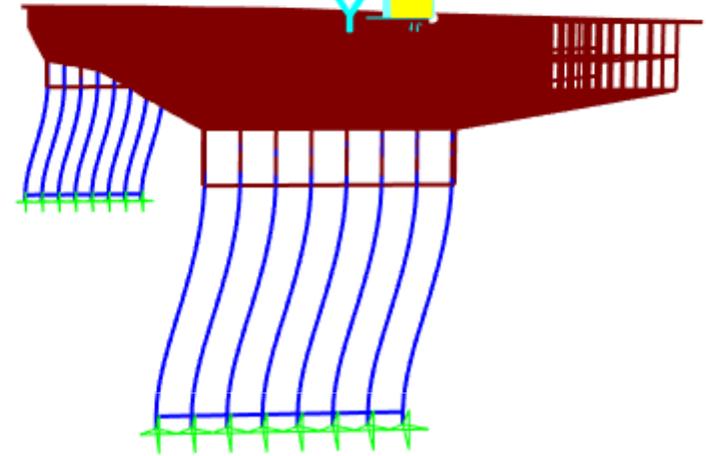
Modello numerico per analisi sismica Con i vincoli del progetto



Università degli Studi di Napoli Federico II



I modo



III modo



VI modo



MODELLI DI GESTIONE DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE
IN AREE AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO

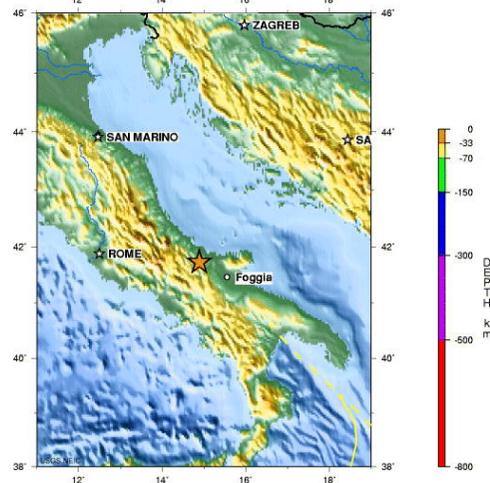
Maria Rosaria Pecce
Università di Napoli Federico II

VALUTAZIONE DEL RISCHIO

RISCHIO SISMICO x VULNERABILITA' x ESPOSIZIONE

Dipende dall'azione e quindi dal contesto in cui è collocata l'opera

Per la sismica la mappa della pericolosità è individuata dai valori della Accelerazione di Picco Al Suolo (PGA) che viene revisionata in base a studi ed eventi



SOUTHERN ITALY
2002 10 31 10:32:58 UTC 41.73N 14.89E Depth: 10.0 km, Magnitude: 5.9
Plate Boundaries in Yellow
USGS National Earthquake Information Center

Debolezze della struttura nei confronti del tipo di azione

La vulnerabilità è una caratteristica intrinseca della struttura che dipende dallo schema statico, dai materiali, dalla condizione di conservazione. Tali aspetti forniscono vulnerabilità

Conseguenze dovute alla crisi della struttura in seguito all'azione: numero di vittime, costo dei danni. Dipende dalla destinazione d'uso e dall'importanza della costruzione durante il suo esercizio.

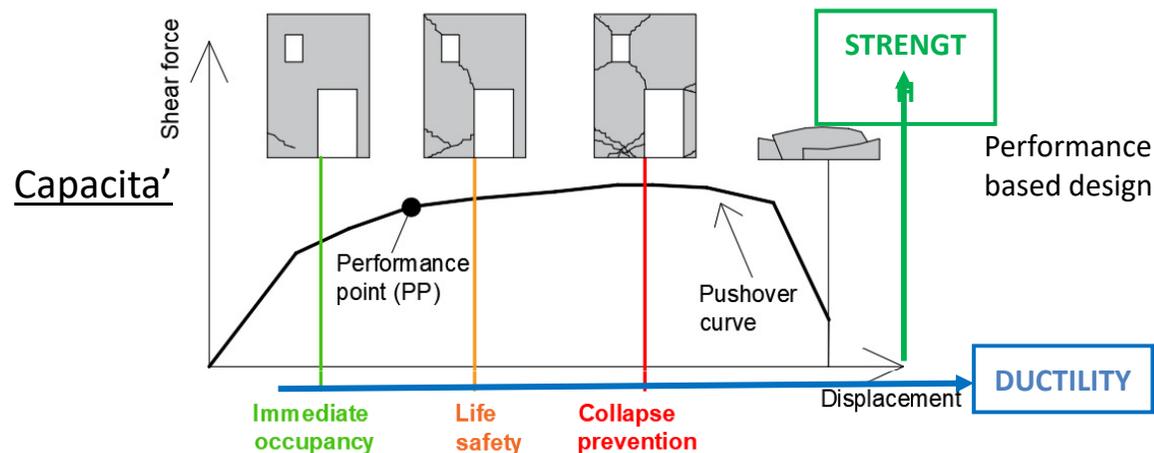
EL'esposizione dipende dalle conseguenze come indicato dalla classi CC1,CC2 e CC3 per le azioni gravitazionali.

Quindi bisogna valutare le perdite attese in caso di crisi in termini di contenuti e persone.

Per il rischio sismico si fa riferimento alla classe d'uso : 4 classi. La classe IV si riferisce alla opere strategiche.

Prestazione sismica basata su resistenza e duttilità

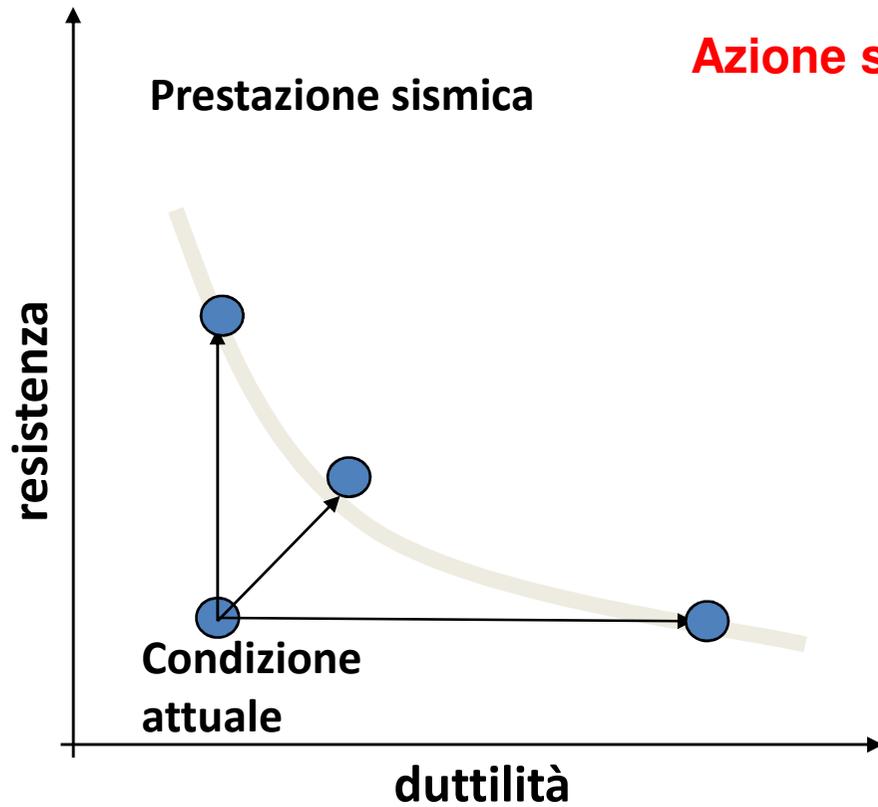
Tipico comportamento di edifici



Strutture esistenti Capacità < Domanda



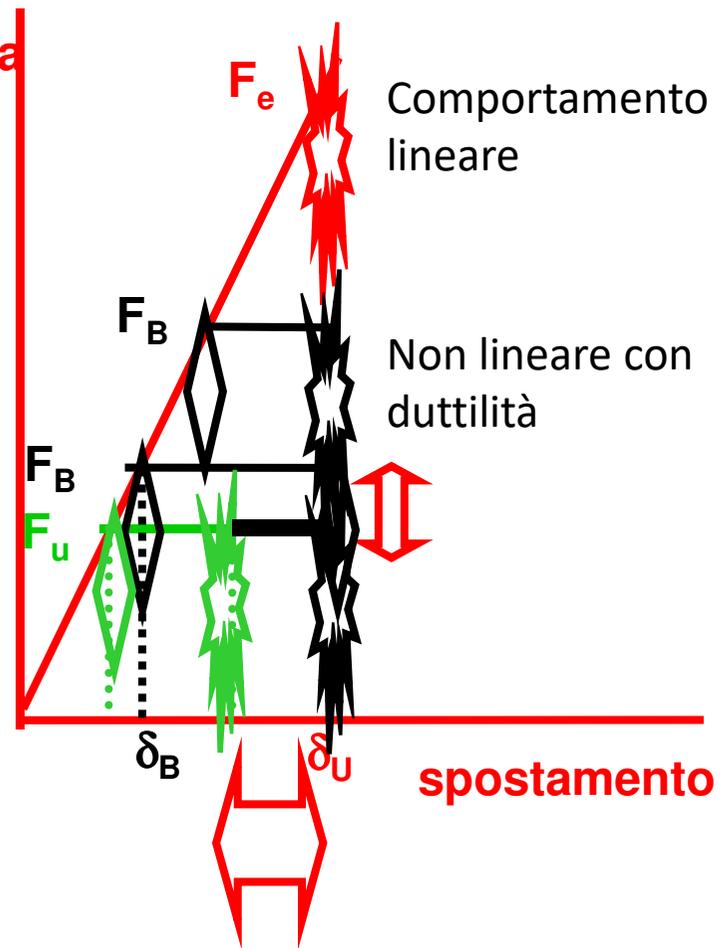
Prestazione sismica a tecniche per incrementare la capacità



Resistenza + duttilità = capacità

E' possibile ottenere la stessa capacità con resistenza e duttilità

Azione sismica



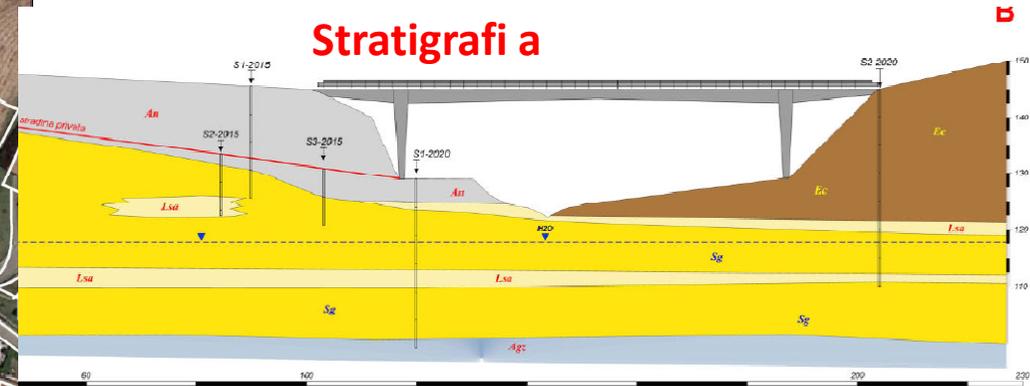
F_u : capacità della struttura esistente

F_B : resistenza di progetto

Per l'analisi sismica è necessario conoscere le caratteristiche geotecniche del terreno

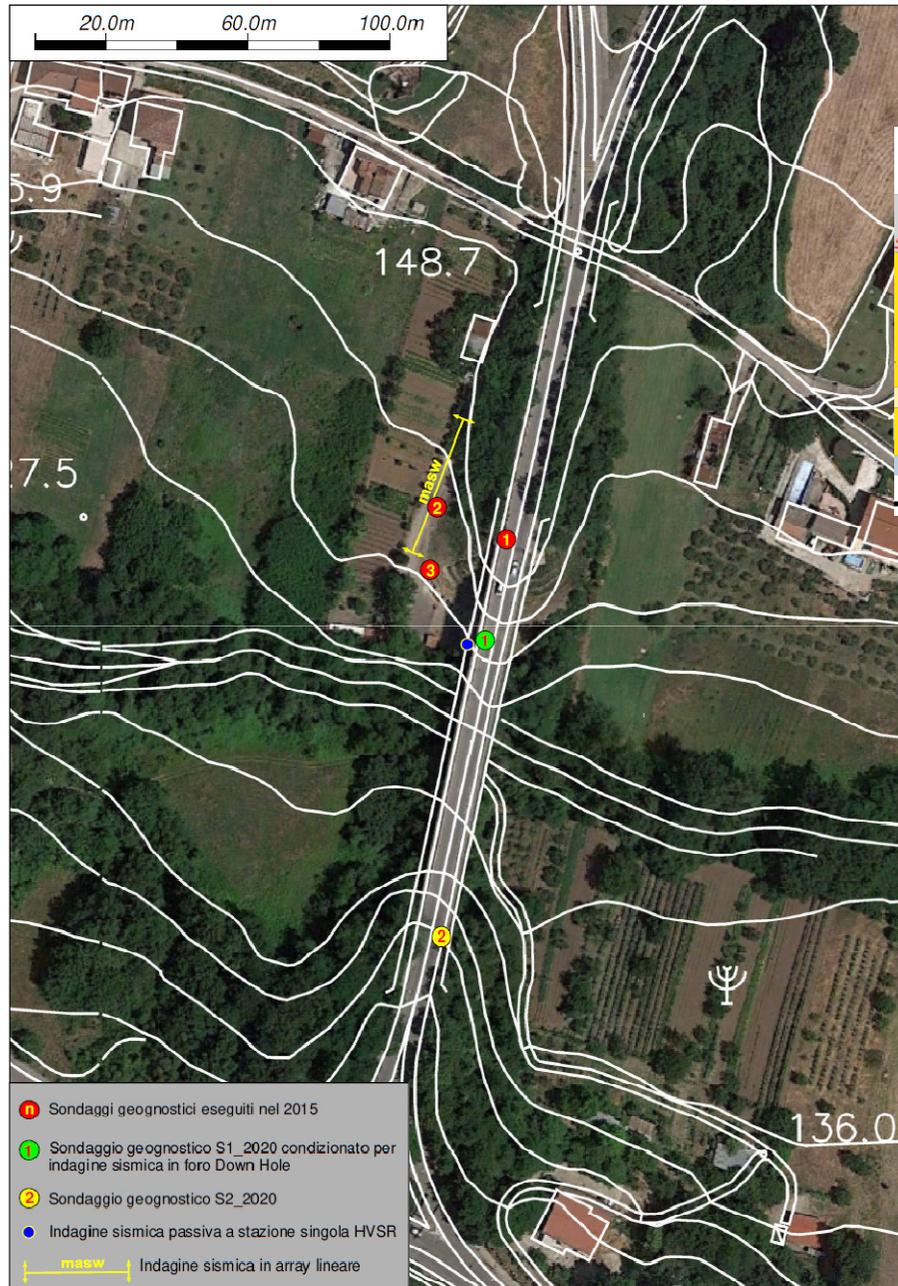
Indagini geologiche e geotecniche

Stratigrafia



- An** Riporto antropico, eterogeneo ed eterometrico
- Ec** Deposito eluvio-colluviale, a granulometria limoso-sabbioso-argillosa, di colore dal beige al nocciola, con sottili livelli pomicei rimaneggiati
- Lsa** Alluvioni limoso-sabbiose, a luoghi argillose, di colore giallo-avana, inglobanti minuti clasti poligenici
- Sg** Alluvioni sabbioso-ghiaiose
- Agc** Limo argilloso grigio-azzurro, consistente

Vari spessori di terreno alluvionale

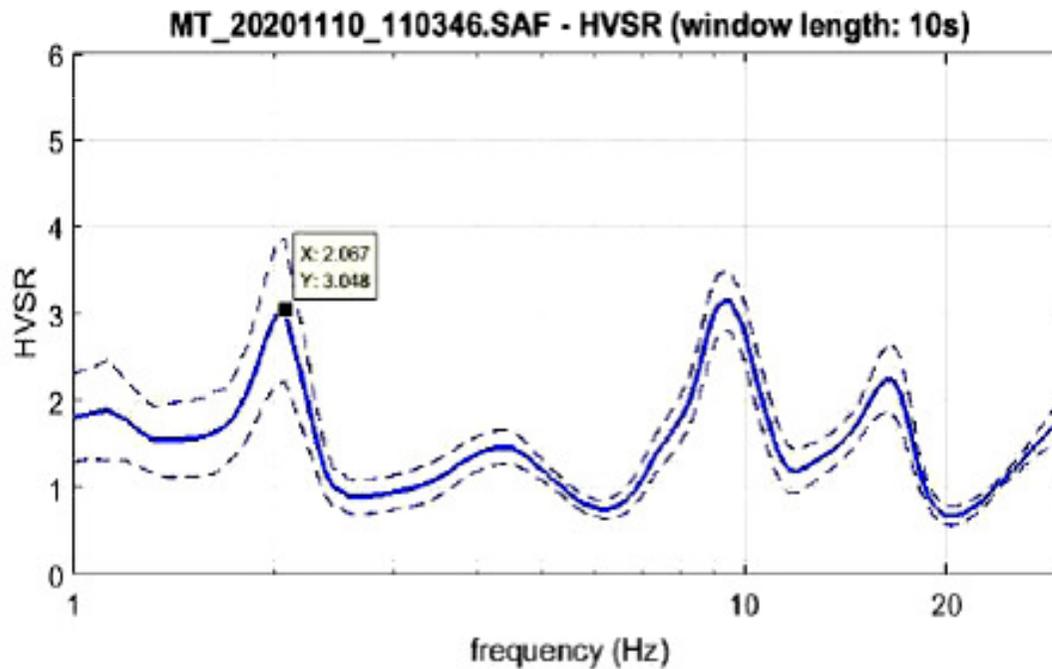
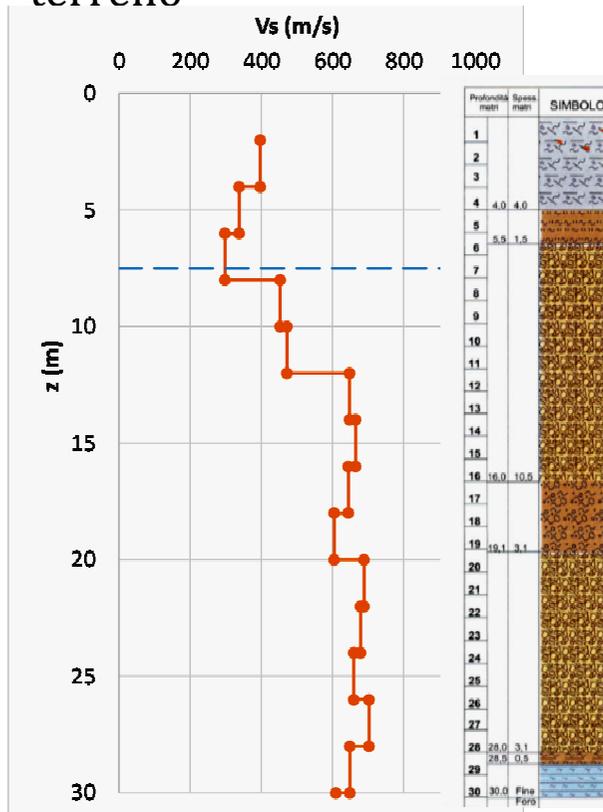


Caratterizzazione del terreno

Classificazione sismica del suolo mediante prove Down Hole vicino ad una fondazione ; la velocità delle onde di taglio risulta $V_{seq} = 534 \text{ m/s}$ che indica un suolo di tipo B secondo la normativa italiana.

Il test HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) ha fornito una prima frequenza di 2.07 Hz alla base della pila, ma ci sono ulteriori picchi evidenti a 4.5 Hz, 10 Hz e 16 Hz.

L'effetto di sito è stato valutato considerando il comportamento non lineare del terreno



Pericolosità sismica introdotta mediante lo spettro di accelerazione

L'accelerazione di picco è applicata considerando la struttura come un sistema ad un grado di libertà

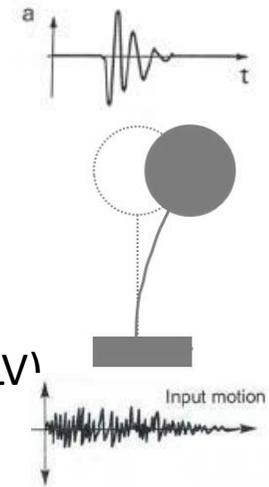
Altitudine = 146 m s.l.m.

Latitudine = 41.13297°

Longitudine = 14.79212°

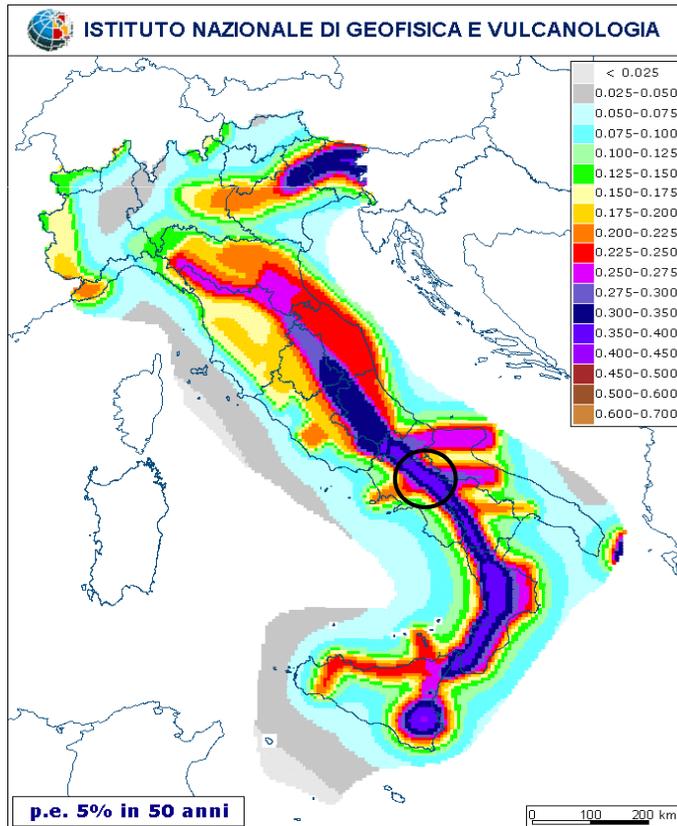
Il suolo di tipo B fornisce un fattore di amplificazione spettrale

- Vita nominale $V_N = 50$ years
- Classe IV Ponte strategico
- Peak ground acceleration
- PGA=0.376g per Salvaguardia della Vita (SLV)
- PGA=0.450g per Collasso (SLC).

