

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERE PARTE IN TERRITORIO ITALIANO
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 /LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C /CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927
OPERE D'ARTE**

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO RAMPA DI USCITA - VIADOTTO "B"

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	2
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot	Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie						

E	C	L	O	C	0	5	0	1	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

Empty box for specialist integration details.

SCALA / ÉCHELLE

-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor details.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager details.

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DESCRIZIONE	4
3. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE	7
4. MATERIALI	7
4.1.1 Calcestruzzo per magrone	7
4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione (Pile e spalle)	7
4.1.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle)	8
4.1.5 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)	9
4.1.7 Calcestruzzo per cordoli e baggioli	10
4.2 Acciai	10
4.2.1 Acciaio per armatura lenta	10
5. MODELLO DI CALCOLO	11
5.1 Descrizione	11
5.2 Modello viadotti condizioni di carico statiche	13
5.3 Modello viadotti condizioni di carico sismiche	13
5.3.1 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento	14
6. CARICHI DI PROGETTO	17
6.1 Peso proprio impalcato metallico	17
6.1.1 Peso proprio soletta in c.a.	18
6.1.2 Peso proprio pile in c.a.	19
6.2 Permanenti	19
6.3 Carichi Accidentali	20
6.3.1 Carico Accidentale folla	20
6.3.2 Carico Accidentale mezzi	20
6.3.3 Azione longitudinale di frenamento	21
6.3.4 Azione trasversale centrifuga	21
6.4 Azione del vento	22
6.5 Resistenze parassite dei vincoli (Q7)	22
6.6 Effetti della temperatura	22
6.6.1 Variazione termica uniforme	22
6.6.2 Variazione termica differenziale trave – soletta	23
6.7 Effetti dovuti al ritiro	23
6.8 Cedimenti differenziali	23
6.9 Azione sismica	25
7. COMBINAZIONI DI PROGETTO	25
8. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	26
8.1 Premessa	26
8.2 Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila	27
8.3 Azioni sugli appoggi	30
9. VERIFICHE	31
9.1 Fusto pile	31
9.1.1 Premessa	31

9.1.2	Verifica a pressoflessione deviata.....	32
9.1.3	Verifica combinata a taglio e torsione	38
9.2	Plinti di fondazione.....	42
9.2.1	Premessa.....	42
9.2.2	Verifica a flessione e taglio.....	43
9.3	Pali di fondazione	45
9.3.1	Premessa.....	45
9.3.2	Azioni massime sui pali	45
9.3.2.1	Premessa.....	45
9.3.2.2	Tabelle di sintesi	46
9.3.3	Verifica a pressoflessione	47
9.3.4	Verifica a taglio.....	50
9.5	Pulvini.....	52
9.6	Baggioli.....	55

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Inquadramento generale geometria pile	5
Figura 2	– Plinto tipologico	6
Figura 3	– Geometria del modello di calcolo.....	11
Figura 4	– Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.....	12
Figura 5	– Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna.....	13
Figura 6	– Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B.....	14
Figura 7	– Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato.....	21
Figura 8	– Sezione di verifica allo spiccato	32
Figura 9	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	33
Figura 10	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	34
Figura 11	– Sezione di verifica allo spiccato	35
Figura 12	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	36
Figura 13	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	37
Figura 14	– Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli.....	38
Figura 15	– Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione.....	39
Figura 16	– Schema di calcolo plinto di fondazione	43
Figura 17	– Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici	46
Figura 18	– Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP4-UP5.....	49
Figura 19	– Schemi tirante-puntone di riferimento.....	52
Figura 20	– Effetti elementari per carichi unitari (100kN).....	53
Figura 21	– Armature di progetto per i vari elementi.....	54
Figura 22	– Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari.....	55

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dei lavori di realizzazione della Linea Ferroviaria Alta Velocità Torino-Lione, Lotto 04C ed in particolare della realizzazione del "Nuovo Svincolo de La Maddalena sulla A32" nel comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora in prossimità delle "Gorge di Susa", il presente documento ha per oggetto la verifica strutturale delle pile del Viadotto "B" e, più in dettaglio, dei seguenti elementi:

- fusto pila
- plinto di fondazione
- palo di fondazione
- pulvino
- baggioli

2. DESCRIZIONE

Le pile in esame sono costituite da elementi scatolari a sezione prismatica, di dimensione longitudinale e trasversale costante per un primo tratto di 7.00m al di sotto dell'intradosso pulvino, che diventa variabile parabolicamente con l'altezza, in analogia alle pile del viadotto Clarea esistente.

Più in dettaglio, la sezione di sommità (sezione minima) ha dimensioni $B_{long} \times B_{trasv} = 2.70 \times 5.40m$ che variano fino ad un massimo di 6.25×3.55 in corrispondenza della pila UP5. I setti presentano spessore costante in altezza e pari a 0.40m, ringrossati alle estremità fino a 1.10m.

Il raccordo tra pila ed impalcato è realizzato mediante un pulvino massivo, di spessore 1.00m, dimensioni in pianta $B_{long} \times B_{trasv} = 3.70 \times 6.40m$, che si raccorda linearmente al fusto pila lungo un tratto di 2.00m.

All'estradosso del pulvino si prevedono baggioli a pianta quadrata, lato 1.25m, alti mediamente 0.30m. In generale, sulle pile di continuità sono presenti n.2 baggioli/appoggi, centrati rispetto all'asse del fusto, mentre sulle pile terminali è necessario prevedere n.2+2 baggioli/appoggi (n.2 per ciascun impalcato), eccentrici longitudinalmente di 1.10m.

Al fine di ottimizzare geometrie ed armature delle pile e delle fondazioni, si prevede l'impiego di isolatori a scorrimento a superficie curva (*frictium pendulum*).

Le fondazioni sono di tipo indiretto, con plinti massivi di forma circolare impostati su pali "ravvicinati" ($i < 3D$) a realizzare, di fatto, un diaframma equivalente di fondazione. Per il viadotto in esame si hanno due plinti tipologici:

- Pile UP4 e UP5: plinto circolare $\phi 11.450m$

I pali sono di grande diametro ($\phi 800$), trivellati con camicia di rivestimento, differenziati in lunghezza tra le varie pile ed in particolare

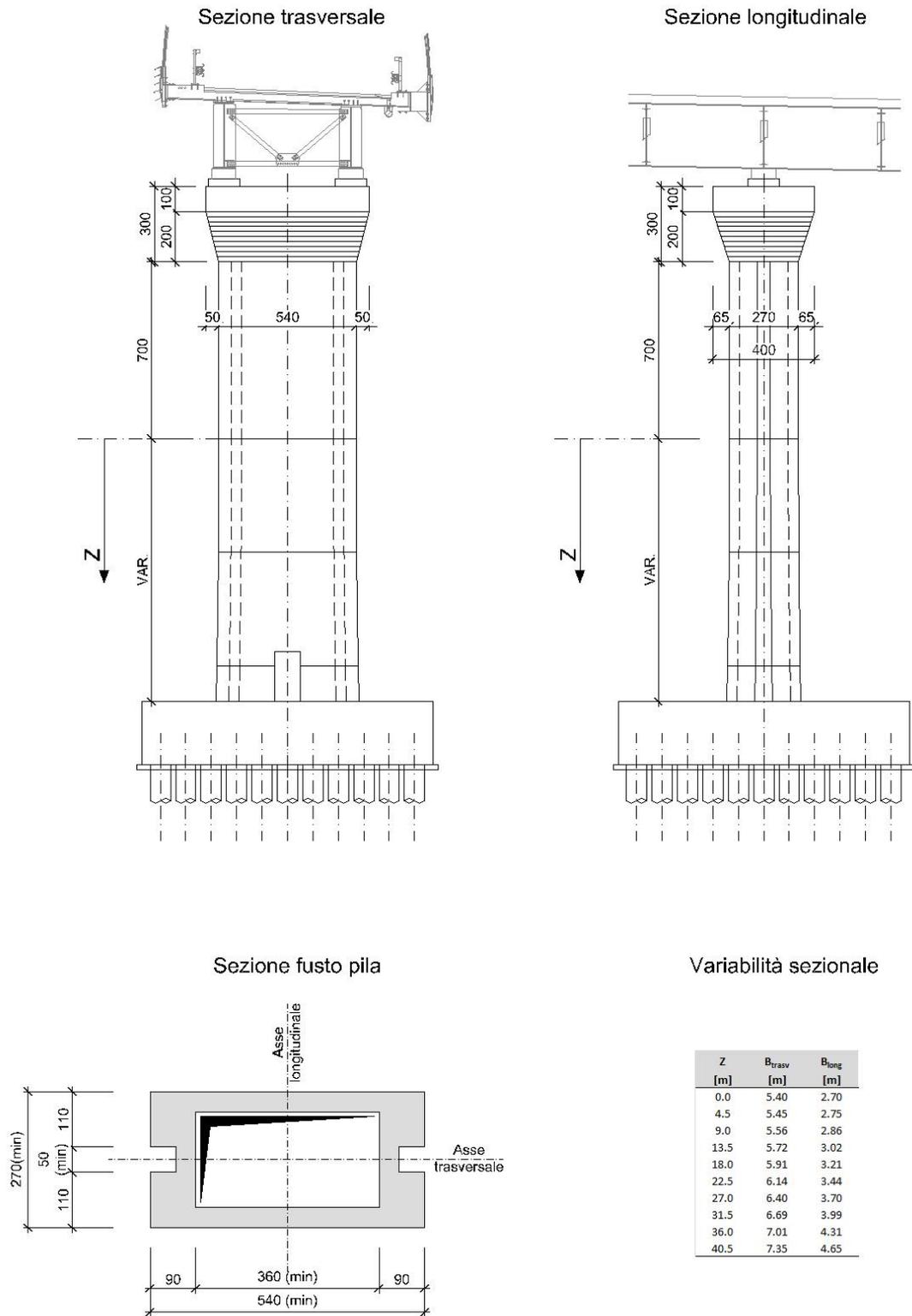


Figura 1 – Inquadramento generale geometria pile

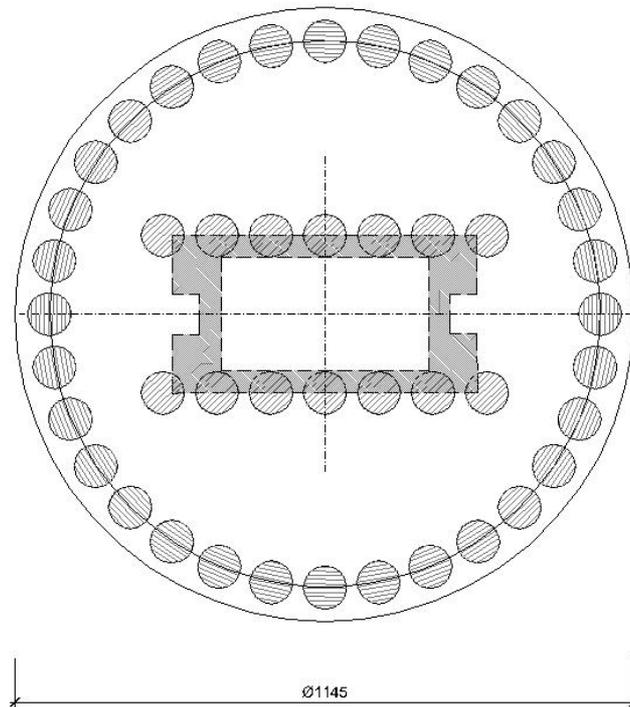


Figura 2 – Plinto tipologico

3. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE

Per quanto riguarda i riferimenti normativi, bibliografici e i software principali impiegati, si rimanda all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione".

4. MATERIALI

4.1.1 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45	N/mm ²
Contenuto minimo di cemento		150	kg/mc

4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione (Pile e spalle)

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.9	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.9	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	14.94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.60	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

4.1.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle)

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.39	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Contenuto minimo di cemento		320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

4.1.5 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.2	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²
		XC4,	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

4.1.7 Calcestruzzo per cordoli e baggioli

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	45.35	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	21.16	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	4.02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.81	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$		
	%	5.226	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	4.824	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.87	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	6.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	4.21	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	34625	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	21	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	15.75	N/mm ²
		XC4,	
		XF2	
Classe di esposizione		XD3	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

4.2 Acciai

4.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

5. MODELLO DI CALCOLO

5.1 Descrizione

Il programma di calcolo adottato (Midas Civil 2016 v.1.1) consente di modellare le geometrie dei viadotti dello svincolo e tutte le condizioni di carico della tipologia di ponte in esame.

E' stato creato un modello 3-D ad elementi finiti di tipo "beam" dello svincolo in uscita comprensivo di elementi di pile e impalcati secondo la geometria reale di tracciato altimetrico e planimetrico.

In particolare le pile, che sono caratterizzate alla base da un tratto rastremato con profilo parabolico, sono state modellate con elementi finiti a geometria variabile e con assi locali ruotati in funzione dell'effettiva orientazione degli assi trasversali e longitudinali. Gli elementi finiti che compongono il fusto delle pile sono stati definiti con una lunghezza pari a circa 3 m.

I pulvini sono stati modellati con elementi finiti di tipo "beam" caratterizzati dalla inerzia e massa effettiva.

Gli impalcati sono stati modellati con travi continue in cui la posizione dei nodi, tramite un offset verticale rispetto al baricentro, è riferita alla quota d'estradosso di mezzzeria della sezione. In corrispondenza delle pile, sono stati inseriti dei "link rigidi" di collegamento tra gli elementi di trave dell'impalcato e gli elementi rappresentativi degli apparecchi d'appoggio.

Le sezioni d'impalcato, differenziate a tratti sulla base dei differenti conci di trave in progetto, sono caratterizzate da proprietà geometriche, quali aree e inerzie flessionali e torsionali, omogeneizzate al modulo elastico dell'acciaio.

In corrispondenza della pila UP6 sono stati introdotti azioni orizzontali e verticali in asse appoggi, rappresentative dei carichi provenienti dall'impalcato in affiancamento.

