

**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/ Revisone 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

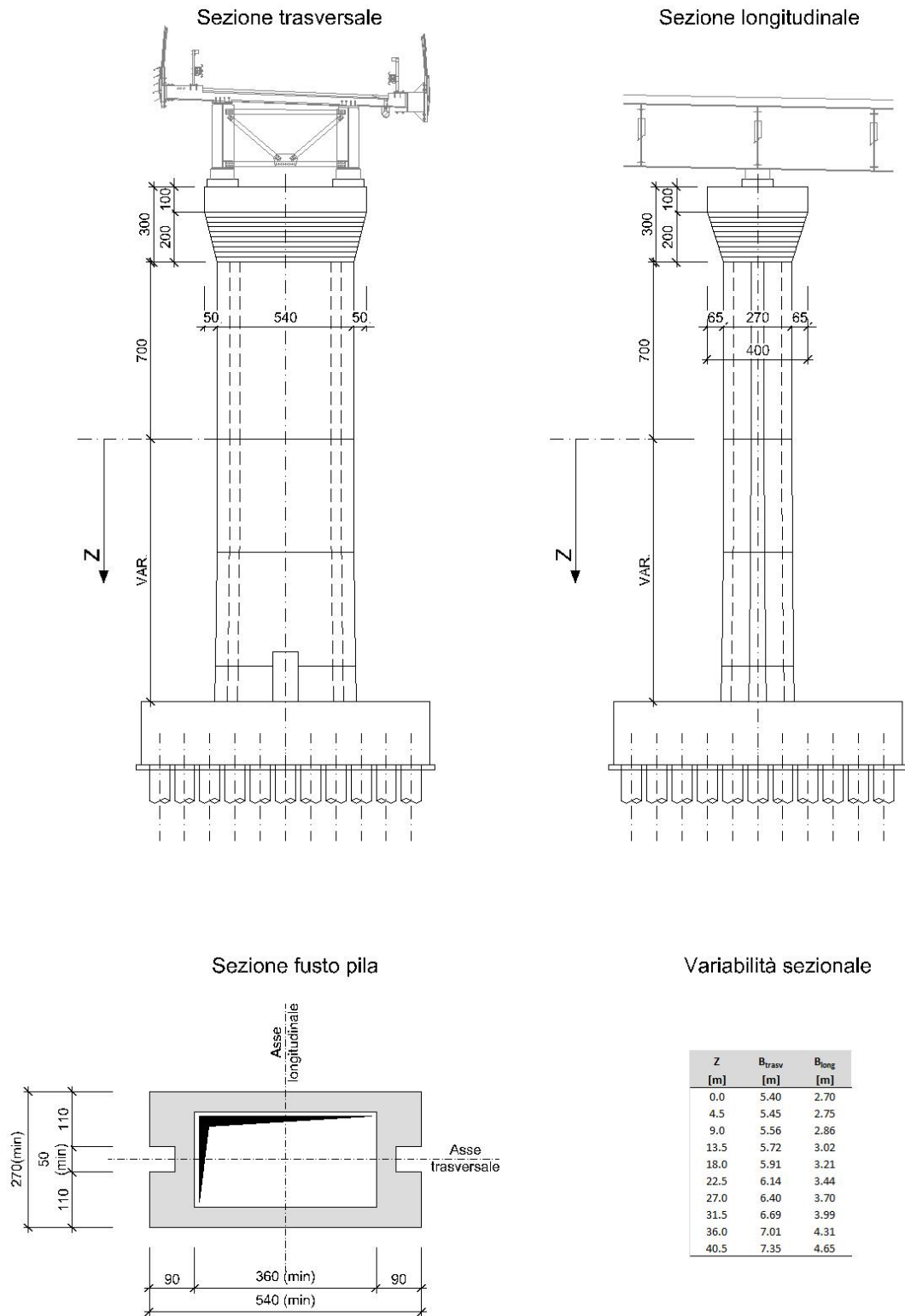


Figura 1 – Inquadramento generale geometria pile

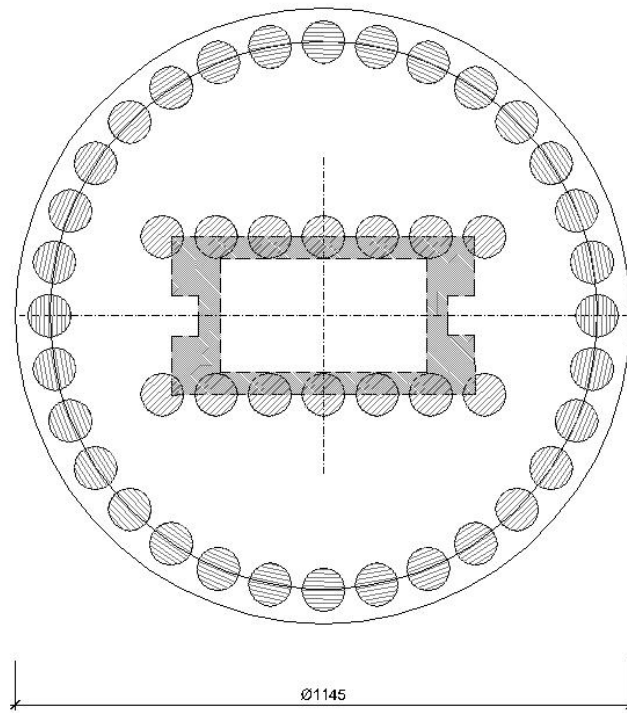


Figura 2 – Plinto tipologico

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-cla 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.

