

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERA 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 "A"**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etablish 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	26/09/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	P.DIALOISIO (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	4	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



SCALA / ÉCHELLE
-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE



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	31
9. VERIFICHE	32
9.1 Fusto pile	32
9.1.1 Premessa	32

9.1.2	Verifica a pressoflessione deviata.....	33
9.1.3	Verifica combinata a taglio e torsione	42
9.2	Plinti di fondazione.....	46
9.2.1	Premessa.....	46
9.2.2	Verifica a flessione e taglio.....	47
9.3	Pali di fondazione	50
9.3.1	Premessa.....	50
9.3.2	Azioni massime sui pali	50
9.3.2.1	Premessa.....	50
9.3.2.2	Tabelle di sintesi	51
9.3.3	Verifica a pressoflessione	52
9.3.4	Verifica a taglio.....	53
9.4	Pulvini.....	54
9.5	Baggioli.....	57

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Inquadramento generale geometria pile	5
Figura 2	– Plinti tipologici.....	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	33
Figura 9	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	34
Figura 10	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	35
Figura 11	– Sezione di verifica allo spiccato	36
Figura 12	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	37
Figura 13	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	38
Figura 14	– Sezione di verifica allo spiccato	39
Figura 15	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	40
Figura 16	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	41
Figura 17	– Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli.....	42
Figura 18	– Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione.....	43
Figura 19	– Schema di calcolo plinto di fondazione	47
Figura 20	– Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici	51
Figura 21	– Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP1-UP3.....	52
Figura 22	– Schemi tirante-puntone di riferimento.....	54
Figura 23	– Effetti elementari per carichi unitari (100kN).....	55
Figura 24	– Armature di progetto per i vari elementi.....	56
Figura 25	– Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari.....	57

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 "A" 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 5.63×2.93 in corrispondenza della pila UP3. 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 UP1 e UP2: plinto circolare $\phi 8.900m$
- Pile UP3: 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

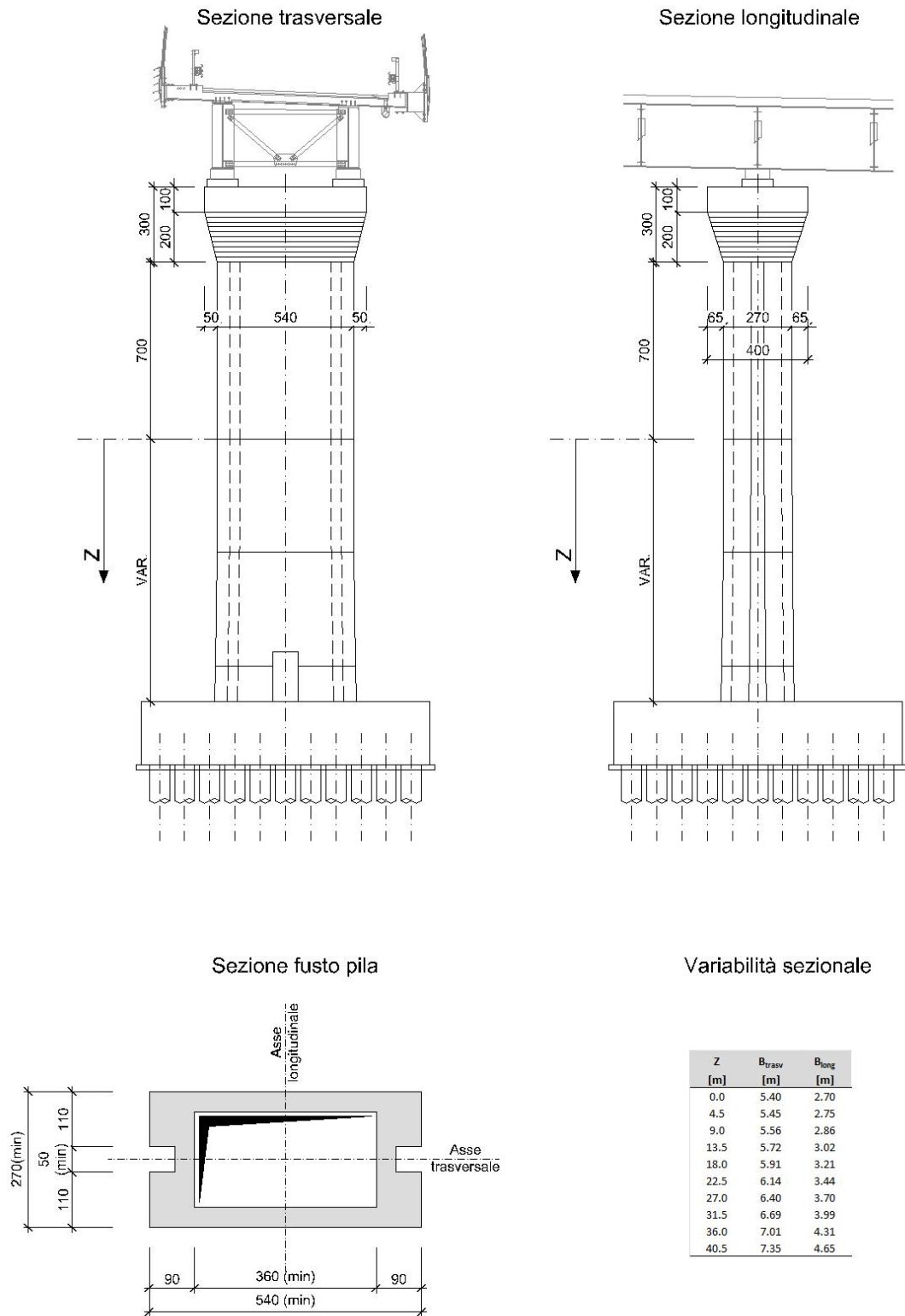
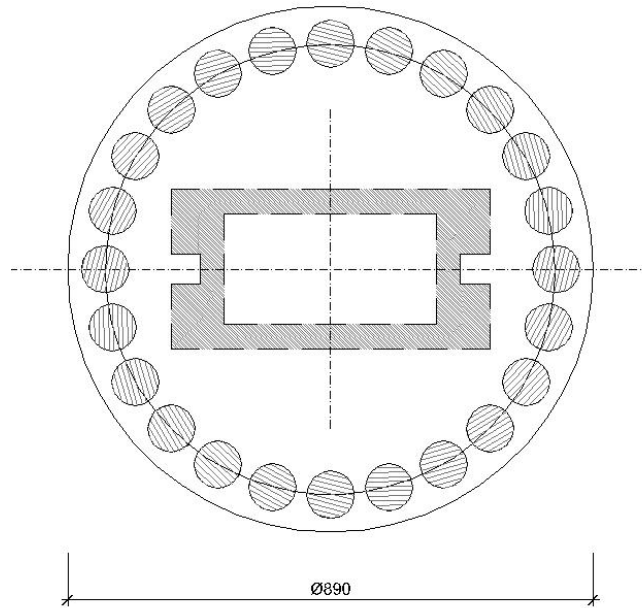
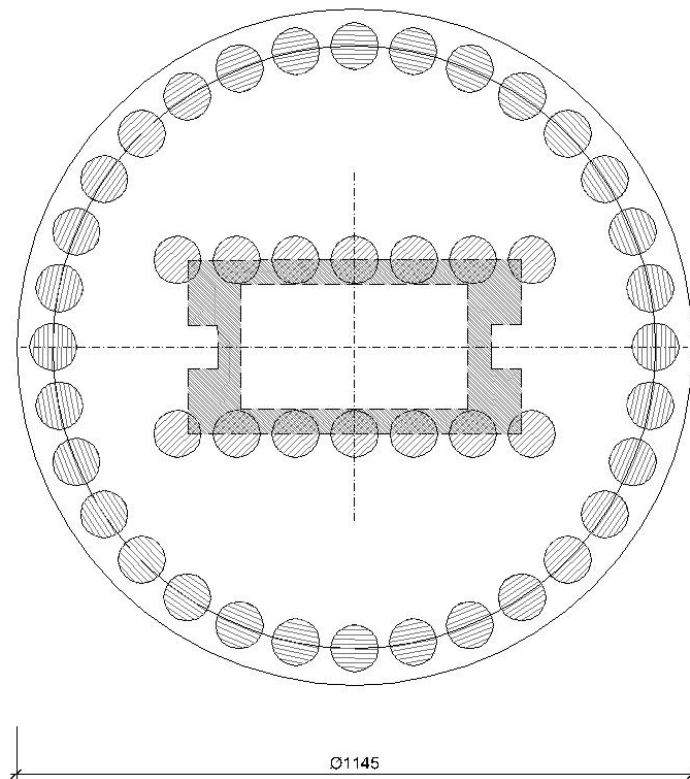


Figura 1 – Inquadramento generale geometria pile

Plinto tipo P1 (pila UP1 e UP2)



Plinto tipo P2 (pila UP3)

**Figura 2** – Plinti tipologici

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.