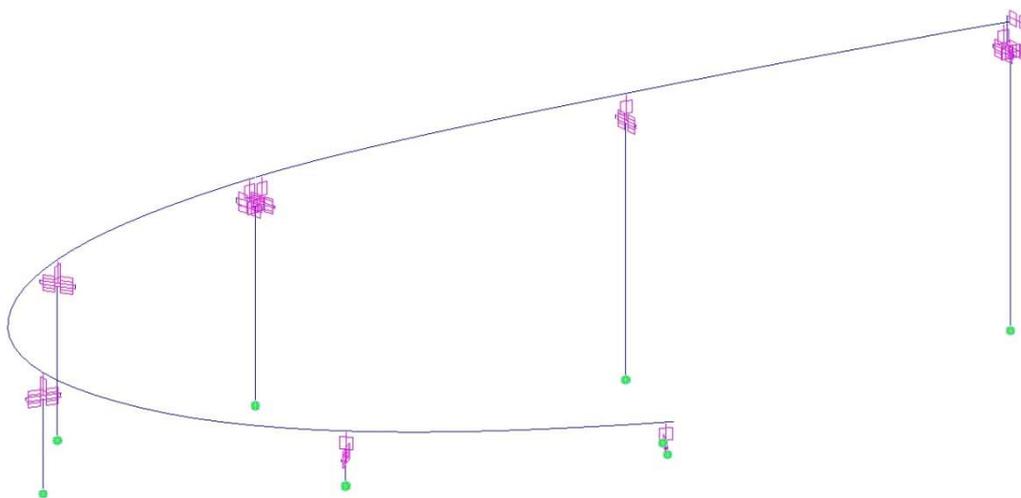


Figura 3 – Geometria del modello di calcolo

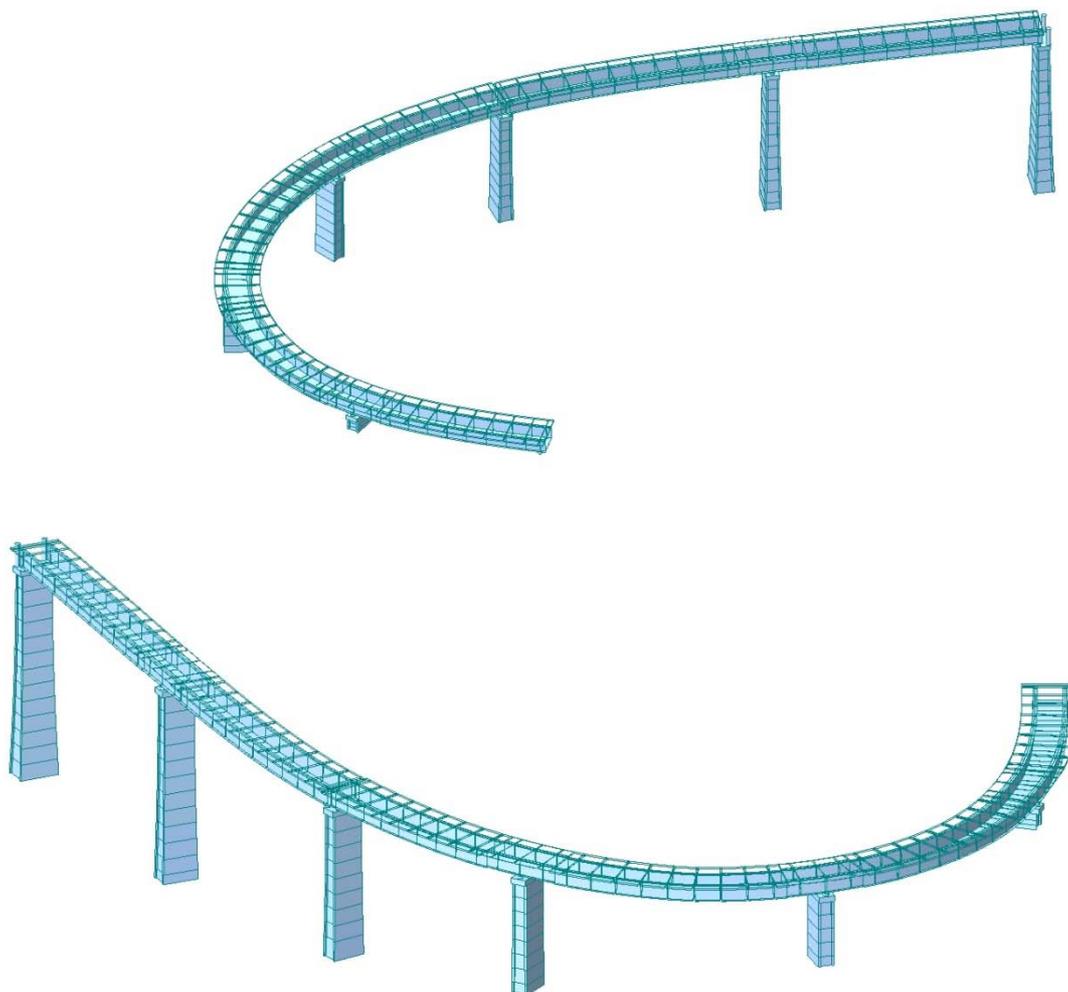


Figura 4 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.

Il modello ad elementi finiti è caratterizzato dalla definizione di gruppi per cui sono definiti elementi, vincoli e carichi.

Ai fini delle verifiche delle pile sotto diverse condizioni di carico, quali i carichi statici (SLU e SLE) e sismici (SLU e SLD), sono stati creati modelli di calcolo differenti.

Le convenzioni adottate per elementi e carichi sono:

- Il sistema di riferimento locale per le pile è il seguente:
 - origine nel nodo iniziale dell'asta;
 - asse x coincidente con l'asse longitudinale della pila
 - asse y coincidenti con l'asse della pila trasversale rispetto all'impalcato
 - asse z coincidenti con l'asse della pila longitudinale rispetto all'impalcato
- Il sistema di riferimento locale per l'impalcato è il seguente:
 - origine nel nodo iniziale dell'asta;
 - asse x coincidente con l'asse longitudinale dell'impalcato

asse y appartenente al piano dell'impalcato e diretto trasversalmente

asse z perpendicolare al piano dell'impalcato

- I carichi sono assegnati con riferimento al sistema di riferimento assoluto oppure al sistema di riferimento locale dell'elemento.
- Le unità di misura utilizzate: kN (per le forze), m (per le lunghezze).

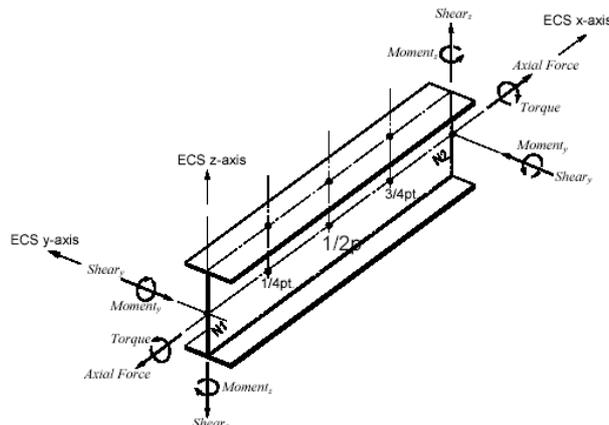


Figura 5 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

Lo schema di vincolo fra impalcato e pulvino è costituito da una coppia di appoggi tipo isolatori.

Gli isolatori costituiscono un vincolo elastico con rigidezza differenziata per le forze e distorsioni statiche e per le forze sismiche. Negli impalcato non è quindi previsto un vincolo rigido fisso in direzione longitudinale e trasversale.

5.2 Modello viadotti condizioni di carico statiche

L'analisi dei viadotti è stata condotta nell'ipotesi di sollecitazioni a fine costruzione, in cui sono stati considerati tutti i carichi permanenti ed accidentali descritti nel capitolo § 0 ad eccezione del sisma.

5.3 Modello viadotti condizioni di carico sismiche

Per effettuare l'analisi della struttura in condizioni sismiche è stato distinto il modello di calcolo per i viadotti A e B rispetto al viadotto in affiancamento, così da poter cogliere in maniera più corretta i modi propri di vibrare delle strutture e le rispettive masse partecipate.

Il carico sismico, sia nella componente orizzontale che verticale, è stato modellato tramite spettri di accelerazione ed il calcolo della risposta della struttura è stata effettuata mediante combinazione delle forme modali. Le sollecitazioni e gli spostamenti sono stati combinati con la regola CQC (Complete Quadratic Combination), che consente di calcolare in modo corretto la risposta quando forme modali hanno periodi propri molto ravvicinati.

Il numero dei modi di vibrare impiegati per le analisi sismiche è risultato in genere sempre maggiore di 100, fino a raggiungere un valore di massa partecipata nelle tre direzioni maggiore o uguale all'85 %.

Le componenti orizzontali X e Y del sisma sono state orientate secondo i due assi di riferimento globali, mostrati nella figura a seguire, in relazione al tracciato planimetrico degli impalcato. Si può osservare che gli assi X e Y sono orientati rispettivamente in direzione

perpendicolare e parallela all'impalcato A in corrispondenza della pila UP2, mentre risultano pressochè paralleli e perpendicolari all'impalcato B.

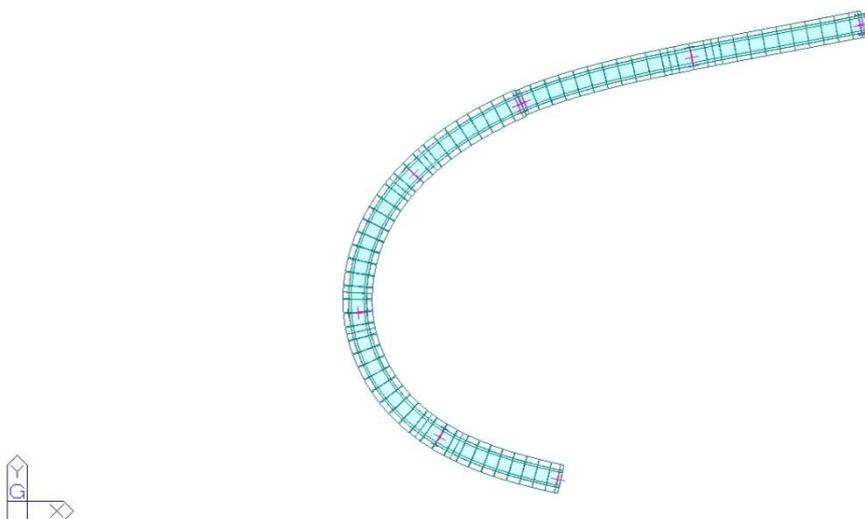


Figura 6 – Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B

Le due componenti orizzontali e la componente verticale sono state sommate secondo le seguenti tre combinazioni, che tengono conto della non contemporanea concomitanza del valore massimo dell'azione sismica nelle tre direzioni principali:

	A_{Ex}	A_{Ey}	A_{Ez}
E_1	± 0.30	± 1.00	± 0.30
E_2	± 1.00	± 0.30	± 0.30
E_3	± 0.30	± 0.30	± 1.00

Per il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto della pila e in fondazione è stato adottato, conformemente alla normativa, lo spettro corrispondente allo SLV.

In luogo di appoggi fissi e scorrevoli, saranno adottati come sistemi di vincolo per gli impalcati isolatori ad attrito (friction pendulum). In virtù di questi dispositivi si ipotizza che gli elementi strutturali si mantengano in campo elastico: è stato quindi adottato un coefficiente di struttura pari a $q = 1$.

5.3.1 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento

Il coefficiente d'attrito dinamico è il parametro più importante che governa il comportamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva (friction pendulum).

La rigidità equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente adottato nel modello di calcolo possono essere calcolati con le seguenti formule:

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

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

Come si può vedere dalle formule qui riportate, sia la rigidezza equivalente sia il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente dipendono dallo spostamento. E' stata quindi adottata una procedura iterativa, che ha portato ai seguenti valori di coefficiente d'attrito per gli appoggi del Viadotto A:

	N _{SLU} Carico verticale massimo in condizioni non sismiche [kN]	N _{Sd} Carico verticale in combinazione quasi permanente [kN]	N _{Ed} Carico verticale massimo in combinazione sismica SLC [kN]	N _{Ed,max} Carico verticale massimo di progetto dell'ISOLATORE [kN]	μ _i Coefficiente d'attrito	Ke Rigidezza equivalente [kN/mm]
UP4I	3506	973	1538	3100	10%	1.54
UP4E	5095	1864	2448	3100	10%	1.54
UP5I	11820	5050	6319	9300	9%	4.54
UP5E	11528	5245	6553	9300	9%	4.54
UP6I	4269	1363	2376	3100	10%	1.49
UP6E	3888	1274	2286	3100	10%	1.49

R_{eq}	3100
μ_{medio}	9.5%

Con $d \cong 180$ mm $R = 3100$ mm e $\mu_{\text{medio}} = 9.23\%$ risulta:

$$\xi_e = 0.391$$

Poiché nella definizione dello spettro di calcolo si ha:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = 0.476 < 0.55$$

Come prescritto dalle Norme Tecniche è stato quindi adottato $\eta = 0.55$.

Per la modellazione della rigidezza degli isolatori è stata imposta agli elementi beam di collegamento tra impalcato e pulvino una rigidità a taglio modificata in funzione dei valori di Ke riportati in tabella.

Imponendo:

$$EJ \rightarrow \infty$$

e

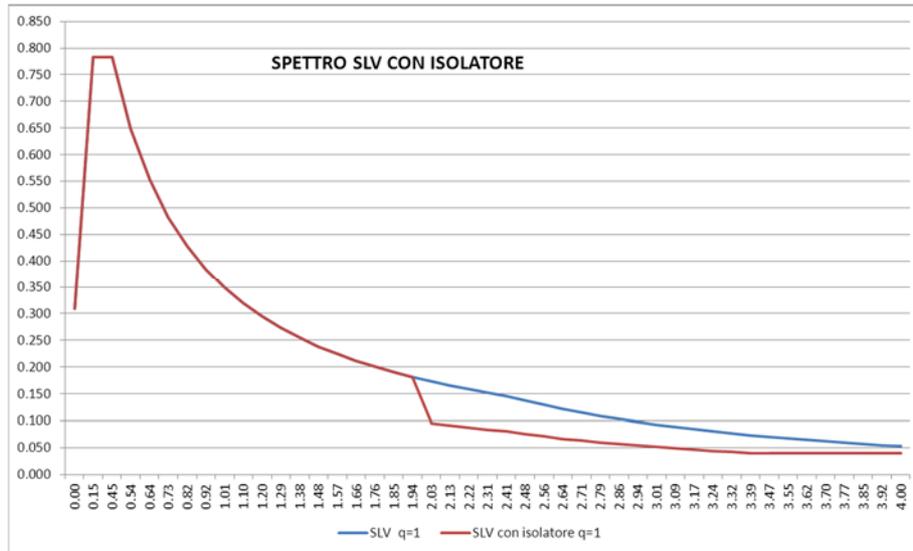
$$k_{eq} = \frac{GA_V}{H}$$

Si ottiene:

$$A_V = \frac{k_{eq} \cdot H}{G}$$

Si specifica che, ad ogni elemento “isolatore” è stato imposto un valore differente di A_V , sulla base dei valori di K_e riportati in tabella.

Dall’analisi modale effettuata sul modello di calcolo, risulta un periodo associato al primo modo pari a $TIS = 2.44$ sec. Si è apportata quindi, a partire da $0.8 T_s$ la modifica dello spettro in accelerazione SLV, a seguire riportato.



6. CARICHI DI PROGETTO

Per quanto riguarda i carichi di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei carichi considerati ai fini del dimensionamento e della verifica strutturale, rimandando ai paragrafi a seguire, all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione" e alle relazioni di calcolo degli impalcati A e B per maggiori dettagli.

Poiché il modello di calcolo comprende contemporaneamente gli impalcati A e B, si riportano i carichi associati ad entrambi gli impalcati.

Carico		Descrizione
Permanente	Strutturale	Peso proprio fondazioni
		Peso proprio elevazioni
		Peso proprio impalcati
Permanente	Non strutturale	Ricoprimenti plinti
		Pavimentazione stradale
		Cordoli laterali
		Barriere di sicurezza
		Condotte appese intradosso soletta
		Carter metallico a bordo ponte
Variabili	Traffico stradale (ponte 1.a cat.)	Carico verticale
		Azione di frenatura/accelerazione
		Azione centrifuga
Variabili	Vento	A ponte scarico
		A ponte carico
Variabili	Gradienti termici	Variazione uniforme
		Variazione lineare
-	-	Ritiro
-	-	Viscosità
-	-	Cedimenti vincolari
-	-	Azioni parassite dei vincoli
Sisma	-	-

6.1 Peso proprio impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato considerando un peso per unità di volume dell'acciaio pari a $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$. Il peso della struttura metallica è stato valutato per ogni campata sulla base delle caratteristiche geometriche di travi, traversi e controventi, valutati sulla base dei disegni progetto, incrementato del 20% per considerare la presenza di saldature, irrigidimenti, piastre, pioli, imbottiture etc. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di carpenteria metallica.