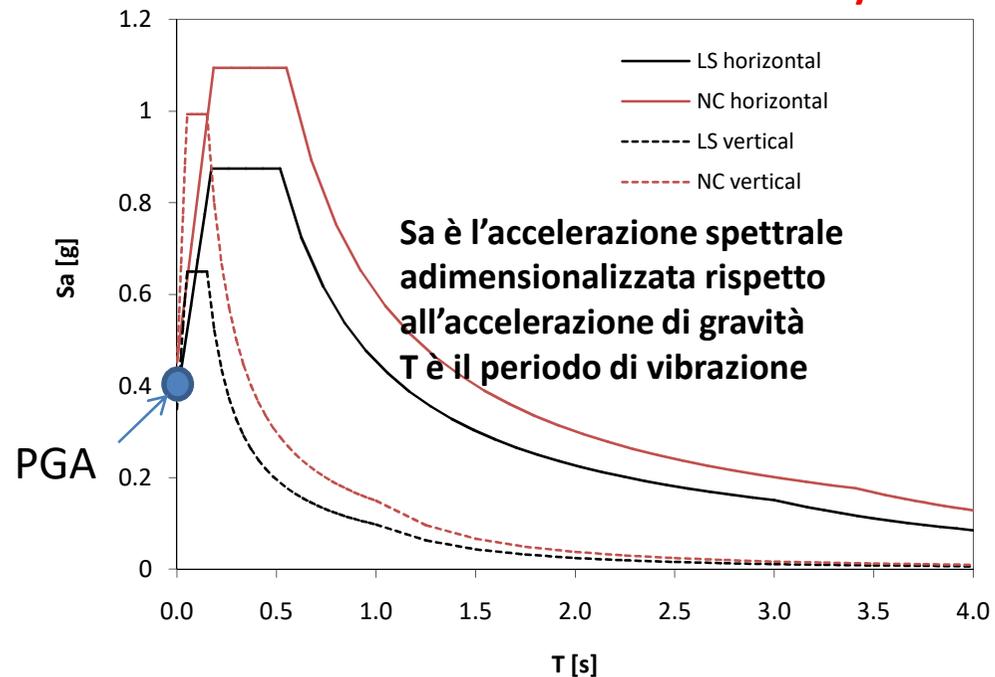


E' obbligatoria la verifica SLV

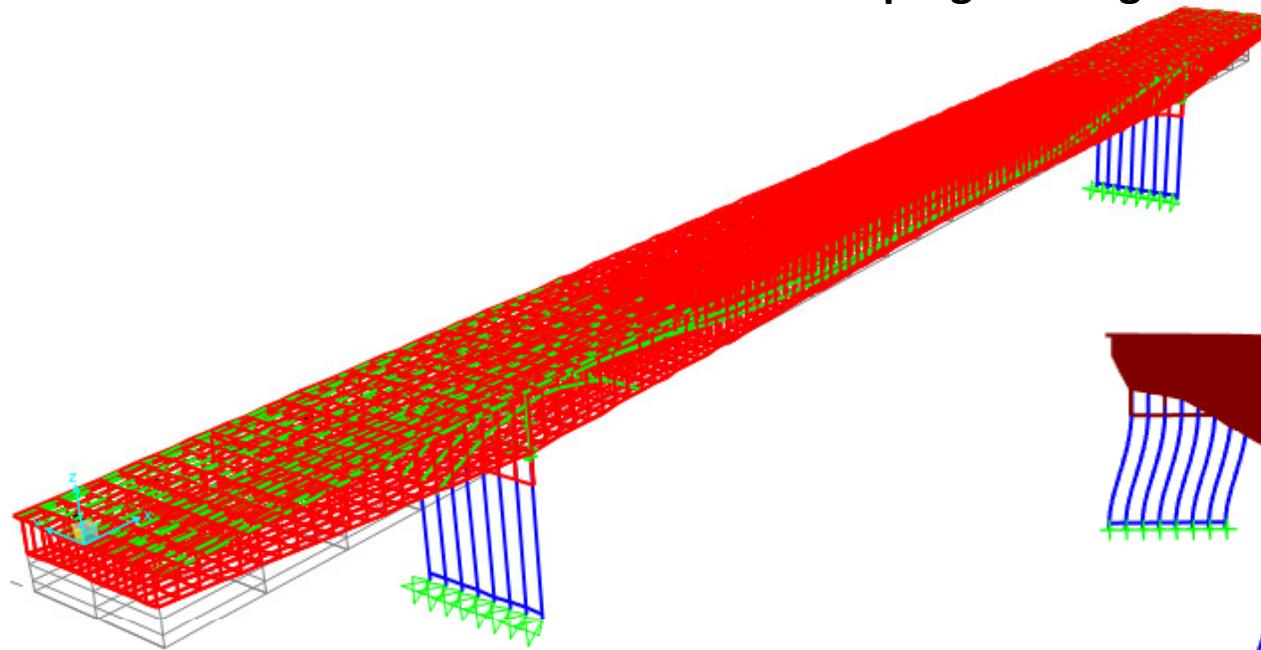
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0



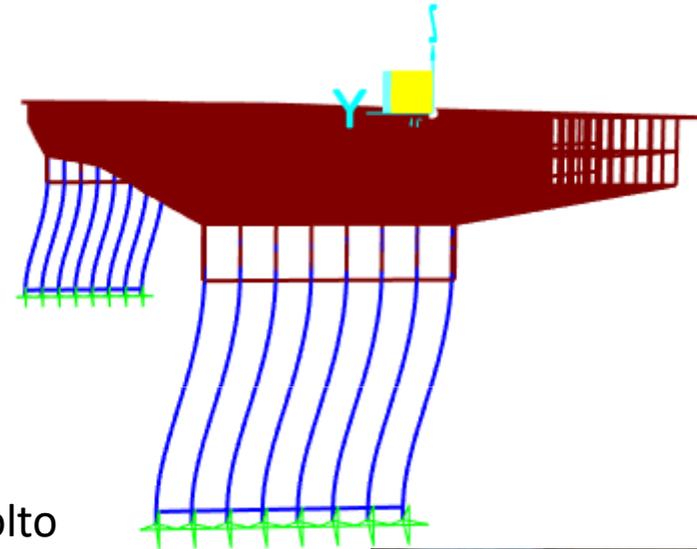
$V_R = 50 \cdot 2 = 100$ anni **Periodo di ritorno 950 years for SLV**



Il modello FE utilizzato considera i vincoli del progetto originario



I modo - trasversale



La pila è molto rigida nella direzione longitudinale e molto deformabile in quella trasversale.

III modo - longitudinale

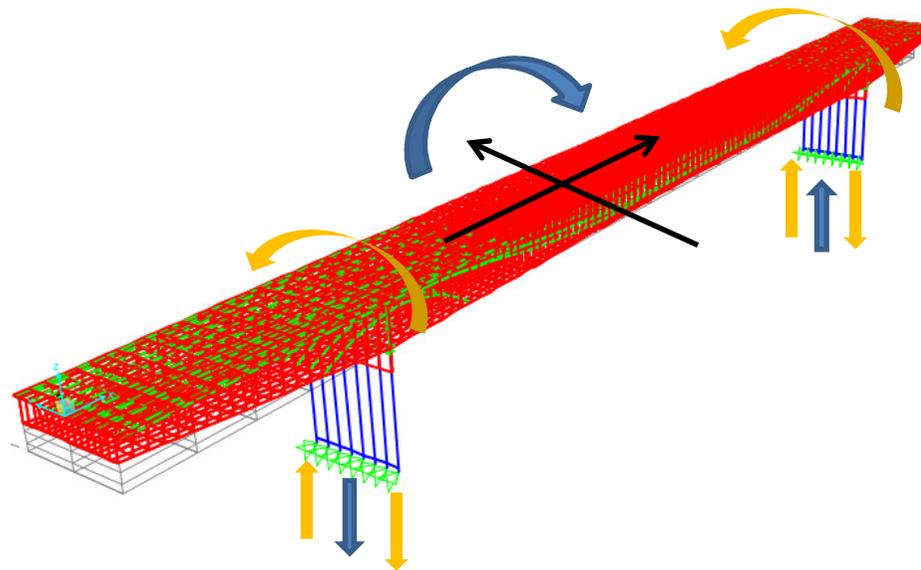


Analisi modale

Pile fessurate (50% del momento di inerzia in accordo con NTC2018)

Mode #	Period	Frequency	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Mode #	Period	Frequency	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
-	s	Cyc/s	-	-	-	-	-	-	-	s	Cyc/s	-	-	-	-	-	-
1	0.89	1.13	0.00	0.96	0.00	0.01	0.00	0.00	1	1.19	0.84	0.00	0.96	0.00	0.01	0.00	0.00
2	0.87	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	2	1.16	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96
3	0.80	1.26	0.60	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	3	0.81	1.23	0.63	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00
4	0.47	2.12	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	4	0.51	1.95	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00	0.00
5	0.27	3.68	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00	0.00	5	0.28	3.55	0.00	0.00	0.38	0.00	0.00	0.00
6	0.22	4.57	0.27	0.00	0.00	0.00	0.34	0.00	6	0.25	4.08	0.31	0.00	0.00	0.00	0.28	0.00
7	0.21	4.73	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	7	0.21	4.72	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00
8	0.17	5.86	0.08	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	8	0.18	5.67	0.03	0.00	0.00	0.00	0.15	0.00
9	0.13	7.94	0.00	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	9	0.13	7.88	0.00	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00
10	0.09	11.53	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	10	0.09	11.49	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00
Sum			0.95	0.96	0.47	0.51	0.52	0.96	Sum			0.96	0.96	0.47	0.52	0.52	0.96

IN questo caso la debolezza trasversale della pila rende affidabile l'ipotesi di fessurazione in condizioni di SLV



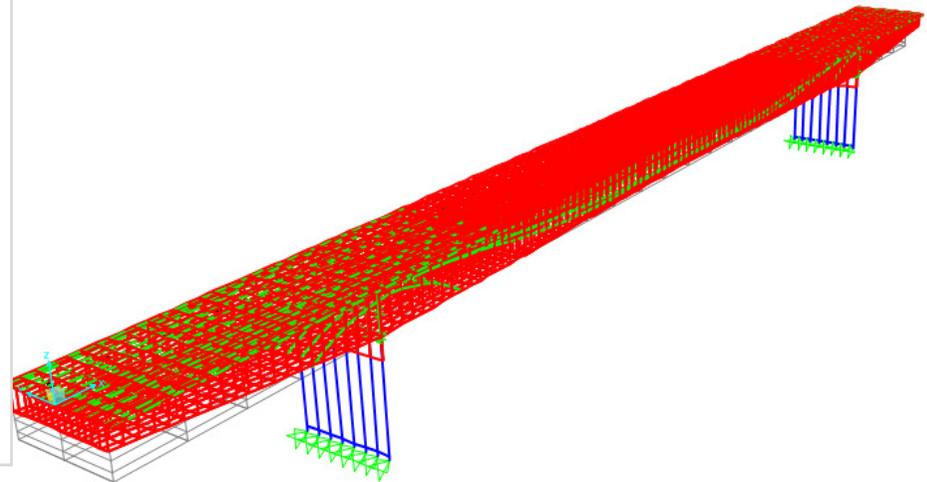
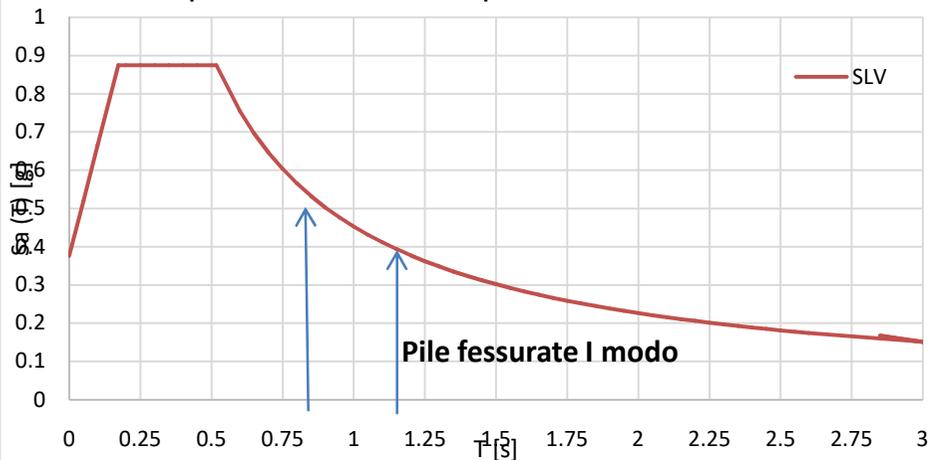
Modello numerico per analisi sismica

MODO	T	f	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
[-]	[s]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.8355	1.1969	0%	95%	0%	1%	0%	0%
2	0.8226	1.2157	0%	0%	0%	0%	0%	96%
3	0.8033	1.2449	59%	0%	0%	0%	11%	0%
4	0.5813	1.7204	0%	1%	0%	1%	0%	0%
5	0.4714	2.1213	0%	0%	12%	0%	0%	0%
6	0.2769	3.6120	0%	0%	35%	0%	0%	0%
7	0.2276	4.3943	0%	0%	0%	0%	0%	0%
8	0.2218	4.5077	27%	0%	0%	0%	34%	0%
9	0.2106	4.7493	0%	0%	0%	9%	0%	0%
10	0.1705	5.8661	8%	0%	0%	0%	7%	0%
11	0.1262	7.9213	0%	0%	0%	14%	0%	0%

Pile fessurate

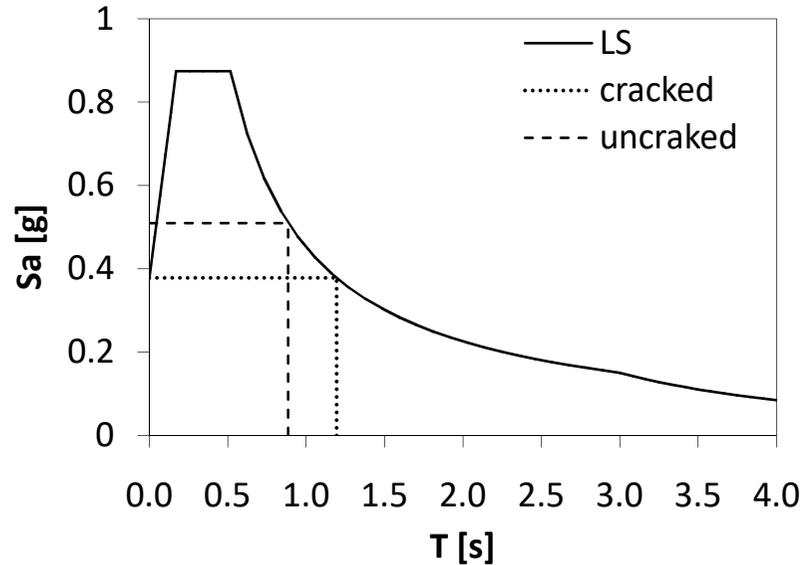
MODO	T	f	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
[-]	[s]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1.1344	0.8816	0%	96%	0%	1%	0%	0%
2	1.1115	0.8997	0%	0%	0%	0%	0%	97%
3	0.8185	1.2217	62%	0%	0%	0%	10%	0%
4	0.5967	1.6759	0%	0%	0%	1%	0%	0%
5	0.5119	1.9533	0%	0%	8%	0%	0%	0%
6	0.2862	3.4942	0%	0%	39%	0%	0%	0%
7	0.2473	4.0433	31%	0%	0%	0%	28%	0%
8	0.2306	4.3363	0%	0%	0%	0%	0%	0%
9	0.2109	4.7423	0%	0%	0%	9%	0%	0%
10	0.1764	5.6690	3%	0%	0%	0%	14%	0%
11	0.1272	7.8605	0%	0%	0%	15%	0%	0%

Spettri elastici - Componente orizzontale



Azione sismica

Effetto della fessurazione sull'accelerazione spettrale



Direzione trasversale

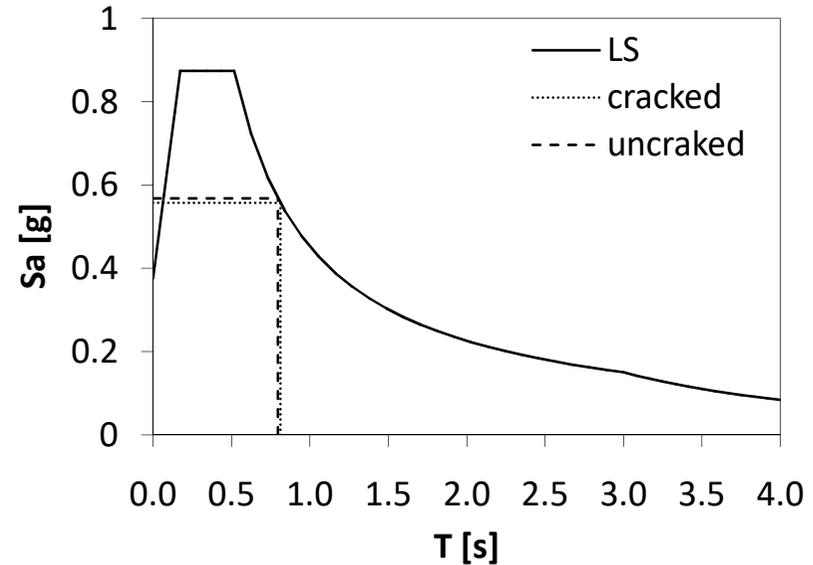
Riduzione del 26% della domanda

Per il fattore di comportamento si assume $q=1$ perché il ponte non presenta riserve di duttilità. Il vincolo alla base è una cerniera e nelle colonne delle pile si genera trazione in presenza di sisma trasversale.

E' stata condotta un'analisi lineare dinamica

La combinazione sismica si ottiene con il 100% in una direzione e il 30% nelle altre due

$$\pm 1.00 \cdot E_i \pm 0.30 \cdot E_j$$

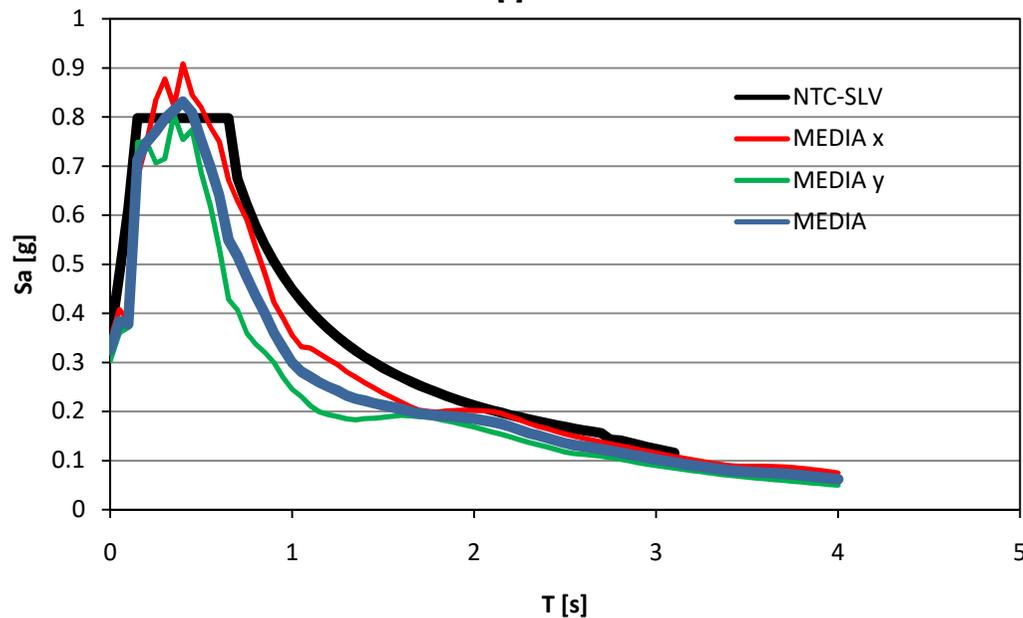
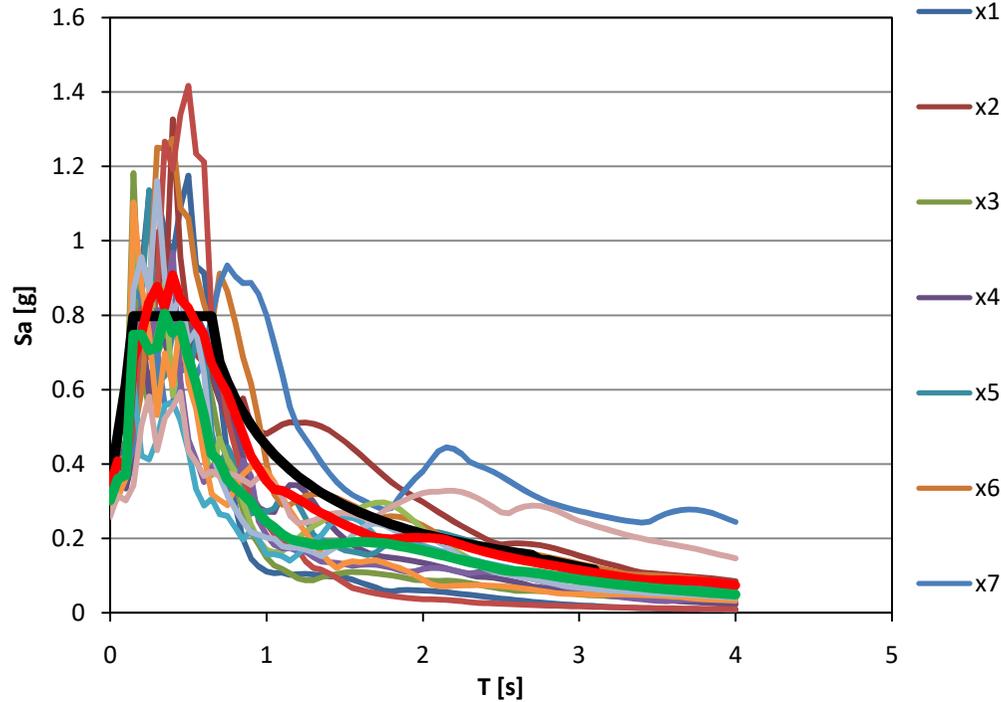


Direzione longitudinale

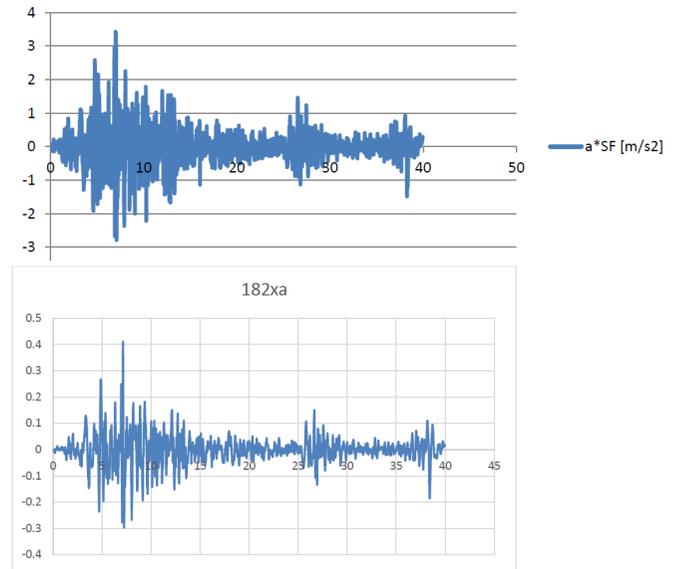
Riduzione del 2% della domanda



Analisi di risposta sismica locale mediante calibrazione di accelerogrammi con le caratteristiche del terreno



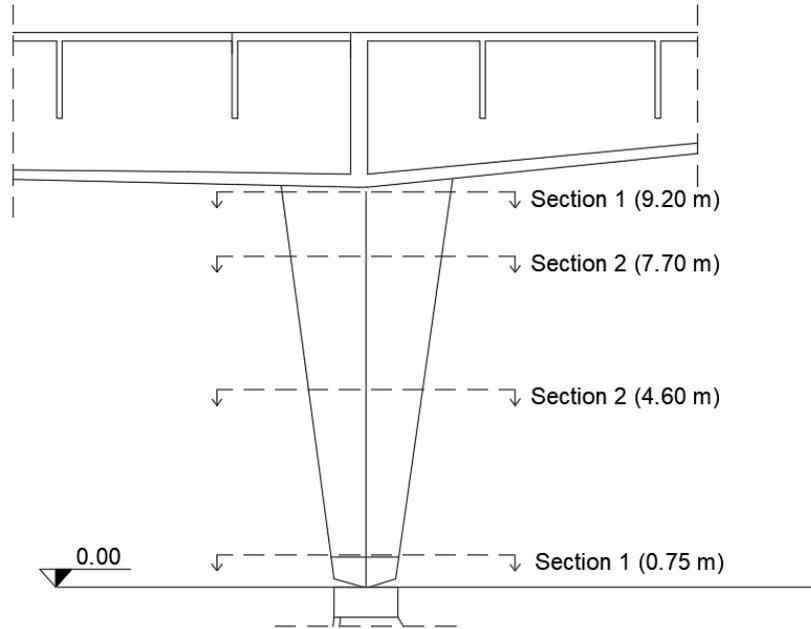
Esempio di filtro



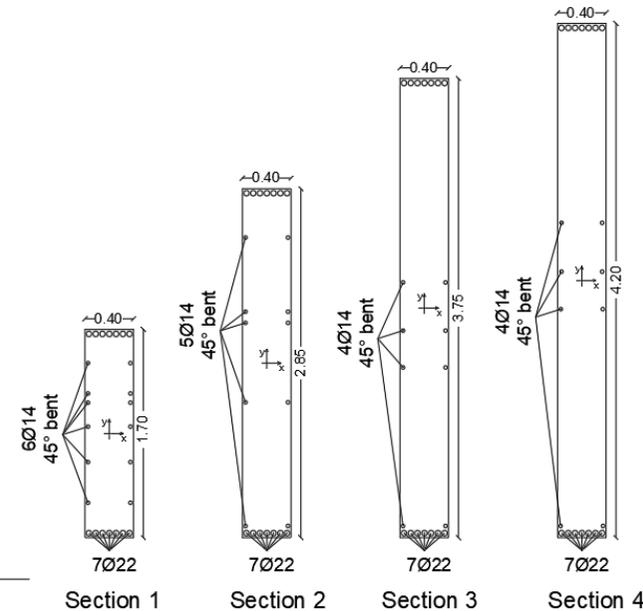
7 accelerogrammi spettrocompatibili
 accelerogrammi filtrati considerando
 il suolo non lineare

La sovrapposizione grafica presentata nelle figure seguenti evidenzia una buona corrispondenza e mediamente una minore domanda in accelerazione della curva ottenuta come media degli spettri degli accelerogrammi, pertanto lo spettro di normativa adottato appare affidabile e conservativo.