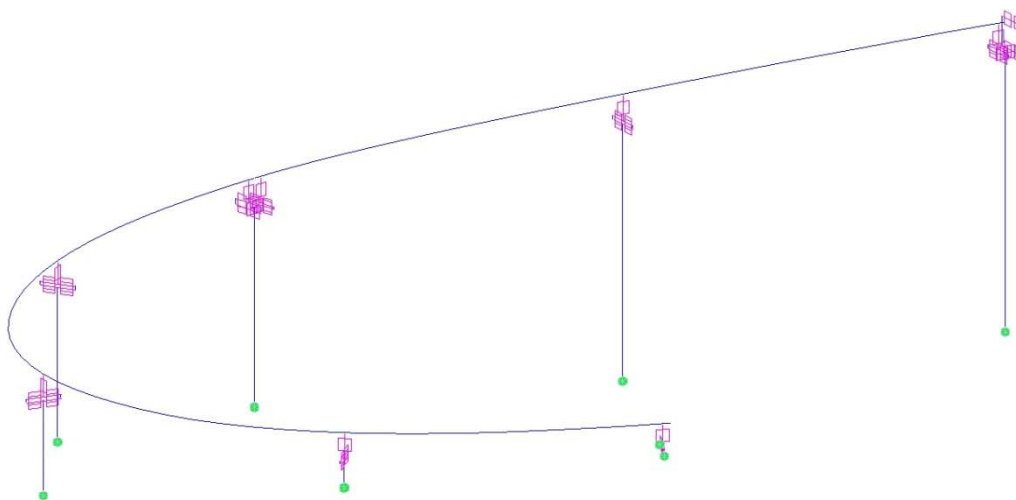


Figura 3 – Geometria del modello di calcolo

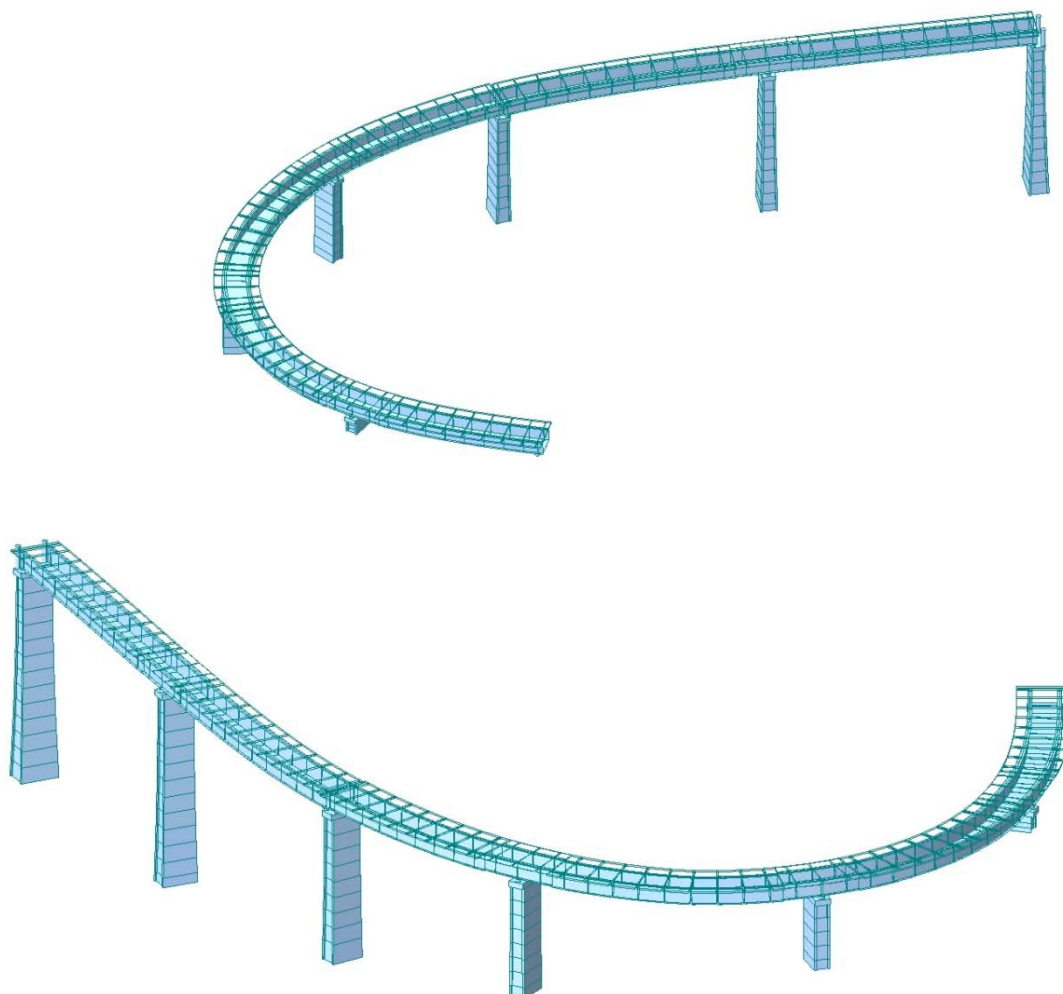


Figura 4 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.

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).

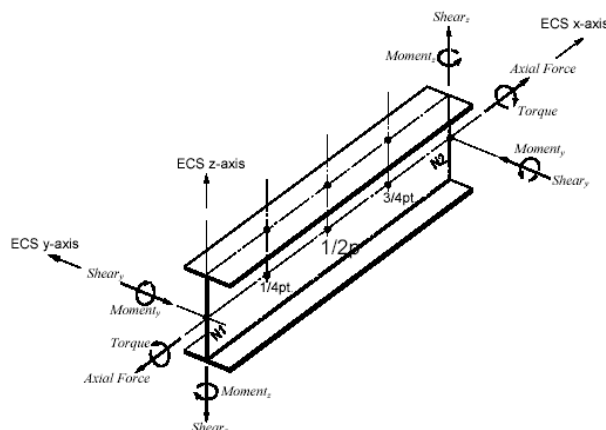


Figura 5 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

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.

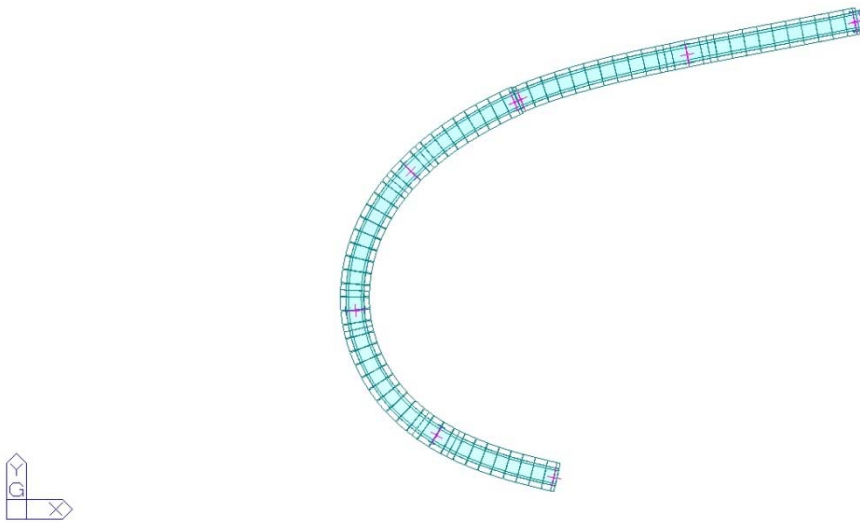


Figura 6 – Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B

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]
SP1I	3182	771.00	1006	3100	12.0%	0.763
SP1E	3932	1109.00	1492	3100	9.8%	0.962
UP1I	11110	3877.00	4745	9300	9.0%	3.189
UP1E	9004	3283.00	4012	9300	9.9%	2.865
UP2I	12197	4481.00	5234	9300	8.3%	3.512
UP2E	8978	3163.00	3747	9300	10.1%	2.795
UP3I	11854	4390.00	5176	9300	8.4%	3.465
UP3E	9756	3820.00	4559	9300	9.1%	3.163
UP4I	3206	813.00	1113	3100	11.7%	0.791
UP4E	4268	1293.00	1678	3100	9.0%	1.064

R_{eq}	3100
μ_{medio}	9.23%

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

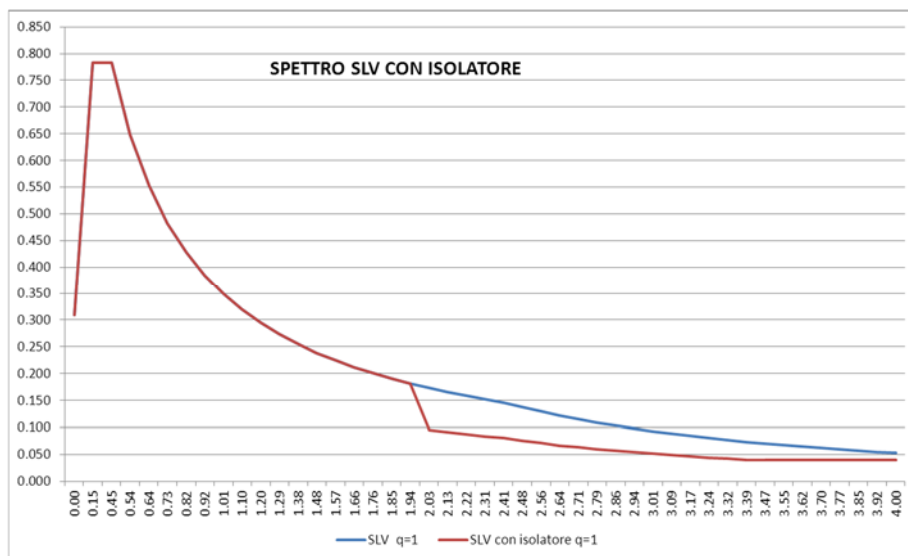
$$k_{eq} = \frac{GA_V}{H}$$

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

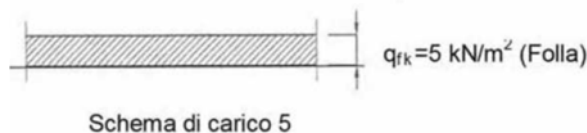
e per l'impalcato B:

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

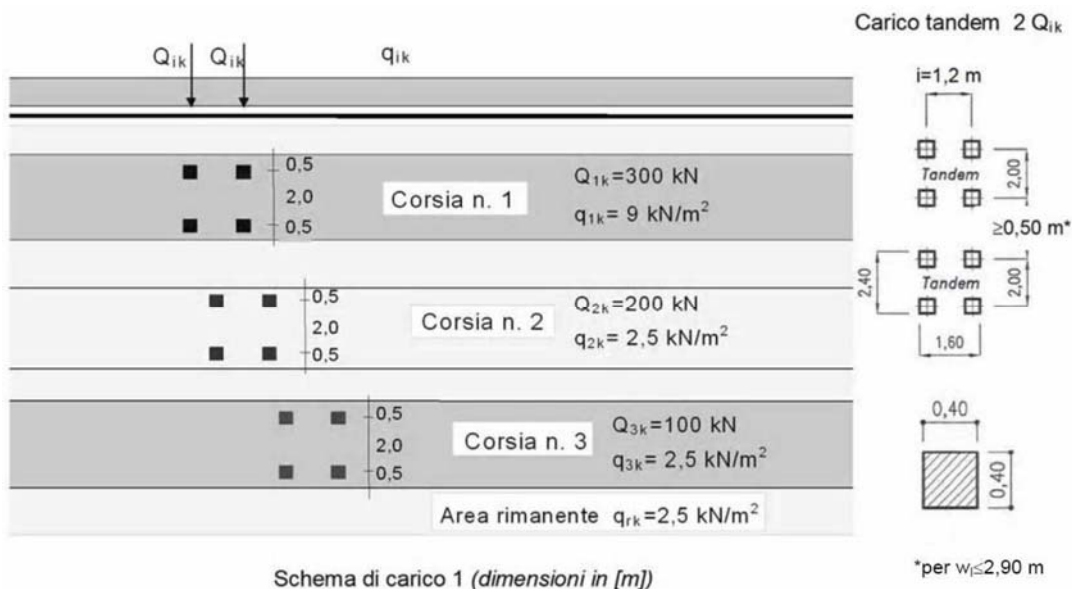
6.3.1 Carico Accidentale folla

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

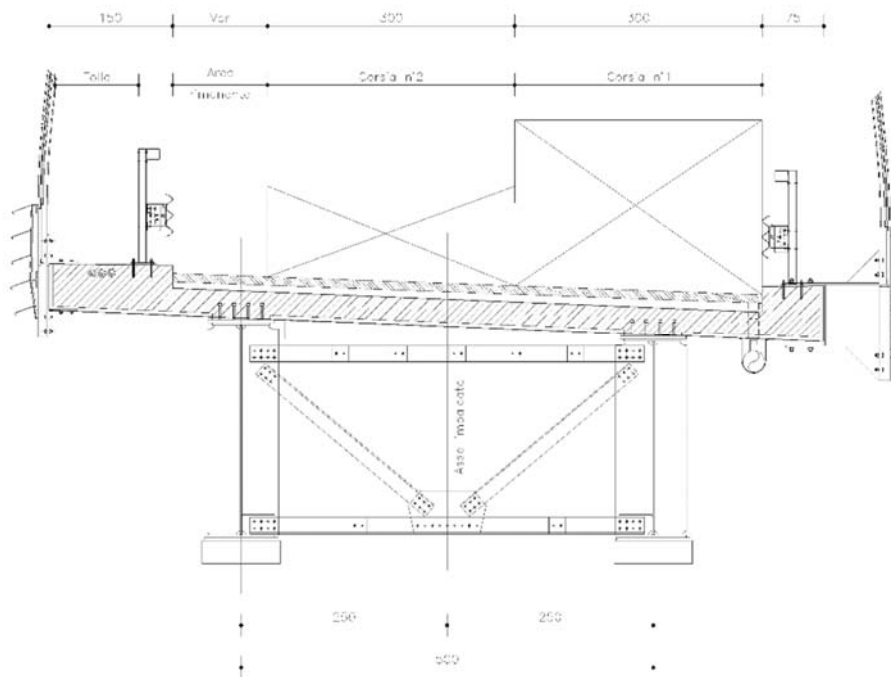


Figura 7 – Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato

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:

$$T_{min} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

$$T_{e, min} = -11 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

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)
UP1	E1 (max)	508	658	-7764	3376	2193	66
	E2 (max)	660	500	-7733	2402	2850	85
	E3 (max)	271	269	-7011	906	1172	35
	E1 (min)	-506	-653	-8624	-6084	-2184	-66
	E2 (min)	-658	-495	-8656	-5111	-2841	-86
	E3 (min)	-269	-264	-9377	-3614	-1163	-35
UP2	E1 (max)	1302	459	-10284	1994	14226	196
	E2 (max)	544	1142	-10192	10122	6096	79
	E3 (max)	427	385	-9668	1335	4707	64
	E1 (min)	-1301	-454	-11193	-8921	-14223	-196
	E2 (min)	-543	-1137	-11286	-17049	-6094	-79
	E3 (min)	-427	-380	-11809	-8262	-4704	-64
UP3	E1 (max)	1888	1857	-11919	29141	30153	73
	E2 (max)	1861	1913	-11785	29864	29724	68
	E3 (max)	867	882	-11277	13475	13847	33
	E1 (min)	-1891	-1850	-13103	-30250	-30214	-72
	E2 (min)	-1864	-1907	-13236	-30973	-29785	-67
	E3 (min)	-870	-875	-13744	-14585	-13908	-32