Nella seguente tabella si riportano i carichi a metro lineare valutati per ciascuna campata dell'impalcato A e B:

Impalcato metallico A	p_s [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	25
Campata da UP1 a UP2	30
Campata da UP2 a UP3	30
Campata da UP3 a UP4	25

Impalcato metallico B	p_s [kN/m]
Campata da UP4 a UP5	40
Campata da UP5 a UP6	40

6.1.1 Peso proprio soletta in c.a.

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

Al fine di una modellazione più accurata sono state effettuate quattro ripartizioni per l'impalcato A e 2 per l'impalcato B, riferite alla mezzeria di ogni singola campata.

In particolare per l'impalcato A:

- Campata da SP1 a UP1 → L=9,15 m
- Campata da UP1 a UP2 → L=9,75 m
- Campata da UP2 a UP3 → L=11,05 m
- Campata da UP3 a UP4 → L=10,65 m

e per l'impalcato B:

- Campata da UP4 a UP5 → L=9,53 m
- Campata da UP5 a UP6 → L=8,90 m

$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad + \quad \text{peso proprio predalle}$$

$$q_{\text{soletta}} = 0,28 \cdot 25,00 = 7,00 \text{ kN / m}^2 \quad = \quad \text{peso proprio soletta}$$

$$q_{\text{TOT}} = 8,25 \text{ kN / m}^2$$

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per l'impalcato A:

Soletta	L_{sol.} [cm]	p_{sol} [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	75,5
Campata da UP1 a UP2	975	80,5
Campata da UP2 a UP3	1.105	92,0
Campata da UP3 a UP4	1.065	88,0

e per l'impalcato B:

Soletta	L _{sol.} [cm]	p _{sol} [kN/m]
Campata da UP4 a UP5	953	78,6
Campata da UP5 a UP6	890	73,5

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

6.1.2 Peso proprio pile in c.a.

Il peso proprio delle pile e dei pulvini in c.a. viene computato in modo automatico dal programma di calcolo sulla base della loro geometria e del peso specifico assegnato al calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

6.2 Permanenti

Si considerano le medesime sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile adottate per il calcolo del peso della soletta su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN / m}^2$	marciapiedi
$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN / m}^2$	massicciata stradale
$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN / m}$	guardrail
$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN / m}$	parapetto bordo ponte
$q_{\text{Smalt. acque.}} = 0,50 \text{ kN / m}$	smaltimento acque

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per l'impalcato A:

Permanenti	L _{sol.} [cm]	P _{perm} [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	36,0
Campata da UP1 a UP2	975	37,5
Campata da UP2 a UP3	1.105	41,5
Campata da UP3 a UP4	1.065	40,5

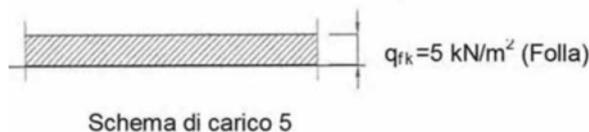
e per l'impalcato B:

Soletta	L _{sol.} [cm]	P _{perm} [kN/m]
Campata da UP4 a UP5	953	37
Campata da UP5 a UP6	890	35

6.3 Carichi Accidentali

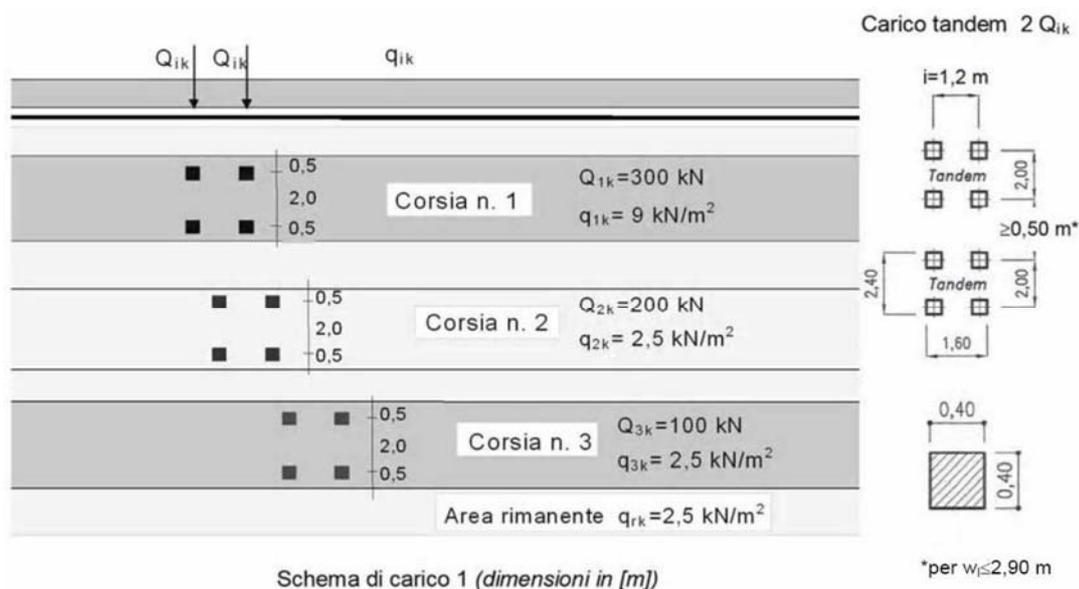
6.3.1 Carico Accidentale folla

Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di 5 kN/mq , secondo lo schema 5 delle norme. Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato si considera un'impronta di carico sul marciapiede pari a 1.20 m .



6.3.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

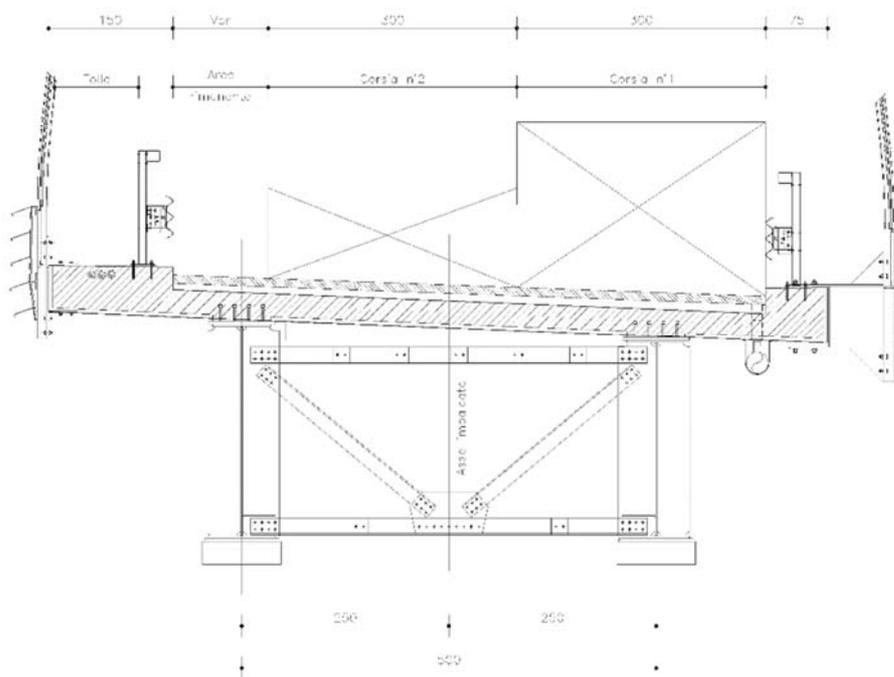


Figura 7 – Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato

La posizione delle corsie di carico viene permutate automaticamente dal programma di calcolo, al fine di massimizzare le diverse sollecitazioni su tutti gli elementi strutturali.

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

6.3.3 Azione longitudinale di frenamento

L'azione di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 ed è uguale per l'impalcato A a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot (42,25 + 50,70) = 861,93 \text{ kN}$$

e per l'impalcato B a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 56,40 = 664,56 \text{ kN}$$

Cautelativamente, per la verifica strutturale delle pile, è stato assegnata interamente a ciascuna pila il contributo del carico concentrato pari a 360 kN, oltre alla componente di pertinenza dovuta al carico distribuito.

6.3.4 Azione trasversale centrifuga

Il raggio di curvatura nello sviluppo longitudinale dell'impalcato A è pari a 55,00 m; pertanto si assume un'azione centrifuga pari a: $Q_4 = 0,20 \cdot Q_V$

dove:

$Q_V = \sum_i (2 \cdot Q_{ik})$ carico dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

$$Q_V = 2 \cdot (300 + 200) = 1.000 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Q_4 = 0,20 \cdot 1.000 = 200,00 \text{ kN}$$

Cautelativamente, per le verifiche strutturali delle pile, tale azione sarà applicata integralmente su ciascuna di esse.

Il raggio di curvatura nello sviluppo longitudinale dell'impalcato B è pari a 305,00 m pertanto si assume un'azione centrifuga pari a:

$$Q_4 = 40 \cdot \frac{Q_V}{R}$$

dove:

$Q_V = \sum_i (2 \cdot Q_{ik})$ carico dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

$$Q_V = 2 \cdot (300 + 200) = 1.000 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Q_4 = 40 \cdot \frac{1.000}{305} = 131,15 \text{ kN}$$

6.4 Azione del vento

Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato A, si adotta una pressione orizzontale dovuta al vento pari a:

$$p_c = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

che dà luogo a un carico lineare sull'impalcato

$$q = 14 \text{ kN/m}$$

e ad un momento torcente distribuito pari a:

$$M_T = 45 \text{ kNm/m}$$

Per l'impalcato B si adotta invece una pressione orizzontale dovuta al vento pari a:

$$p_c = 1.914 \text{ kN/m}^2$$

che dà luogo a un carico lineare sull'impalcato pari a

$$q = 16.74 \text{ kN/m}$$

e ad un momento torcente distribuito pari a:

$$M_T = 57.2 \text{ kNm/m}$$

L'azione del vento è stata applicata anche sulle strutture di elevazione delle pile assumendo cautelativamente una pressione orizzontale corrispondente ad un'altezza di 50m, pari a 1.94 kN/mq (NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione").

6.5 Resistenze parassite dei vincoli (Q7)

Per ogni isolatore è stata valutata la reazione parassita dovuta all'attrito, avendo considerato per ciascuno di essi un coefficiente di attrito differente e pari a quello riportato al §5.3.1. Il carico di riferimento per la valutazione delle forze d'attrito è costituito dal peso proprio e permanente dell'impalcato.

6.6 Effetti della temperatura

6.6.1 Variazione termica uniforme

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{min} = -15 \text{ °C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ °C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, min} = -11 \text{ °C}$$

$T_e, \max = +49 \text{ }^\circ\text{C}$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$\Delta T_{N \text{ comp}} = -26 \text{ }^\circ\text{C}$

$\Delta T_{N \text{ exp}} = +34 \text{ }^\circ\text{C}$

6.6.2 *Variazione termica differenziale trave – soletta*

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a $15 \text{ }^\circ\text{C}$ (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

6.7 Effetti dovuti al ritiro

Si procede in modo analogo a quanto eseguito per la variazione termica differenziale trave-soletta.

Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato si adotterà un coefficiente di omogeneizzazione pari a:

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{14.059 \text{ N/mm}^2} = 14,94$$

e

$$\varepsilon_{cs} \% = -0.026776\%$$

6.8 Cedimenti differenziali

Impalcato A

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

$$\text{Cedimento su spalla SP1 e pila UP4:} \quad \delta_{SP3} = \delta_{UP4} = \frac{42.250}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 4,23 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP1 e pila UP3:} \quad \delta_{UP1} = \delta_{UP3} = \frac{(42.250 + 50.700)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 9,30 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP2:} \quad \delta_{UP1} = \delta_{UP3} = \frac{(50.700 + 50.700)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 10,14 \text{ mm}$$

Essendo il ponte a quattro campate i cedimenti differenziali devono essere combinati secondo la seguente tabella.

CASO DI CARICO	SP1	UP1	UP2	UP3	UP4
Cedimenti comb. n. 1	x				
Cedimenti comb. n. 2		x			
Cedimenti comb. n. 3			x		
Cedimenti comb. n. 4				x	
Cedimenti comb. n. 5					x
Cedimenti comb. n. 6	x	x			
Cedimenti comb. n. 7		x	x		
Cedimenti comb. n. 8			x	x	
Cedimenti comb. n. 9				x	x
Cedimenti comb. n. 10	x		x		
Cedimenti comb. n. 11		x		x	
Cedimenti comb. n. 12			x		x
Cedimenti comb. n. 13		x	x	x	
Cedimenti comb. n. 14	x	x	x		
Cedimenti comb. n. 15			x	x	x
Cedimenti comb. n. 16	x				x
Cedimenti comb. n. 17	x		x		x
Cedimenti comb. n. 18	x	x		x	
Cedimenti comb. n. 19		x	x		x
Cedimenti comb. n. 20	x		x	x	
Cedimenti comb. n. 21		x		x	

Impalcato B

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

Cedimento su pila UP4 e pila UP6:
$$\delta_{UP4} = \delta_{UP6} = \frac{57.500}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 5,75 \text{ mm}$$

Cedimento su pila UP5:
$$\delta_{UP5} = \frac{(57.500 + 57.500)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 11,50 \text{ mm}$$

Essendo il ponte a quattro campate i cedimenti differenziali devono essere combinati secondo la seguente tabella.

CASO DI CARICO	UP4	UP5	UP6
Cedimenti comb. n. 1	x		
Cedimenti comb. n. 2		x	
Cedimenti comb. n. 3			x

Cedimenti comb. n. 4	x	x	
Cedimenti comb. n. 5		x	x
Cedimenti comb. n. 6	x		x

6.9 Azione sismica

Per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica, si rimanda alla "Relazione Sismica" del presente progetto.

7. COMBINAZIONI DI PROGETTO

Per quanto riguarda le combinazioni di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei coefficienti parziali previsti dalle normative di riferimento (NTC2008), rimandando all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione" per ulteriori dettagli.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2(A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2(B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico stradale	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
Altri variabili (vento, neve...)	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Precompressione	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

8. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

8.1 Premessa

Come evidenziato nel capitolo precedente, il modello FEM sviluppato tiene in conto di tutte le strutture a partire dall'estradosso del plinto di fondazione ovvero:

- pile;
- pulvini;
- appoggi;
- impalcati.

Pertanto, le verifiche riportate nel presente documento sono sviluppate come segue:

- per tutte gli elementi in elevazione (pile, pulvini e baggioli) si fa riferimento direttamente alle azioni estratte da modello;
- per fondazioni e pali si rende necessario integrare le azioni estratte da modello con i contributi associati a: peso plinto, peso rinterro, inerzia plinto (solo per sisma), inerzia rinterro (solo per sisma).

Nel paragrafo successivo si riportano le tabelle di sintesi estratte da modello, relativamente a:

- azioni sul fusto pila
- azioni sugli appoggi.