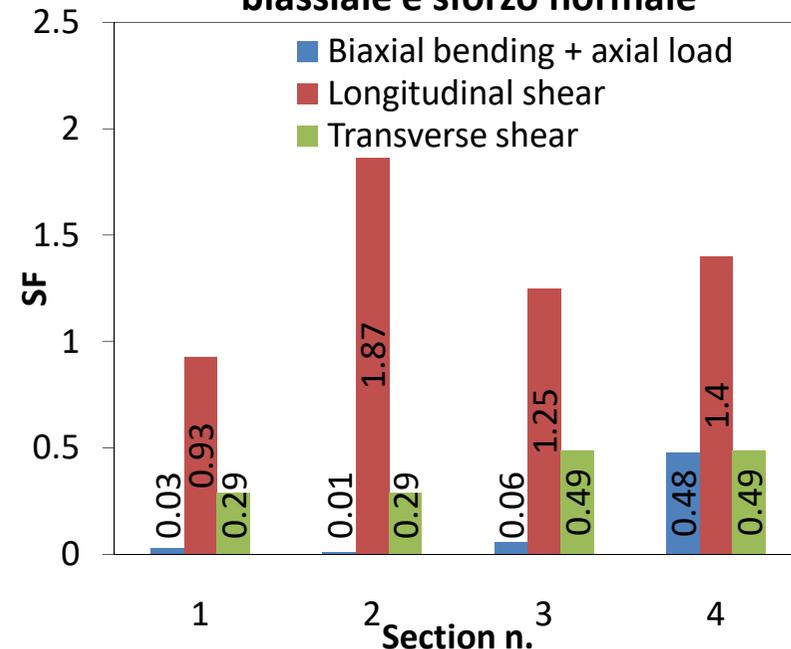
Sezioni di ogni colonna delle 8 che costituiscono la pila



Verifica della pila

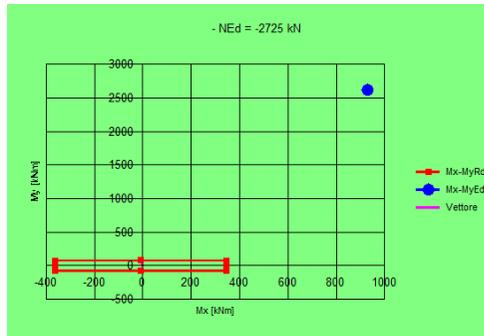
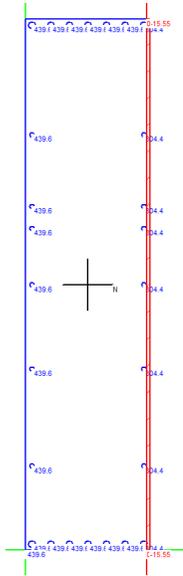


Rd/Ed della sezione in presenza di flessione biassiale e sforzo normale

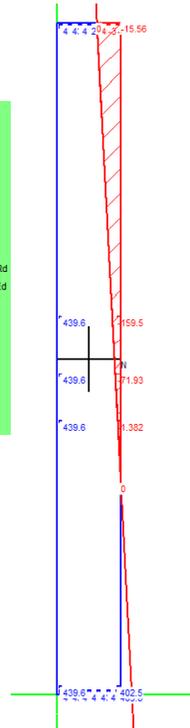


- L'impalcato risulta verificato e le pile sono verificate in direzione longitudinale
- Le pile sono carenti in direzione trasversale (lato corto del ponte)
- La verifica fornisce un rapporto tra capacità e domanda in accelerazione $PGA_C/PGA_D=0.22$ nell'ipotesi di pile fessurate .
- 0.22 si può considerare l'indice di rischio sismico.

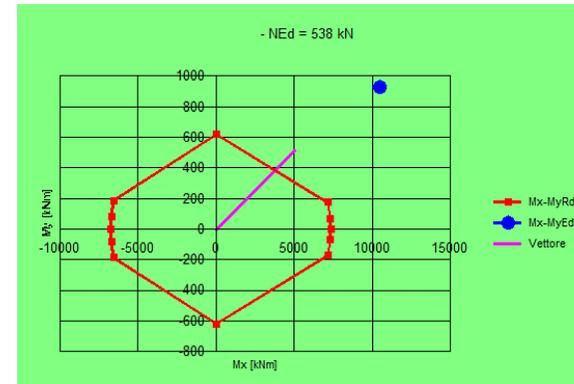
Verifiche pile SLV



Sezione 1

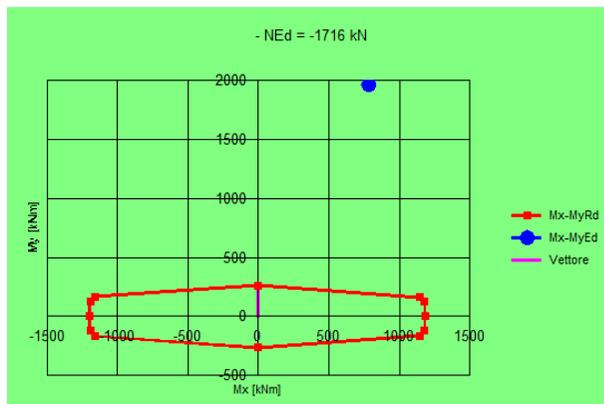
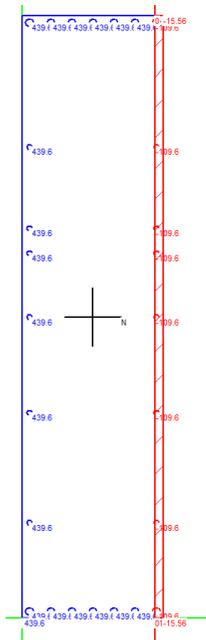


x	N	V2	V3	M2	M3	FSx	FSy	ρ_M	FS
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	-	-	-	-
0.75	-2725	947	1233	930	2626	0.007	0.03	35.01	0.03
4.6	-2872	928	1208	5638	1087	0.015	0.001	67.10	0.01
7.7	578	1785	598	9204	2858	0.002	0.22	15.49	0.06
9.2	537	1785	598	10500	924	0.48	0.55	2.08	0.48



Sezione 4

Verifiche pile RSL

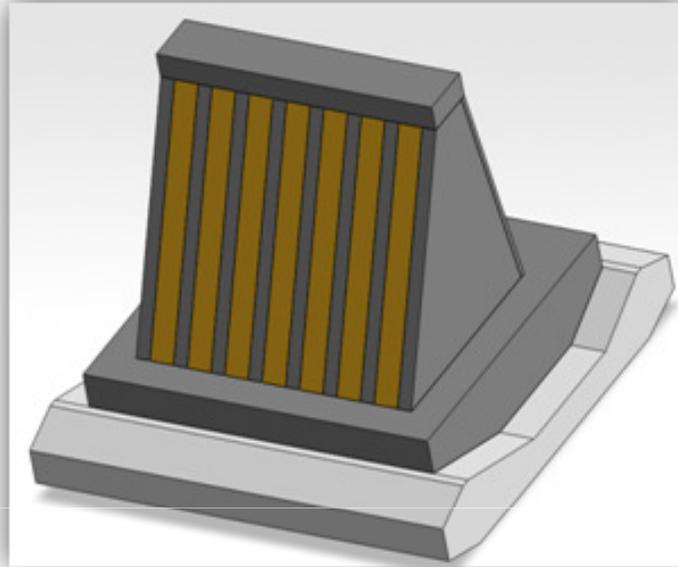


Sezione 1

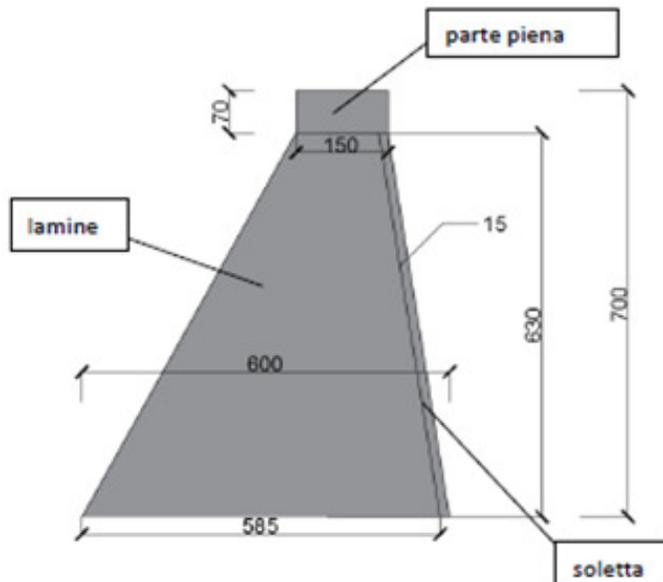
x	N	V2	V3	M2	M3	FSx	FSy	ρ_M	FS
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	-	-	-	-
0.75	-1717	700	1108	787	1964	1.50	0.13	8.02	0.12
4.6	-1861	688	1085	4918	826	0.30	0.21	4.95	0.20
7.7	634	1715	646	8250	1542	0.82	0.39	4.04	0.25
9.2	594	1715	646	9352	792	0.80	0.76	1.68	0.60

Largamente insodisfatte

Fondazione



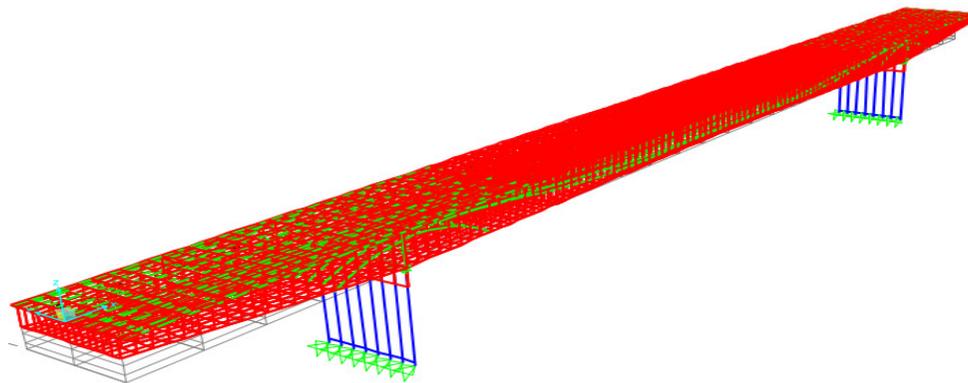
Peso spalla	P_{spalla}	2213.40	kN
Peso fondazione	$P_{fondazione}$	3850.00	kN
Peso magrone	$P_{magrone}$	4867.50	kN
Peso terreno all'interno lamelle	$P_{lamelle\ terreno}$	2291.18	kN
Peso terreno lato torrente	$P_{T, valle}$	4031.82	kN
Peso terreno lato monte	$P_{T, monte}$	7067.00	kN
Spinta terreno lato monte orizzont.	$S_{a, orizzontale}$	15956.50	kN
Spinta terreno lato monte verticale	$S_{a, verticale}$	6882.96	kN



CALCOLO ECCENTRICITA' RISPETTO AL BARICENTRO DEL MAGRONE

Sforzo Normale design pila	N_d	19799.83	kN
Momento proveniente dalla pila L	$M_{d,L, pila}$	1316.9	kNm
Sforzo Normale design complessivo	N_d	51417	kN
Taglio di design parallelo a B	$T_{d,B}$	0.00	kN
Taglio di design parallelo a L	$T_{d,L}$	0.00	kN
Momento di design B	$M_{d,B}$	65478	kNm
Momento di design L	$M_{d,L}$	1316.91	kNm
eccentricità lungo L	e_L	0.03	m
eccentricità lungo B	e_B	1.27	m
Correzione per carichi eccentrici valutati rispetto al baricentro del magrone			
Lunghezza magrone	$L_{magrone}$	12.00	m
Base complessiva	$B_{magrone}$	12.00	m
Lunghezza ridotta	L'	11.94	m
Base complessiva ridotta	B'	9.45	m

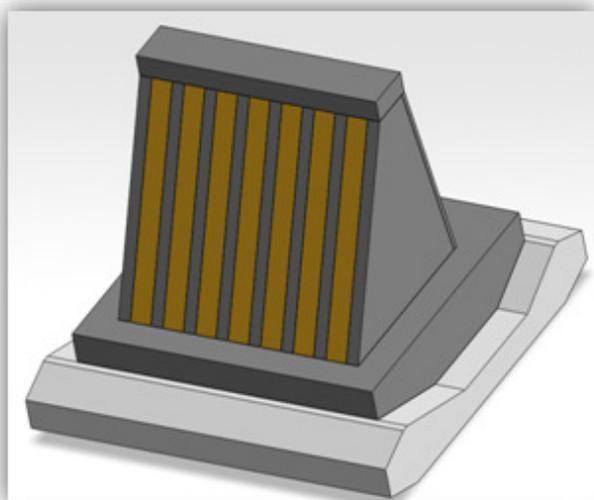
Vulnerabilità sismica



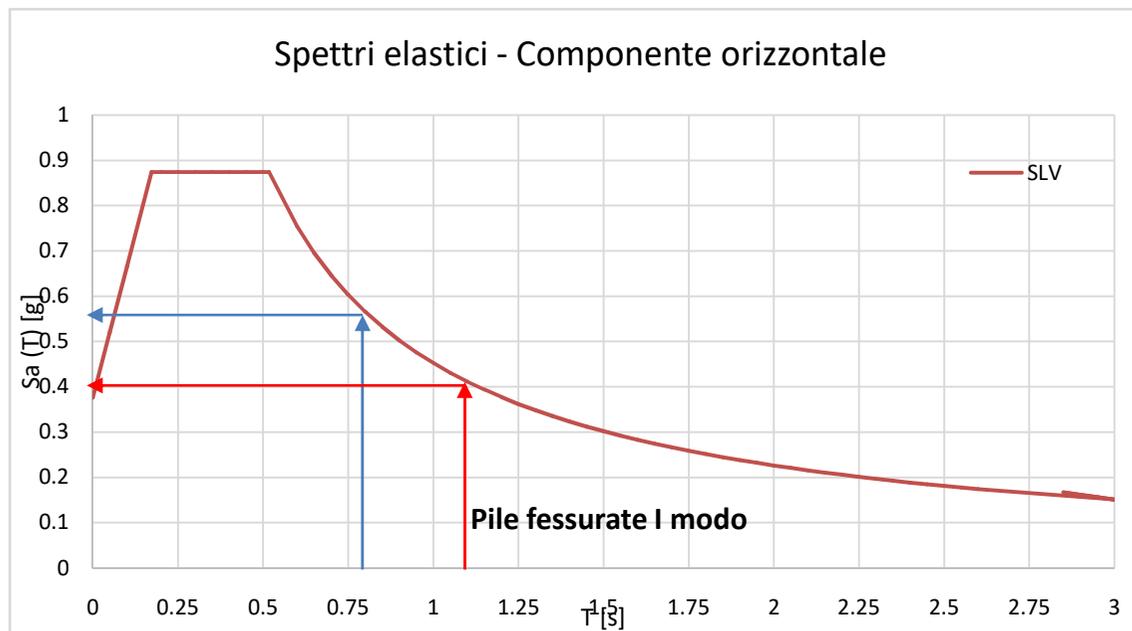
Allo stato di fatto $PGA_C/PGA_D=0.22$
considerando le pile fessurate

Il massimo incremento compatibile con la resistenza della fondazione è $PGA_C/PGA_D=0.45$. Ulteriori incrementi di resistenza della sovrastruttura richiedono l'incremento della capacità portante della fondazione.

fondazione



Spettri elastici - Componente orizzontale



Interventi per il miglioramento/adequamento sismico

Dall'analisi di vulnerabilità effettuata è stato riscontrato che le pile sono gli elementi più carenti per l'azione del sisma in direzione trasversale (lato corto del ponte).

Dallo studio della risposta sismica della struttura si evince che l'intervento di adeguamento con rinforzo della pila potrebbe essere eseguito in due differenti modi, il primo:

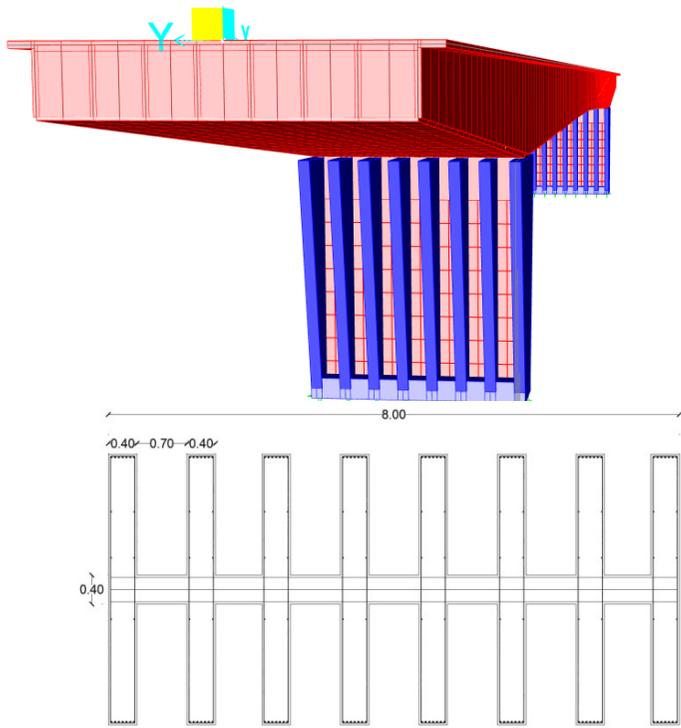
- Unire le colonne ottenendo una pila unica. Aumento della resistenza dell'elemento ma anche un notevole incremento di rigidezza della pila e quindi della rigidezza traslante del ponte, per cui il periodo fondamentale della struttura si riduce notevolmente, l'accelerazione spettrale aumenta (il periodo proprio si posta sul ramo piatto dello spettro) e le sollecitazioni dovute all'azione sismica aumentano.

Questo intervento conduce quindi ad incremento di resistenza della struttura ma comporta un notevole incremento delle sollecitazioni trasmesse alla fondazione che necessiterebbe di un massiccio intervento in direzione trasversale.

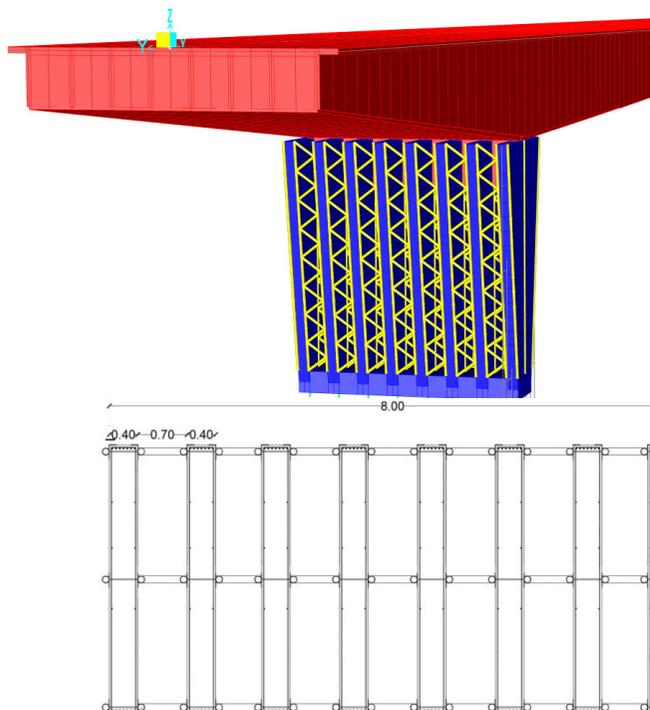
- Rinforzare le singole anime della pila con acciaio. Non modifica la risposta strutturale della pila perchè può essere realizzato con piatti metallici che lasciano sostanzialmente invariata la rigidezza del sistema e quindi le sollecitazioni negli elementi.

Si applica il secondo approccio (rinforzo delle singole anime) con l'obiettivo di rinforzare la pila fino a raggiungere una resistenza uguale alla capacità della fondazione nella sua configurazione attuale.

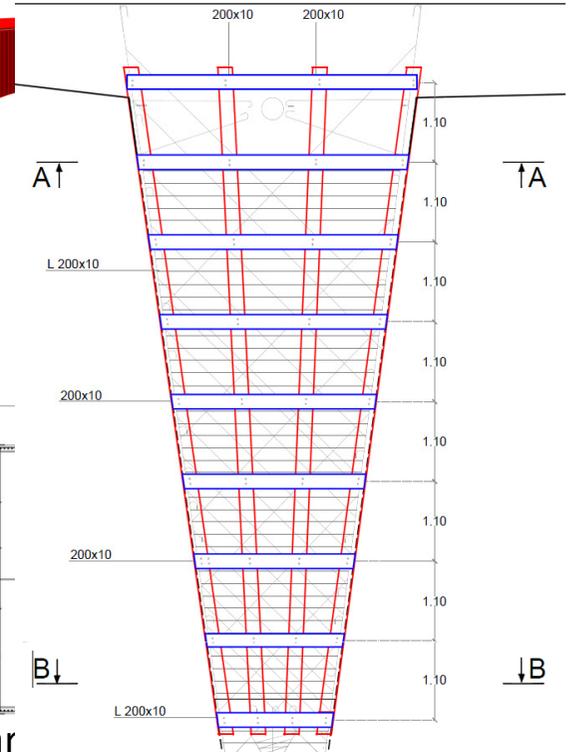
Questa scelta non consente di arrivare all'adequamento sismico del ponte ma ad un miglioramento che porta la struttura da un indice di rischio sismico dal 22% al 40%.



Le colonne si uniscono con un'anima in c.a. per ottenere una pila parete



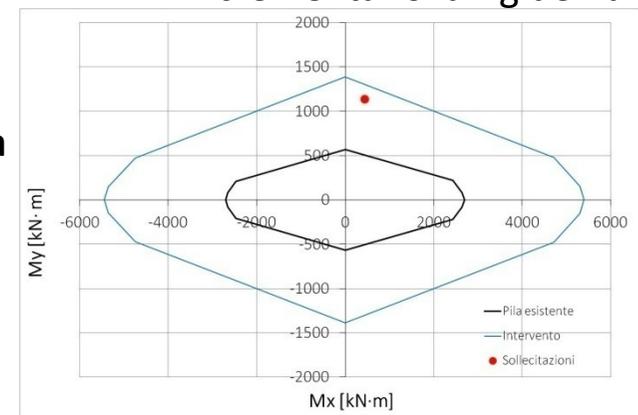
Le colonne si uniscono con tubolar acciaio per ottenere una pila parete



Rinforzo singole anime con acciaio non incrementano la rigidezza

caso	modo	Periodo Sec	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Sa [g]
stato di fatto pile non fessurate	1	0.84	0%	95%	0%	1%	0%	0%	0.53
	2	0.82	0%	0%	0%	0%	0%	96%	0.54
	3	0.80	59%	0%	0%	0%	11%	0%	0.56
stato di fatto pile fessurate	1	1.13	0%	96%	0%	1%	0%	0%	0.40
	2	1.11	0%	0%	0%	0%	0%	96%	0.41
	3	0.82	60%	0%	0%	0%	11%	0%	0.54
pila parete in c.a.	1	0.58	72%	0%	0%	0%	7%	0%	0.77
	2	0.37	0%	0%	5%	0%	0%	0%	0.87
	3	0.21	24%	0%	0%	0%	24%	0%	0.87
	4	0.19	0%	70%	7%	2%	0%	1%	0.87
Pila parete composta	1	0.57	71%	0%	0%	0%	7%	0%	0.78
	2	0.36	0%	0%	6%	0%	0%	0%	0.87
	3	0.30	0%	1%	0%	0%	0%	95%	0.87
	4	0.30	0%	95%	0%	2%	0%	1%	0.87

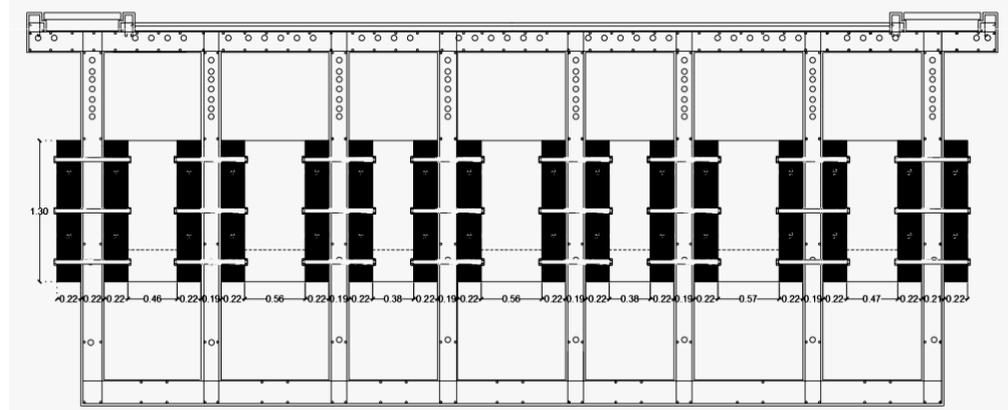
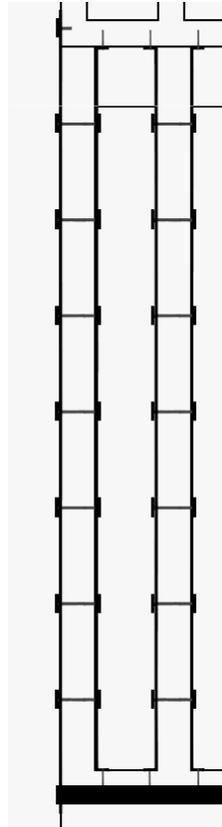
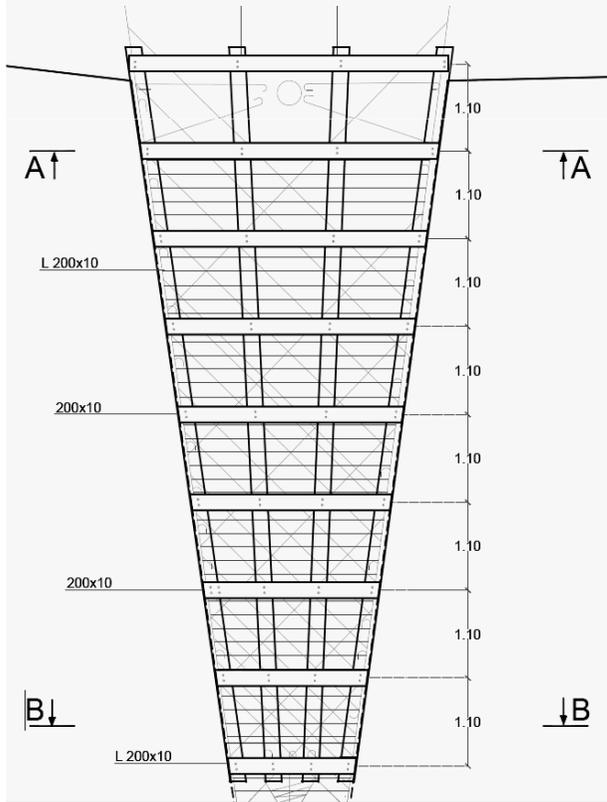
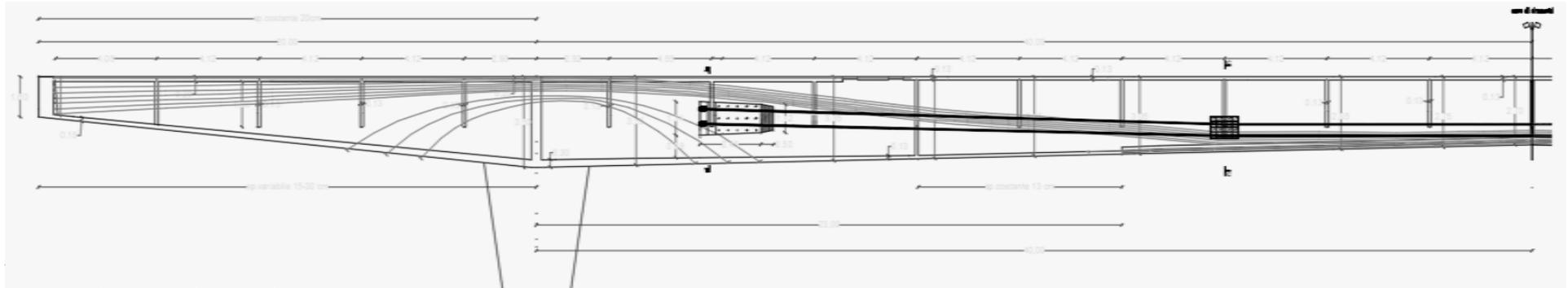
La domanda di accelerazione aumenta con la rigidezza della pila