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni sismiche

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP1	COMB1 (max)	899	709	-10227	8645	3076	15
	COMB2 (max)	916	35	-10228	4414	3062	6
	COMB3 (max)	910	1158	-10346	11121	3123	21
	COMB4 (max)	939	35	-10348	4068	3100	6
	COMB5 (max)	897	1079	-10347	9811	3067	15
	COMB6 (max)	1776	82	-10337	4408	6236	38
	COMB7 (max)	897	708	-10217	10526	3068	15
UP2	COMB1 (max)	888	751	-13534	12651	10916	13
	COMB2 (max)	996	37	-13534	2632	11511	7
	COMB3 (max)	895	1228	-13664	19052	11007	16
	COMB4 (max)	1075	36	-13665	2355	12000	7
	COMB5 (max)	900	1055	-13662	16101	11069	12
	COMB6 (max)	1824	111	-13647	3487	21919	42
	COMB7 (max)	886	751	-13597	15041	10889	12
UP3	COMB1 (max)	869	669	-16046	18520	17614	10
	COMB2 (max)	1062	16	-16062	4723	19583	7
	COMB3 (max)	869	1103	-16155	27401	17617	12
	COMB4 (max)	1191	15	-16182	4405	20898	7
	COMB5 (max)	867	921	-16166	23192	17572	10
	COMB6 (max)	1817	42	-16172	5079	35101	41
	COMB7 (max)	867	668	-16039	20110	17577	10

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)
UP1	COMB1 (min)	-900	-692	-16062	-23439	-3077	-16
	COMB2 (min)	-913	-25	-16062	-19154	-3046	-7
	COMB3 (min)	-913	-1136	-14970	-24312	-3138	-22
	COMB4 (min)	-935	-25	-14970	-17169	-3086	-7
	COMB5 (min)	-919	-691	-14972	-21452	-3162	-26
	COMB6 (min)	-1773	-73	-14980	-17509	-6222	-38
	COMB7 (min)	-898	-691	-15099	-23680	-3070	-16
UP2	COMB1 (min)	-886	-735	-19177	-34548	-10884	-13
	COMB2 (min)	-996	-26	-19177	-24573	-11512	-7
	COMB3 (min)	-891	-1208	-18068	-39134	-10953	-17
	COMB4 (min)	-1075	-26	-18067	-22509	-11999	-7
	COMB5 (min)	-884	-735	-18067	-32474	-10853	-20

	COMB6 (min)	-1824	-101	-18085	-23640	-21918	-42
	COMB7 (min)	-884	-735	-18135	-35151	-10856	-13
UP3	COMB1 (min)	-869	-656	-21881	-29784	-17620	-10
	COMB2 (min)	-1067	-2	-21865	-15960	-19685	-7
	COMB3 (min)	-866	-1092	-20804	-37203	-17553	-13
	COMB4 (min)	-1196	-2	-20776	-14164	-20994	-7
	COMB5 (min)	-870	-656	-20795	-27981	-17642	-14
	COMB6 (min)	-1822	-29	-20785	-14838	-35196	-41
	COMB7 (min)	-867	-656	-20919	-29895	-17577	-10

Inviluppo 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)
UP1	COMB1 (max)	899	708	-7359	9119	3074	15
	COMB2 (max)	916	34	-7360	4887	3060	6
	COMB3 (max)	910	1157	-7478	11594	3122	21
	COMB4 (max)	938	34	-7480	4542	3098	6
	COMB5 (max)	897	1078	-7479	10285	3065	15
	COMB6 (max)	1776	82	-7469	4882	6235	38
	COMB7 (max)	897	707	-7349	10999	3066	15
UP2	COMB1 (max)	888	751	-9775	13863	10915	13
	COMB2 (max)	996	36	-9776	3845	11511	7
	COMB3 (max)	895	1227	-9905	20264	11007	16
	COMB4 (max)	1075	35	-9907	3567	12000	7
	COMB5 (max)	900	1054	-9903	17313	11068	12
	COMB6 (max)	1824	110	-9889	4699	21918	42
	COMB7 (max)	886	750	-9838	16253	10888	12
UP3	COMB1 (max)	869	667	-11667	18714	17625	10
	COMB2 (max)	1062	14	-11683	4917	19594	7
	COMB3 (max)	869	1102	-11776	27595	17627	12
	COMB4 (max)	1192	14	-11803	4599	20909	7
	COMB5 (max)	867	920	-11787	23386	17583	10
	COMB6 (max)	1818	41	-11793	5273	35111	41
	COMB7 (max)	867	667	-11660	20304	17588	10

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)
UP1	COMB1 (min)	-900	-693	-13194	-22965	-3079	-16
	COMB2 (min)	-913	-26	-13194	-18680	-3048	-7
	COMB3 (min)	-914	-1137	-12102	-23838	-3139	-22
	COMB4 (min)	-935	-26	-12102	-16695	-3087	-7
	COMB5 (min)	-920	-692	-12104	-20979	-3164	-26
	COMB6 (min)	-1773	-74	-12112	-17035	-6224	-38
	COMB7 (min)	-898	-692	-12232	-23207	-3072	-16
UP2	COMB1 (min)	-886	-736	-15418	-33336	-10885	-13
	COMB2 (min)	-996	-27	-15418	-23360	-11513	-7
	COMB3 (min)	-891	-1209	-14309	-37921	-10953	-17
	COMB4 (min)	-1075	-27	-14309	-21296	-12000	-7
	COMB5 (min)	-884	-736	-14309	-31262	-10853	-20
	COMB6 (min)	-1824	-102	-14326	-22428	-21919	-42
	COMB7 (min)	-884	-736	-14377	-33939	-10856	-13
UP3	COMB1 (min)	-868	-657	-17503	-29589	-17610	-11
	COMB2 (min)	-1066	-3	-17486	-15766	-19674	-7
	COMB3 (min)	-865	-1093	-16425	-37009	-17542	-13
	COMB4 (min)	-1195	-3	-16397	-13970	-20983	-7
	COMB5 (min)	-869	-657	-16416	-27787	-17632	-14
	COMB6 (min)	-1821	-30	-16406	-14643	-35186	-41
	COMB7 (min)	-866	-657	-16541	-29701	-17567	-11

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]
SP1I	3182	771	1006	268	281
SP1E	3932	1109	1492	268	281
UP1I	11110	3877	4745	488	388
UP1E	9004	3283	4012	488	388
UP2I	12197	4481	5234	533	375
UP2E	8978	3163	3747	533	375
UP3I	11854	4390	5176	488	341
UP3E	9756	3820	4559	488	341
UP4I	3206	813	1113	268	281
UP4E	4268	1293	1678	268	281

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 UP1 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 20/20$ sulle pareti, mentre pari a $\Phi 24/20$ 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.

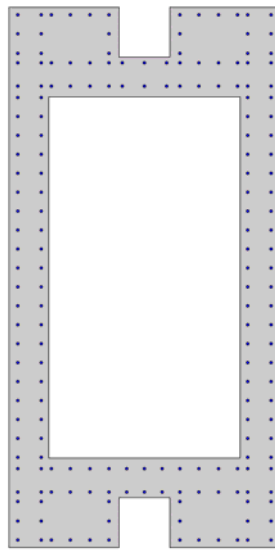


Figura 8 – Sezione di verifica allo spiccato

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.
33760300.0	21927600.0	-776434.0	508675226.9	330388856.3	-11698733.2	15.0672603
24024700.0	28495200.0	-773253.0	350461515.0	415675157.8	-11279866.9	14.5875501
9060200.0	11716300.0	-701139.0	166960732.5	215907157.6	-12920540.5	18.4279301
60840900.0	21838600.0	-862402.0	773695538.0	277714947.9	-10966908.4	12.7167011
51105300.0	28406200.0	-865583.0	645097165.7	358568663.3	-10926168.9	12.6229015
36140800.0	11627300.0	-937697.0	496078622.0	159599537.4	-12871088.5	13.7262767

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.
33760300.0	21927600.0	-776434.0	552099299.1	358593157.9	-776434.0	16.3535069
24024700.0	28495200.0	-773253.0	330540505.0	392047259.6	-773253.0	13.7583614
9060200.0	11716300.0	-701139.0	298603894.4	386142999.9	-701139.0	32.9577597
60840900.0	21838600.0	-862402.0	737208443.1	264618049.8	-862402.0	12.1169878
51105300.0	28406200.0	-865583.0	619613621.9	344403975.1	-865583.0	12.1242537
36140800.0	11627300.0	-937697.0	766742728.9	246678206.7	-937697.0	21.2154332