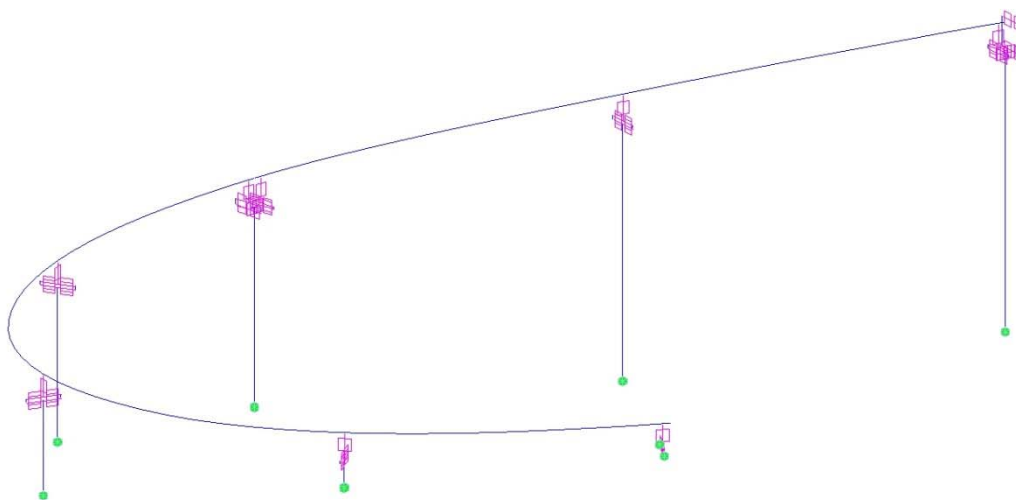


Figura 3 – Geometria del modello di calcolo

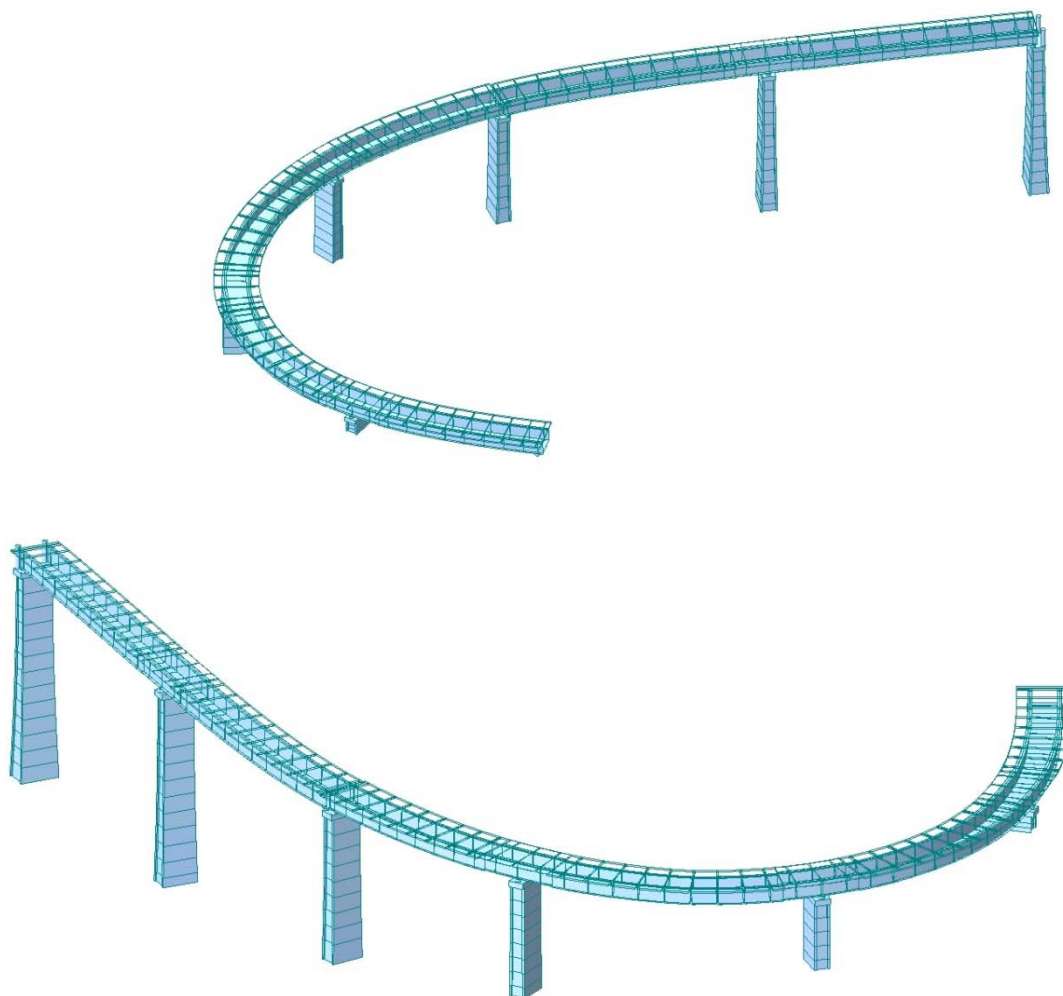


Figura 4 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.

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).

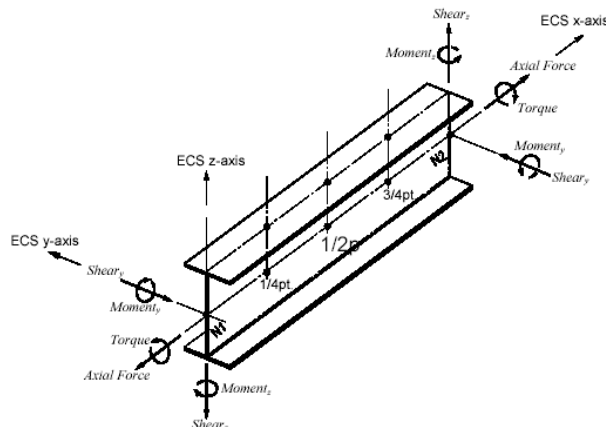


Figura 5 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