Incremento dominio singola colonna

Interventi Rinforzo pila e precompressione esterna

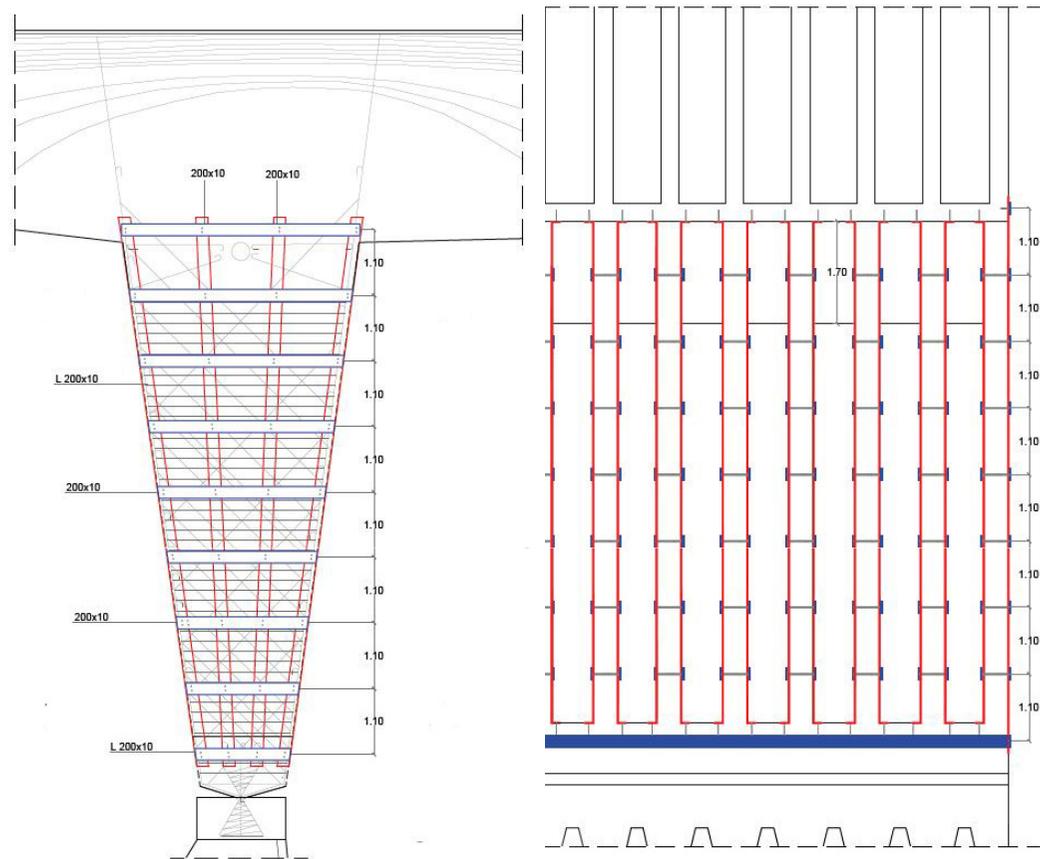
PROGETTO INTERVENTO (50% cavi anima)												
$M_{anima,50\%}$	z	N	n°_{cavi}	N_{cavo}	$A_{sp,calc}$	A_{tref} (6/10")	$n^{\circ}_{trefoli}$	$n^{\circ}_{trefoli,eff}$	$A_{sp,eff}$	N_{tref}	$\sigma_{p,tref}$	$\sigma_{p,tref}$ prog
kNm	m	kN	-	kN	mm ²	mm ²	-	-	mm ²	kN	[MPa]	[MPa]
13333	0.83	16045	16	1003	719	139	5.17	6	834	167.1	1202.4	1200



RINFORZO SENZA INCREMENTO DI RIGIDEZZA

Le singole colonne si rinforza con profili e piatti metallici S355 creando una gabbia che fornisce incremento di resistenza a flessione e taglio collaborando con la sezione in c.a.

L'incremento di rigidità è trascurabile (3%) ma la resistenza si raddoppia incrementando la capacità sismica del ponte fino alla capacità della fondazione capacity of th. e foundation without changing the dynamic response of the bridge.



$$PGA_C/PGA_D=0.45$$

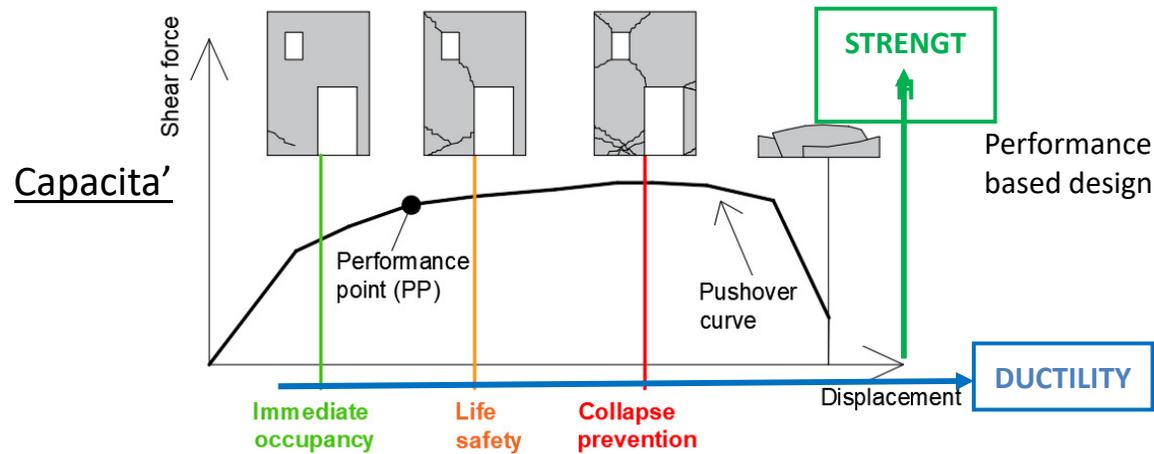
Seismic risk is reduced to 45% without intervention in foundation

Il risultato è soddisfacente per ponti di classe III ma non per quelle di classe IV (opere strategiche) per le quali è richiesto un rapporto minimo **$PGA_C/PGA_D=0.60$**

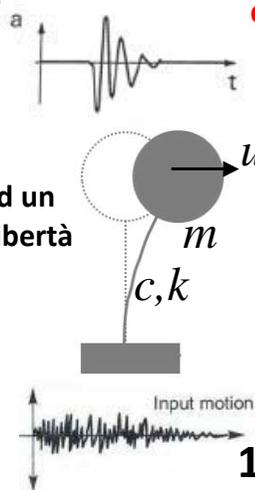
Soluzione alternativa

**Tecnologie avanzate come controllo passivo mediante isolamento sismico o sistemi dissipativi
 $PGA_C/PGA_D=1$ can be realized**

Strategie di adeguamento sismico con riduzione della domanda



Domanda



equazione del moto con eccitazione sismica

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

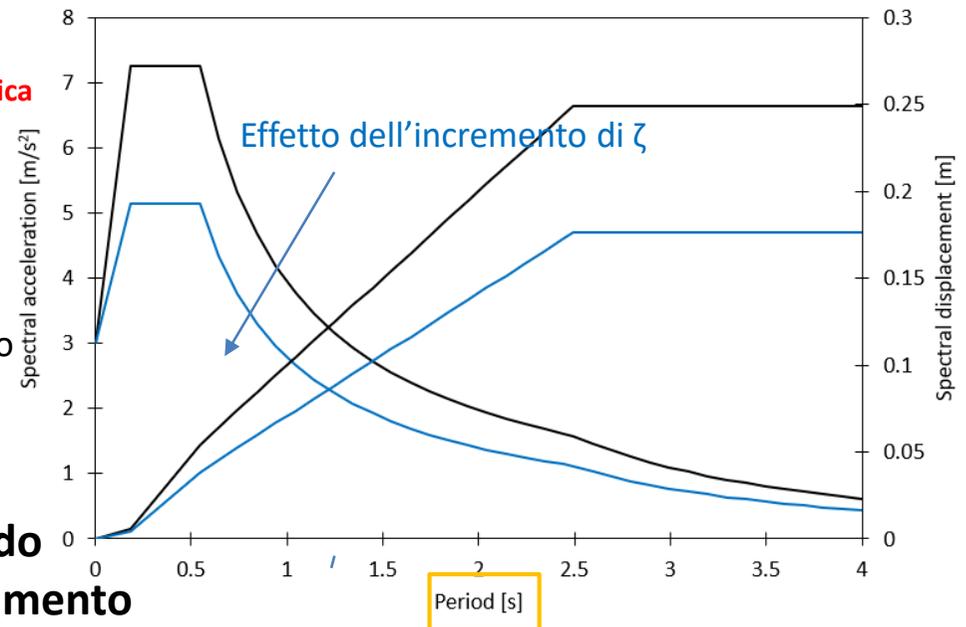
$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$\frac{c}{c_{cr}} = \zeta < 1$$

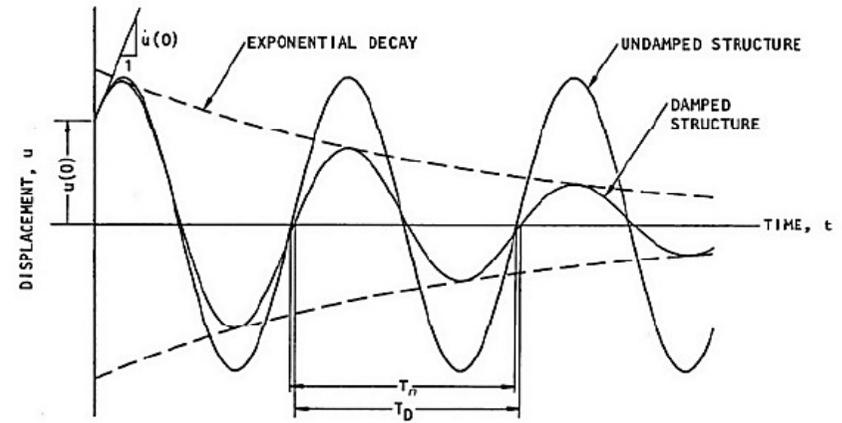
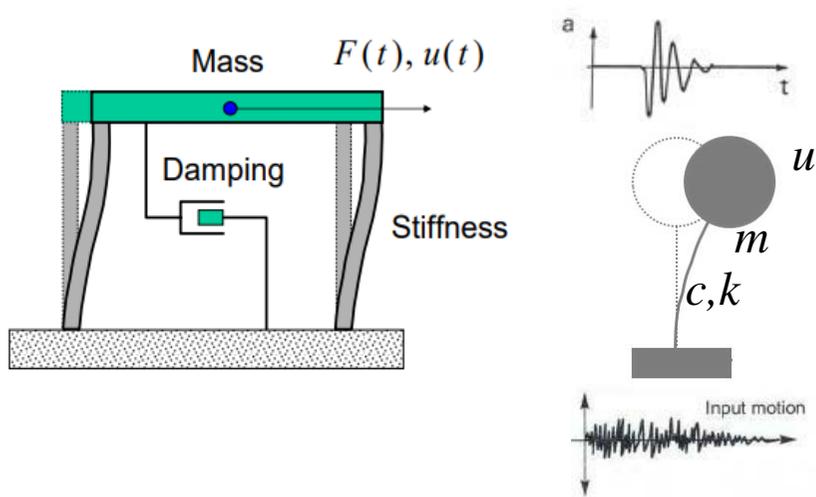
Damping non dimensional to critical one

$$c_{cr} = 2\sqrt{mk}$$

- 1) Amplificazione del periodo
- 2) Incremento dello smorzamento



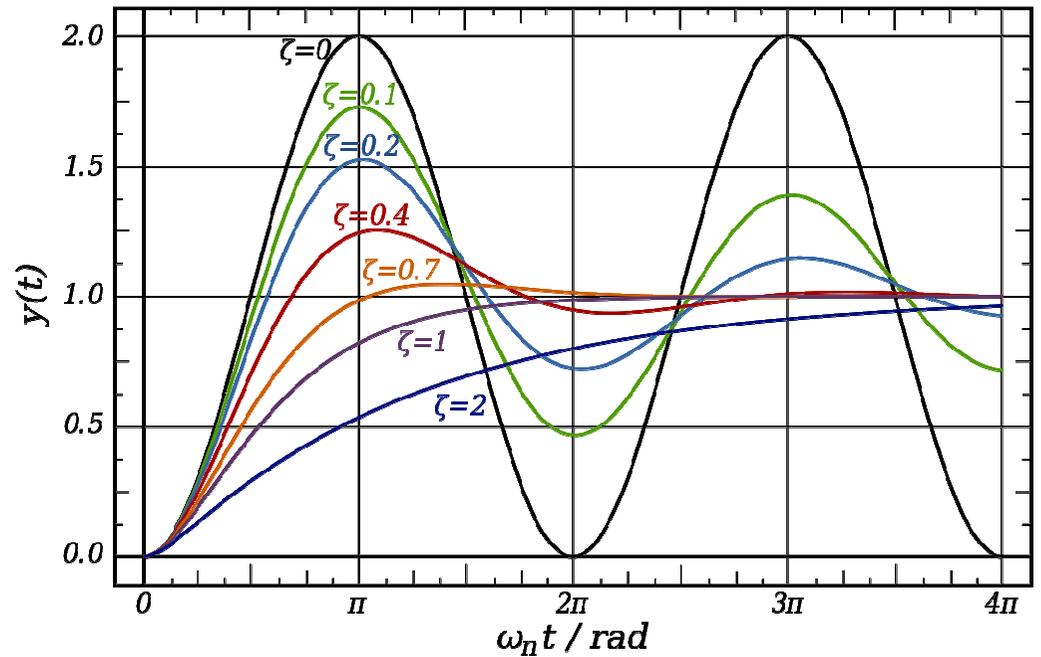
Sistemi smorzati



$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Sistemi sottosmorzati

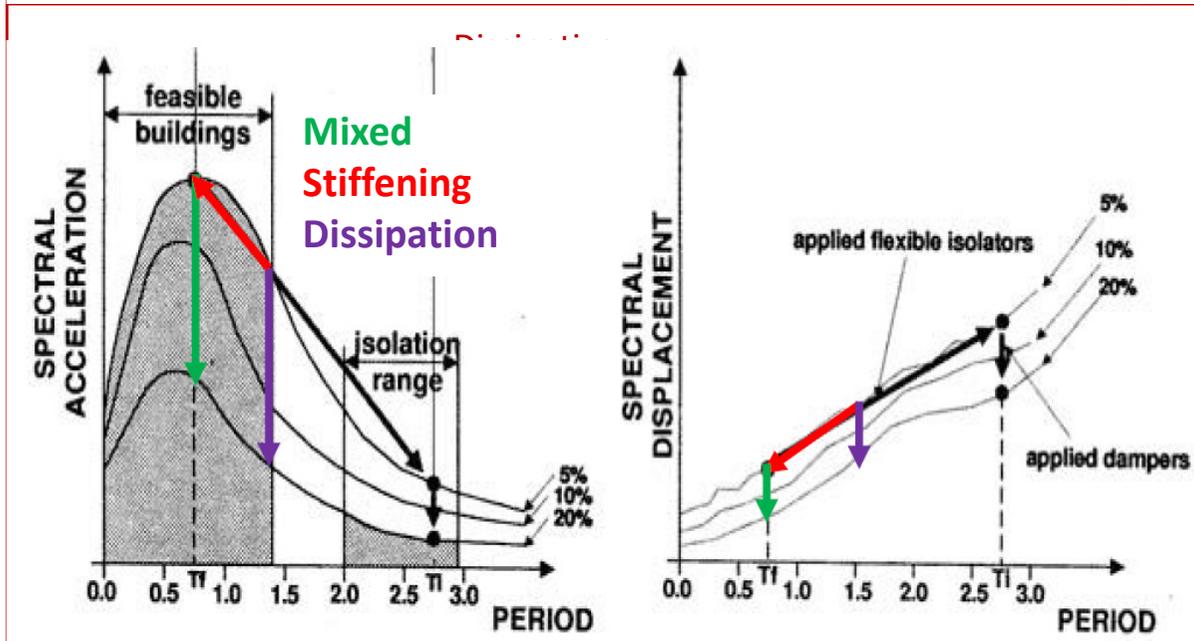
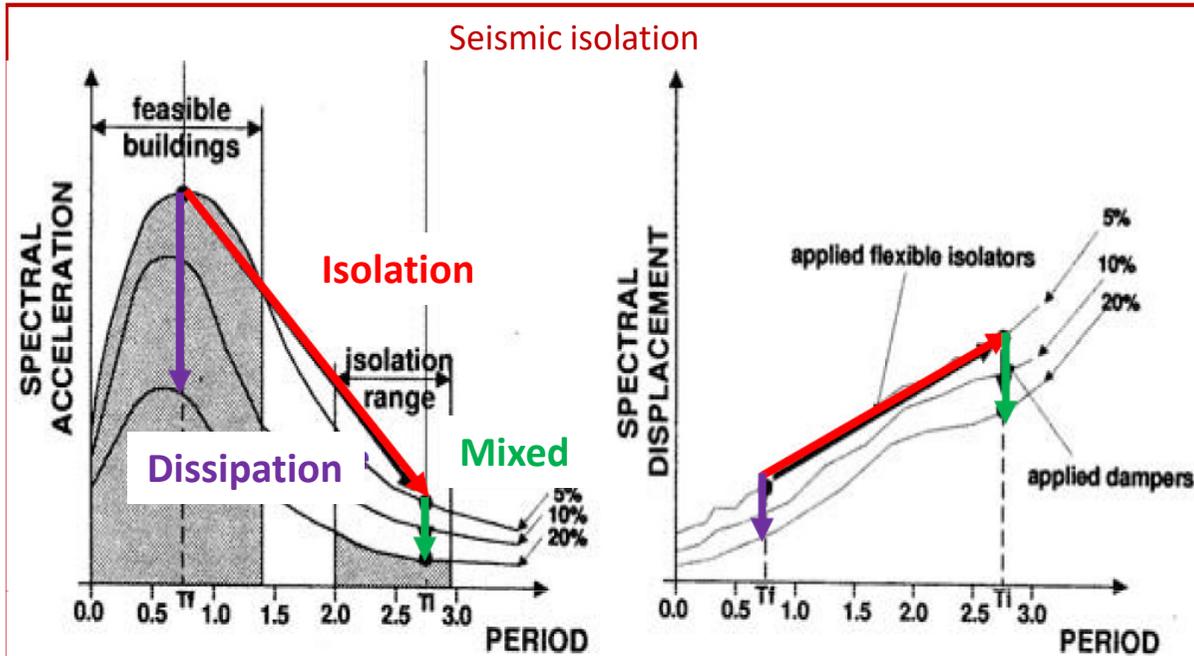
$$\frac{c}{c_{cr}} = \zeta < 1$$



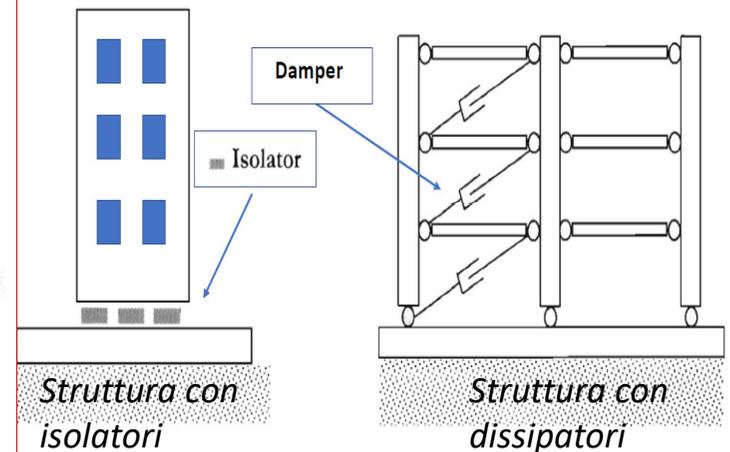
Spettro di accelerazione riduce i valori a parità di periodo di vibrazione

Advanced protection techniques : PASSIVE CONTROL SYSTEM

Isolation and dissipation: two complementary techniques

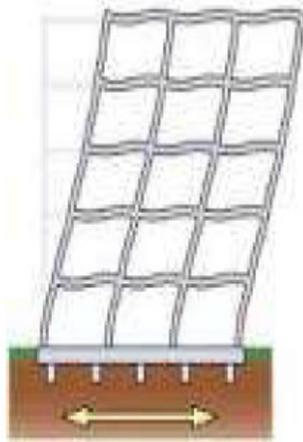


Design goals	Seismic isolation	Dissipative systems
Evitare il danno che rimane localizzato nei dispositivi	X	X
Incremento del periodo di vibrazione per ridurre la domanda in accelerazione	X	
Incremento della dissipazione per ridurre la domanda in spostamento	X	X
Modificare la rigidità e le resistenze delle varie parti di struttura per regolarizzare la risposta strutturale		X



ISOLAMENTO SISMICO

Edificio tradizionale



Edificio protetto

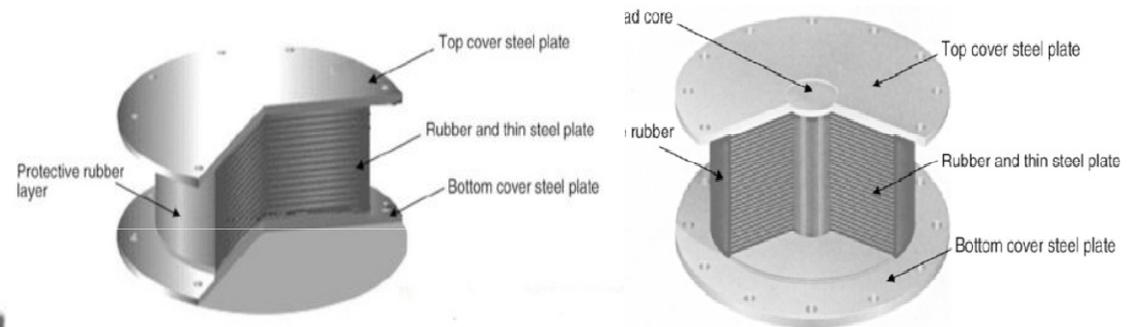


Tipo principale di isolatori

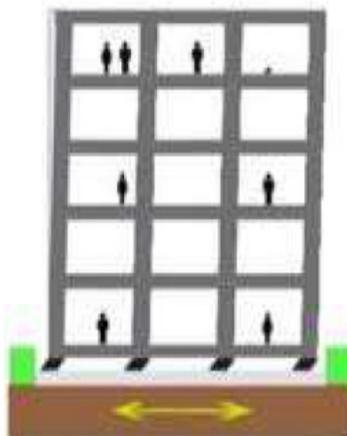
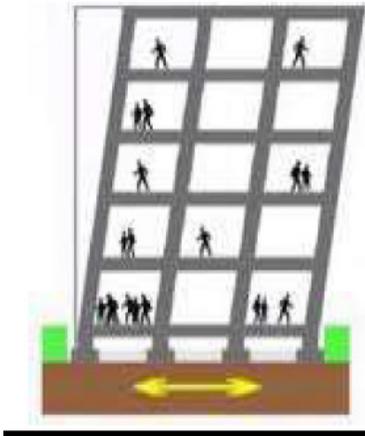
K_V high, K_H low
 ξ_{eq} low-medium