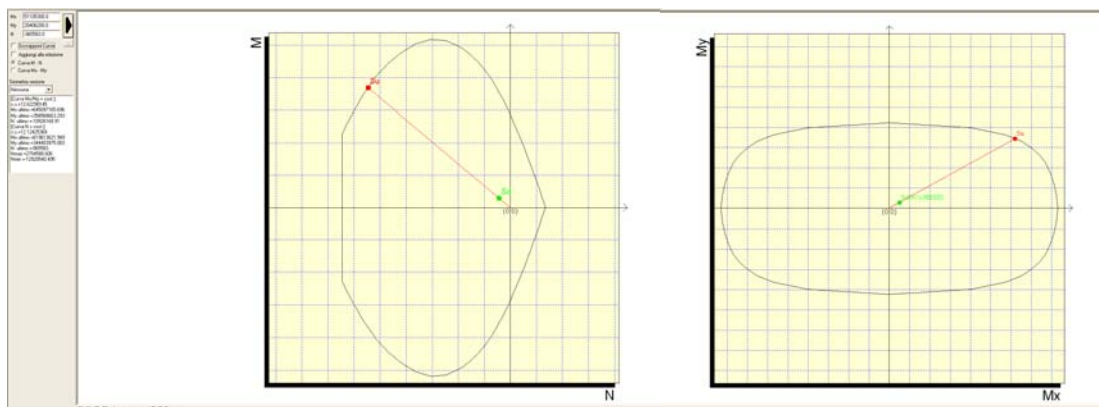


Figura 9 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
229654195.0	30790397.0	-1319366.0	1327303656.4	177955410.4	-7625374.8	5.7795751
186797095.0	30479177.0	-1319380.0	1213396653.7	197986651.7	-8570429.2	6.4958004
238376601.3	31391181.0	-1210169.0	1373754144.2	180906031.7	-6974152.1	5.7629572
166948101.3	30872481.0	-1210193.0	1186996770.1	219502557.7	-8604441.6	7.1099747
209785401.3	31636581.0	-1210376.0	1312353356.4	197908782.0	-7571742.3	6.2556944
170353851.3	62236311.0	-1211203.0	1055501786.7	385612282.6	-7504537.9	6.1959373
232065801.3	30719469.0	-1223151.0	1362436129.7	180351065.2	-7181002.6	5.8709044
91190315.0	30739852.0	-735881.0	1039917505.1	350551593.1	-8391851.0	11.4038153
48874295.0	30599812.0	-735957.0	672340041.3	420946816.0	-10124204.5	13.7565164
115944781.3	31217707.0	-747831.0	1167590209.9	314369380.5	-7530827.6	10.0702265
45418081.3	30984307.0	-747957.0	625646428.8	426817260.7	-10303311.2	13.7752721
102847951.3	30651427.0	-747890.0	1104414683.1	329144971.9	-8031085.6	10.7383246
48823831.3	62348137.0	-746947.0	496719583.8	634311971.6	-7599223.4	10.1737117
109994701.3	30660115.0	-734910.0	1147890843.5	319965097.0	-7669428.2	10.435874
234393300.0	30774822.0	-1606162.0	1247077350.5	163735838.4	-8545501.3	5.3204479
191536200.0	30463602.0	-1606176.0	1123068239.3	178622651.3	-9417777.2	5.8634777
243115706.3	31375606.0	-1496966.0	1301373156.5	167950364.2	-8013103.7	5.3528963
171687206.3	30856906.0	-1496990.0	1092233974.4	196304441.1	-9523501.3	6.3617668
214524506.3	31621006.0	-1497172.0	1229283006.5	181196852.5	-8579197.4	5.7302684
175092956.3	62220736.0	-1498000.0	1004446178.0	356938290.3	-8593494.6	5.7366453
236804906.3	30703894.0	-1509947.0	1284150628.5	166501722.4	-8188172.4	5.422821
86451210.0	30755427.0	-1022677.0	864524271.0	307558599.9	-10226914.0	10.0001408
44135190.0	30615387.0	-1022753.0	499990823.9	346830104.7	-11586380.7	11.3286206
111205676.3	31233282.0	-1034628.0	1011588990.9	284115391.2	-9411554.6	9.096559
40678976.3	30999882.0	-1034754.0	459641206.1	350274870.8	-11691925.9	11.2992324
98108846.3	30667002.0	-1034687.0	935544545.9	292433838.1	-9866549.4	9.5357818
44084726.3	62363712.0	-1033744.0	400814024.2	567004776.9	-9398699.5	9.0919023
105255596.3	30675690.0	-1021706.0	985566604.6	287233522.0	-9566800.7	9.3635554

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.
229654195.0	30790397.0	-1319366.0	906086357.7	121481598.3	-1319366.0	3.9454379
186797095.0	30479177.0	-1319380.0	897241502.5	146400470.3	-1319380.0	4.8032947
238376601.3	31391181.0	-1210169.0	884980310.2	116540704.7	-1210169.0	3.7125301
166948101.3	30872481.0	-1210193.0	869874655.2	160859504.0	-1210193.0	5.2104495
209785401.3	31636581.0	-1210376.0	879779737.5	132674736.9	-1210376.0	4.1937129
170353851.3	62236311.0	-1211203.0	782483146.2	285868878.6	-1211203.0	4.5932812
232065801.3	30719469.0	-1223151.0	887459886.0	117476579.1	-1223151.0	3.8241735
91190315.0	30739852.0	-735881.0	727596646.8	245269612.6	-735881.0	7.9788807
48874295.0	30599812.0	-735957.0	562880449.8	352415026.0	-735957.0	11.5169017
115944781.3	31217707.0	-747831.0	755413216.9	203392237.3	-747831.0	6.5152843
45418081.3	30984307.0	-747957.0	528180719.5	360325956.4	-747957.0	11.629305
102847951.3	30651427.0	-747890.0	746408163.9	222449500.1	-747890.0	7.2573946
48823831.3	62348137.0	-746947.0	305918569.5	390658667.9	-746947.0	6.2657633
109994701.3	30660115.0	-734910.0	750023734.3	209062924.6	-734910.0	6.818726
234393300.0	30774822.0	-1606162.0	962571569.2	126381465.3	-1606162.0	4.1066514
191536200.0	30463602.0	-1606176.0	953278952.7	151617869.7	-1606176.0	4.9770172
243115706.3	31375606.0	-1496966.0	942339129.5	121614772.2	-1496966.0	3.8760932
171687206.3	30856906.0	-1496990.0	926009877.0	166429405.8	-1496990.0	5.393587
214524506.3	31621006.0	-1497172.0	936399062.3	138025631.1	-1497172.0	4.3649981
175092956.3	62220736.0	-1498000.0	829159454.5	294648697.5	-1498000.0	4.7355386
236804906.3	30703894.0	-1509947.0	944637296.9	122480753.8	-1509947.0	3.9890951
86451210.0	30755427.0	-1022677.0	761520777.1	270914619.6	-1022677.0	8.8086769
44135190.0	30615387.0	-1022753.0	552523616.6	383270681.5	-1022753.0	12.5188906
111205676.3	31233282.0	-1034628.0	803776041.0	225748941.9	-1034628.0	7.2278329
40678976.3	30999882.0	-1034754.0	515012707.3	392471360.5	-1034754.0	12.6604147
98108846.3	30667002.0	-1034687.0	786751870.7	245924013.1	-1034687.0	8.0191736
44084726.3	62363712.0	-1033744.0	298253680.1	421919521.5	-1033744.0	6.7654652
105255596.3	30675690.0	-1021706.0	796672233.2	232182148.2	-1021706.0	7.5689299

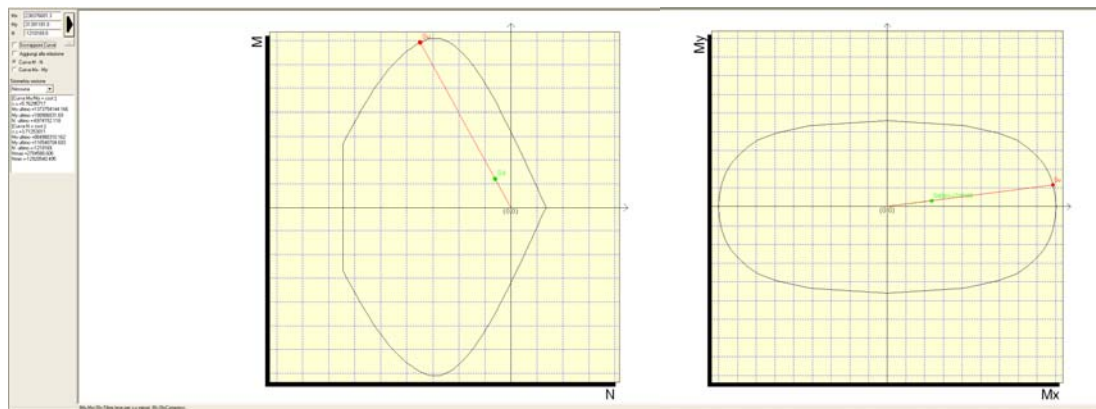


Figura 10 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP2 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 20/20$ sulle pareti, mentre pari a $\Phi 24/20$ 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.

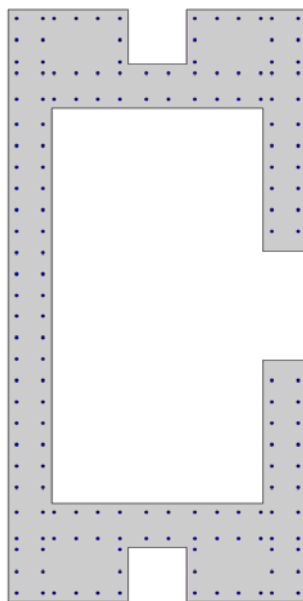


Figura 11 – Sezione di verifica allo spiccato

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.
19943900.0	142257200.0	-1028405.0	99338350.9	708567313.7	-5122371.1	4.9808889
101218200.0	60964800.0	-1019151.0	771974245.2	464968310.7	-7772893.8	7.6268324
13346000.0	47071100.0	-966792.0	139092126.6	490575408.4	-10075914.5	10.4220086
89212900.0	142230000.0	-1119323.0	406005979.5	647285655.6	-5094014.8	4.5509784
170487200.0	60937600.0	-1128577.0	1033238462.3	369312606.0	-6839746.1	6.0605046
82615000.0	47043900.0	-1180936.0	681640172.0	388149998.0	-9743671.5	8.250804

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.
19943900.0	142257200.0	-1028405.0	54325716.7	387498149.8	-1028405.0	2.7239265
101218200.0	60964800.0	-1019151.0	556698804.9	335305620.0	-1019151.0	5.4999872
13346000.0	47071100.0	-966792.0	107151295.6	377920676.6	-966792.0	8.0287199
89212900.0	142230000.0	-1119323.0	241944108.9	385725725.9	-1119323.0	2.7119857
170487200.0	60937600.0	-1128577.0	720567404.0	257553929.2	-1128577.0	4.2265191
82615000.0	47043900.0	-1180936.0	594535282.9	338549396.5	-1180936.0	7.1964569