8.2 Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila

Si riportano a seguire le sollecitazioni agenti a quota spiccato pila per le pile UP1, UP2 e UP3 in condizioni sismiche e in condizioni statiche allo SLU.

Si adottano le seguenti convenzioni:

F_x (kN) = Forza di taglio in direzione longitudinale

F_y (kN) = Forza di taglio in direzione trasversale

F_z (kN) = Azione assiale

M_x (kN*m) = Momento flettente trasversale

M_y (kN*m) = Momento flettente longitudinale

M_z (kN*m) = Momento torcente

	Load	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
UP4	E1 (max)	1642	2804	-11211	57945	30949	172
	E2 (max)	2578	1802	-11123	38324	49511	139
	E3 (max)	1178	1104	-10484	24865	20848	73
	E1 (min)	-1621	-2802	-12206	-51249	-32735	-171
	E2 (min)	-2558	-1799	-12294	-31627	-51297	-139
	E3 (min)	-1158	-1101	-12933	-18169	-22634	-73
UP5	E1 (max)	1326	3427	-17815	85352	31811	7
	E2 (max)	2821	1623	-17624	41082	67597	9
	E3 (max)	965	1178	-16671	30130	23115	4
	E1 (min)	-1328	-3423	-19465	-82873	-31900	-8
	E2 (min)	-2823	-1618	-19656	-38604	-67686	-9
	E3 (min)	-967	-1173	-20609	-27651	-23205	-4

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni sismiche

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP4	COMB1 (max)	731	836	-14462	30618	20091	33
	COMB2 (max)	980	19	-14481	8661	23352	7
	COMB3 (max)	732	1380	-14591	44502	19551	50
	COMB4 (max)	1147	19	-14624	7906	24986	7
	COMB5 (max)	727	1115	-14603	36963	19416	53
	COMB6 (max)	1683	55	-14621	8905	41483	16
	COMB7 (max)	727	835	-14420	30272	19424	33
UP5	COMB1 (max)	1294	1042	-24767	39211	44050	3
	COMB2 (max)	1620	13	-24778	4505	49653	2
	COMB3 (max)	1291	1727	-24764	61771	43907	3
	COMB4 (max)	1833	11	-24783	3927	53245	2
	COMB5 (max)	1290	1040	-24772	38630	43903	2
	COMB6 (max)	2426	21	-24777	4190	77354	5
	COMB7 (max)	1291	1040	-24591	38851	43906	2

Involuppo delle sollecitazioni massime a quota spiccato pila in condizioni statiche - N_{min}

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP4	COMB1 (min)	-697	-836	-20030	-26414	-22714	-34
	COMB2 (min)	-947	-17	-20010	-4412	-26001	-9
	COMB3 (min)	-698	-1380	-19077	-39379	-22093	-48
	COMB4 (min)	-1115	-17	-19045	-2708	-27571	-8
	COMB5 (min)	-702	-834	-19064	-24699	-22188	-32
	COMB6 (min)	-1651	-53	-19047	-3707	-44068	-17
	COMB7 (min)	-694	-835	-19248	-25119	-21983	-32
UP5	COMB1 (min)	-1298	-1032	-31049	-42372	-44150	-3
	COMB2 (min)	-1623	-3	-31037	-7665	-49754	-3
	COMB3 (min)	-1294	-1718	-29771	-63418	-44015	-4
	COMB4 (min)	-1836	-2	-29752	-5571	-53354	-2
	COMB5 (min)	-1294	-1032	-29764	-40317	-44013	-4
	COMB6 (min)	-2429	-12	-29758	-5835	-77463	-5
	COMB7 (min)	-1294	-1032	-29944	-40496	-44014	-3

Involuppo delle sollecitazioni minime a quota spiccato pila in condizioni statiche - N_{min}

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP4	COMB1 (max)	727	835	-10364	29446	20404	33
	COMB2 (max)	977	19	-10383	7489	23665	7
	COMB3 (max)	728	1379	-10493	43330	19863	50
	COMB4 (max)	1144	18	-10526	6735	25298	7
	COMB5 (max)	724	1115	-10505	35791	19729	53
	COMB6 (max)	1680	54	-10523	7733	41796	16
	COMB7 (max)	724	835	-10322	29100	19736	33
UP5	COMB1 (max)	1295	1041	-18243	38777	44066	3
	COMB2 (max)	1620	12	-18254	4071	49669	2
	COMB3 (max)	1291	1726	-18240	61337	43922	3
	COMB4 (max)	1834	10	-18259	3493	53261	2
	COMB5 (max)	1291	1039	-18248	38196	43919	3
	COMB6 (max)	2426	20	-18253	3756	77370	5
	COMB7 (max)	1291	1040	-18067	38417	43921	3

Inviluppo delle sollecitazioni massime a quota spiccato pila in condizioni statiche - N_{max}

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP2	COMB1 (min)	-700	-836	-15932	-27586	-22401	-34
	COMB2 (min)	-951	-18	-15912	-5584	-25688	-9
	COMB3 (min)	-702	-1381	-14979	-40551	-21780	-48
	COMB4 (min)	-1119	-17	-14947	-3880	-27258	-8
	COMB5 (min)	-706	-835	-14966	-25871	-21876	-32
	COMB6 (min)	-1655	-53	-14949	-4879	-43756	-17
	COMB7 (min)	-698	-835	-15150	-26291	-21670	-32
UP3	COMB1 (min)	-1297	-1033	-24525	-42806	-44135	-3
	COMB2 (min)	-1623	-4	-24513	-8099	-49738	-2
	COMB3 (min)	-1294	-1719	-23247	-63851	-43999	-3
	COMB4 (min)	-1836	-3	-23228	-6005	-53338	-2
	COMB5 (min)	-1293	-1033	-23240	-40751	-43997	-4
	COMB6 (min)	-2428	-13	-23234	-6269	-77448	-5
	COMB7 (min)	-1293	-1032	-23420	-40930	-43999	-3

Inviluppo delle sollecitazioni minime a quota spiccato pila in condizioni statiche - N_{max}

8.3 Azioni sugli appoggi

	N _{SLU} Carico verticale massimo in condizioni non sismiche [kN]	N _{Sd} Carico verticale in combinazione quasi permanente [kN]	N _{Ed} Carico verticale massimo in combinazione sismica SLC [kN]	H _{Tmax} Forza trasversale massima [kN]	H _{Lmax} Forza longitudinale massima [kN]
UP4I	3506	973	1538	354	318
UP4E	5095	1864	2448	354	318
UP5I	11820	5050	6319	708	365
UP5E	11528	5245	6553	708	365
UP6I	4269	1363	2376	354	285
UP6E	3888	1274	2286	354	285

9. VERIFICHE

9.1 Fusto pile

9.1.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a pressoflessione deviata
- Verifica combinata a taglio e torsione

Tenuto conto della limitata incidenza delle azioni trasversali e longitudinali in condizioni d'esercizio frequente e quasi permanente, si omettono le verifiche a fessurazione

9.1.2 Verifica a pressoflessione deviata

PILA UP4 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a (1+1)Φ26/20 sulle pareti e di Φ26/20 in corrispondenza dei ringrossi. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di armatura.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo in condizioni sismiche e in condizioni statiche saranno esplicitate tramite tabelle di sintesi, nelle quali sarà riportato per ogni combinazione il coefficiente di sicurezza a M_x/M_y costante e a N costante. Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

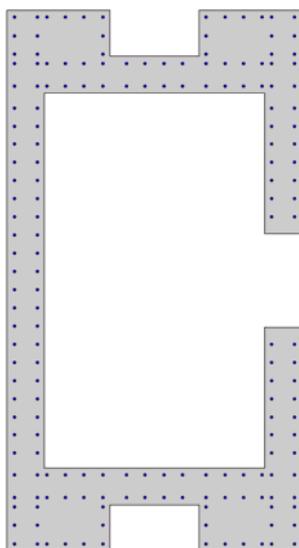


Figura 8 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
579451800.0	309485300.0	-1121123.0	972272817.7	519291069.0	-1881152.9	1.6779184
383235900.0	495105200.0	-1112329.0	476475309.7	615561860.2	-1382953.2	1.2432951
248648800.0	208477800.0	-1048410.0	860602744.6	721566188.4	-3628670.3	3.4611176
512490200.0	327345900.0	-1220571.0	913872989.0	583723505.5	-2176523.3	1.7832009
316274300.0	512965800.0	-1229365.0	393376232.3	638017549.0	-1529061.9	1.2437818
181687200.0	226338400.0	-1293284.0	687455613.1	856403772.8	-4893439.6	3.7837317

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
579451800.0	309485300.0	-1121123.0	886267368.9	473355544.9	-1121123.0	1.5294928
383235900.0	495105200.0	-1112329.0	452649083.5	584780588.2	-1112329.0	1.1811239
248648800.0	208477800.0	-1048410.0	652104536.7	546752363.9	-1048410.0	2.6225927
512490200.0	327345900.0	-1220571.0	815759593.3	521054955.3	-1220571.0	1.5917565
316274300.0	512965800.0	-1229365.0	372113878.0	603532102.1	-1229365.0	1.1765543
181687200.0	226338400.0	-1293284.0	485189784.0	604429367.6	-1293284.0	2.6704676

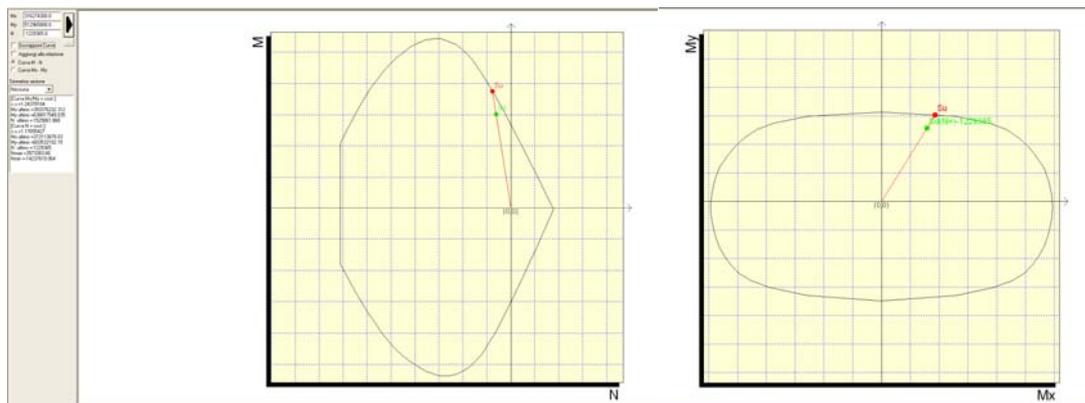


Figura 9 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
275861293.0	224011343.0	-1593156.8	928938509.7	754338388.2	-5364814.5	3.3674116
55838743.0	256882403.0	-1591217.3	226026542.8	1039819994.6	-6440999.9	4.0478444
405505704.3	217799569.3	-1497912.5	1130461177.5	607177543.9	-4175852.2	2.7877812
38801454.3	272584669.3	-1494680.0	146608809.7	1029943714.5	-5647552.5	3.778436
258707484.3	218756269.3	-1496602.1	902846043.7	763422955.5	-5222892.0	3.4898335
48789234.3	437558929.3	-1494938.6	88909895.3	797375060.1	-2724265.6	1.8223261
262910796.3	216700921.3	-1514994.7	918924252.1	757411771.8	-5295200.5	3.4951941
294458423.0	204036013.0	-1036380.8	951645781.9	659414015.6	-3349428.4	3.2318511
74886773.0	236646613.0	-1038349.1	285369767.7	901785272.3	-3956819.4	3.8106832
433297796.8	198633256.8	-1049294.7	1117752825.2	512402522.3	-2706803.8	2.5796411
67345046.8	252984256.8	-1052575.2	234659921.1	881509013.9	-3667637.4	3.4844422
357908876.8	197289016.8	-1050471.3	1058233357.7	583326741.0	-3105940.8	2.9567117
77332826.8	417958516.8	-1052316.6	125032790.8	675761148.0	-1701400.1	1.6168139
291003488.8	197360968.8	-1032231.7	967807930.8	656375329.5	-3432955.4	3.3257606
264143013.0	227136948.0	-2002953.2	901279865.2	775011822.4	-6834257.6	3.4120905
44120463.0	260008008.0	-2001013.7	172660205.7	1017510540.3	-7830730.1	3.9133815
393787424.3	220925174.3	-1907708.9	1149703179.2	645013932.9	-5569753.8	2.9196036
27083174.3	275710274.3	-1904476.4	103720826.9	1055891653.3	-7293601.0	3.8297146
246989204.3	221881874.3	-1906398.5	876106145.1	787046843.2	-6762269.0	3.5471435
37070954.3	440684534.3	-1904735.0	78398199.6	931966138.8	-4028161.6	2.1148147
251192516.3	219826526.3	-1924791.2	891100166.8	779829977.2	-6828156.1	3.547479
306176703.0	200910408.0	-1446177.2	1044635865.7	685480691.2	-4934172.3	3.4118725
86605053.0	233521008.0	-1448145.5	370619870.3	999335751.1	-6197230.9	4.2794255
445016076.8	195507651.8	-1459091.2	1225869196.8	538557640.0	-4019304.0	2.7546627
79063326.8	249858651.8	-1462371.7	320877928.0	1014049494.1	-5935024.6	4.0584926
369627156.8	194163411.8	-1460267.8	1156748654.9	607634642.9	-4569909.8	3.1295013
89051106.8	414832911.8	-1462113.1	171860377.2	800589047.2	-2821742.6	1.9299073
302721768.8	194235363.8	-1442028.1	1061184634.1	680887880.3	-5054998.5	3.5054784

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
275861293.0	224011343.0	-1593156.8	729152909.9	592103809.9	-1593156.8	2.6431867
55838743.0	256882403.0	-1591217.3	143740728.7	661269609.9	-1591217.3	2.5742114
405505704.3	217799569.3	-1497912.5	931551148.7	500341762.9	-1497912.5	2.2972578
38801454.3	272584669.3	-1494680.0	92912311.8	652719653.7	-1494680.0	2.3945575
258707484.3	218756269.3	-1496602.1	695999447.2	588518893.9	-1496602.1	2.690295
48789234.3	437558929.3	-1494938.6	72923145.1	654000289.1	-1494938.6	1.4946565
262910796.3	216700921.3	-1514994.7	712275319.9	587083985.2	-1514994.7	2.7091901
294458423.0	204036013.0	-1036380.8	755015542.8	523165068.7	-1036380.8	2.564082
74886773.0	236646613.0	-1038349.1	187078808.1	591180051.4	-1038349.1	2.4981556
433297796.8	198633256.8	-1049294.7	934558422.1	428422171.6	-1049294.7	2.1568502
67345046.8	252984256.8	-1052575.2	158279852.8	594584351.1	-1052575.2	2.350282
357908876.8	197289016.8	-1050471.3	864847746.3	476727381.2	-1050471.3	2.4163909
77332826.8	417958516.8	-1052316.6	110516477.7	597305245.9	-1052316.6	1.4291017
291003488.8	197360968.8	-1032231.7	764843262.4	518723015.6	-1032231.7	2.6282959
264143013.0	227136948.0	-2002953.2	738691496.7	635201855.9	-2002953.2	2.7965589
44120463.0	260008008.0	-2001013.7	120846876.5	712167404.9	-2001013.7	2.739021
393787424.3	220925174.3	-1907708.9	953330942.7	534843907.4	-1907708.9	2.4209279
27083174.3	275710274.3	-1904476.4	69158223.8	704039809.6	-1904476.4	2.5535494
246989204.3	221881874.3	-1906398.5	704025442.7	632458755.6	-1906398.5	2.85043
37070954.3	440684534.3	-1904735.0	59283416.7	704737318.7	-1904735.0	1.5991878
251192516.3	219826526.3	-1924791.2	720687026.3	630696040.9	-1924791.2	2.8690625
306176703.0	200910408.0	-1446177.2	828021356.7	543340192.1	-1446177.2	2.7043905
86605053.0	233521008.0	-1448145.5	236654155.8	638111924.2	-1448145.5	2.7325675
445016076.8	195507651.8	-1459091.2	1003774996.7	440985624.5	-1459091.2	2.2555927
79063326.8	249858651.8	-1462371.7	203122009.2	641913178.4	-1462371.7	2.5691053
369627156.8	194163411.8	-1460267.8	936120460.4	491739687.2	-1460267.8	2.5326074
89051106.8	414832911.8	-1462113.1	138649927.5	645882519.0	-1462113.1	1.5569703
302721768.8	194235363.8	-1442028.1	839384193.7	538574067.1	-1442028.1	2.772791