Isolatori elastomerici

- Rubber bearing (RB)
- High Damping Rubber Bearings (HDRB)
- Lead rubber bearing (LRB)

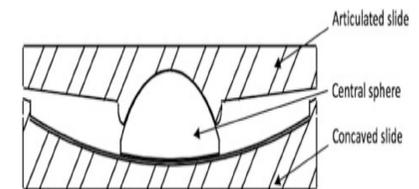
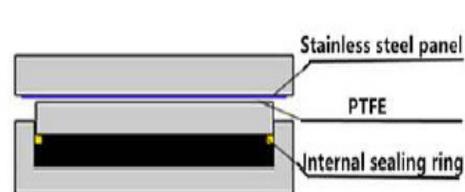


Effetto psicologico



Isolatori ad attrito

- Sliding bearing (SB)
- Friction pendulum (FP)



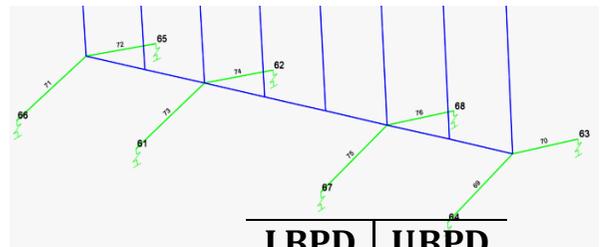
isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (High Damping Rubber Bearings – HDRB)



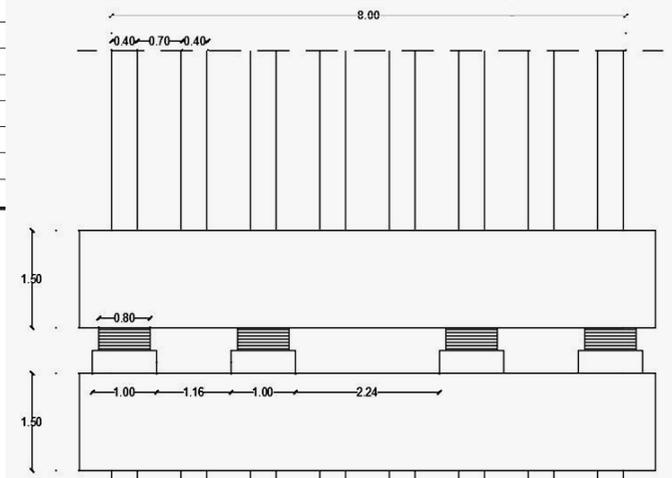
SPOSTAMENTO 300 mm										
SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 350/150	20	1000	0.26	260	350	150	248	298	400	148
SI-S 400/150	120	1470	0.34	415	400	150	248	298	450	192
SI-S 450/150	280	2420	0.42	493	450	150	262	312	500	258
SI-S 500/150	600	3770	0.52	706	500	150	262	312	550	317
SI-S 550/154	910	4690	0.62	783	550	154	257	307	600	368
SI-S 600/152	1350	5980	0.74	898	600	152	246	296	650	417
SI-S 650/153	1840	7360	0.87	1005	650	153	241	291	700	473
SI-S 700/160	2350	8610	0.96	1077	700	160	255	315	750	615
SI-S 800/160	4050	14940	1.26	1695	800	160	255	315	850	800
SI-S 900/168	5490	19240	1.52	1899	900	168	270	330	950	1049

Legenda

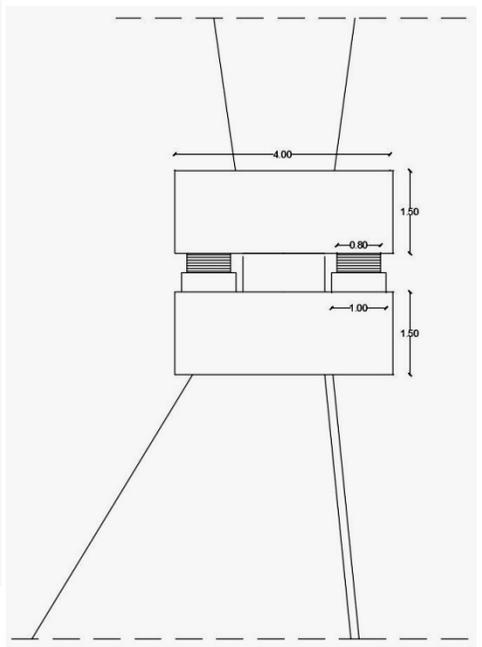
V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC
F _{zd}	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K _e	Rigidezza orizzontale equivalente
K _v	Rigidezza verticale
D _g	Diametro elastomero
t _e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio
W	Peso isolatore escluse zanche



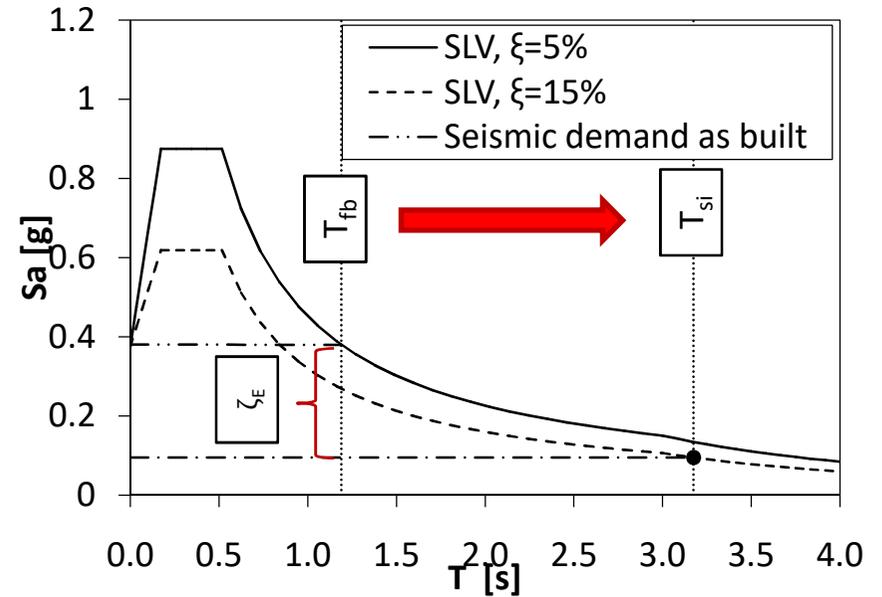
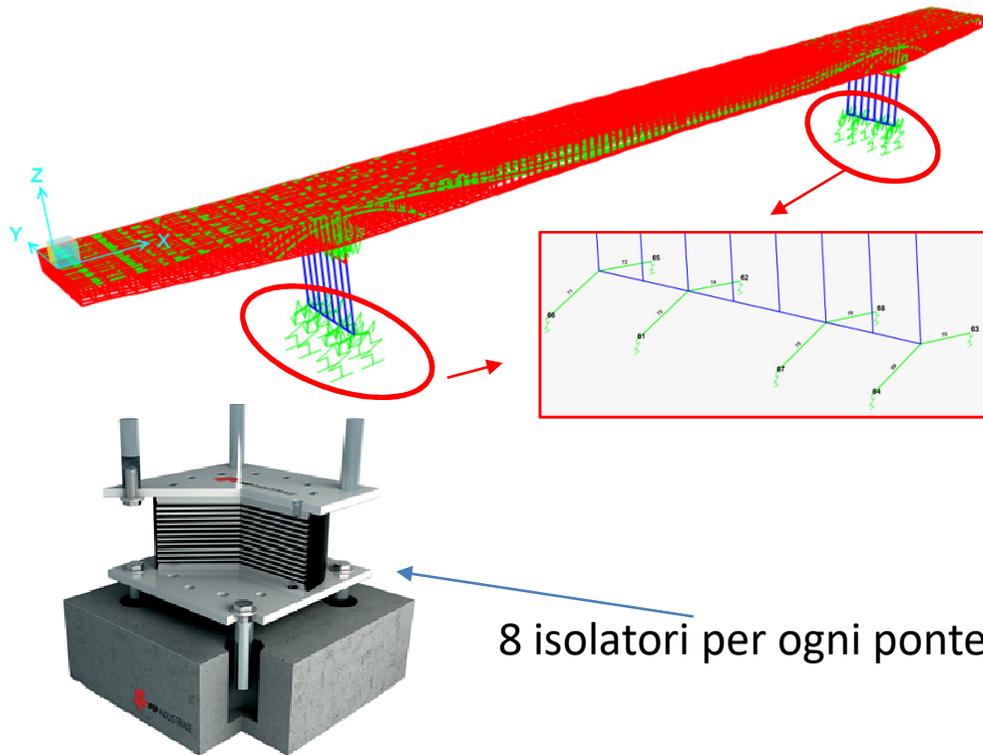
	LBDP	UBPD
T _e [sec]	2.70	2.23
ξ _e [-]	0.15	0.15
d _{cd} [m]	0.276	0.225
V _{d,max} [kN]*	2566	2626
F _{d,max} [kN]**	278	341



Lo sforzo normale di trazione è 1/4 di quello con vincoli fissi



Isolamento sismico con isolatori elastomerici ad elevata rigidezza



Progetto:

Il periodo di vibrazione è $T_{si}=3.17s$ sullo spettro elastico con 15% dello smorzamento equivalente, che è un valore compatibile per strutture con isolatori elastomerici ad alta rigidezza (HDRBs).

Rigidità orizzontale della struttura isolata

$$K_{si} = m^*(2\pi/T_{si})^2 = 16.3 \text{ kN/mm}$$

m^* è la massa equivalente

Isolamento alla base

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{m/K_{eff}}$$

$$K_{eff} = 16 K_e$$

→ -20% LBDP
→ +20% UBPD

spectrum with damping for $T \geq 0.8T_{eff}$

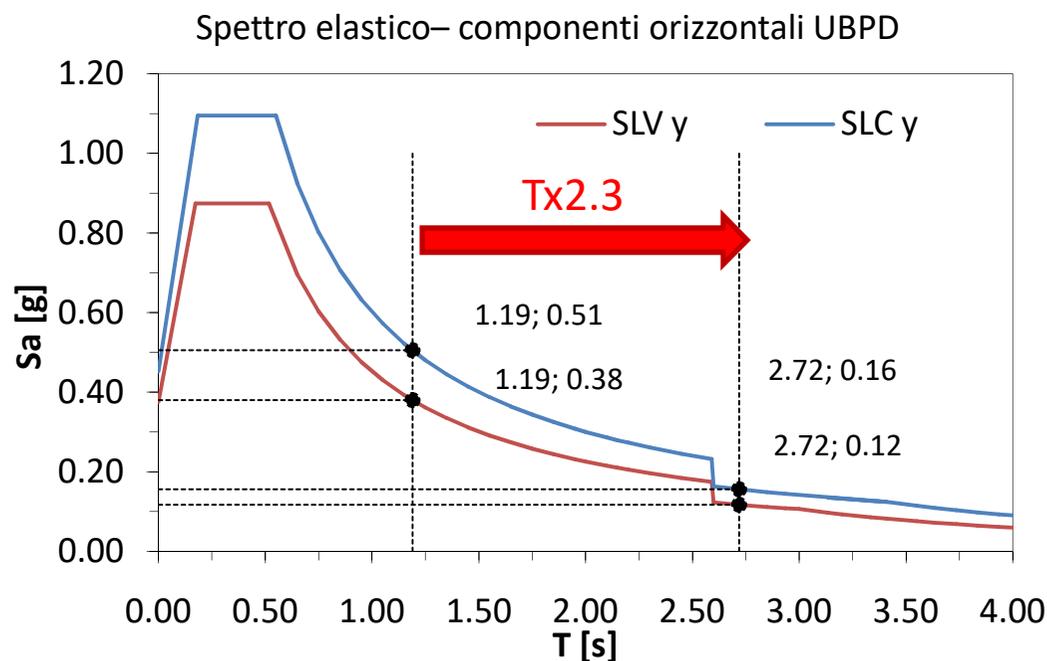
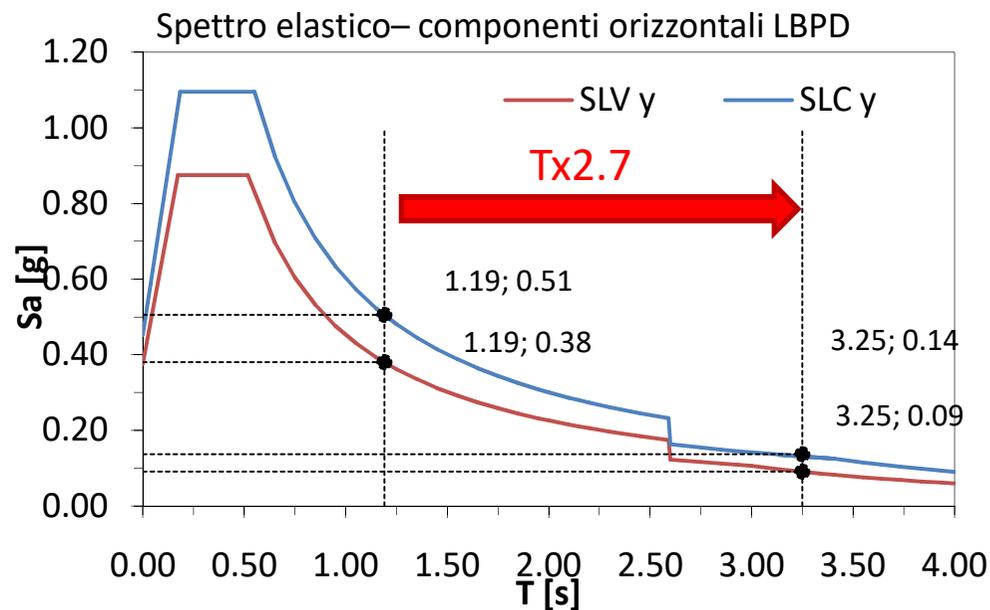
Parameter	LBDP	UBPD
T_{si} [s]	3.25	2.72
$\xi_{e,si}$ [-]	0.15	0.15
d_c [m]	0.327	0.250
N_{max} [kN]	4152	4415
F_{max} [kN]	363	412

d_c : spostamento massimo dell'isolatore considerando NC seism + carico verticale

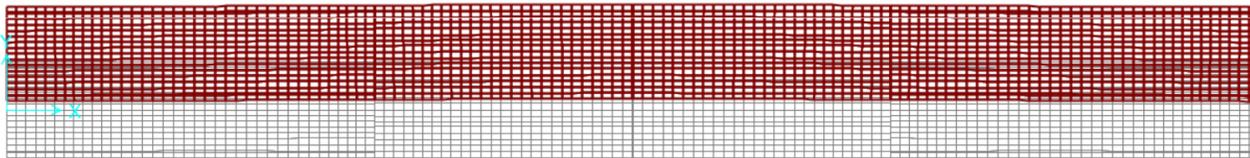
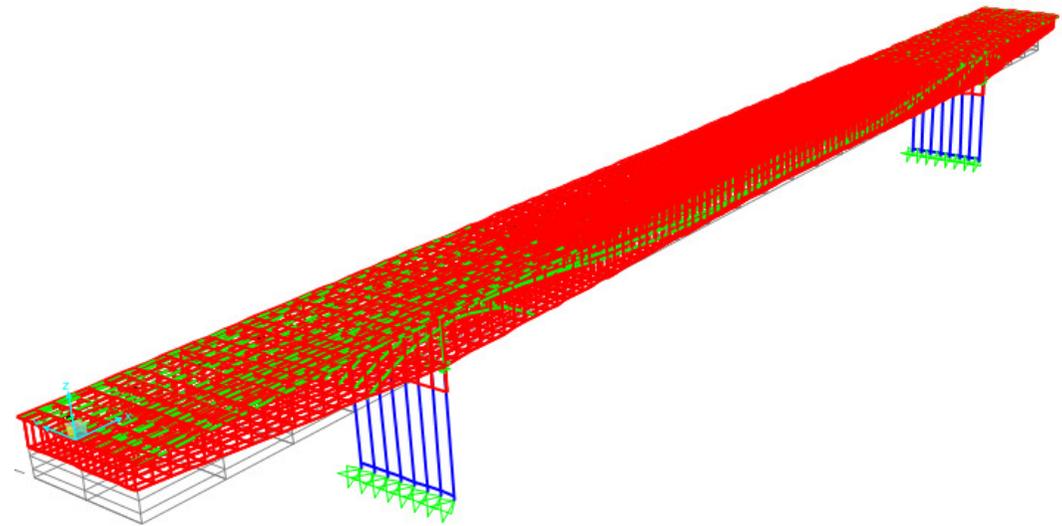
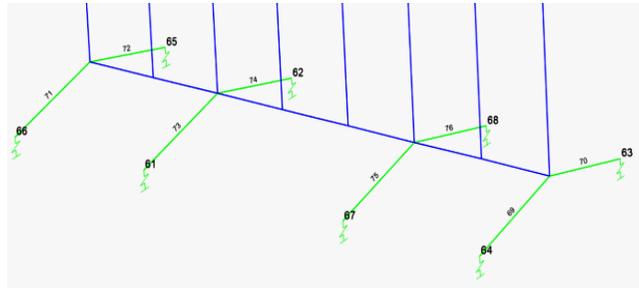
N_{max} : carico verticale massimo sull'isolatore considerando NCseism + carico verticale

F_{max} : carico orizzontale massimo sull'isolatore considerando NC seism + carico verticale

La trazione nelle colonne è il 25% di quella del sistema non isolato



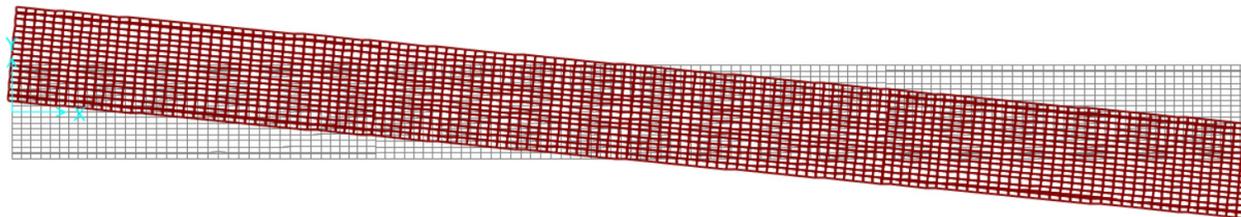
Risposta dinamica della struttura isolata



1° vibration mode – transverse traslation - $T=2.70$ sec



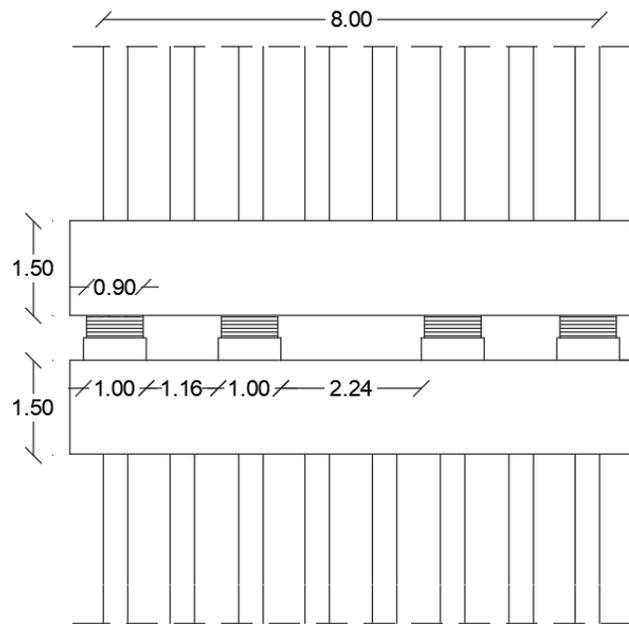
2° vibration mode – longitudinal translation - $T=2.63$ sec



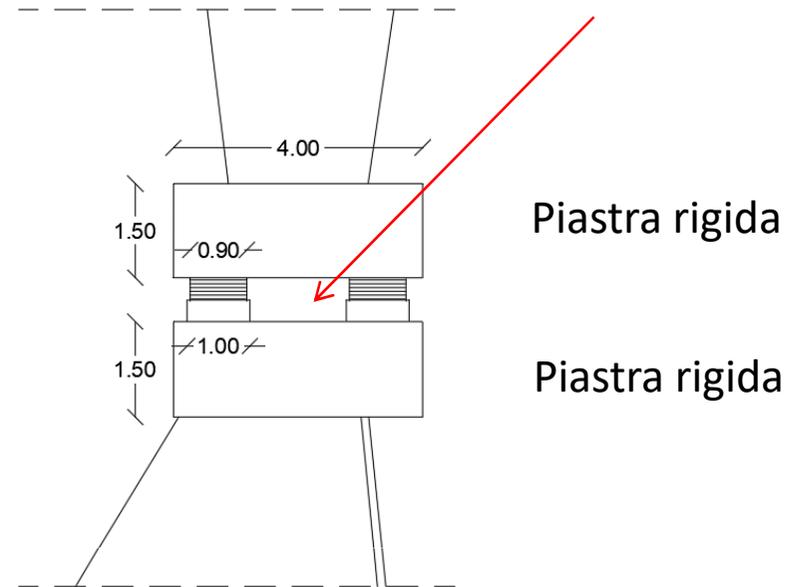
3° vibration mode – torsional - $T=2.47$ sec

	LBDP	UBPD
T_e [sec]	2.70	2.23
ξ_e [-]	0.15	0.15
d_{cd} [m]	0.276	0.225
$V_{d,max}$ [kN]*	2566	2626
$F_{d,max}$ [kN]**	278	341

Installazione degli isolatori



La cerniera originale deve essere tagliata



E' necessario introdurre un elemento rigido alla base della struttura

E' necessario allargare la base delle pile per posizionare gli isolatori

Si devono costruire due piastre rigide e poi si procede al taglio della cerniera eliminando anche il contatto con il calcestruzzo .

Attenzione

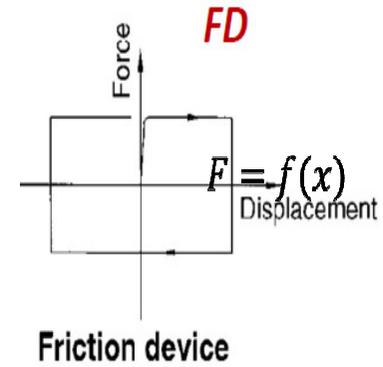
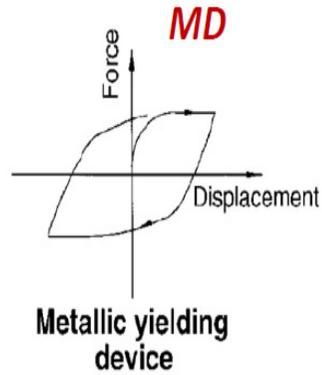
Gli isolatori sono montati tipicamente nei ponti con impalcato semplicemente appoggiato
In questo caso invece la struttura è a telaio: lo spostamento differenziale tra le due pile potrebbe causare tensioni elevate.