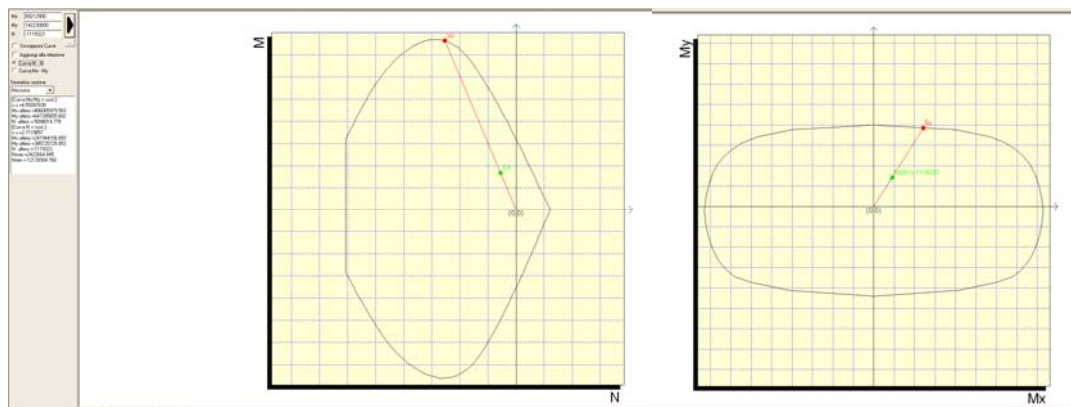


Figura 12 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
333355396.0	108848339.0	-1541848.0	1074406617.8	350818907.3	-4969386.2	3.2230065
233604526.0	115127279.0	-1541804.0	912658561.6	449785364.4	-6023601.7	3.9068531
379214416.0	109533460.3	-1430936.0	1080491319.6	312092441.8	-4077149.7	2.8492886
212962966.0	119998360.3	-1430863.0	847277406.0	477415868.8	-5692717.0	3.9785199
312619936.0	108533620.3	-1430880.0	1042557118.9	361949080.8	-4771845.8	3.3349029
224282716.0	219185860.3	-1432633.0	551267202.8	538739579.5	-3521286.0	2.4579121
339389920.0	108563236.3	-1437675.0	1064333820.9	340456558.3	-4508578.6	3.1360207
138629801.0	109152679.0	-977524.0	685544345.4	539775728.8	-4833997.1	4.9451441
38446121.0	115108879.0	-977593.0	234707664.3	702722028.4	-5968055.1	6.1048464
202644712.3	110069160.3	-990543.0	831613708.2	451702003.6	-4064992.0	4.1038017
35671912.3	119996160.3	-990658.0	210198283.0	707082555.1	-5837495.0	5.8925432
173131942.3	110681010.3	-990345.0	767847725.4	490875114.5	-4392223.3	4.4350437
46991662.3	219183660.3	-988888.0	109899932.5	512607307.5	-2312723.6	2.3387113
162531676.3	108883776.3	-983821.0	750611415.1	502852165.6	-4543528.3	4.6182469
345477471.0	108843579.0	-1917701.0	1102266650.9	347271985.5	-6118540.4	3.1905601
245726601.0	115122519.0	-1917657.0	912945753.2	427713623.2	-7124653.2	3.7152907
391336491.0	109528700.3	-1806789.0	1141725354.8	319550302.8	-5271312.2	2.9175029
225085041.0	119993600.3	-1806715.0	858779533.7	457818287.9	-6893260.7	3.8153559
324742011.0	108528860.3	-1806733.0	1077601774.6	360134779.3	-5995339.7	3.3183319
236404791.0	219181100.3	-1808486.0	611690919.8	567125092.0	-4679408.0	2.5874726
351511995.0	108558476.3	-1813527.0	1107485067.8	342027848.8	-5713756.9	3.1506324
126507726.0	109157439.0	-1353376.0	642220811.1	554141483.9	-6870459.7	5.0765343
26324046.0	115113639.0	-1353446.0	151346438.4	661829844.6	-7781449.4	5.7493608
190522637.3	110073920.3	-1366395.0	836632670.4	483362183.0	-6000183.0	4.3912507
23549837.3	120000920.3	-1366511.0	131826699.0	671738196.4	-7649421.6	5.5977754
161009867.3	110685770.3	-1366198.0	752586207.5	517363224.4	-6385830.8	4.674162
34869587.3	219188420.3	-1364740.0	104857650.1	659129760.3	-4103961.1	3.0071377
150409601.3	108888536.3	-1359673.0	725427043.0	525170522.5	-6557716.8	4.8230102

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.
333355396.0	108848339.0	-1541848.0	796149341.7	259961394.0	-1541848.0	2.3882899
233604526.0	115127279.0	-1541804.0	691567956.6	340825319.0	-1541804.0	2.9604219
379214416.0	109533460.3	-1430936.0	801767270.1	231584928.6	-1430936.0	2.1142848
212962966.0	119998360.3	-1430863.0	626647905.8	353097642.3	-1430863.0	2.9425206
312619936.0	108533620.3	-1430880.0	768249297.6	266716443.7	-1430880.0	2.4574546
224282716.0	219185860.3	-1432633.0	415185032.8	405749895.6	-1432633.0	1.8511682
339389920.0	108563236.3	-1437675.0	785527576.4	251272683.3	-1437675.0	2.3145283
138629801.0	109152679.0	-977524.0	447061589.2	352002021.1	-977524.0	3.2248592
38446121.0	115108879.0	-977593.0	126226390.6	377925729.3	-977593.0	3.2832022
202644712.3	110069160.3	-990543.0	589109758.1	319982770.1	-990543.0	2.9071065
35671912.3	119996160.3	-990658.0	112985478.1	380069995.7	-990658.0	3.1673513
173131942.3	110681010.3	-990345.0	528599040.6	337926526.3	-990345.0	3.0531572
46991662.3	219183660.3	-988888.0	81839192.2	381723328.2	-988888.0	1.7415684
162531676.3	108883776.3	-983821.0	509001333.0	340991913.3	-983821.0	3.1317054
345477471.0	108843579.0	-1917701.0	855270808.6	269455300.7	-1917701.0	2.4756196
245726601.0	115122519.0	-1917657.0	747131825.7	350030063.7	-1917657.0	3.0405004
391336491.0	109528700.3	-1806789.0	862226978.0	241323266.4	-1806789.0	2.203288
225085041.0	119993600.3	-1806715.0	689816765.5	367743662.0	-1806715.0	3.064694
324742011.0	108528860.3	-1806733.0	828078724.0	276744114.1	-1806733.0	2.5499587
236404791.0	219181100.3	-1808486.0	465826650.6	431888023.0	-1808486.0	1.970462
351511995.0	108558476.3	-1813527.0	845576762.0	261141941.6	-1813527.0	2.4055417
126507726.0	109157439.0	-1353376.0	451660543.2	389716183.8	-1353376.0	3.570221
26324046.0	115113639.0	-1353446.0	95797847.7	418918841.7	-1353446.0	3.6391764
190522637.3	110073920.3	-1366395.0	610075609.4	352469475.3	-1366395.0	3.2021161
23549837.3	120000920.3	-1366511.0	82637519.8	421089042.7	-1366511.0	3.5090484
161009867.3	110685770.3	-1366198.0	540722697.8	371718263.8	-1366198.0	3.3583203
34869587.3	219188420.3	-1364740.0	67116288.9	421889517.3	-1364740.0	1.9247801
150409601.3	108888536.3	-1359673.0	519064129.3	375774769.7	-1359673.0	3.451004

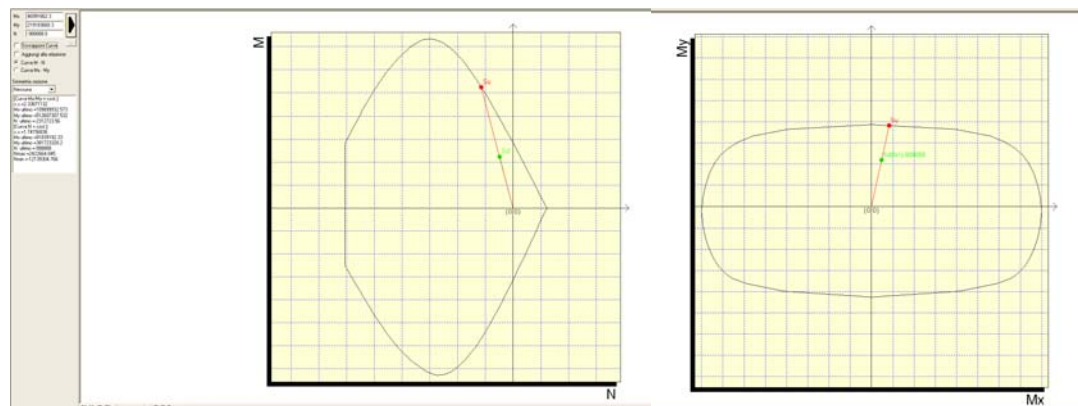


Figura 13 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP3 – sezione di spiccatto

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 24/20$ sulle pareti e di $\Phi 24/20$ 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.

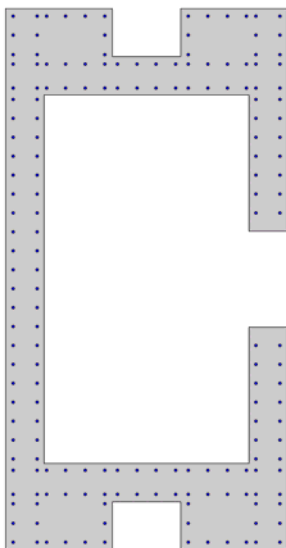


Figura 14 – Sezione di verifica allo spiccatto

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.
291407500.0	301529600.0	-1191856.0	546959217.5	565957959.4	-2237061.9	1.8769566
298641900.0	297242000.0	-1178506.0	563621821.5	560979813.8	-2224174.5	1.8872831
134753500.0	138465700.0	-1127749.0	680527766.6	699274998.9	-5695321.5	5.0501677
302500500.0	302139800.0	-1310280.0	582506080.8	581811503.6	-2523123.3	1.9256368
309734900.0	297852200.0	-1323630.0	604724419.0	581524712.2	-2584246.7	1.9523935
145846500.0	139075900.0	-1374387.0	712985423.2	679886657.7	-6718830.4	4.8886015

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.
291407500.0	301529600.0	-1191856.0	462437453.3	478500314.2	-1191856.0	1.5869099
298641900.0	297242000.0	-1178506.0	476367308.7	474134311.3	-1178506.0	1.5951121
134753500.0	138465700.0	-1127749.0	459243354.6	471894626.6	-1127749.0	3.4080254
302500500.0	302139800.0	-1310280.0	486978929.0	486398257.9	-1310280.0	1.609845
309734900.0	297852200.0	-1323630.0	503608700.4	484288207.0	-1323630.0	1.6259346
145846500.0	139075900.0	-1374387.0	511801158.9	488041926.3	-1374387.0	3.5091768