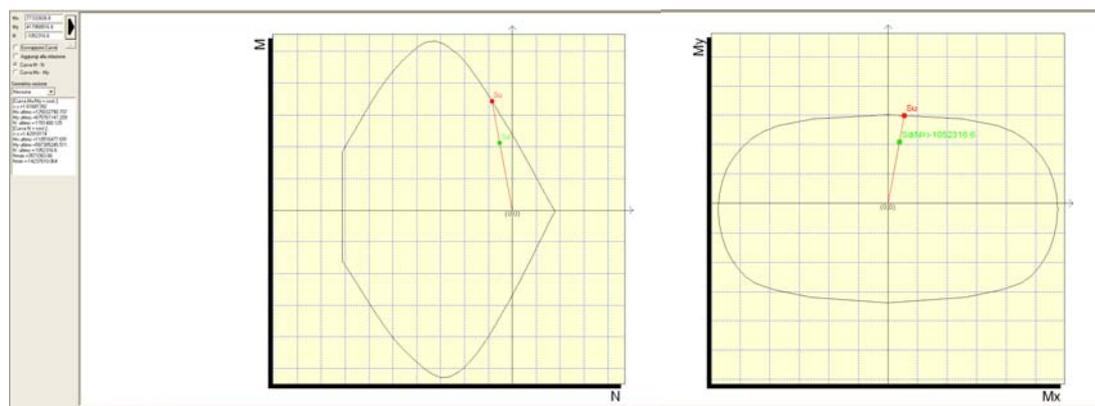


Figura 10 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP5

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 26/20$ sulle pareti e di $\Phi 26/20$ in corrispondenza dei ringrossi. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di armatura.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo in condizioni sismiche e in condizioni statiche saranno esplicitate tramite tabelle di sintesi, nelle quali sarà riportato per ogni combinazione il coefficiente di sicurezza a M_x/M_y costante e a N costante. Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

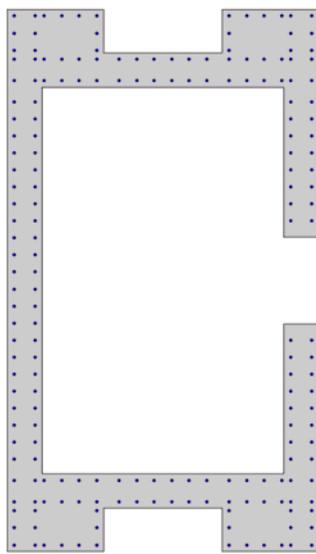


Figura 11 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
853521400.0	318105500.0	-1781519.0	1441287775.5	537164702.0	-3008338.8	1.688637
410823500.0	675965400.0	-1762429.0	533995441.3	878631436.8	-2290835.5	1.2998172
301302800.0	231154800.0	-1667134.0	1180991060.2	906037887.2	-6534523.9	3.9196153
828733200.0	319004500.0	-1946483.0	1474044547.2	567404375.4	-3462154.8	1.778672
386035300.0	676864400.0	-1965573.0	532322414.2	933360476.3	-2710422.0	1.3789475
276514600.0	232053800.0	-2060868.0	1099888029.8	923036964.0	-8197484.1	3.9776852

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
853521400.0	318105500.0	-1781519.0	1285372995.8	479055615.4	-1781519.0	1.5059646
410823500.0	675965400.0	-1762429.0	492541687.6	810423792.3	-1762429.0	1.1989131
301302800.0	231154800.0	-1667134.0	931525255.6	714651620.1	-1667134.0	3.0916581
828733200.0	319004500.0	-1946483.0	1300458777.7	500585957.2	-1946483.0	1.5692128
386035300.0	676864400.0	-1965573.0	478413898.2	838838666.1	-1965573.0	1.2393009
276514600.0	232053800.0	-2060868.0	917328439.7	769831141.9	-2060868.0	3.3174684

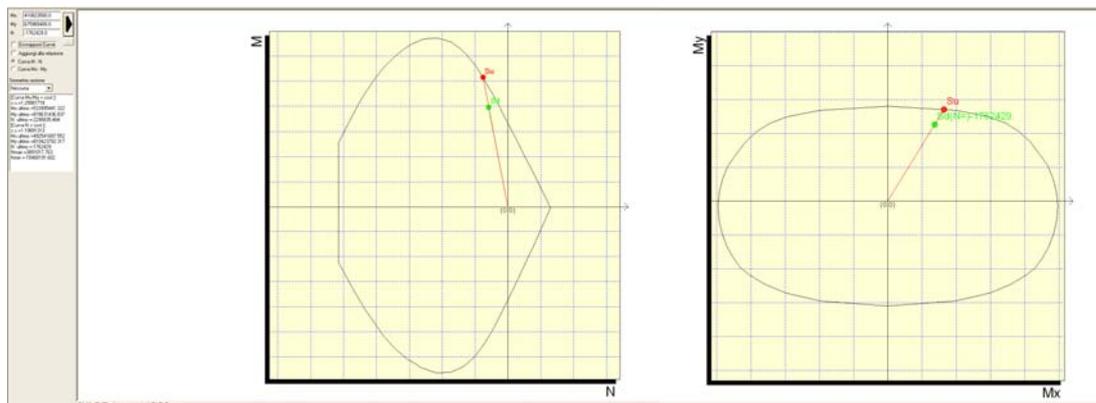


Figura 12 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
428062885.0	441345568.0	-2452472.7	968351663.0	998399370.0	-5547913.9	2.2621715
80985355.0	497379118.0	-2451347.7	212196384.5	1303223904.9	-6422977.6	2.6201822
638513593.8	439993168.0	-2324709.6	1200669933.9	827369335.7	-4371416.6	1.8804141
60051043.8	533382418.0	-2322834.6	141812615.9	1259601019.9	-5485454.2	2.3615346
407511343.8	439971028.0	-2323958.4	935696973.8	1010228465.4	-5336098.9	2.296125
62685913.8	774475378.0	-2323386.9	81418412.3	1005912681.9	-3017687.1	1.2988311
409301953.8	439986520.0	-2341988.2	938979252.4	1009372688.7	-5372753.1	2.2940991
387771710.0	440656388.0	-1824308.1	867984166.7	986360680.4	-4083512.3	2.2383896
40707410.0	496685348.0	-1825434.0	94563364.4	1153800685.8	-4240485.5	2.3230013
613370015.0	439223820.5	-1824024.7	1125403032.4	805881943.0	-3346695.9	1.8347865
34929515.0	532605420.5	-1825901.2	72205544.6	1100990506.9	-3774463.8	2.0671786
381960635.0	439187520.5	-1824755.5	862084528.9	991245515.9	-4118470.2	2.2569984
37564235.0	773698380.5	-1825348.9	42857205.7	882715983.1	-2082548.8	1.1409045
384167195.0	439214112.5	-1806746.8	863674775.1	987429834.7	-4061881.5	2.2481742
423724950.0	441502893.0	-3104873.0	970771123.9	1011501115.6	-7113390.5	2.2910407
76647420.0	497536443.0	-3103748.0	200177535.0	1299399493.4	-8105956.1	2.611667
634175658.8	440150493.0	-2977110.0	1240845066.1	861210234.1	-5825093.1	1.9566268
55713108.8	533539743.0	-2975235.0	139108530.9	1332180729.3	-7428782.5	2.4968725
403173408.8	440128353.0	-2976358.8	940772647.2	1027004030.4	-6945093.3	2.3334194
58347978.8	774632703.0	-2975787.3	89479904.4	1187942782.0	-4563537.1	1.5335562
404964018.8	440143845.0	-2994388.5	943539595.4	1025506282.4	-6976728.8	2.3299344
392109645.0	440499063.0	-2476708.4	917244124.8	1030439273.0	-5793650.5	2.3392542
45045345.0	496528023.0	-2477834.3	120130609.9	1324181538.5	-6608091.2	2.6668818
617707950.0	439066495.5	-2476425.1	1198108577.3	851614965.1	-4803283.1	1.9396036
39267450.0	532448095.5	-2478301.6	96082194.0	1302829219.4	-6064072.3	2.4468661
386298570.0	439030195.5	-2477155.9	910579324.1	1034877811.4	-5839128.4	2.3571905
41902170.0	773541055.5	-2477749.3	57036939.3	1052938647.2	-3372694.9	1.361193
388505130.0	439056787.5	-2459147.1	913304487.9	1032142186.8	-5781005.0	2.3508171

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
428062885.0	441345568.0	-2452472.7	820197249.6	845647762.7	-2452472.7	1.9160672
80985355.0	497379118.0	-2451347.7	150820703.4	926279429.9	-2451347.7	1.8623207
638513593.8	439993168.0	-2324709.6	1067727092.5	735759787.3	-2324709.6	1.6722073
60051043.8	533382418.0	-2322834.6	102670950.0	911938846.8	-2322834.6	1.709728
407511343.8	439971028.0	-2323958.4	777278086.5	839190967.2	-2323958.4	1.9073778
62685913.8	774475378.0	-2323386.9	73974892.4	913949072.6	-2323386.9	1.180088
409301953.8	439986520.0	-2341988.2	781833376.7	840445894.3	-2341988.2	1.9101628
387771710.0	440656388.0	-1824308.1	697250560.4	792342261.0	-1824308.1	1.7980955
40707410.0	496685348.0	-1825434.0	69268719.4	845171873.8	-1825434.0	1.7016243
613370015.0	439223820.5	-1824024.7	993939200.7	711742932.3	-1824024.7	1.6204561
34929515.0	532605420.5	-1825901.2	55488504.5	846088996.5	-1825901.2	1.588585
381960635.0	439187520.5	-1824755.5	690400804.2	793839442.0	-1824755.5	1.8075182
37564235.0	773698380.5	-1825348.9	41118239.4	846899058.1	-1825348.9	1.0946114
384167195.0	439214112.5	-1806746.8	691961240.2	791111646.0	-1806746.8	1.8011981
423724950.0	441502893.0	-3104873.0	865569923.5	901886059.2	-3104873.0	2.0427636
76647420.0	497536443.0	-3103748.0	155706175.8	1010725434.1	-3103748.0	2.0314601
634175658.8	440150493.0	-2977110.0	1118057560.3	775989395.9	-2977110.0	1.7630093
55713108.8	533539743.0	-2975235.0	104281947.7	998661981.5	-2975235.0	1.8717668
403173408.8	440128353.0	-2976358.8	824302447.2	899858151.7	-2976358.8	2.0445357
58347978.8	774632703.0	-2975787.3	75401735.5	1001039820.8	-2975787.3	1.2922767
404964018.8	440143845.0	-2994388.5	828568137.8	900547083.5	-2994388.5	2.046029
392109645.0	440499063.0	-2476708.4	766364423.8	860939828.8	-2476708.4	1.9544646
45045345.0	496528023.0	-2477834.3	84776873.9	934482655.4	-2477834.3	1.8820341
617707950.0	439066495.5	-2476425.1	1061233550.5	754324265.9	-2476425.1	1.7180183
39267450.0	532448095.5	-2478301.6	69002650.4	935643384.3	-2478301.6	1.7572481
386298570.0	439030195.5	-2477155.9	759049170.3	862663057.9	-2477155.9	1.9649288
41902170.0	773541055.5	-2477749.3	50747746.4	936836095.7	-2477749.3	1.2111007
388505130.0	439056787.5	-2459147.1	760958656.2	859973362.6	-2459147.1	1.9586837

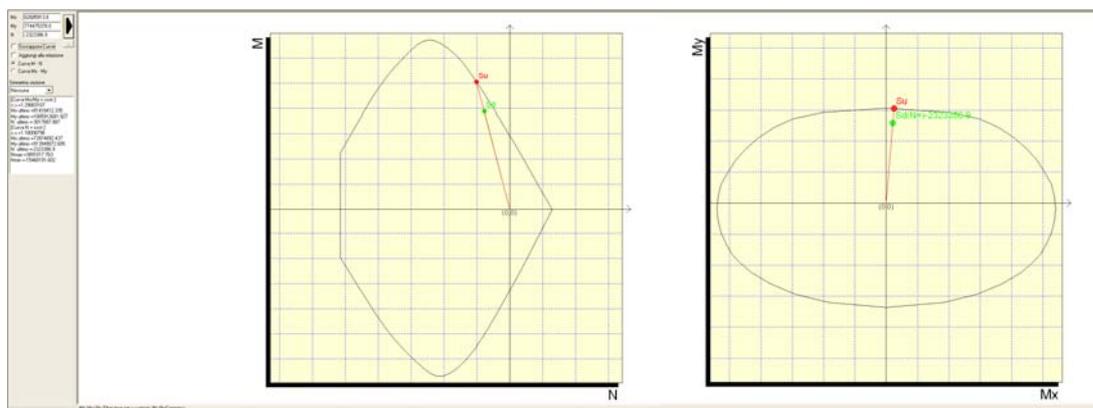


Figura 13 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

9.1.3 Verifica combinata a taglio e torsione

Tenuto conto della tipologia di sezione in esame (sezione cava rettangolare), la verifica è svolta verificando la resistenza unitaria di ciascun pannello (longitudinale e trasversale). A tal scopo si procede ripartendo le azioni globali di taglio (longitudinale e trasversale) e torsione sui vari pannelli, assumendo quanto segue:

- taglio longitudinale ripartito in ugual misura tra i due setti disposti longitudinalmente;
- taglio trasversale ripartito in ugual misura tra i due setti disposti trasversalmente;
- torsione ripartita secondo la teoria di Bredt.

Cautelativamente, si fa riferimento ad una sezione scatolare “ridotta” ovvero si trascurano i ringrossi di estremità e si considera uno spessore costante di 0.40m di tutti gli elementi (vedi figura).