Tipi principali di dissipatori

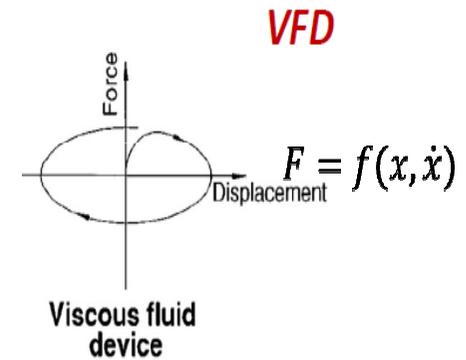
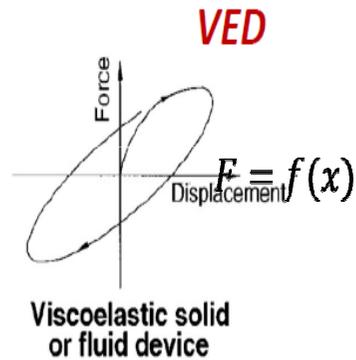
Rheological classification of devices

K_{eq} bassa-media
 ξ_{eq} medio-alto

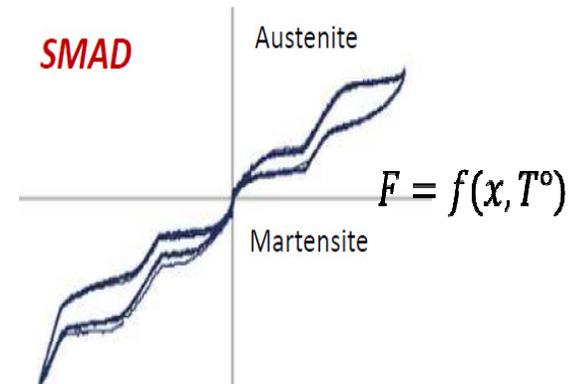
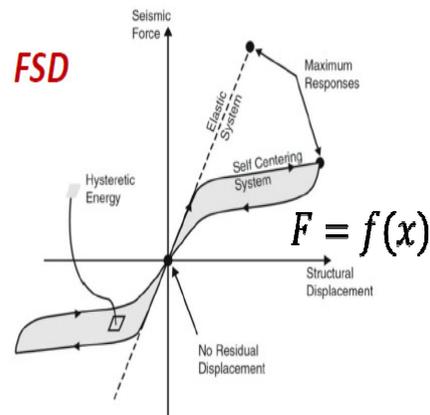
- Hysteretic dampers
- Instabilità impedita (MYD)
 - Attrito (FD)



- Viscous dampers
- viscoelastico (VED)
 - fluido viscoso (VFD)



- Re-centering dampers
- Dispositivo fluido al silicone (FSD)
 - Alluminio a memoria di forma (SMAD)



Sistemi dissipativi: Stima dello smorzamento

Smorzamento viscoso equivalente associato ad un ciclo di isteresi completo

ATC40 method (adopted by NTC2018)

$$\xi_{eq} = \xi_{damper} + 0.05$$

5% smorzamento viscoso della struttura
assunto costante

A.K.Chopra
(2001)

$E_{D,S}$ è l'energia dissipata in un
singolo ciclo di ampiezza D

$$\xi_{damper} = \frac{E_{d,s}}{4\pi E_{S,S}}$$

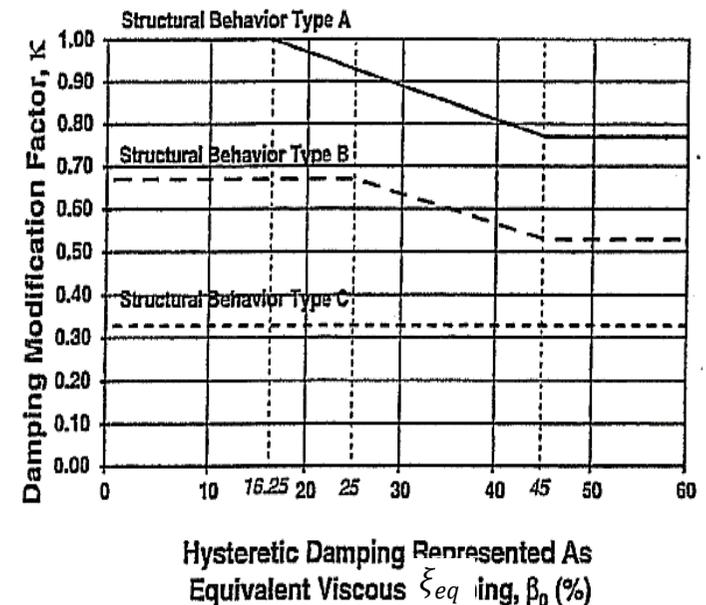
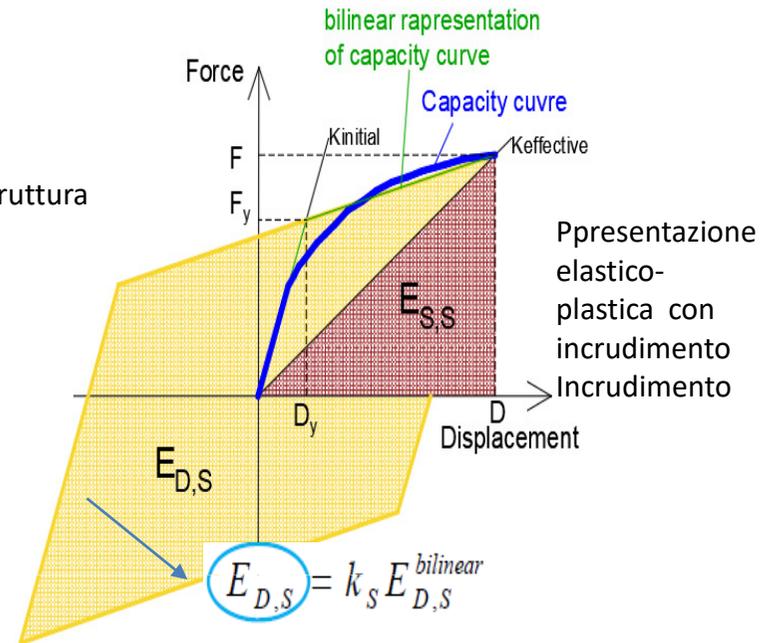
$E_{S,S}$ è l'energia di deformazione del
sistema collegata allo spostamento D

$$E_{D,S}^{bilinear} = 4(F_{sy}D - D_{sy}F_s(D))$$

$$E_{S,S} = \frac{1}{2}DF_s(D)$$

Il fattore K è una misura della capacità isteretica
della struttura rappresentata dal parallelogramma

- Type A: cicli isteretici ampi simili a quelli ideali
- Type C cicli isteretici appiattiti e o degradanti
- Type B definisce una situazione intermedia del
comportamento isteretico

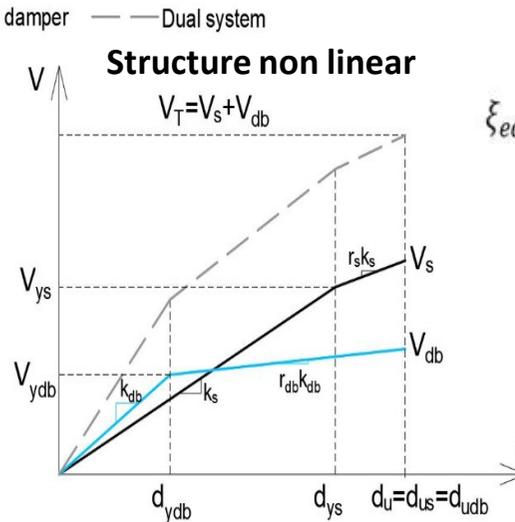
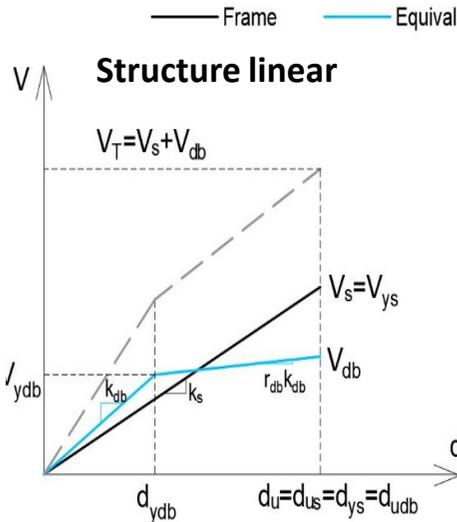
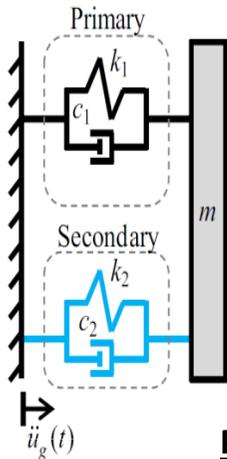


Modellazione statica non lineare con sistemi di dissipazione passiva

Smorzatori tipo MYD

Smorzamento viscoso equivalente del sistema accoppiato

Sistema accoppiato



$$\xi_{eq} = \xi_{s0} + \xi_{sh} \cdot \left(1 - \frac{V_{db}}{V_T}\right) + \frac{V_{db}}{V_T} \cdot \xi_{db}$$

inherent damping ratio

$$\xi_{hs} = c \frac{2(1-r_s)(\mu_s - 1)}{\pi\mu_s(1+r_s\mu_s-r_s)}$$

$$\xi_d = \frac{2(1-r_{db})(\mu_{db} - 1)}{\pi\mu_{db}(1+r_d\mu_{db}-r_{db})}$$

r_s è il rapporto di incrudimento

μ_s è la duttilità

Non dimensional approach

Parametri adimensionali

Duttilità $d'_u = d_{us}/d_{ys} = d_{udb}/d_{ys}$

Spostamento allo snervamento del dissipatore equivalente

$d'_{yd} = d_{ydb}/d_{ys}$

Rigidità elastica dello smorzatore

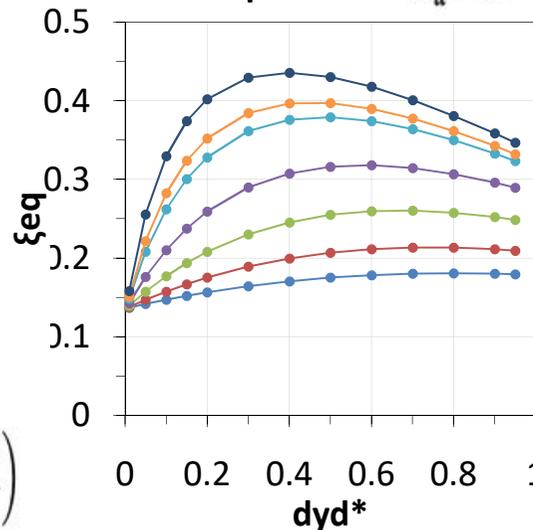
equivalente $k'_d = k_{db}/k_s$

$$\xi_{eq} = \xi_{s0} + \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \frac{2c}{\pi} \cdot \left(\frac{1}{\delta} - \frac{1}{d'_u}\right) + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{1}{\gamma} - \frac{d'_{yd}}{d'_u}\right)$$

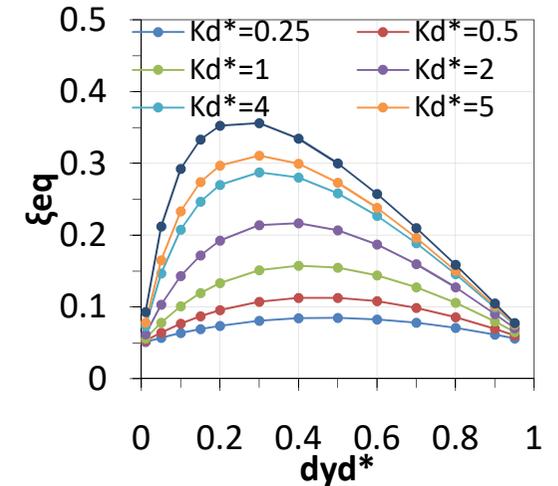
$$\alpha = 1 + \frac{1+r_s(d'_u-1)}{k'_d d'_{yd} + r_{db} k'_d (d'_u - d'_{yd})}; \quad \xi_{sh} = \frac{2c}{\pi} \left(\frac{1}{\delta} - \frac{1}{d'_u}\right);$$

$$\delta = 1 + r_s(d'_u - 1); \quad \xi_d = \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{\gamma} - \frac{d'_{yd}}{d'_u}\right); \quad \gamma = 1 + r_{db} \left(\frac{d'_u}{d'_{yd}} - 1\right)$$

Struttura plastica $d'_u = 2$

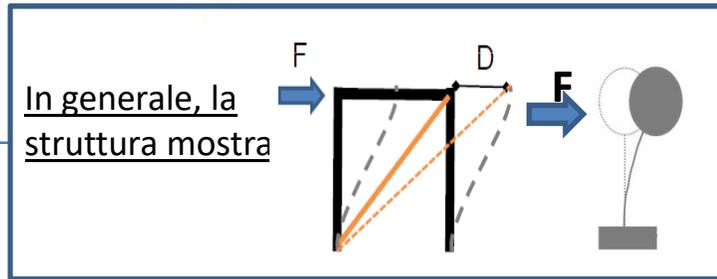
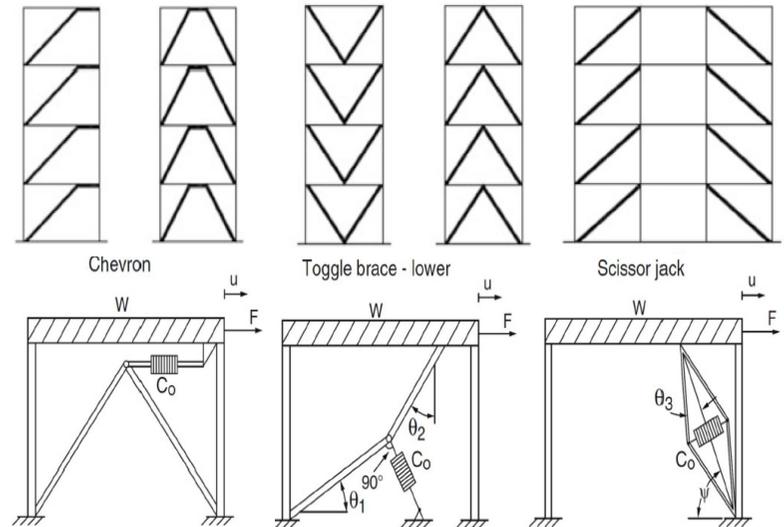
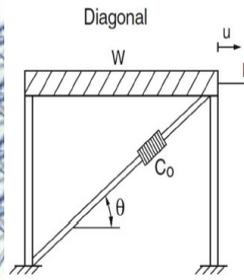
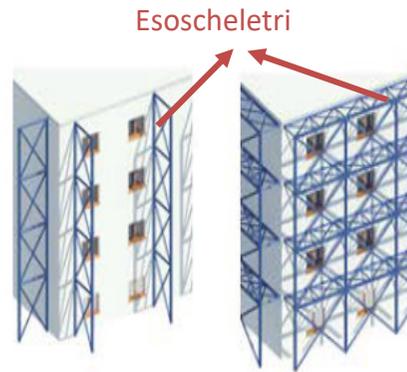
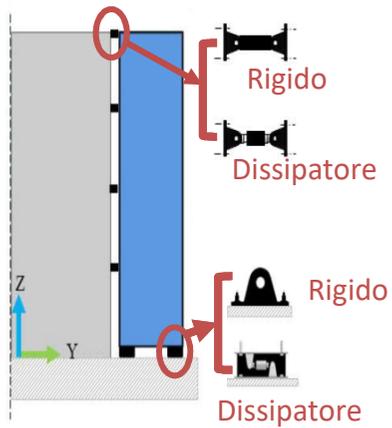


Struttura elastica

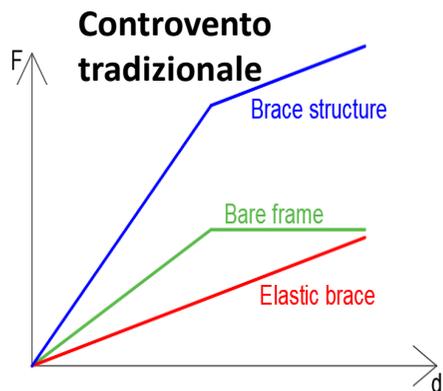


Sistemi dissipativi

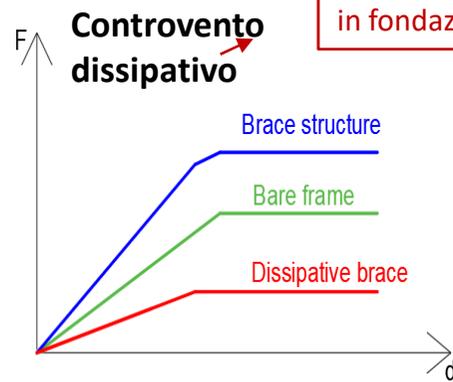
I dissipatori sono collegati alla struttura tradizionalmente con controventi dissipativi inseriti direttamente alla struttura oppure con soluzioni innovative di esoscheletri o torrette dissipative



Rigidezza e resistenza maggiore



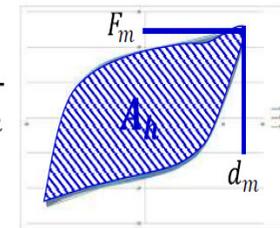
Riduzione delle azioni in fondazione



Elevata capacità dissipativa in campo dinamico

$$\xi_{hys} = \frac{A_h}{2\pi F_m d_m}$$

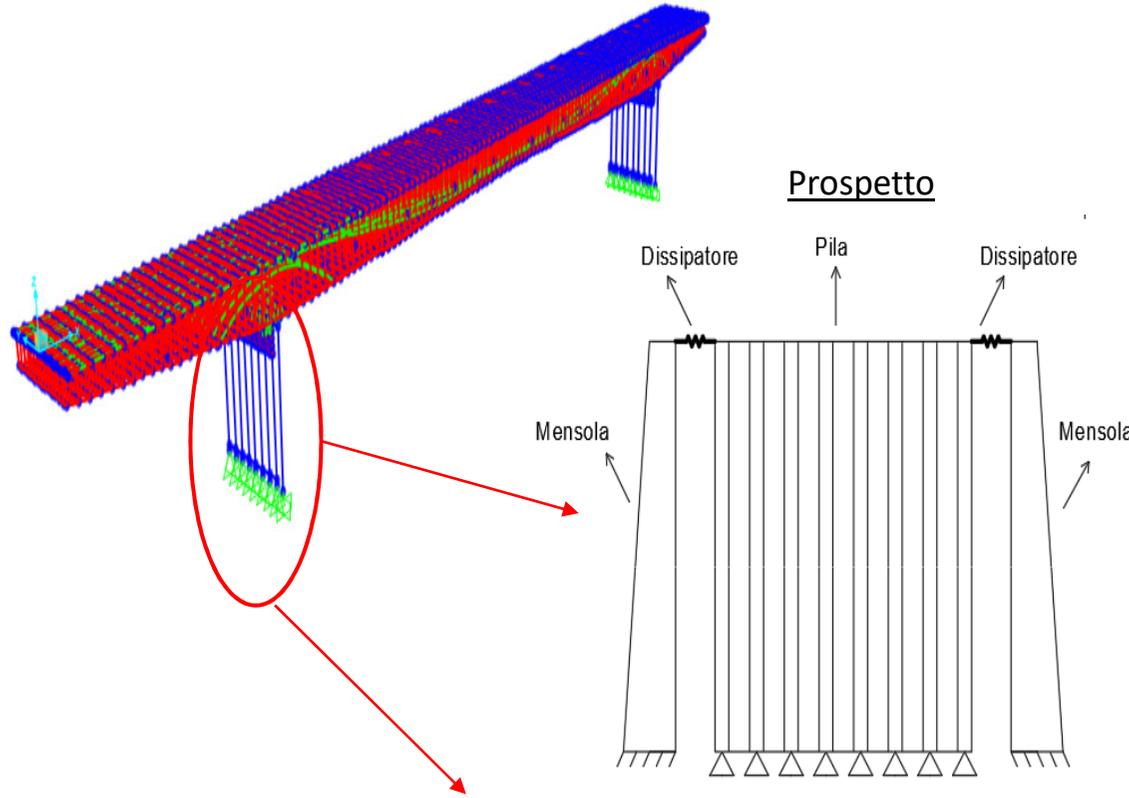
Jacobsen, 1960



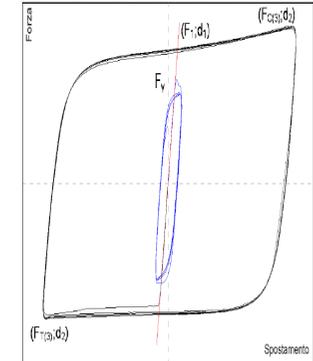
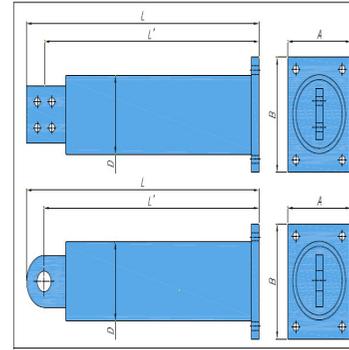
Sistema di dissipazione

Dissipatori isteretici in corrispondenza delle pile con mensola di contrasto

Dissipatore isteretico



Prospetto

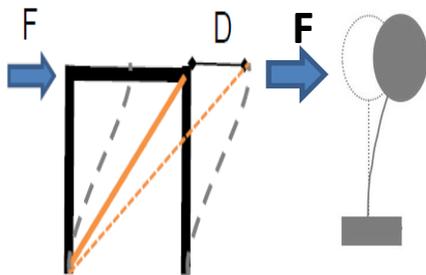


CICLO BILINEARE

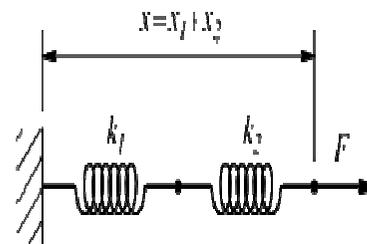
SIGLA	F ₁ kN	K _e kN/mm	d ₁ mm	F ₂ kN	d ₂ mm	F _{C(3)} kN	F _{C(max)} kN	F _y kN	L _{BRAD} mm	L' _{BRAD} mm	Φ _{BRAD} mm	A mm	B mm	P _{BRAD} kg
BRAD 14/40-b	119	60	1,99	129	20	140	160	96	1560	1510	168	190	230	114
BRAD 21/40-b	178	88	2,02	194	20	210	235	143	1585	1535	168	190	230	122
BRAD 27/40-b	239	123	1,95	254	20	270	280	185	1585	1535	168	190	230	124
BRAD 34/40-b	301	153	1,97	320	20	340	353	233	1625	1565	203	250	290	187
BRAD 48/40-b	417	210	1,98	449	20	490	500	339	1640	1580	203	250	290	196
BRAD 56/40-b	479	242	1,98	519	20	550	580	358	1665	1595	203	250	330	205
BRAD 72/40-b	615	307	2,00	668	20	720	745	461	1730	1640	229	260	350	274
BRAD 82/40-b	700	352	1,99	760	20	819	872	520	1735	1645	229	270	390	269
BRAD 94/40-b	800	399	2,00	868	20	936	996	594	1750	1660	245	270	390	317
BRAD 105/40-b	900	444	2,03	977	20	1053	1121	669	1770	1680	245	270	390	330

Funzionamento

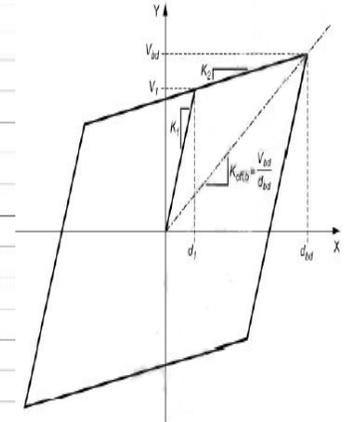
Sistema complessivo (RS) → elementi in parallelo
Ponte esistente (S) + sistema di dissipazione (DS)



Sistema di dissipazione (DS) → elementi in serie:
Mensola=sistema di supporto (SS) + Dissipatore (D)

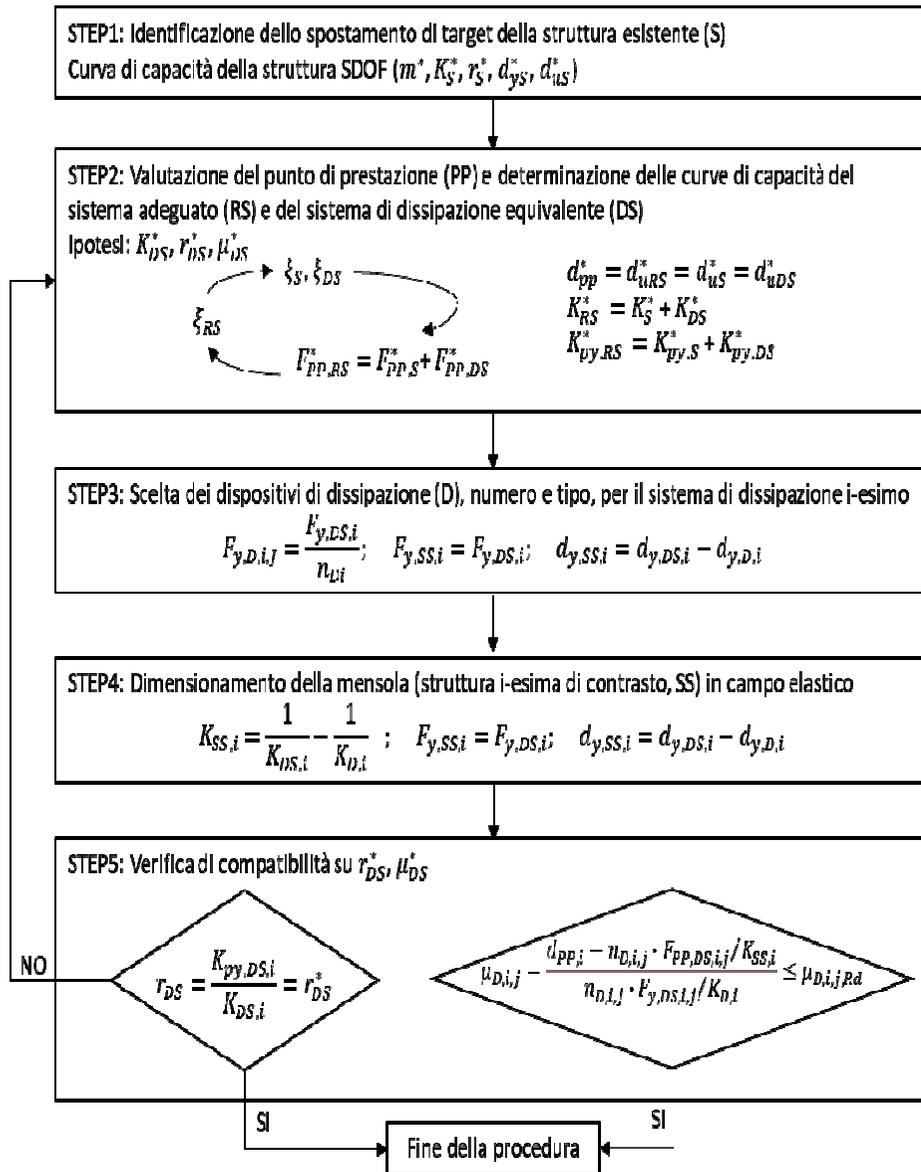


- F₁ Forza di snervamento (T/C) al 3° ciclo allo spostamento d₁
- K_e Rigidezza ramo elastico
- d₁ Spostamento di snervamento
- F₂ Forza massima media (T/C) allo spostamento d₁
- d₂ Spostamento massimo di progetto
- F_{C(3)} Forza di compressione al 3° ciclo allo spostamento d₁
- F_{C(max)} Forza di compressione massima allo spostamento d₂
- F_y Forza di primo snervamento
- L_{BRAD} Lunghezza dispositivo BRAD
- L'_{BRAD} Lunghezza dispositivo BRAD fino a baricentro bulloni
- Φ_{BRAD} Diametro tubo di contenimento
- A Lato minore della flangia di ancoraggio
- B Lato maggiore della flangia di ancoraggio
- P_{BRAD} Peso del dispositivo