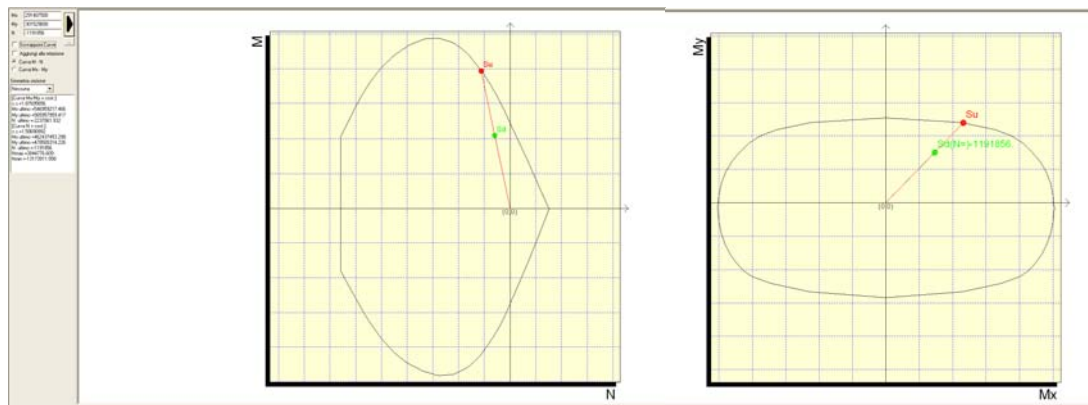


Figura 15 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
295894330.0	176095806.0	-1750270.0	956394807.2	569179931.3	-5657253.2	3.2322174
157662250.0	196741266.0	-1748608.0	587762531.5	733448524.0	-6518784.7	3.7279852
370088680.0	175424136.0	-1642479.0	1047590831.0	496564003.0	-4649280.1	2.8306481
139701880.0	209833236.0	-1639709.0	508686128.1	764050250.3	-5970551.2	3.6412261
277865620.0	176317446.0	-1641628.0	921522344.5	584744763.4	-5444347.1	3.3164317
146434840.0	351855156.0	-1640646.0	290635649.3	698342359.8	-3256262.1	1.9847439
297007300.0	175667340.0	-1654069.0	957900705.6	566558023.8	-5334663.0	3.2251756
187139045.0	176245116.0	-1166700.0	703941877.4	662963294.7	-4388656.5	3.7615981
49166795.0	195935586.0	-1168289.0	205911889.1	820583620.8	-4892826.5	4.1880275
275947838.8	176273016.0	-1177635.0	867020260.7	553844802.5	-3700095.7	3.1419716
45994088.8	209090466.0	-1180282.0	177361296.2	806289614.2	-4551375.0	3.8561759
233860298.8	175826616.0	-1178732.0	800841013.8	602108036.8	-4036499.3	3.4244419
52727048.8	351112386.0	-1179346.0	88705420.6	590694389.5	-1984074.3	1.6823513
203039678.8	175879560.0	-1165996.0	739143223.4	640269851.1	-4244677.9	3.6403881
297835605.0	176202591.0	-2188144.0	950446084.5	562293627.4	-6982754.5	3.1911768
159603525.0	196848051.0	-2186482.0	570830451.4	704037469.1	-7820068.6	3.5765529
372029955.0	175530921.0	-2080353.0	1074511338.4	506975210.8	-6008556.2	2.8882388
141643155.0	209940021.0	-2077583.0	501140324.9	742777936.2	-7350589.0	3.5380483
279806895.0	176424231.0	-2079502.0	920336270.3	580291699.9	-6839864.0	3.2891837
148376115.0	351961941.0	-2078519.0	334756654.9	794073911.5	-4689421.0	2.2561357
298948575.0	175774125.0	-2091943.0	960782148.9	564915358.9	-6723234.9	3.213871
185197770.0	176138331.0	-1604574.0	716459422.7	681411914.1	-6207483.8	3.868618
47225520.0	195828801.0	-1606163.0	204622803.9	848503909.4	-6959321.5	4.3328862
274006563.8	176166231.0	-1615508.0	914242140.7	587791000.0	-5390255.9	3.3365702
44052813.8	208983681.0	-1618156.0	181034590.2	858816312.4	-6649795.6	4.1094898
231919023.8	175719831.0	-1616606.0	829986644.1	628862222.8	-5785473.6	3.5787778
50785773.8	351005601.0	-1617219.0	104852219.7	724685549.9	-3338907.5	2.0645983
201098403.8	175772775.0	-1603869.0	757883437.4	662438251.1	-6044532.1	3.7687193

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.
295894330.0	176095806.0	-1750270.0	765978020.6	455857051.8	-1750270.0	2.5886877
157662250.0	196741266.0	-1748608.0	434100580.2	541699092.3	-1748608.0	2.7533578
370088680.0	175424136.0	-1642479.0	847943296.5	401929937.9	-1642479.0	2.2911895
139701880.0	209833236.0	-1639709.0	356423271.0	535350335.6	-1639709.0	2.5513133
277865620.0	176317446.0	-1641628.0	726034214.8	460699306.6	-1641628.0	2.6128969
146434840.0	351855156.0	-1640646.0	226419601.1	544043371.5	-1640646.0	1.546214
297007300.0	175667340.0	-1654069.0	759896504.3	449446857.3	-1654069.0	2.5585112
187139045.0	176245116.0	-1166700.0	497423407.0	468466888.1	-1166700.0	2.6580418
49166795.0	195935586.0	-1168289.0	125067640.4	498409575.2	-1168289.0	2.543742
275947838.8	176273016.0	-1177635.0	672425051.7	429539120.2	-1177635.0	2.4367832
45994088.8	209090466.0	-1180282.0	110131780.7	500662280.0	-1180282.0	2.3944768
233860298.8	175826616.0	-1178732.0	597373172.8	449131827.9	-1178732.0	2.5544018
52727048.8	351112386.0	-1179346.0	75486239.3	502667117.1	-1179346.0	1.4316417
203039678.8	175879560.0	-1165996.0	532404788.4	461186308.4	-1165996.0	2.6221712
297835605.0	176202591.0	-2188144.0	807363009.2	477644216.2	-2188144.0	2.7107673
159603525.0	196848051.0	-2186482.0	469829030.2	579466706.0	-2186482.0	2.9437259
372029955.0	175530921.0	-2080353.0	889560103.7	419711644.7	-2080353.0	2.3910981
141643155.0	209940021.0	-2077583.0	389846678.6	577821214.8	-2077583.0	2.7523157
279806895.0	176424231.0	-2079502.0	769863633.6	485415484.6	-2079502.0	2.7514105
148376115.0	351961941.0	-2078519.0	248162859.8	588665378.0	-2078519.0	1.6725257
298948575.0	175774125.0	-2091943.0	802288343.0	471725050.0	-2091943.0	2.6837002
185197770.0	176138331.0	-1604574.0	533829867.4	507716166.8	-1604574.0	2.8824854
47225520.0	195828801.0	-1606163.0	131793634.6	546505140.7	-1606163.0	2.7907291
274006563.8	176166231.0	-1615508.0	717212367.4	461115229.6	-1615508.0	2.6175007
44052813.8	208983681.0	-1618156.0	115702161.3	548883522.1	-1618156.0	2.626442
231919023.8	175719831.0	-1616606.0	639862795.1	484809656.3	-1616606.0	2.7589923
50785773.8	351005601.0	-1617219.0	79743584.7	551147355.3	-1617219.0	1.5701953
201098403.8	175772775.0	-1603869.0	571082440.1	499162317.3	-1603869.0	2.8398159

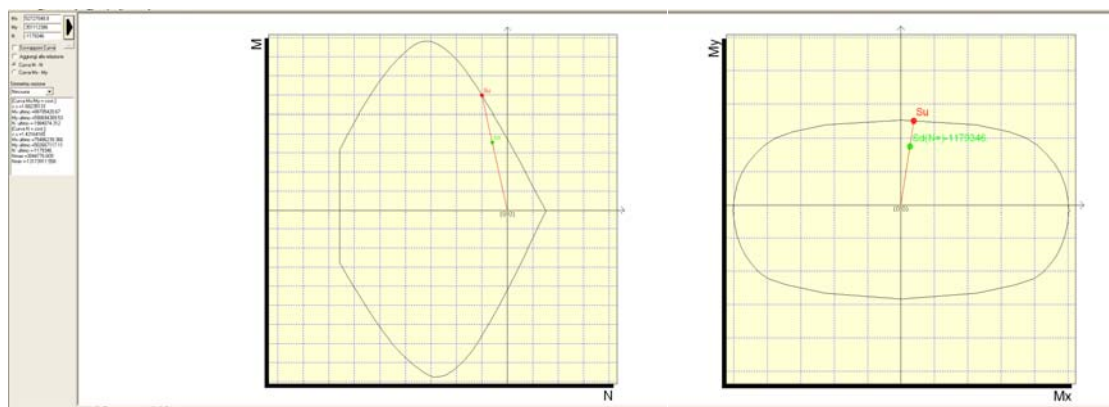


Figura 16 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

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).

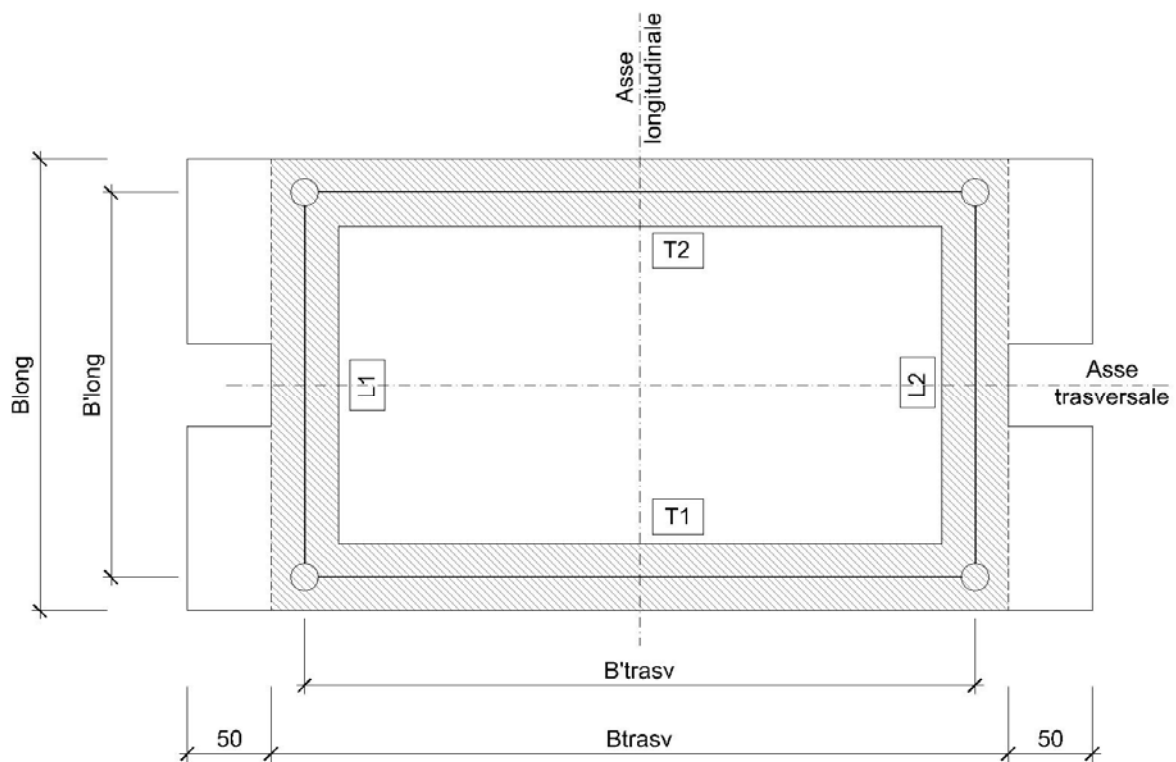


Figura 17 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli

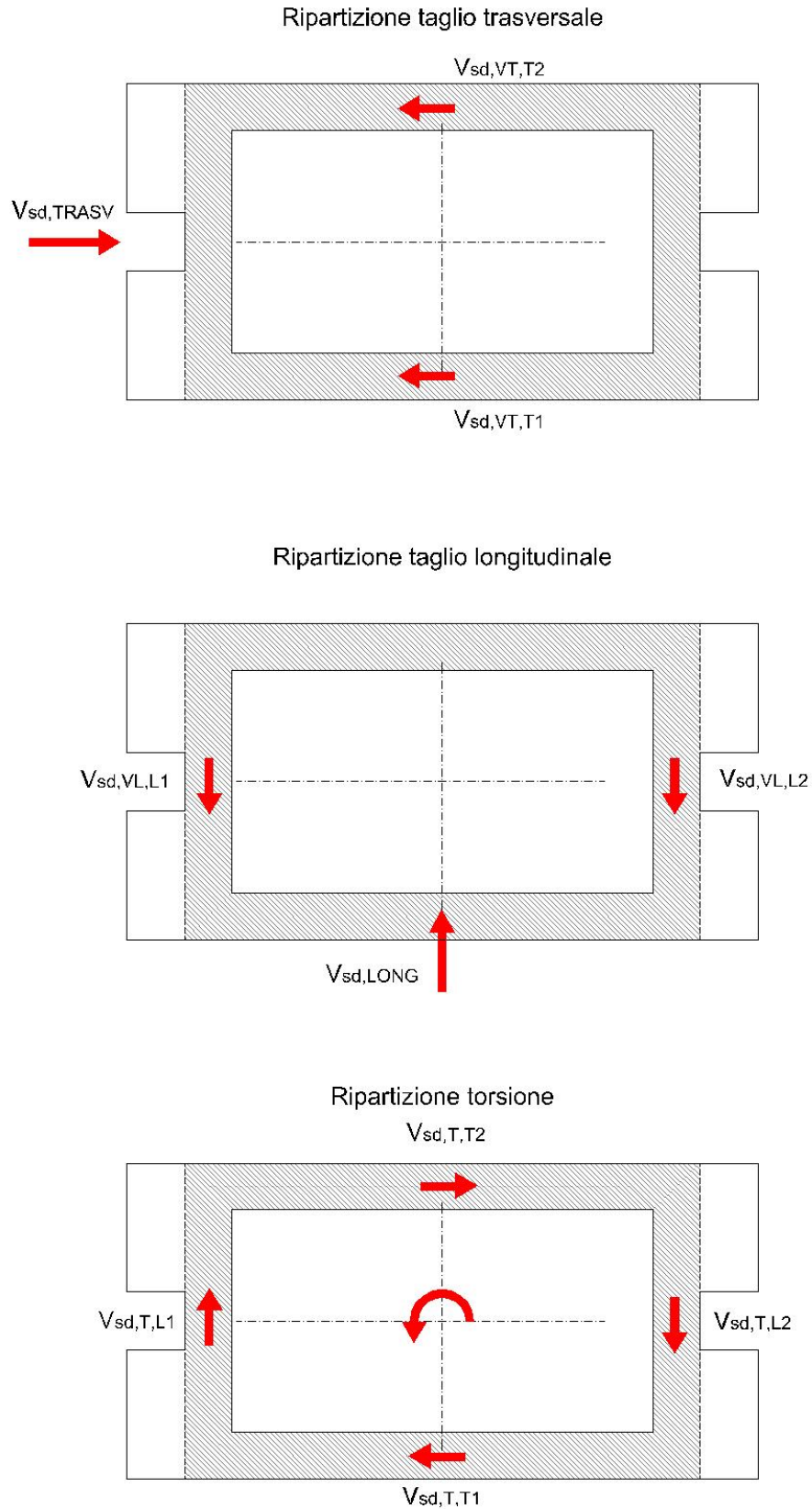


Figura 18 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

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 18**), 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 19**. 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.