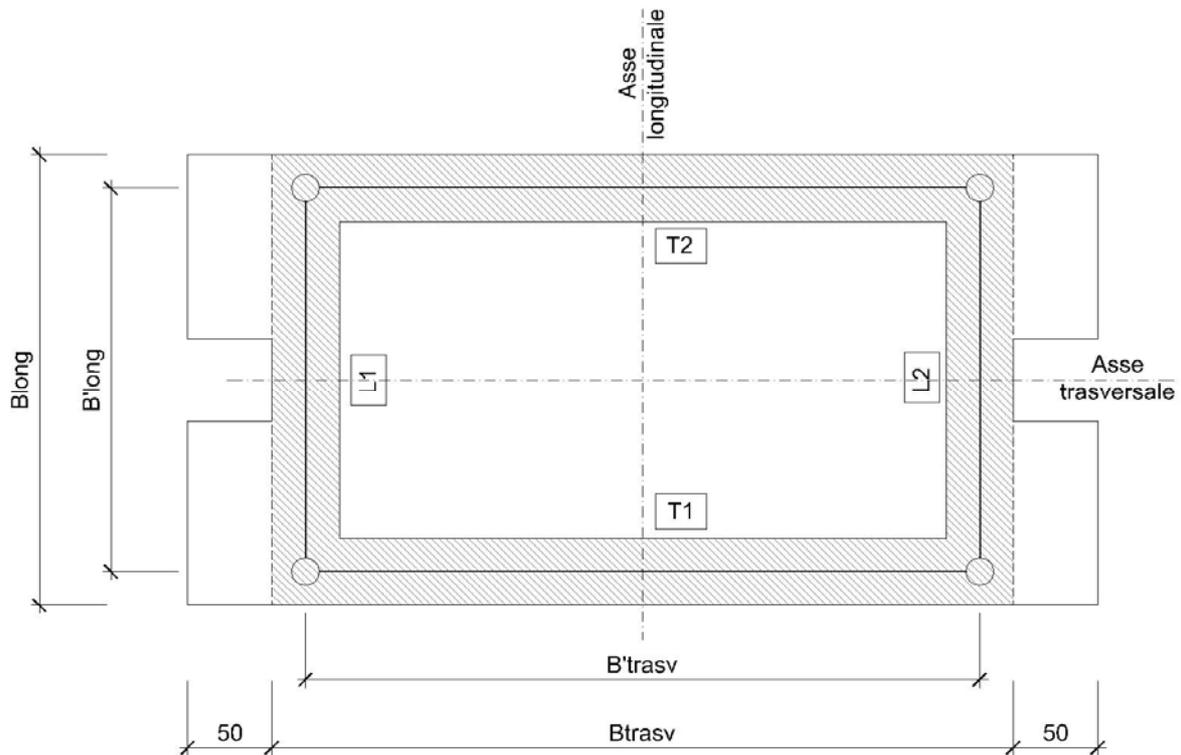


Figura 14 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli

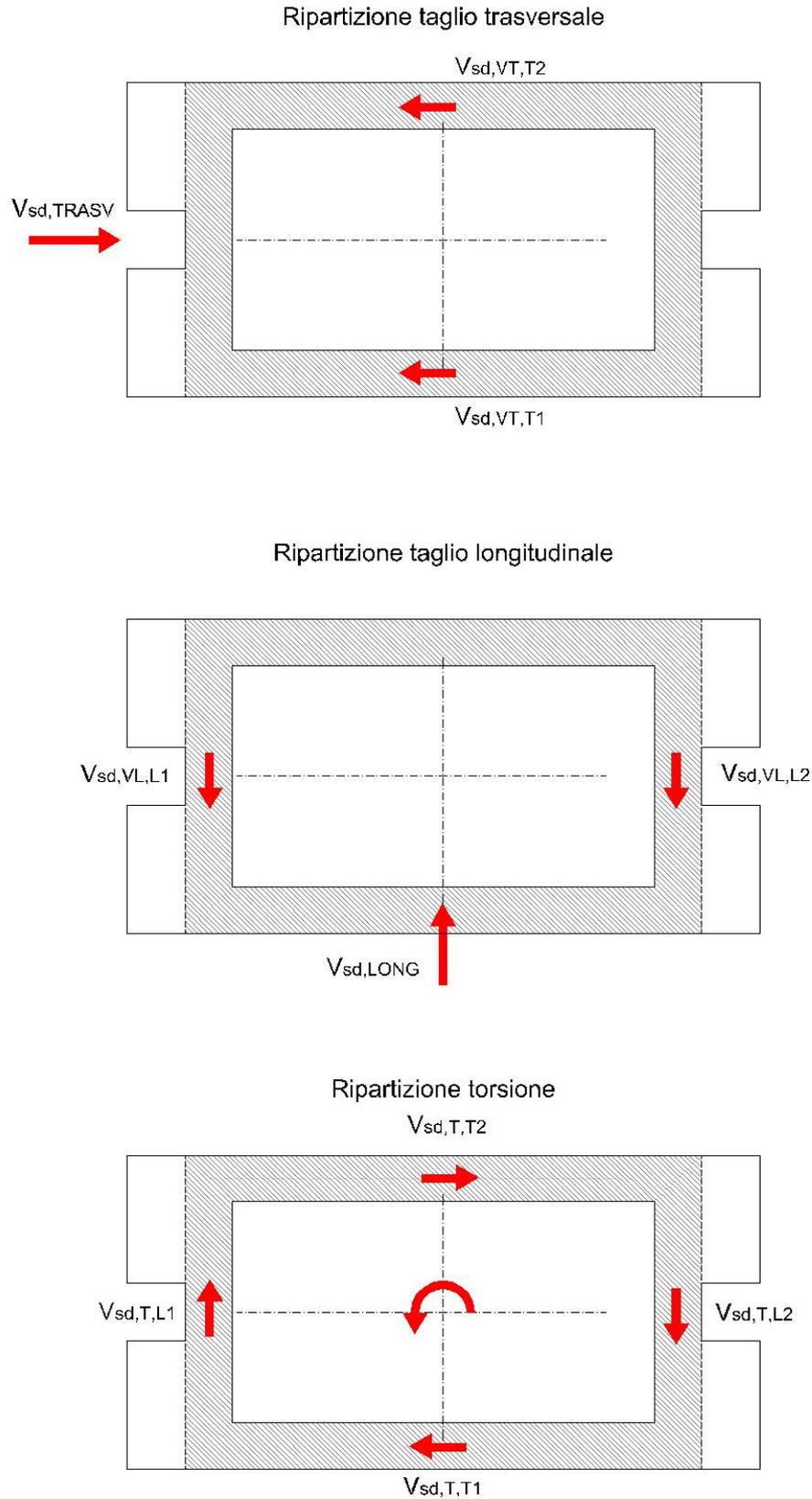


Figura 15 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

Nella tabella successiva si riporta il calcolo di sintesi della ripartizione delle azioni globali per ciascun setto.

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5	
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede	
B_{LONG}	[m]	2.70	2.74	2.94	3.14	3.54	Dimensione trasversale (filo esterno)
B_{TRASV}	[m]	5.40	5.44	5.64	5.84	6.24	Dimensione longitudinale (filo esterno)
B'_{LONG}	[m]	2.30	2.34	2.54	2.74	3.14	Dimensione trasversale (in asse)
B'_{TRASV}	[m]	4.00	4.04	4.24	4.44	4.84	Dimensione longitudinale (in asse)
Ω	[m ²]	9.20	9.45	10.77	12.17	15.20	Area interna sezione cava (in asse)
$V_{sd, LONG}$	[kN]	660	1602	1891	2578	2821	Taglio globale sollecitante in direzione longitudinale
$V_{sd, TRASV}$	[kN]	658	1142	1913	2804	3427	Taglio globale sollecitante in direzione trasversale
T_{sd}	[kNm]	86	196	73	172	9	Torsione sollecitante
$V_{sd, VL, L1/2}$	[kN]	330	801	945.5	1289	1410.5	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VL, T1/2}$	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VT, T1/2}$	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, VT, L1/2}$	[kN]	329	571	956.5	1402	1713.5	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, T, L1/2}$	[kN]	10.8	24.3	8.6	19.4	0.9	Pannelli longitudinali - Taglio associato a T
$V_{sd, T, T1/2}$	[kN]	18.7	41.9	14.4	31.4	1.4	Pannelli trasversali - Taglio associato a T
$V_{sd, TOT, L1/2}$	[kN]	341	825	954	1308	1411	Pannelli longitudinali - Taglio massimo totale
$V_{sd, TOT, T1/2}$	[kN]	348	613	971	1433	1715	Pannelli trasversali - Taglio massimo totale

La resistenza del singolo pannello è valutata facendo riferimento al caso di “*elementi con armatura trasversale resistente a taglio*” (rif.NTC2008, par.4.1.2.1.3.2).

Poiché, come evidenziato nella schematizzazione della sezione cava di calcolo (vedi **Figura 15**), la resistenza dei singoli pannelli è valutata considerando un'altezza utile sezionale $d = B'/0.9$.

Nelle tabelle successive si riporta il calcolo delle azioni resistenti e la conseguente verifica in accordo alle normative di riferimento. Poiché tutti i coefficienti sono superiori all'unità, la verifica risulta soddisfatta.

Armatura tipica setti: $1+1\phi 16/20$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	35
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	450
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	391
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	2560	2600	2820	3040	3490
b_w	[mm]	400	400	400	400	400
s	[mm]	200	200	200	200	200
A_{sw}	[mm ²]	402	402	628	628	628
α	[°]	90	90	90	90	90
θ	[°]	45	45	45	45	45
V_{Rsd}	[kN]	1812	1840	3118	3362	3859
V_{Rcd}	[kN]	3793	3852	4178	4504	5171
V_{Rd}	[kN]	1812	1840	3118	3362	3859
V_{sd}	[kN]	341	825	954	1308	1411
F_s	[-]	5.32	2.23	3.27	2.57	2.73

Coefficiente parziale per il calcestruzzo
 Coefficiente parziale per l'acciaio
 Resistenza caratteristica cubica CLS
 Resistenza a compressione di progetto
 Resistenza a compressione ridotta di progetto
 Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
 Tensione di snervamento di progetto
 (vedi NTC2008)
 Altezza utile sezionale
 Larghezza sezione
 Passo armatura a taglio
 Area armatura a taglio
 Inclinazione armatura a taglio
 Inclinazione puntone compresso
 Taglio resistente lato acciaio
 Taglio resistente lato CLS
 Taglio resistente di progetto
 Taglio sollecitante di progetto
 Coefficiente di sicurezza

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	35
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	450
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	391
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	4400	4490	4710	4930	5380
b_w	[mm]	400	400	400	400	400
s	[mm]	200	200	200	200	200
A_{sw}	[mm ²]	402	402	628	628	628
α	[°]	90	90	90	90	90
θ	[°]	45	45	45	45	45
V_{Rsd}	[kN]	3115	3178	5208	5452	5949
V_{Rcd}	[kN]	6519	6652	6978	7304	7971
V_{Rd}	[kN]	3115	3178	5208	5452	5949
V_{sd}	[kN]	348	613	971	1433	1715
F_s	[-]	8.96	5.19	5.36	3.80	3.47

Coefficiente parziale per il calcestruzzo
 Coefficiente parziale per l'acciaio
 Resistenza caratteristica cubica CLS
 Resistenza a compressione di progetto
 Resistenza a compressione ridotta di progetto
 Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
 Tensione di snervamento di progetto
 (vedi NTC2008)
 Altezza utile sezionale
 Larghezza sezione
 Passo armatura a taglio
 Area armatura a taglio
 Inclinazione armatura a taglio
 Inclinazione puntone compresso
 Taglio resistente lato acciaio
 Taglio resistente lato CLS
 Taglio resistente di progetto
 Taglio sollecitante di progetto
 Coefficiente di sicurezza

9.2 Plinti di fondazione

9.2.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a flessione e taglio

Le azioni massime sui pali considerate in fase di dimensionamento e verifica sono desunte dalle tabelle di sintesi riportate nel par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

9.2.2 Verifica a flessione e taglio

La resistenza del plinto è valutata facendo riferimento alla schematizzazione limite “tirante-puntone” mostrata in **Figura 16**. Più in dettaglio, si individuano i seguenti elementi resistenti:

- tirante inferiore (T)
- puntone diagonale (P)

Cautelativamente, il calcolo è sviluppato ipotizzando la massima azione sul singolo palo agente nella posizione di massimo sbalzo.

Le azioni sollecitanti nel puntone e nel tirante sono valutate considerando le geometrie effettive di ciascun plinto tipologico ed in particolare:

$$N_{Sd,T} = N_{sd,max} / \tan(a)$$

$$N_{Sd,P} = N_{sd,max} / \sin(a)$$

Le resistenze dei tiranti e dei puntoni sono valutate in accordo a quanto previsto dall'Eurocodice EC2.

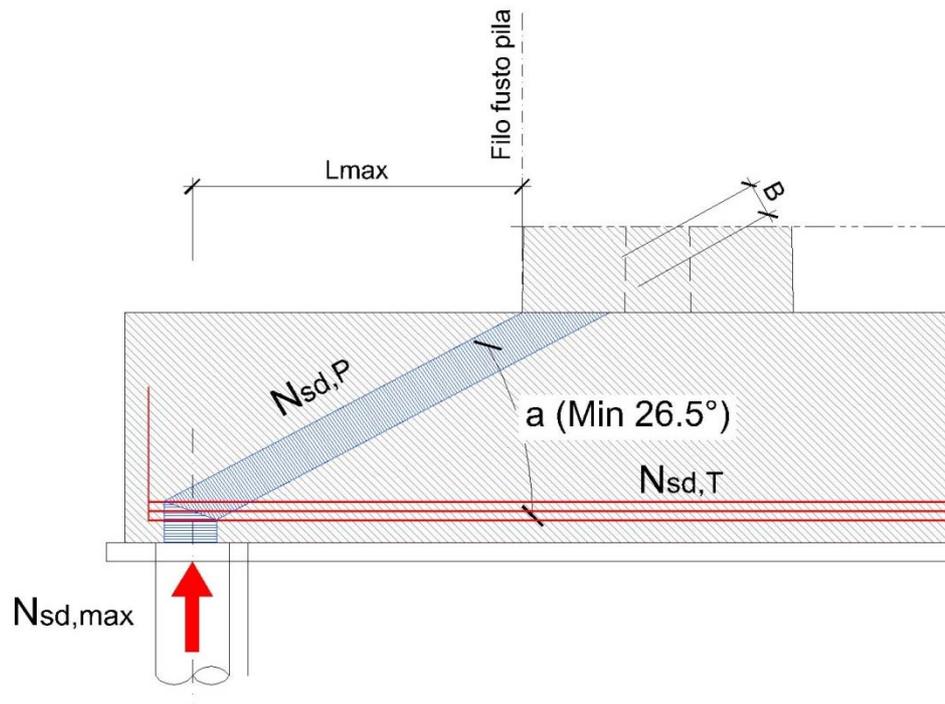


Figura 16 – Schema di calcolo plinto di fondazione

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per la fondazione UP5 maggiormente sollecitata, caratterizzata da un plinto circolare di diametro $d=11.45m$.

Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP5	UP5	
Direzione	[-]	L	T	
k_1	[-]	0.85	0.85	(=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	Resistenza a compressione (cubica)
f_{ck}	[N/mm ²]	29.05	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
f_{cd}	[N/mm ²]	19.4	19.4	Resistenza a compressione di progetto
n'	[-]	0.884	0.884	Vedi EC2
$S_{Rd,max}$	[N/mm ²]	14.5	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	400	480	Spessore puntone
L	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	6983	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2098	2098	Azione massima sul palo
a	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	4196	3408	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.39	2.05	Coefficiente di sicurezza

Tabella 1 – Verifica del puntone diagonale UP5**Verifica del tirante inferiore**

Plinto	[-]	UP5	UP5	
Direzione	[-]	L	T	
f_y	[N/mm ²]	450	450	Snervamento acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s	[mm ²]	13273	10619	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	5194	4155	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2098	2098	Azione massima sul palo
a	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	3634	2685	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.43	1.55	Coefficiente di sicurezza

Tabella 2 – Verifica del tirante inferiore UP5

9.3 Pali di fondazione

9.3.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a pressoflessione deviata
- Verifica a taglio

Tenuto conto della limitata incidenza delle azioni trasversali e longitudinali in condizioni d'esercizio frequente e quasi permanente, si omettono le verifiche a fessurazione.

9.3.2 Azioni massime sui pali

9.3.2.1 Premessa

Le massime azioni sulla palificata sono valutate a partire dalle azioni globali agenti all'intradosso plinto, comprensive dei contributi dovuti sia al peso del plinto stesso che del rinterro.

Pertanto, poiché il modello FEM fornisce valori di azione in corrispondenza dell'estradosso plinto, si procede come segue:

- le azioni esportate da modello FEM sono completate con i contributi dovuti a peso proprio plinto, rinterro e relative inerzie per le condizioni sismiche;
- si traslano le azioni risultanti di cui al punto precedente fino alla quota di intradosso plinto.

La ripartizione delle azioni globali in testa ai singoli pali è svolta nell'ipotesi di ripartizione rigida su molle elastiche, anche differenziate tra loro in termini di rigidità. Pertanto:

$$N_{sd,palo,i} = \frac{N_{sd}}{\sum A_i} \cdot A_i + \frac{M_{sd,x}}{\sum A_i \cdot y_i^2} \cdot A_i \cdot y_i + \frac{M_{sd,y}}{\sum A_i \cdot x_i^2} \cdot A_i \cdot x_i$$

$$V_{sd,palo,i} = \frac{V_{sd}}{\sum A_{v,i}} \cdot A_{v,i} + \frac{T_{sd}}{\sum A_{v,i} \cdot d_i^2} \cdot A_{v,i} \cdot d_i$$

dove:

- $N_{sd,palo,i}$: azione assiale sull'i-esimo palo
- N_{sd} : azione assiale globale agente all'intradosso fondazione
- $M_{sd,x}$: momento flettente globale "attorno a x", all'intradosso fondazione

- $M_{sd,Y}$: momento flettente globale “attorno a y”, all’intradosso fondazione
- x_i, y_i : coordinate dell’i-esimo palo nel sistema di riferimento principale
- d_i : distanza polare ($= (x_i^2 + y_i^2)^{0.5}$)
- A_i : area/rigidezza assiale dell’i-esimo palo
- $A_{v,i}$: area/rigidezza a taglio dell’i-esimo palo

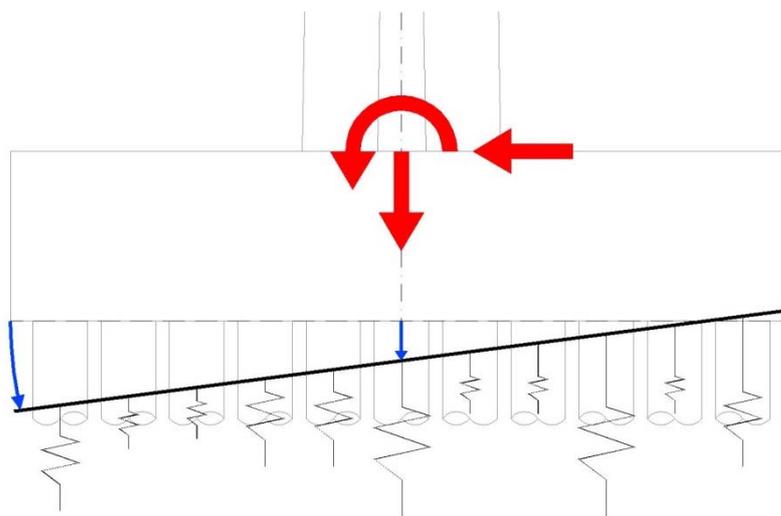


Figura 17 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

9.3.2.2 Tabelle di sintesi

In

	Azioni su pali circolari				Azioni su pali centrali			
	N1max	N1min	V1max	M1testa	N2max	N2min	V2max	M2testa
	KN	KN	KN	KNm	KN	KN	KN	KNm
UP4	-1442	360	132	317	-574	57	99	238
UP5	-2098	495	142	340	-824	70	105	253

Tabella 3 si riportano le azioni sollecitanti allo SLU/SLV più gravose per la sezione di testa del palo di ciascun plinto (con N positivo di trazione).

	Azioni su pali circolari				Azioni su pali centrali			
	N1max	N1min	V1max	M1testa	N2max	N2min	V2max	M2testa
	KN	KN	KN	KNm	KN	KN	KN	KNm
UP4	-1442	360	132	317	-574	57	99	238
UP5	-2098	495	142	340	-824	70	105	253

Tabella 3 – Max Azioni SLU/SLV agenti sui pali

9.3.3 Verifica a pressoflessione

In

		Verifica pressoflessione SLU/SLV				
		N_{min}	M_{testa}	N_{rd}	M_{rd}	C.S
		KN	KNm	KN	KNm	
UP4	Pali circolferenziali	360	317	849	737	2.32
	Pali centrali	57	238	213	869	3.65
UP5	Pali circolferenziali	495	340	1020	692	2.04
	Pali centrali	70	253	241	863	3.41

Tabella 4 si riportano le verifiche a presso-flessione allo SLU/SLV per la sezione di testa del palo maggiormente sollecitato di ciascun plinto.

Il palo in c.a., avente sezione circolare di diametro $d=80\text{cm}$, è armato con $20\phi 24$ nella sezione di testa. Ai fini delle verifiche si considera la condizione di carico più gravosa per l'elemento strutturale, assumendo la minima azione assiale agente sul palo N_{\min} (positiva di trazione).

Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

		Verifica pressoflessione SLU/SLV				
		N_{min}	M_{testa}	N_{rd}	M_{rd}	C.S
		KN	KNm	KN	KNm	
UP4	Pali circolferenziali	360	317	849	737	2.32
	Pali centrali	57	238	213	869	3.65
UP5	Pali circolferenziali	495	340	1020	692	2.04
	Pali centrali	70	253	241	863	3.41

Tabella 4 – Verifica a pressoflessione dei pali

Il corrispondente dominio M-N_{SLU/SLV} relativo alla sezione di testa dei pali maggiormente

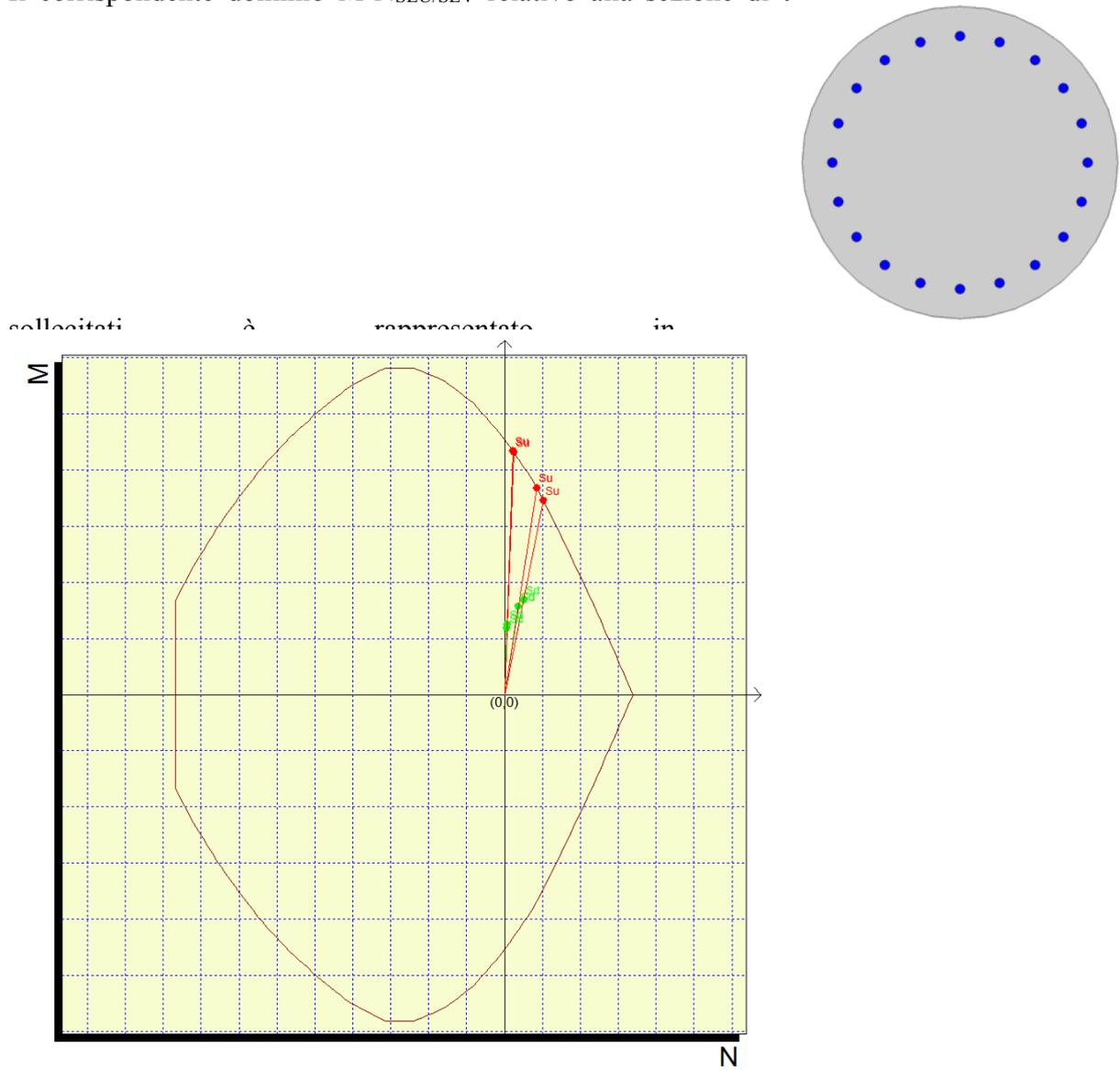


Figura 18.

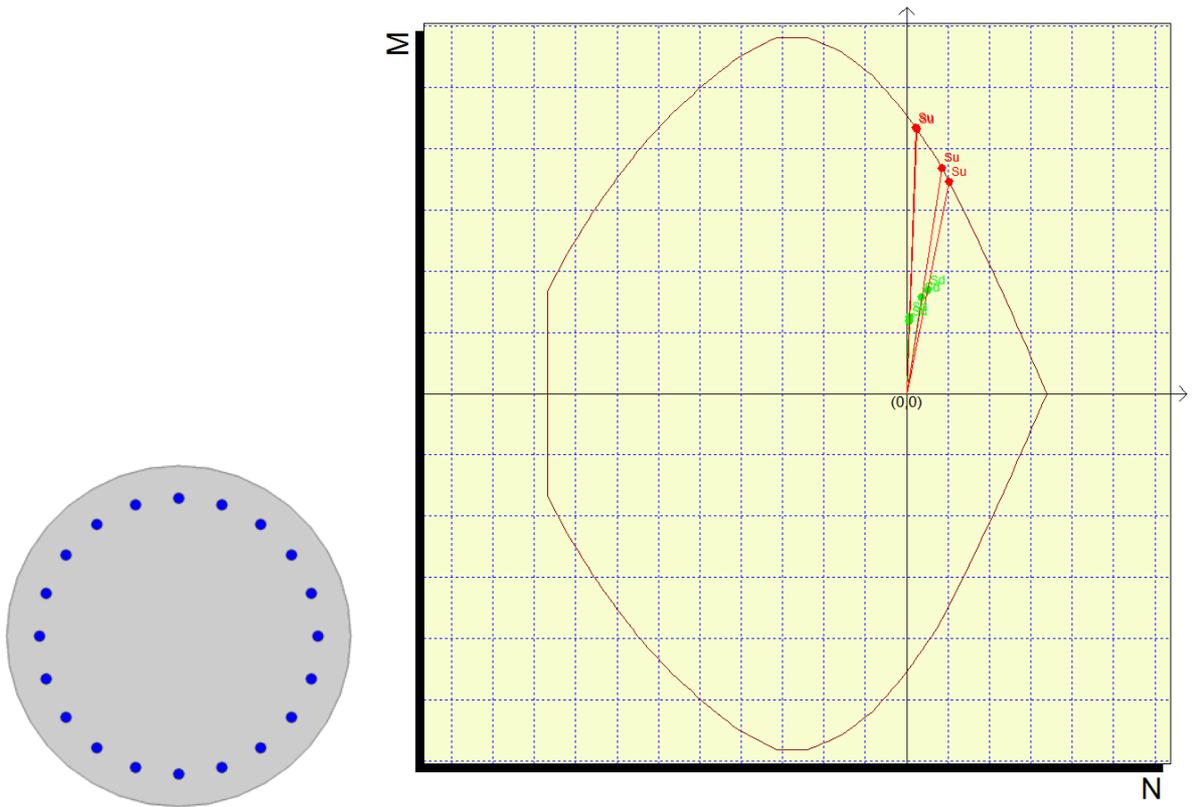


Figura 18 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP4-UP5

9.3.4 Verifica a taglio

La resistenza del singolo palo è valutata facendo riferimento al caso di “*elementi con armatura trasversale resistente a taglio*” (rif. NTC2008, par.4.1.2.1.3.2).

Trattandosi di sezione circolare in c.a. con armatura diffusa, l'altezza utile sezionale è calcolata in accordo al par.7.9.5.2.2 delle NTC2008:

$$d = r + 2 \times r / \pi = 400 + 2 \times 400 / 3.14 = 654.55 \text{ mm}$$

In

Resistenza a taglio di sezioni in c.a. con specifica armatura			
Sezione testa palo UP5			
Geometria della sezione			
Larghezza sezione (=0.8d)	bw	524	mm
Altezza utile	d	655	mm
Area di un braccio di una staffa	Ast	154	mm ²
N. di braccia della staffa	n	2	-
Area totale armatura trasversale	Asw	307.9	mm ²
Interasse	s	100	mm
Inclinazione rispetto all'asse trave	α	86	°
Proprietà meccaniche dei materiali			
Resistenza a compressione di progetto cls	fcd	14.11	MPa
Resistenza a snervamento di progetto acciaio	fyd	391.3	MPa
Sollecitazioni di progetto			
Taglio	VEd	142	KN
Sforzo normale (> 0 compressione)	NEd	0	KN
Inclinazione del puntone di cls	θ	45	°
	cotθ	1.0	-
Tensione assiale nella sezione	σ_{cp}	0.0	Mpa
	σ_{cp} / fcd	0.0	-
Coeff. per presenza di compressione	αc	1.0	-
Verifica SLU a taglio			
Resistenza a taglio trazione	VRd,s	758	KN
Resistenza a taglio compressione	VRd,c	1165	KN
Resistenza a taglio = min(VRd,s, VRd,c)	VRd	758	KN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	5.34	verificato

Tabella 5 si riporta la verifica a taglio allo SLU della sezione di testa del palo maggiormente sollecitato, appartenente al plinto UP5, armato con una staffa elicoidale di 1φ14/10cm.

Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

Resistenza a taglio di sezioni in c.a. con specifica armatura			
Sezione testa palo UP5			
Geometria della sezione			
Larghezza sezione (=0.8d)	b_w	524	mm
Altezza utile	d	655	mm
Area di un braccio di una staffa	A_{st}	154	mm ²
N. di braccia della staffa	n	2	-
Area totale armatura trasversale	A_{sw}	307.9	mm ²
Interasse	s	100	mm
Inclinazione rispetto all'asse trave	α	86	°
Proprietà meccaniche dei materiali			
Resistenza a compressione di progetto cls	f_{cd}	14.11	MPa
Resistenza a snervamento di progetto acciaio	f_{yd}	391.3	MPa
Sollecitazioni di progetto			
Taglio	V_{Ed}	142	KN
Sforzo normale (> 0 compressione)	N_{Ed}	0	KN
Inclinazione del puntone di cls	θ	45	°
	cotθ	1.0	-
Tensione assiale nella sezione	σ_{cp}	0.0	Mpa
	σ_{cp} / f_{cd}	0.0	-
Coeff. per presenza di compressione	α_c	1.0	-
Verifica SLU a taglio			
Resistenza a taglio trazione	V_{Rd,s}	758	KN
Resistenza a taglio compressione	V_{Rd,c}	1165	KN
Resistenza a taglio = min(V_{Rd,s} · V_{Rd,c})	V_{Rd}	758	KN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	5.34	verificato

Tabella 5 – Verifica a taglio sezione di testa palo UP5

9.5 Pulvini

La funzione del pulvino è quella di ripartire rigidamente gli scarichi localizzati degli appoggi (azioni verticali ed orizzontali) diffondendoli in testa al fusto della pila. Pertanto, tenuto conto delle geometrie dell'elemento e con riferimento agli schemi "tirante-puntone" mostrati nelle figure successive, si procede verticando la resistenza delle seguenti armature:

- armatura orizzontale trasversale all'estradosso pulvino (Elemento "1")
- armatura verticale di collegamento con il setto minore della pila (Elemento "2")
- armatura orizzontale longitudinale all'estradosso pulvino (Elemento "3")
- armatura verticale di collegamento con il setto maggiore della pila (Elemento "4")

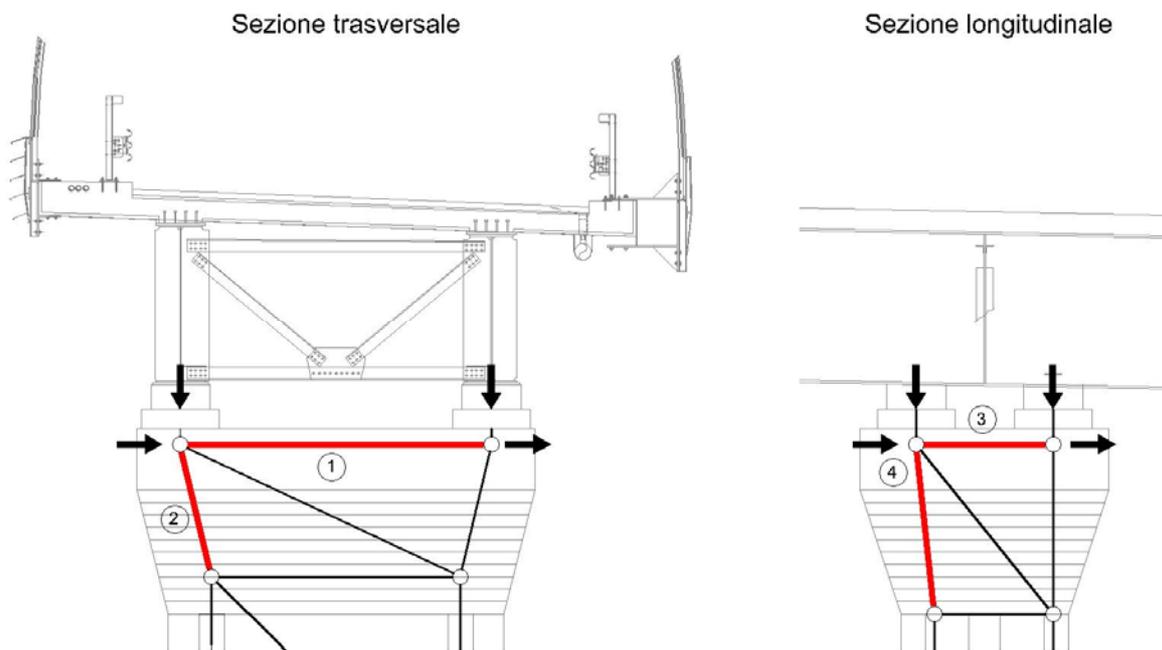


Figura 19 – Schemi tirante-puntone di riferimento

Come detto, le azioni di progetto sono ottenute sovrapponendo gli effetti dei seguenti contributi:

- $H_{sd, LONG}$ = azione orizzontale longitudinale = 365 kN
- $H_{sd, TRASV}$ = azione orizzontale trasversale = 708 kN
- N_{sd} = azione verticale = 11820 kN

Cautelativamente si assume quanto segue:

- concomitanza delle massime azioni assolute sugli appoggi
- scarico verticale nullo su un appoggio

In **Figura 20** sono riportati gli effetti elementari in ciascun elemento, calcolati in accordo alle geometrie dell'elemento e allo schema di calcolo adottato, che combinati tra loro portano al massimo valore sollecitante di progetto.

$$N_{Sd,1} = 0.24 \times N_{sd} + 1.14 \times H_{sd, LONG} + 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{Sd,2} = 0.13 \times N_{sd} + 1.10 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{Sd,3} = 1.00 \times H_{sd, LONG}$$

$$N_{Sd,4} = 2.91 \times H_{sd, LONG}$$

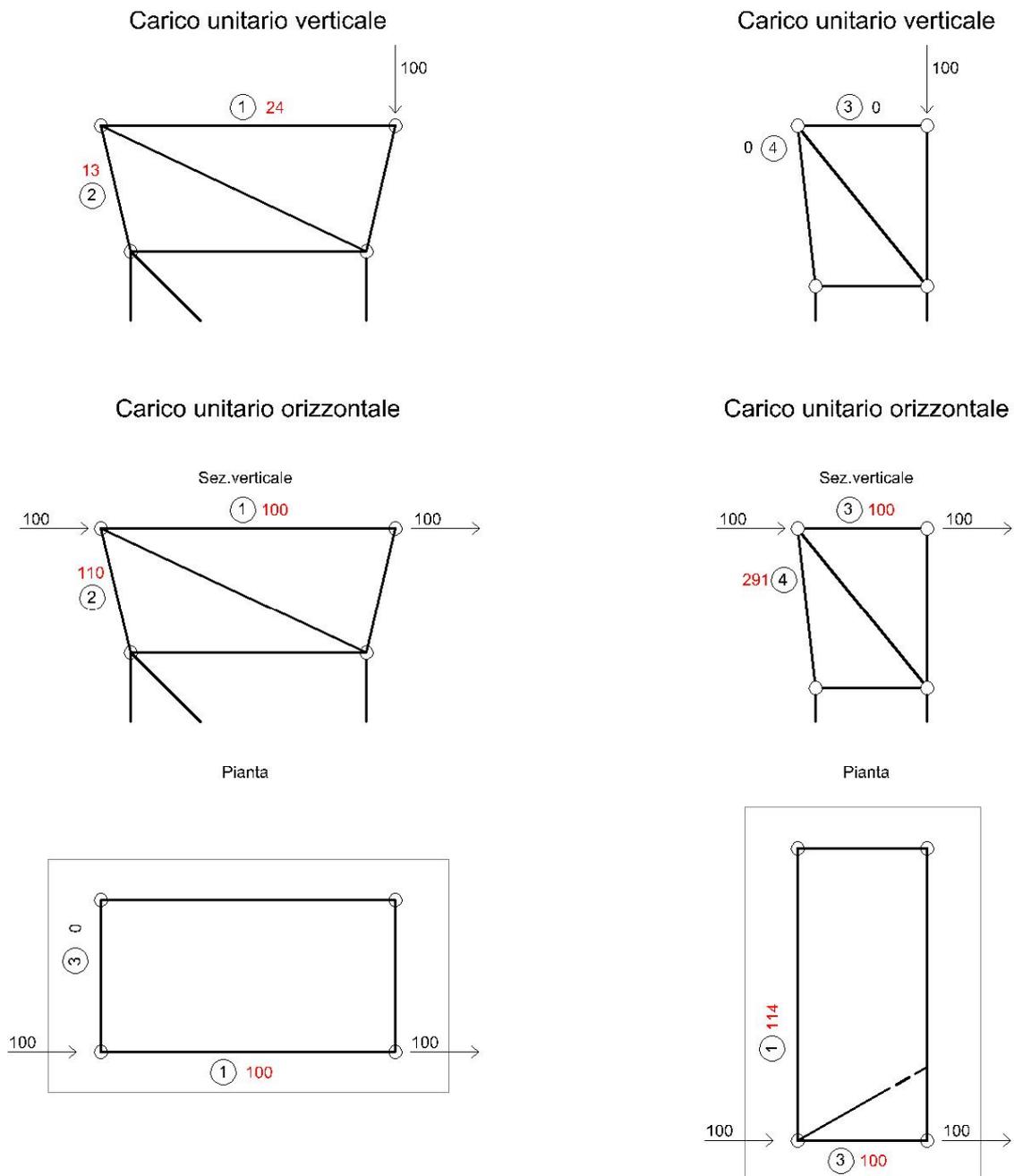
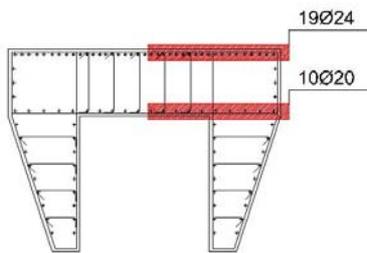


Figura 20 – Effetti elementari per carichi unitari (100kN)

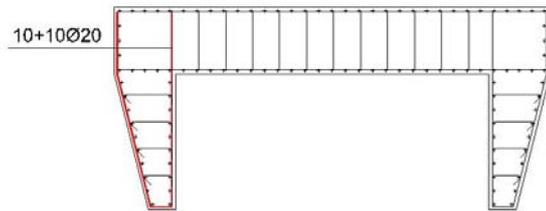
Nella tabella successiva si riassumono le verifiche dei vari elementi esaminati. Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

Elemento [-]	1	2	3	4	
f_y [N/mm ²]	450	450	450	450	Snervamento acciaio
f_{yd} [N/mm ²]	391.3	391.3	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s [mm ²]	12180	6280	10048	10676	Sezione totale armatura tirante
N_{Sd} [kN]	11820	11820	11820	11820	Azione verticale
$H_{Sd, LONG}$ [kN]	365	365	365	365	Taglio longitudinale
$H_{Sd, TRASV}$ [kN]	708	708	708	708	Taglio trasversale
$N_{Sd, T}$ [kN]	3960.9	2315.4	365	2060.28	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd, T}$ [kN]	4766	2457	3932	4178	Azione resistente di progetto
F_s [-]	1.20	1.06	10.77	2.03	Coefficiente di sicurezza

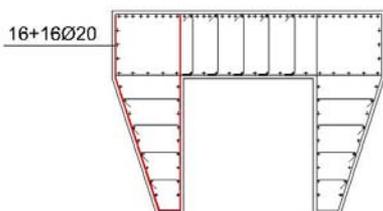
Armatura elemento "1"



Armatura elemento "2"



Armatura elemento "4"



Armatura elemento "3"

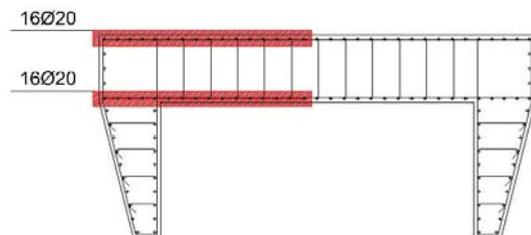


Figura 21 – Armature di progetto per i vari elementi

9.6 Baggioli

La funzione del baggiolo è quella di trasferire rigidamente gli scarichi localizzati degli appoggi (azioni verticali ed orizzontali) al pulvino. Pertanto, tenuto conto delle geometrie dell'elemento e con riferimento agli schemi "tirante-puntone" mostrati nelle figure successive, si procede verticando la resistenza delle seguenti armature:

- armatura orizzontale all'estradosso pulvino (Elemento "1")
- armatura verticale di connessione con il pulvino (Elemento "2")

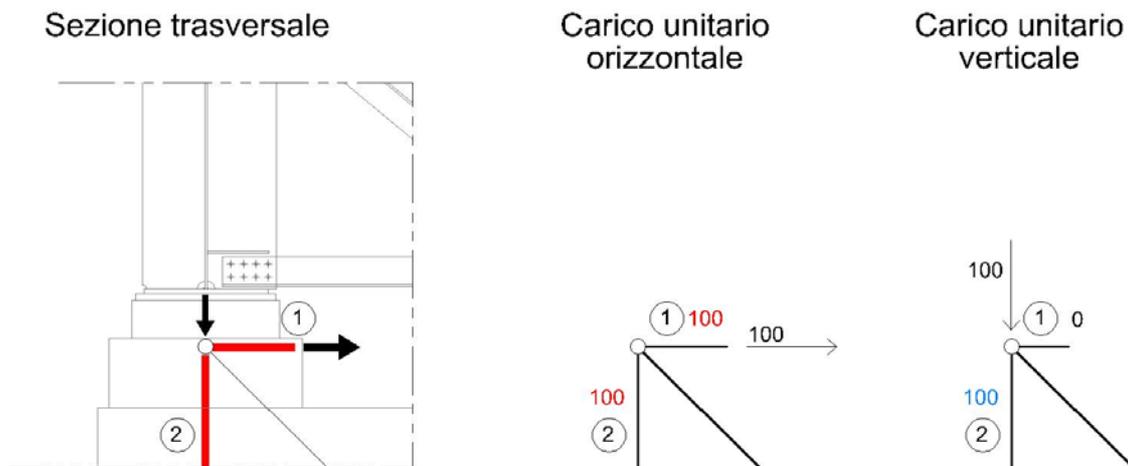


Figura 22 – Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari

Le azioni di progetto sono ottenute sovrapponendo gli effetti dei seguenti contributi:

- $H_{sd, LONG}$ = azione orizzontale longitudinale = 365 kN
- $H_{sd, TRASV}$ = azione orizzontale trasversale = 708 kN

Cautelativamente si trascura il carico assiale (di compressione).

Avendo le stesse geometrie nelle due direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale) e gli stessi dettagli di armatura, si verifica la più gravosa delle due (direzione trasversale).

$$N_{Sd,1} = 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{Sd,2} = 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

Nella tabella successiva si riassumono le verifiche dei vari elementi esaminati. Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

Elemento	[-]	1	2	
f_y	[N/mm ²]	450	450	Snervamento acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s	[mm ²]	2010	2010	Sezione totale armatura tirante
$H_{Sd,TRASV}$	[kN]	708	708	Taglio trasversale
$N_{Sd,T}$	[kN]	708	708	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd,T}$	[kN]	787	787	Azione resistente di progetto
F_s	[-]	1.11	1.11	Coefficiente di sicurezza