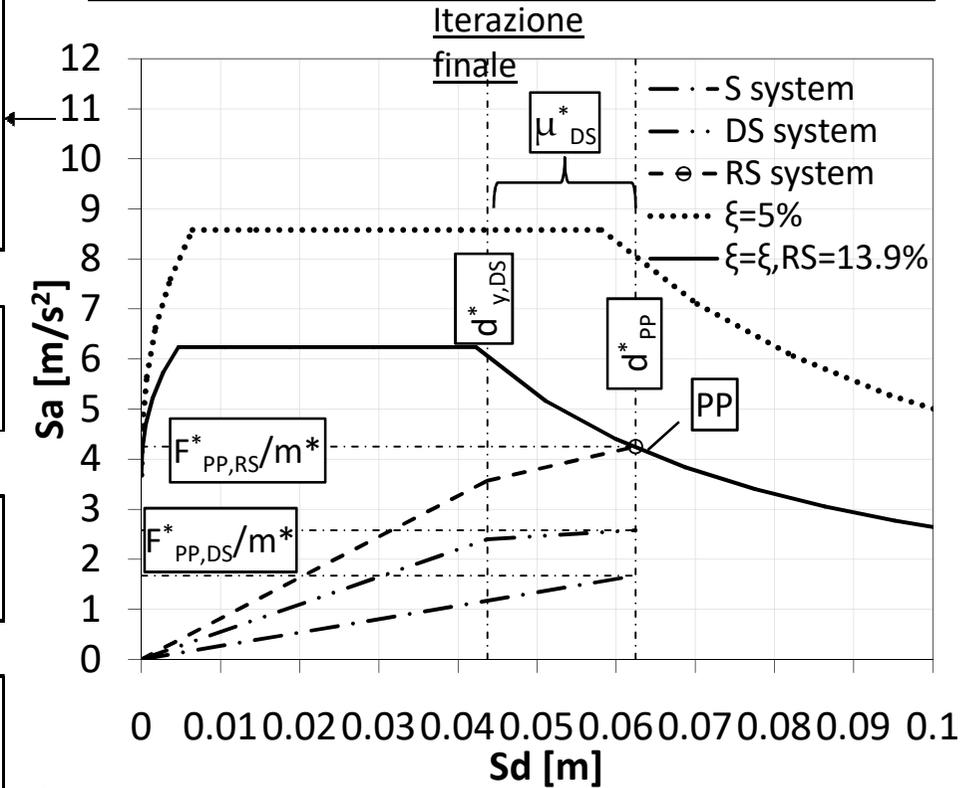
Sistema di dissipazione

Procedura di progettazione (piano ADRS)



Stato di fatto: ponte con intervento in acciaio che non aumenta rigidezza ($\zeta_E=0.45$)

$S_{a,S}$ [g]	$F_{e,S}^* = F_{PP,S}^*$ [kN]	K_S^* [kN/mm]	$d_{PP,S}^*$ [mm]
0.2	6930.81	110.94	62.48



$$\xi_{RS} = \xi_{v,S} + \frac{\xi_{h,S} \cdot F_{PP,S}^* + \xi_{h,DS} F_{PP,DS}^*}{F_{PP,S}^* + F_{PP,DS}^*}$$

$\xi_{v,S} = 5\%$
 $\xi_{h,S} = 0$ (campo elastico)
 $\xi_{h,DS} = \frac{2 \cdot k}{\pi} \left\{ \frac{(\mu_{DS}^* - 1)(1 - r_{DS}^*)}{\mu_{DS}^* [1 + r_{DS}^* (\mu_{DS}^* - 1)]} \right\}$

PROGETTO SISTEMA DI DISSIPAZIONE

Caso1: ponte stato di fatto ($\zeta_E=0.22$) → Progetto 1

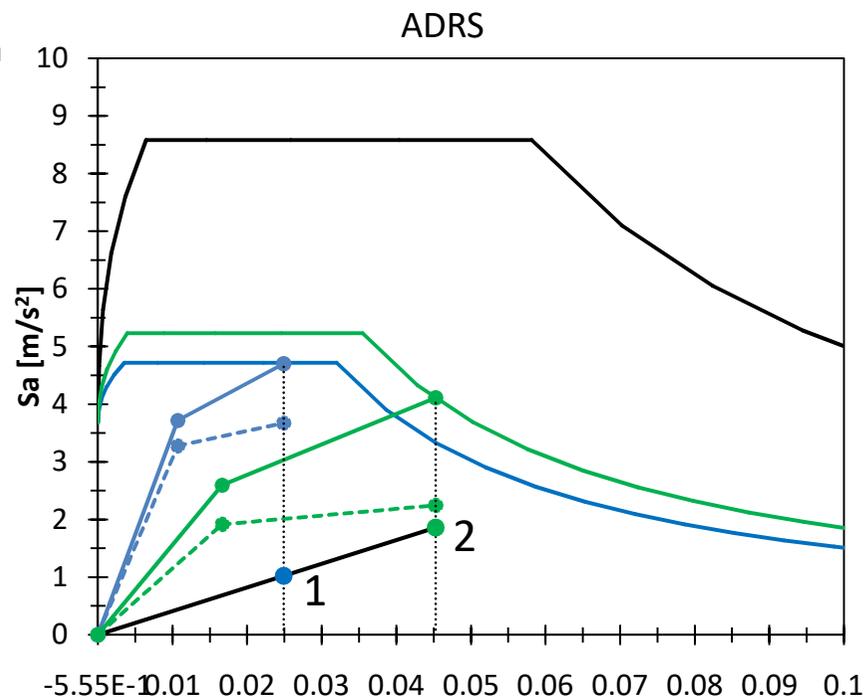
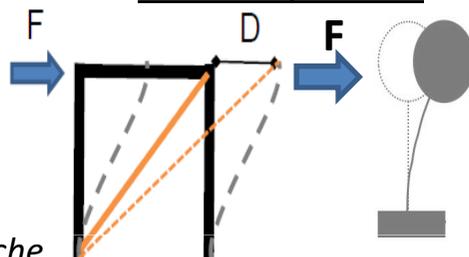
Caso2: ponte con intervento in acciaio che non aumenta rigidezza ($\zeta_E=0.40$) → Progetto 2

Struttura						
Caso	T	m	ζ_E	F	d	ks
-	s	kg	-	kN	mm	N/mm
1	0.95	2694853	0.22	2762	25	110965
2			0.4	5022	45	

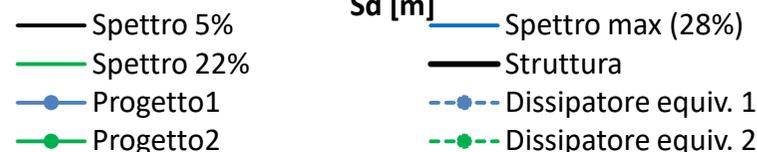
Sistemi in parallelo

Procedura di progettazione iterativa basata sulla curva di capacità

Parametri di progetto adimensionalizzati alle caratteristiche della struttura (variare kd^* , rd , d_{yd}^*)



Progetto	Comportamento struttura	du^*	kd^*	r_s	rd	d_{yd}^*	d_{ysist}^*	ξ^*	F^*	ξ_{sist}
-		-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Elastico	1	7.5	1	0.1	0.43	0.43	0.96	4.65	0.28
2		1	2.8	1	0.1	0.37	0.37	0.71	2.21	0.22



Dove

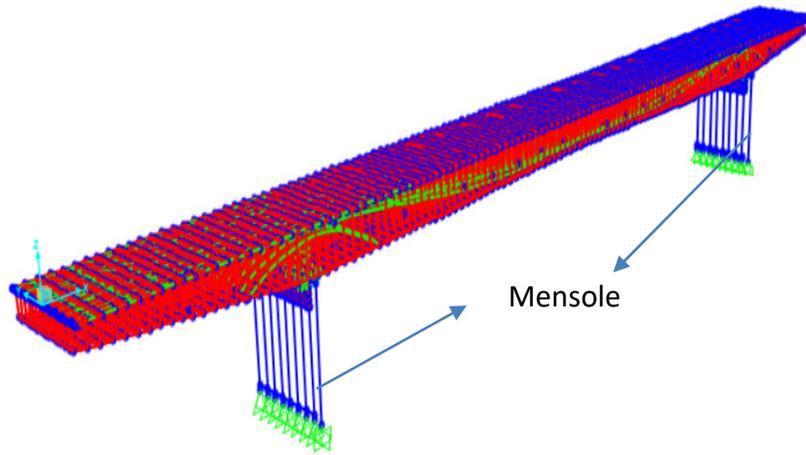
• “s”, “d”, “sist” indicano rispettivamente le caratteristiche della struttura, del dissipatore e del sistema complessivo

- $du^* = dp/dus$
- $kd^* = kd/ks$
- $d_{yd}^* = d_{yd}/du$
- $d_{ysist}^* = d_{ysist}/du$
- $\xi^* = \xi_{sist}/\xi_d$
- $F^* = F_{sist}/F_{us}$
- $\xi_{sist}^* = \xi_{sist} \cdot du/du$

Caratteristiche del dissipatore equivalente teorico

Progetto	Spostamento di progetto	Dissipatore equivalente							Sistema					
		d_{yd}	d_{ud}	F_{yd}	F_{ud}	kd	k_{id}	$\mu_d = \mu_{sist}$	d_{ysist}	d_{usist}	F_{ysist}	F_{usist}	k_{sist}	k_{isist}
-	mm	mm	mm	N	N	N/mm	N/mm	-	mm	mm	N	N	N/mm	N/mm
1	25	11	25	8908	10088	832238	83224	2	11	25	10095	12850	943203	194189
2	45	17	45	5164	6054	310702	31070	3	17	45	7008	11076	421667	142035

PROGETTO SISTEMA DI DISSIPAZIONE



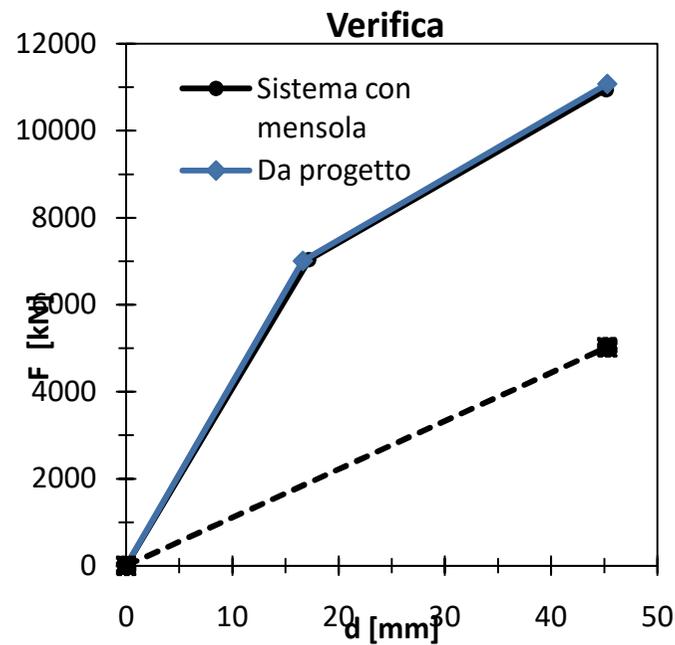
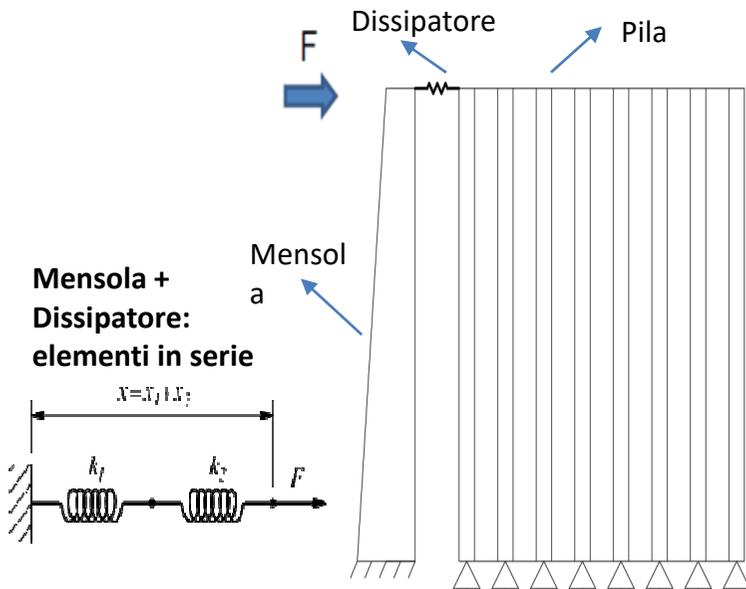
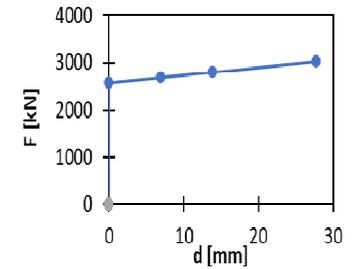
Dissipatore equivalente - Progetto 2 - Mensola + dissipatore								N.
dy_{db}	du_{db}	Fy_{db}	Fu_{db}	k_{db}	ki_{db}	μ_{db}	r_{db}	dispositivi
mm	mm	kN	kN	N/mm	N/mm	-	-	-
17	45	5163.91	6053.66	310.70	31.07	2.72	0.10	2*

*1 mensola per pila con un dispositivo

DISSIPATORE									
$dy_{d,i}$	$Fy_{d,i}$	$k_{d,i}$	$du_{d,i}$	$ki_{d,i}$	$Fu_{d,i}$	μ_d	E	L	diametro
mm	kN	kN/mm	mm	kN/mm	kN	-	MPa	m	mm
11	2582	238	38	16	3027	4	210000	1.00	38

MENSOLA							
hi	$F_{m,i}$	sezione	I	EI	$dy_{m,i}$	$k_{m,i}$	$du_{m,i}$
m	kN	m	mm ⁴	Nmm ²	mm	kN/mm	mm
8.825	2581.9565	2x2-2x2.5	3.26E+12	1.02E+17	6	447	7

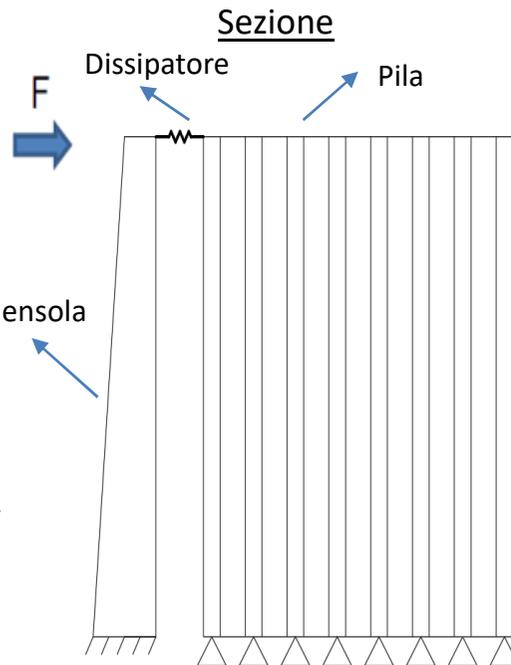
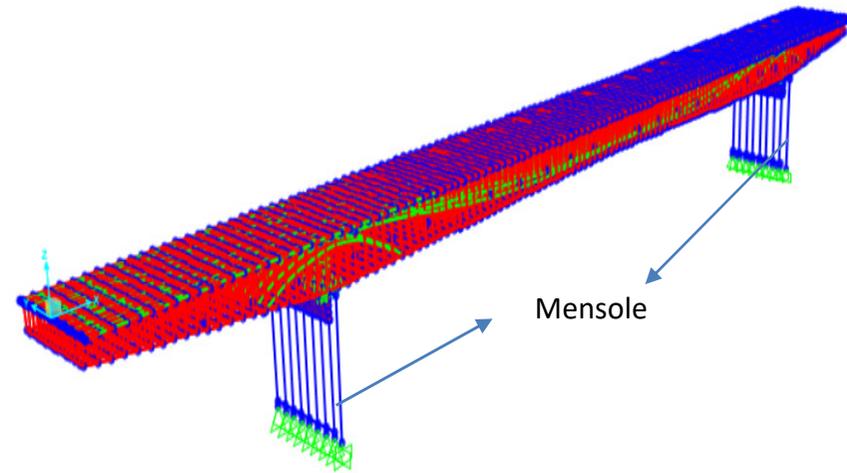
Legame plastico dissipatori



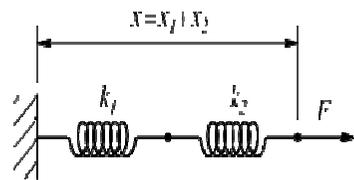
Parametro	Progetto	Verifica	Variatione
dy [mm]	16.62	17.20	3.5%
Fy [kN]	7008.17	7035.71	0.4%
du [mm]	45.26	45.17	-0.2%
Fu [kN]	11075.58	10947.02	-1.2%
μ	2.72	2.63	-3.5%
k_{el} [kN/mm]	421.67	409.11	-3.0%
k_{inc} [kN/mm]	142.04	139.82	-1.6%
ξ [%]	21.90	21.68	-1.0%

Validità
procedura di
progettazione

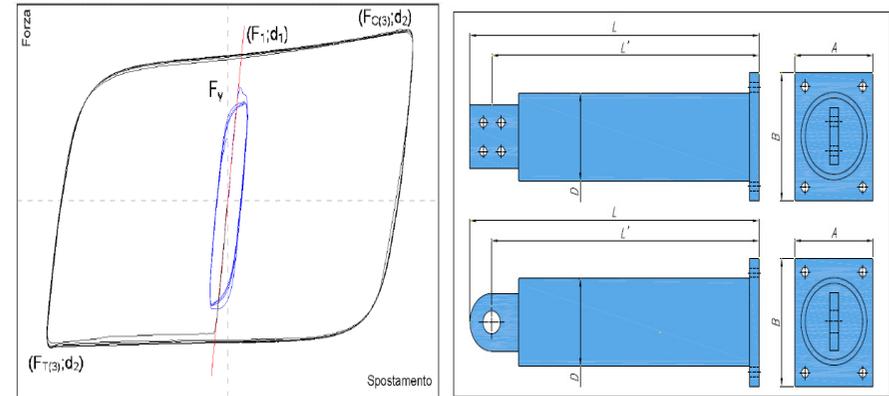
PROGETTO SISTEMA DI DISSIPAZIONE



Mensola + Dissipatore: elementi in serie



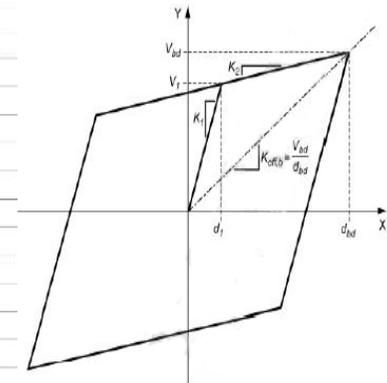
Dissipatore isteretico



CICLO BILINEARE

SIGLA	F ₁ kN	K _e kN/mm	d ₁ mm	F ₂ kN	d ₂ mm	F _{C (3)} kN	F _{C (max)} kN	F _y kN	L _{BRAD} mm	L' _{BRAD} mm	Φ _{BRAD} mm	A mm	B mm	P _{BRAD} kg
BRAD 14/40-b	119	60	1,99	129	20	140	160	96	1560	1510	168	190	230	114
BRAD 21/40-b	178	88	2,02	194	20	210	235	143	1585	1535	168	190	230	122
BRAD 27/40-b	239	123	1,95	254	20	270	280	185	1585	1535	168	190	230	124
BRAD 34/40-b	301	153	1,97	320	20	340	353	233	1625	1565	203	250	290	187
BRAD 46/40-b	417	210	1,98	449	20	480	500	339	1640	1580	203	250	290	196
BRAD 56/40-b	479	242	1,98	519	20	560	580	358	1665	1595	203	250	330	205
BRAD 72/40-b	615	307	2,00	668	20	720	745	461	1730	1640	229	260	350	274
BRAD 82/40-b	700	352	1,99	760	20	819	872	520	1735	1645	229	270	390	269
BRAD 94/40-b	800	399	2,00	868	20	936	996	594	1750	1660	245	270	390	317
BRAD 105/40-b	900	444	2,03	977	20	1053	1121	669	1770	1680	245	270	390	330
BRAD 117/40-b	1000	489	2,04	1085	20	1170	1280	737	1845	1715	245	290	390	340

- F₁ Forza di snervamento (T/C) al 3° ciclo allo spostamento d₁
- K_e Rigidezza ramo elastico
- d₁ Spostamento di snervamento
- F₂ Forza massima media (T/C) allo spostamento d₂
- d₂ Spostamento massimo di progetto
- F_{C (3)} Forza di compressione al 3° ciclo allo spostamento d₂
- F_{C (max)} Forza di compressione massima allo spostamento d₂
- F_y Forza di primo snervamento
- L_{BRAD} Lunghezza dispositivo BRAD
- L'_{BRAD} Lunghezza dispositivo BRAD fino a baricentro bulloni
- Φ_{BRAD} Diametro tubo di contenimento
- A Lato minore della flangia di ancoraggio
- B Lato maggiore della flangia di ancoraggio
- P_{BRAD} Peso del dispositivo



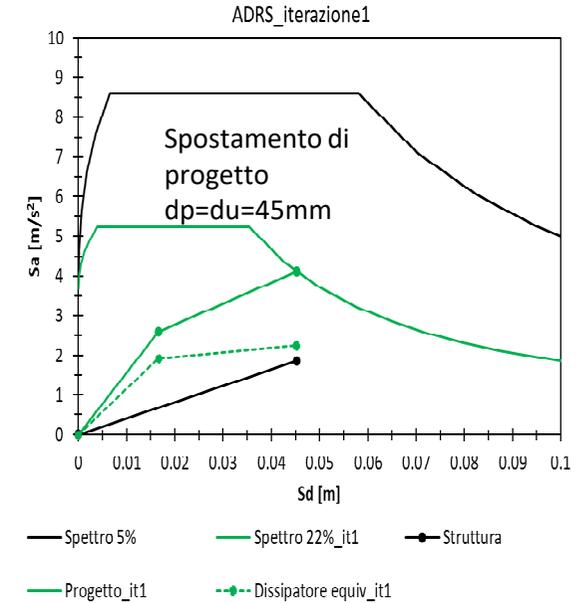
PROGETTO SISTEMA DI DISSIPAZIONE

Iterazione 1 (it1)

Struttura					Progetto							
Comporamento	du _s	Fu _s	ks	m	dy _{sist}	du _{sist}	Fy _{sist}	Fu _{sist}	k _{sist}	ki _{sist}	μ _{sist}	r
-	mm	kN	kN/mm	kg	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm	-	-
Elastico	45	5021.92	110.97	2694852.9	17	45	7008.17	11075.58	421.67	142.04	2.72	0.34

Dissipatore equivalente						N.	Mensole+dissipatori							
dy _{db}	du _{db}	Fy _{db}	Fu _{db}	k _{db}	ki _{db}	mensole	dy _{db,i}	du _{db,i}	Fy _{db,i}	Fu _{db,i}	k _{db,i}	ki _{db,i}	μ _{db,i}	r _{db,i}
mm	mm	kN	N	kN/mm	kN/mm	-	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm	-	-
17	45	5163.91	6053.66	310.70	31.07	4*	17	45	1290.98	1513.41	77.68	7.77	2.72	0.10

* 2 mensole per lato pila

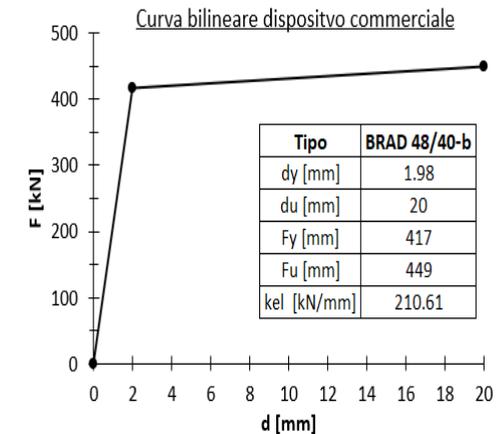


Scelta del tipo e numero dei dispositivi in base alla soglia di snervamento

FY _{db}		Dissipatori											
Tipo	n.per mensola	dy _{d,i}	Fy _{d,i}	k _{d,i}	du _{d,i}	r _d	ki _{d,i}	Fu _{d,i}	μ _d	E	L	A	diametro
BRAD 48/40-b	3	1.98	1247.40	630.00	20	0.01	5.33	1343.40	10.10	210000	1.00	3000	61.80