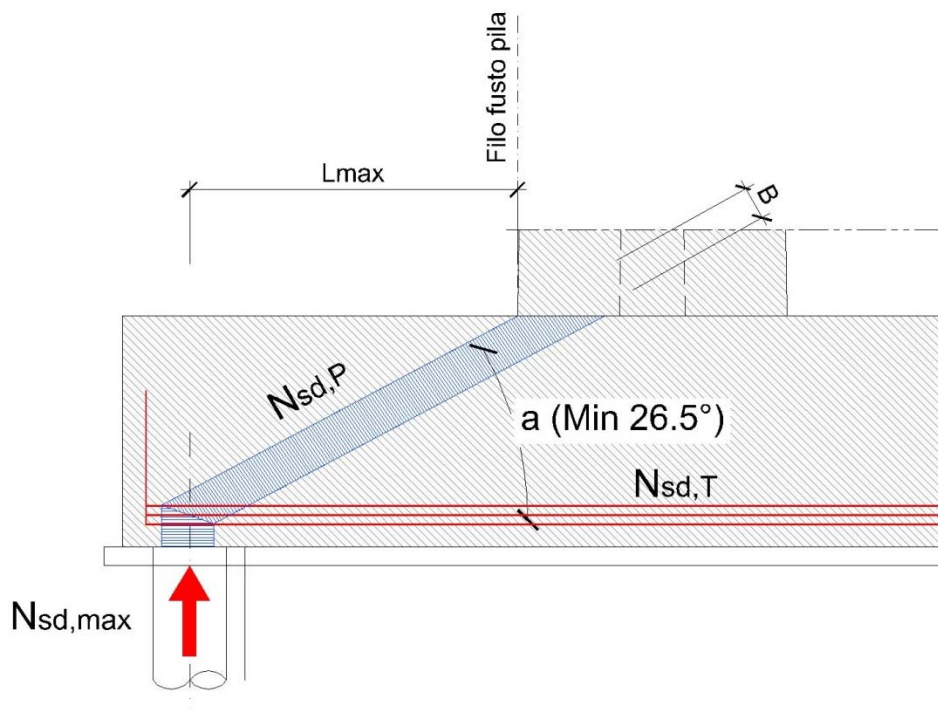


Figura 19 – Schema di calcolo plinto di fondazione

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per la fondazione UP2 maggiormente sollecitata, caratterizzata da un plinto circolare di diametro $d=8.9\text{m}$, e per la fondazione UP3, di diametro maggiore pari a $d=11.45\text{m}$.

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

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP2	UP3	
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]	560	740	Spessore puntone
L	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	8147	10766	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2042	2042	Azione massima sul palo
a	[°]	41	61	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	3113	2335	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.62	4.61	Coefficiente di sicurezza

Tabella 1 – Verifica del puntone diagonale UP2**Verifica del tirante inferiore**

Plinto	[-]	UP2	UP2	
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]	10618.6	5309.3	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	4155	2078	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2042	2042	Azione massima sul palo
a	[°]	41	61	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2349	1132	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.77	1.84	Coefficiente di sicurezza

Tabella 2 – Verifica del tirante inferiore UP1

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP3	UP3	
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]	1398	1398	Azione massima sul palo
a	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	2796	2271	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.08	3.08	Coefficiente di sicurezza

Tabella 3 – Verifica del puntone diagonale UP3**Verifica del tirante inferiore**

Plinto	[-]	UP3	UP3	
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]	1398	1398	Azione massima sul palo
a	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2421	1789	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.14	2.32	Coefficiente di sicurezza

Tabella 4 – Verifica del tirante inferiore UP3

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

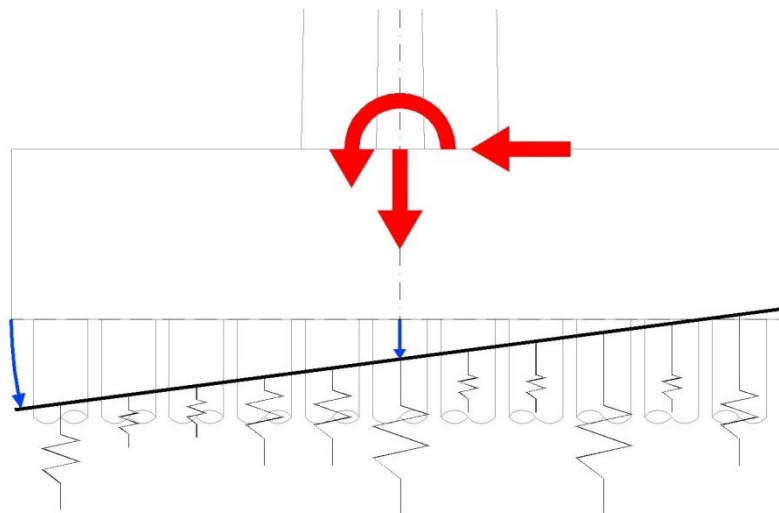


Figura 20 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

9.3.2.2 Tabelle di sintesi

In **Tabella 5** 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			
	N_{1max}	N_{1min}	V_{1max}	M_{1testa}	N_{2max}	N_{2min}	V_{2max}	M_{2testa}
	KN	KN	KN	KNm	KN	KN	KN	KNm
UP1	-1557	53	87	173	-	-	-	-
UP2	-2042	53	111	221	-	-	-	-
UP3	-1398	59	118	284	-583	50	92	220

Tabella 5 – Max Azioni SLU/SLV agenti sui pali

9.3.3 Verifica a pressoflessione

In **Tabella 6** 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	
UP1	Pali circolariferenziali	53	173	261	859	4.97
UP2	Pali circolariferenziali	53	221	206	870	3.94
UP3	Pali circolariferenziali	59	284	192	873	3.07
	Pali centrali	50	220	196	872	3.96

Tabella 6 – Verifica a pressoflessione dei pali

Il corrispondente dominio $M-N_{\text{SLU/SLV}}$ relativo alla sezione di testa dei pali maggiormente sollecitati è rappresentato in **Figura 21**.

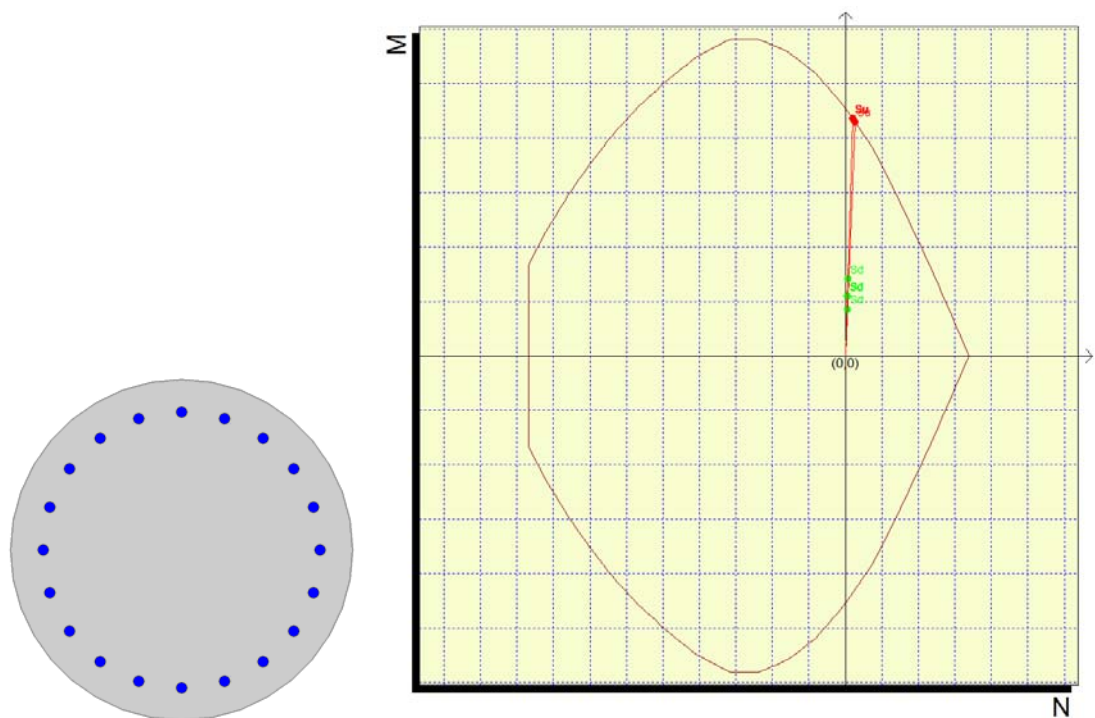


Figura 21 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP1-UP3

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 **Tabella 7** si riporta la verifica a taglio allo SLU della sezione di testa del palo maggiormente sollecitato, appartenente al plinto UP3, armato con una staffa elicoidale di $1\phi 14/10\text{cm}$.