Mensole										
hi	Fy _{m,i}	Fu _{m,i}	E	B	H**	I	EI	dy _{m,i}	k _{m,i}	du _{m,i}
m	kN	kN	MPa	m	m	mm ⁴	Nmm ²	mm	kN/mm	mm
8.825	1290.98	1513.41	31476	2.82	1.40	6.45E+11	2.03E+16	15	88.60	17

**lato parallelo alla direzione dell'azione orizzontale



Verifica di compatibilità

$$k_{db}^{serie} = \frac{k_m k_d}{k_m + k_d} \quad k_{db}^{serie} = \frac{k_{im} k_{id}}{k_{im} + k_{id}} \quad \longrightarrow \quad r_{db} = \frac{k_{db}^{serie}}{k_{db}^{progetto}} = r_{db}^{progetto} \quad \longrightarrow \quad 0.065 \neq 0.1 \quad \longrightarrow \quad \text{Iterare su } r_{db} \text{ in fase di progetto per verificare l'uguaglianza}$$

$$\mu_d = \frac{d_U - V_{db,u}/k_m}{V_{db,y}/k_d} \leq \mu_{d,Rd} \quad \longrightarrow \quad 13.75 > 10.10 \quad \longrightarrow \quad \text{Ridurre duttilità prevista in fase di progetto (aumentare valore di dyd*)}$$

PROGETTO SISTEMA DI DISSIPAZIONE

Progetto 2: Dispositivi commerciali

Verificare la compatibilità tra dispositivi commerciali (duttilità e incrudimento) e il progetto → progettazione iterativa

Iterazione finale (itf)

Struttura					Progetto							
Comporamento	du _s	Fu _s	ks	m	dy _{sist}	du _{sist}	Fy _{sist}	Fu _{sist}	ksist	ki _{sist}	μ _{sist}	r
-	mm	kN	kN/mm	kg	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm	-	-
Elastico	45	5021.92	110.97	2694852.9	25	45	9667	12456	388	137	1.82	0.35

Dissipatore equivalente						N.	Mensole+dissipatori							
dy _{db}	du _{db}	Fy _{db}	Fu _{db}	k _{db}	ki _{db}	mensole	dy _{db,i}	du _{db,i}	Fy _{db,i}	Fu _{db,i}	k _{db,i}	ki _{db,i}	μ _{db,i}	r _{db,i}
mm	mm	kN	N	kN/mm	kN/mm	-	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm	-	-
25	45	6905	7434	277	26	4*	24.89	45.26	1726.28	1858.52	69.35	6.49	1.82	0.09

* 2 mensole per lato pila

Scelta del tipo e numero dei dispositivi in base alla soglia di snervamento

FY _{db}		Dissipatori											
Tipo	n.per mensola	dy _{d,i}	Fy _{d,i}	k _{d,i}	du _{d,i}	r _d	ki _{d,i}	Fu _{d,i}	μ _d	E	L	A	diametro
BRAD 48/40-b	4	1.98	1663.20	840.00	20.00	0.01	7.10	1791.20	10.10	210000	1.00	4000	71.36

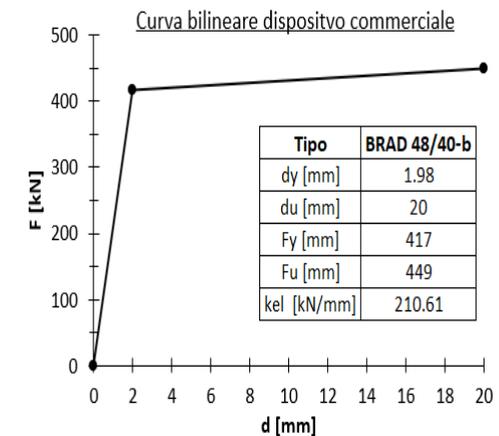
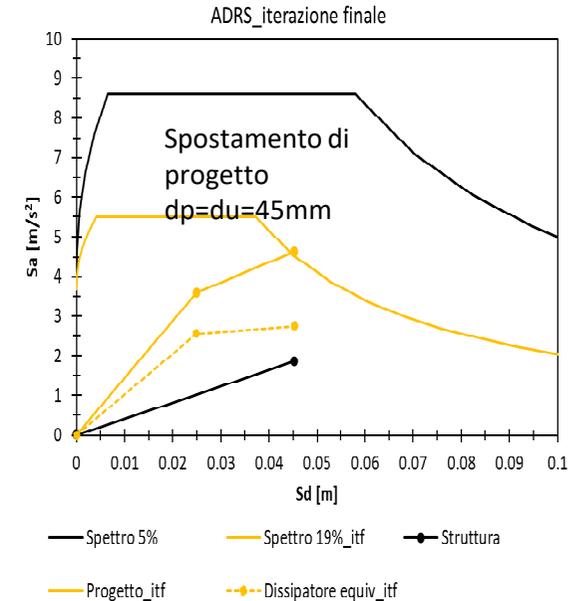
Mensole										
hi	Fy _{m,i}	Fu _{m,i}	E	B	H**	I	EI	dy _{m,i}	k _{m,i}	du _{m,i}
m	kN	kN	MPa	m	m	mm ⁴	Nmm ²	mm	kN/mm	mm
8.825	1726.28	1858.52	31476	2.41	1.40	5.50E+11	1.73E+16	23	75.59	25

** lato parallelo alla direzione dell'azione orizzontale

Verifica di compatibilità

$$k_{db}^{serie} = \frac{k_m k_d}{k_m + k_d} \quad k_{db}^{serie} = \frac{k_{im} k_{id}}{k_{im} + k_{id}} \quad \longrightarrow \quad r_{db} = \frac{k_{db}^{serie}}{k_{db}^{progetto}} = r_{db}^{progetto} \quad \longrightarrow \quad 0.09 = 0.09 \quad \longrightarrow \quad \text{ok}$$

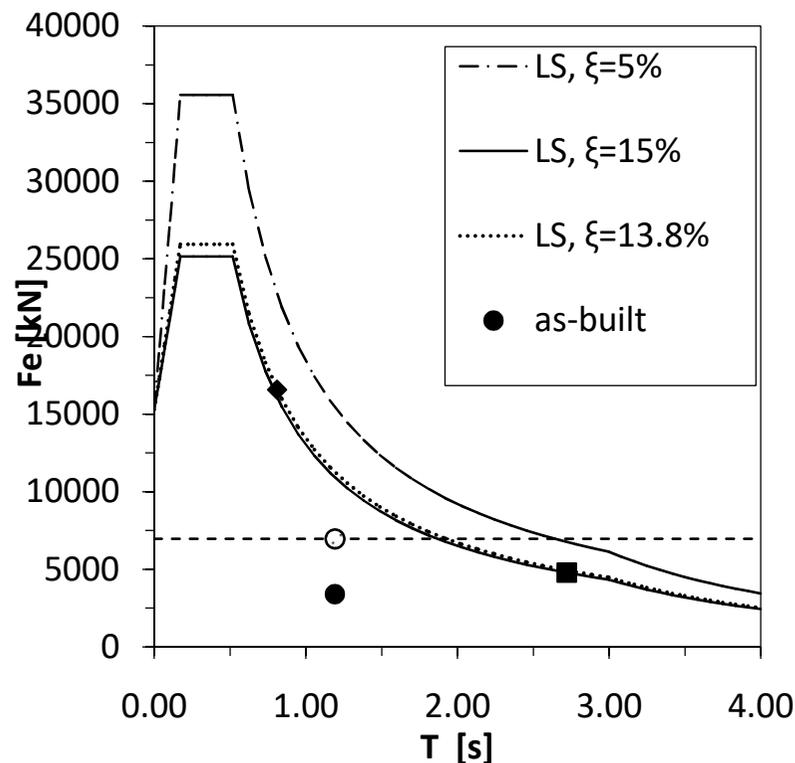
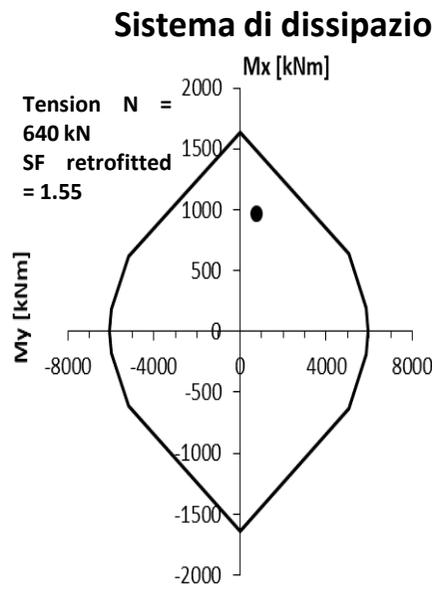
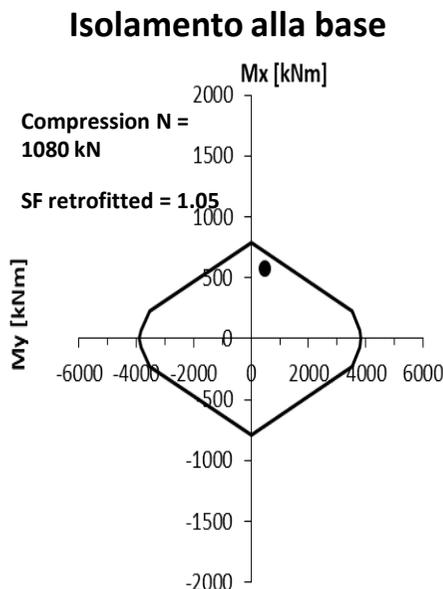
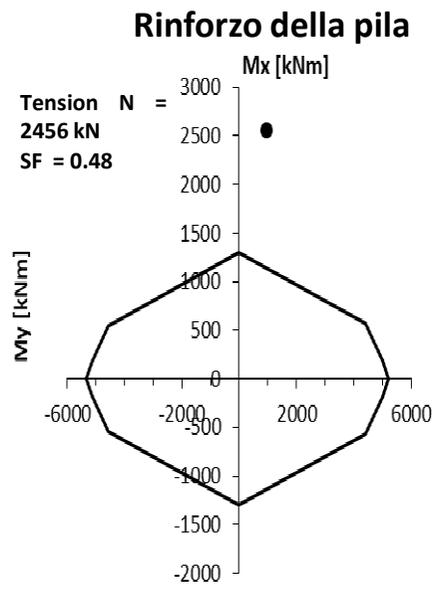
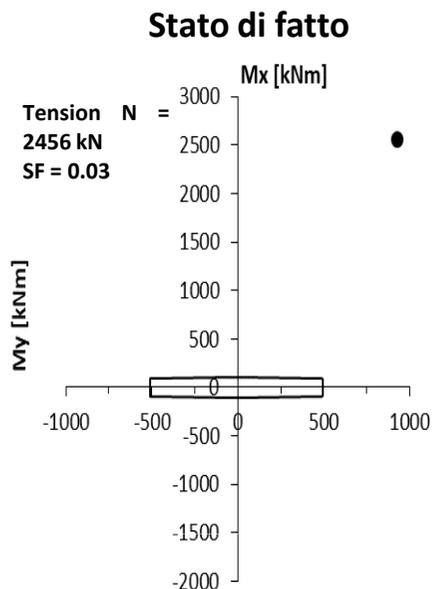
$$\mu_d = \frac{d_u - V_{db,u}/k_m}{V_{db,y}/k_d} \leq \mu_{d,Rd} \quad \longrightarrow \quad 10.05 < 10.10 \quad \longrightarrow \quad \text{ok}$$



Confronto degli interventi

Effetto sulla domanda sismica

Domini di resistenza della sezione più sollecitata della pila

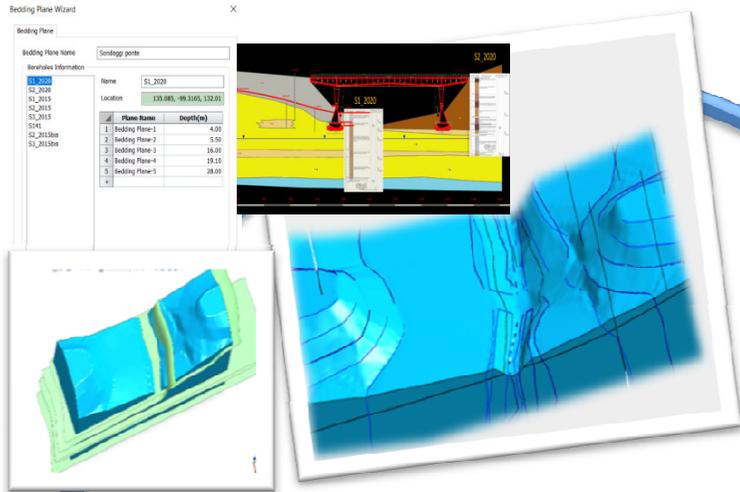


- Rinforzo della pila: aumento della forza sismica fino alla capacità della fondazione a parità di periodo
- Isolamento alla base: aumento del periodo di 2.3 volte e riduzione del 40% della domanda
- Sistema di dissipazione: riduzione del periodo da 1.19s a 0.81s, incremento significativo della forza sismica F_e (smorzamento equivalente del 13.8%) ma con ripartizione tra sistema esterno (58% di F_e) e ponte esistente (42% di F_e)

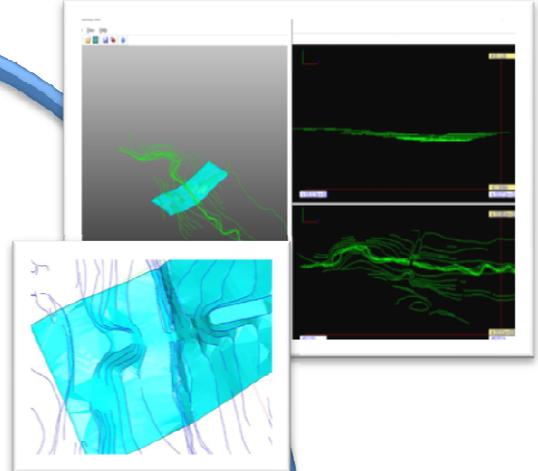
CONCLUSIONI

- L'aumento della capacità della struttura potenziando la resistenza dei pilastri può anche aumentare la rigidezza del ponte, riducendone il periodo di vibrazione e incrementando la domanda sismica. Questo risultato elimina il vantaggio dell'elevata deformabilità che spesso caratterizza i ponti non progettati per azioni sismiche. Pertanto, la progettazione deve essere eseguita ottimizzando l'incremento di resistenza e accrescendo la domanda, soprattutto in considerazione della capacità della fondazione;
- Il rinforzo di pilastri in c.a. mediante gabbie in acciaio può migliorare la resistenza a flessione e a taglio degli elementi con una piccola variazione della rigidezza;
- L'applicazione dell'isolamento della base offre la soluzione più efficiente per l'adeguamento sismico, riducendo la domanda sismica sulla struttura e sulla fondazione; tuttavia, le difficoltà di realizzazione e manutenzione (sostituzione degli isolatori) devono essere considerate in fase di progettazione, che può risultare più impegnativa per tipologie di ponte diverse dai semplici impalcati in appoggio.
- L'utilizzo di dispositivi dissipativi collegati a strutture esterne di contrasto (in c.a. o in acciaio) è una soluzione meno invasiva per il ponte rispetto all'isolamento di base, è un compromesso tra la riduzione della domanda sismica e l'aumento della resistenza della struttura, ma affronta la nuova capacità su una struttura esterna con un semplice processo di costruzione e esigenza di manutenzione. Inoltre, nella soluzione con traliccio esterno in acciaio come struttura di contrasto, si può studiare un migliore inserimento nell'ambiente.

SVILUPPI IN CORSO: INFLUENZA DELLA INTERAZIONE TERRENO_STRUTTURA (SSI) SULLA RISPOSTA DINAMICA

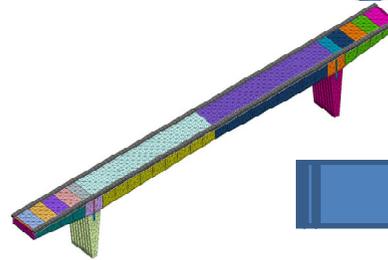
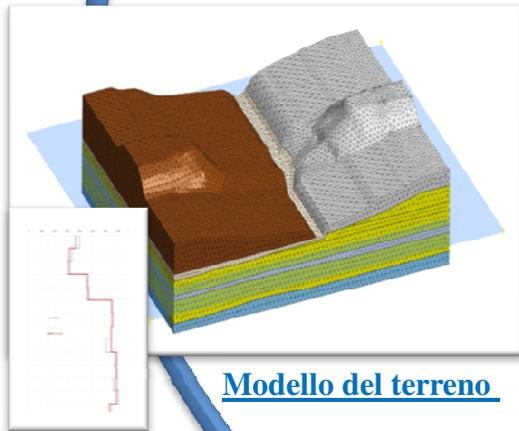


Linee di controno → creazione della superficie topografica

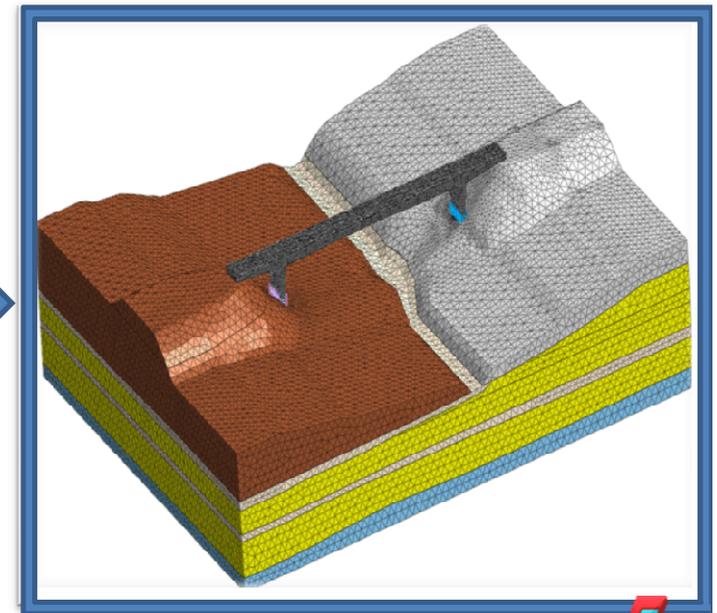


Reale geometria della fondazione con modellazione del terreno: sarà possibile tenere conto di effetti dovuti alla falda .

Boreholes+HVSR+SPT→Modello geotecnico del terreno



Modello della fondazione

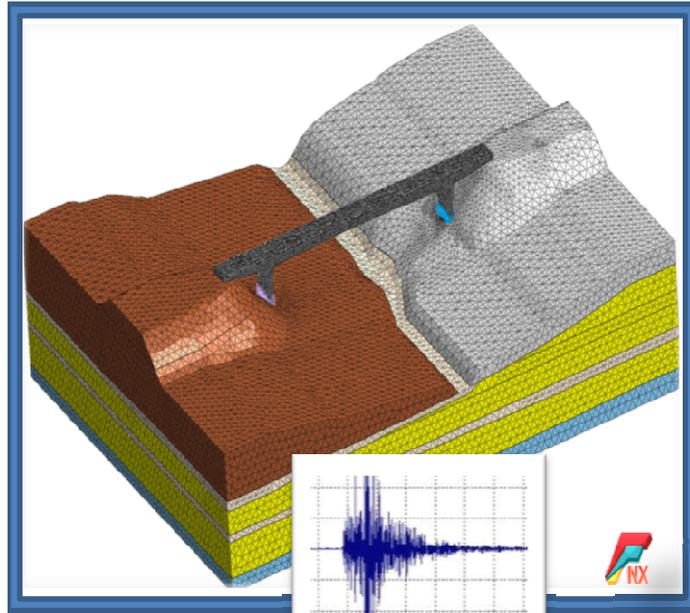


SSI- METODO DIRETTO

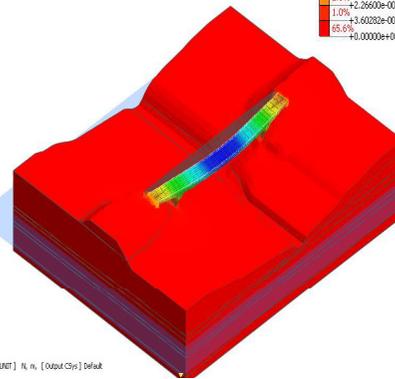


SVILUPPI IN CORSO: INFLUENZA DELLA INTERAZIONE TERRENO_STRUTTURA (SSI) SULLA RISPOSTA DINAMICA

SSI- METODO DIRETTO



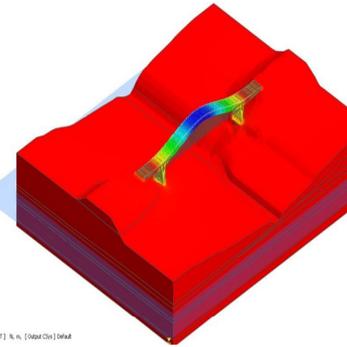
frequenza di 1.56 Hz



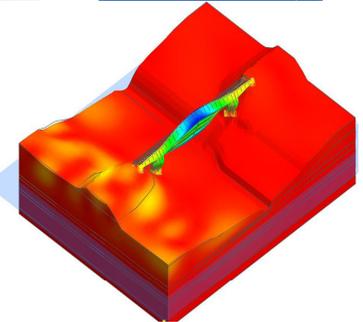
Identificazione dinamica tenendo conto di SSI

INTERAZIONE SUOLO_STRUTTURA (SSI)

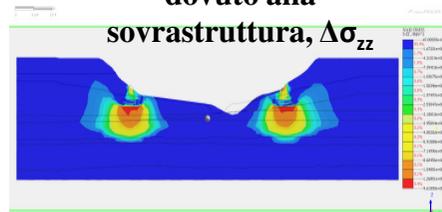
frequenza di 6.05 Hz



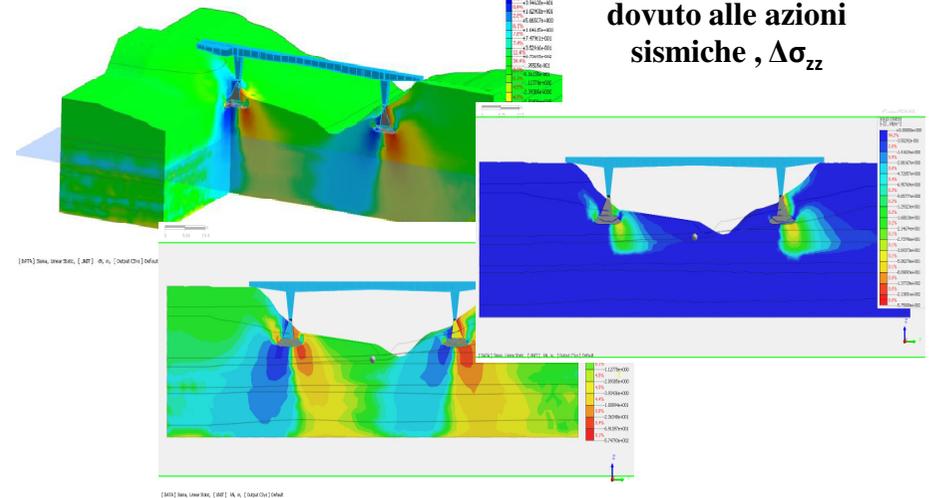
frequenza di 2.08 Hz



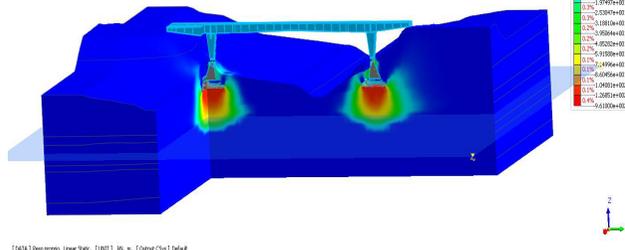
Incremento delle tensioni geostatiche dovuto alla sovrastruttura, $\Delta\sigma_{zz}$



Incremento delle tensioni geostatiche dovuto alle azioni sismiche, $\Delta\sigma_{zz}$



Condizioni di tensione geostatica, σ_{zz}



[2414] Post-proc. Linear Static, [UNIT] N, m, [Output Class] Default

[2415] Post-proc. Linear Static, [UNIT] N, m, [Output Class] Default



C.U.G.R.I.
Consorzio inter-Universitario
per la Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi
Università di Salerno - Università di Napoli "Federico II"



Morandi diceva

“Non esiste mai un'unica soluzione, ma ne esistono tante”

Soprattutto per le strutture esistenti che sono state progettate con metodologie molto diverse tra loro e tecnologie non sempre standardizzate da una normativa le soluzioni ottimali per l'adeguamento sono molto specifiche e devono tenere in conto la sostenibilità e durabilità'

Ci vogliono linee guida ma soprattutto una buona ingegneria