Risultando il coefficiente di sicurezza superiore a 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

Resistenza a taglio di sezioni in c.a. con specifica armatura			
Sezione testa palo UP3			
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}	118	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.	6.42	verificato

Tabella 7 – Verifica a taglio sezione di testa palo UP3

9.4 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")

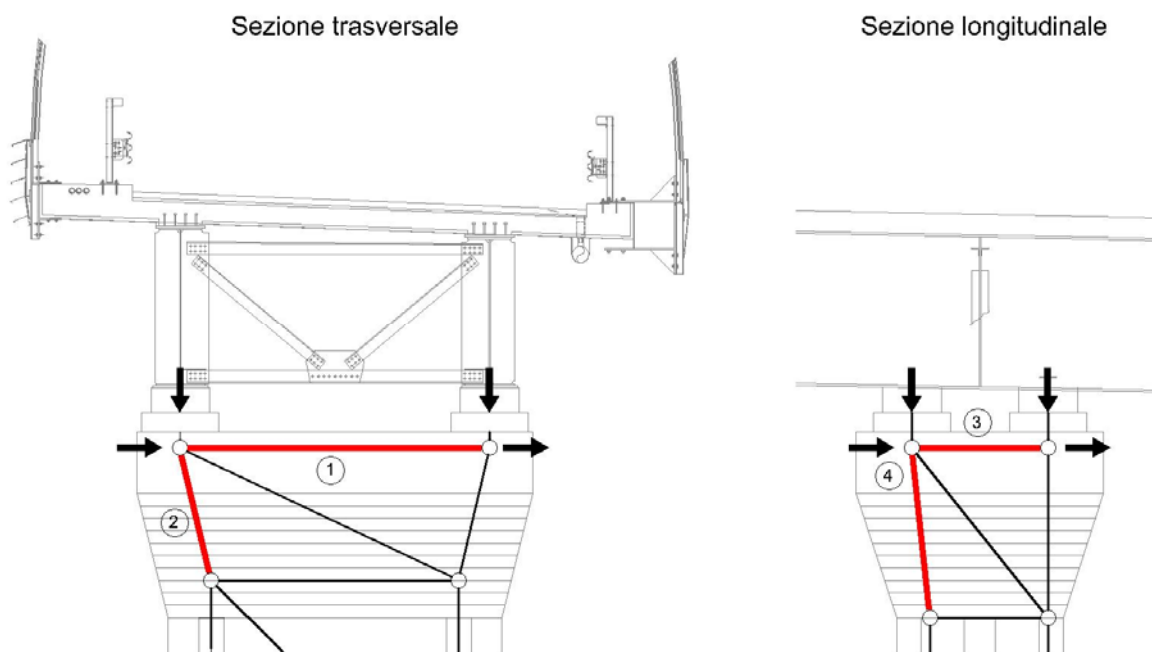


Figura 22 – Schemi tirante-puntone di riferimento

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

- $H_{sd, LONG}$ = azione orizzontale longitudinale = 388 kN
- $H_{sd, TRASV}$ = azione orizzontale trasversale = 533 kN
- N_{sd} = azione verticale = 12200 kN

Cautelativamente si assume quanto segue:

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

In **Figura 23** 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.

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

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

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

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

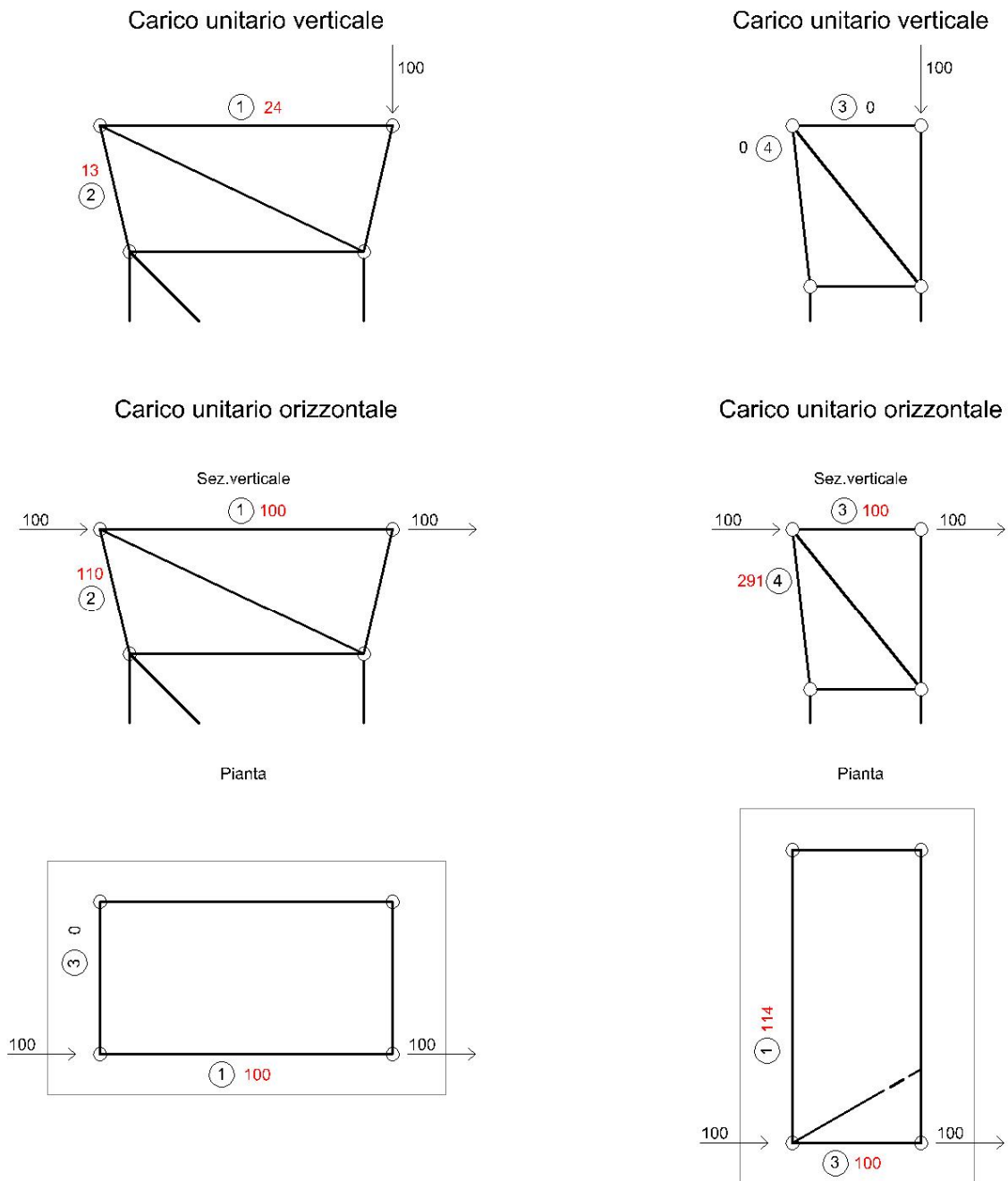


Figura 23 – Effetti elementari per carichi unitari (100kN)

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]	12200	12200	12200	12200	Azione verticale
$H_{Sd, LONG}$ [kN]	388	388	388	388	Taglio longitudinale
$H_{Sd, TRASV}$ [kN]	533	533	533	533	Taglio trasversale
$N_{Sd, T}$ [kN]	3903.32	2172.3	388	1551.03	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd, T}$ [kN]	4766	2457	3932	4178	Azione resistente di progetto
F_s [-]	1.22	1.13	10.13	2.69	Coefficiente di sicurezza

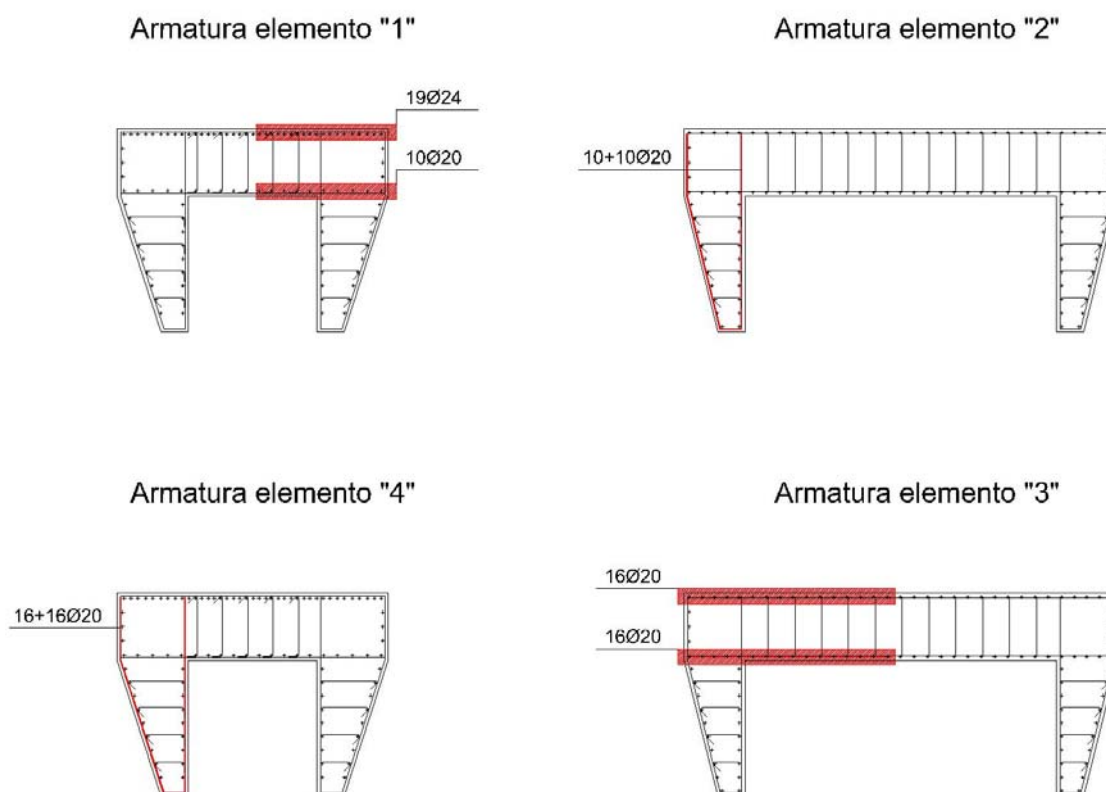


Figura 24 – Armature di progetto per i vari elementi

9.5 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")

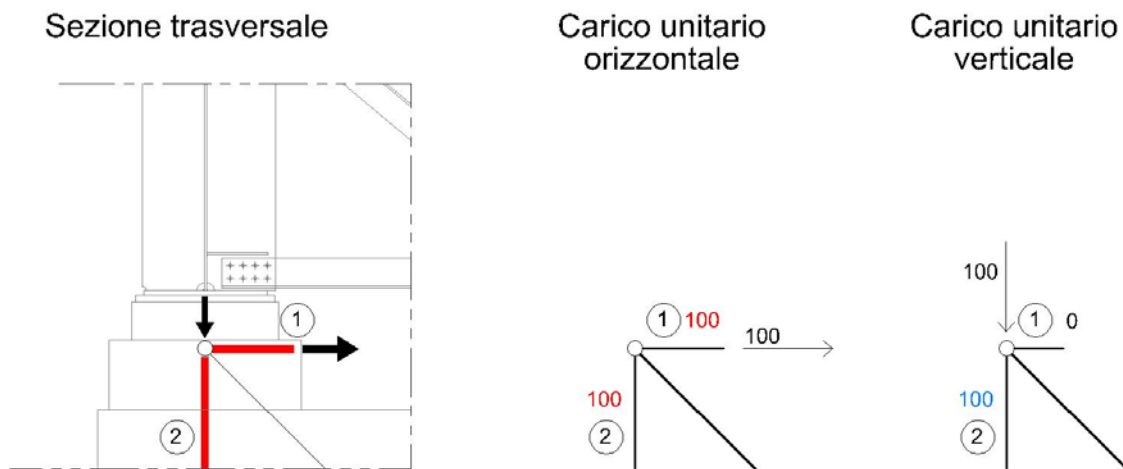


Figura 25 – Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari

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

- $H_{sd, LONG}$ = azione orizzontale longitudinale = 388 kN
- $H_{sd, TRASV}$ = azione orizzontale trasversale = 533 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]	533	533	Taglio trasversale
$N_{Sd,T}$	[kN]	533	533	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd,T}$	[kN]	787	787	Azione resistente di progetto
F_s	[-]	1.48	1.48	Coefficiente di sicurezza