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.

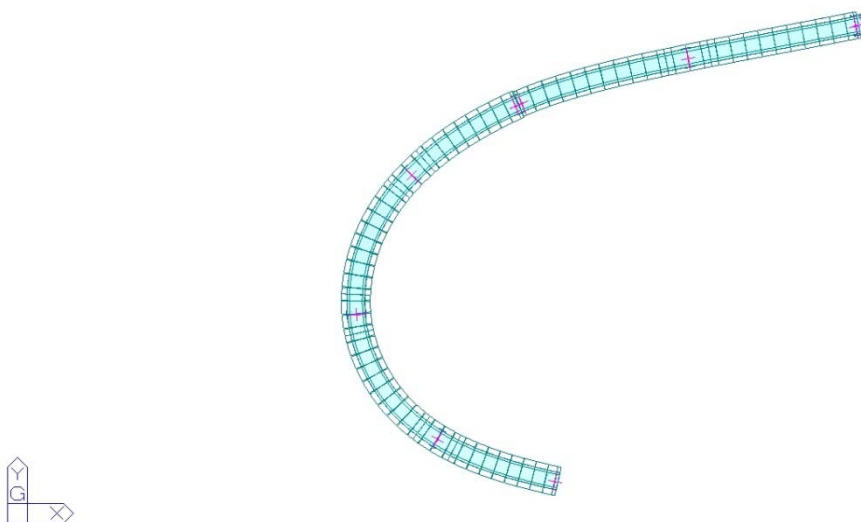


Figura 6 – Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B

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

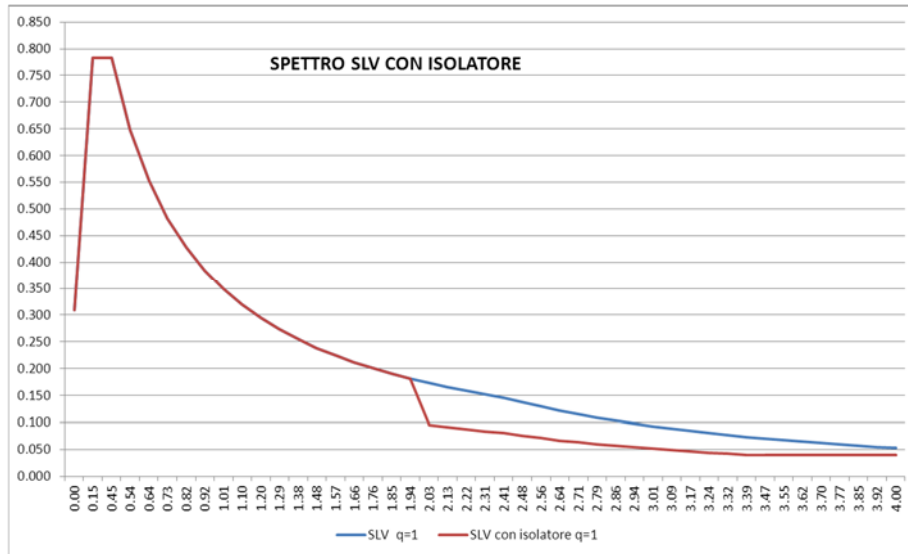
$$k_{eq} = \frac{GA_V}{H}$$

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 |

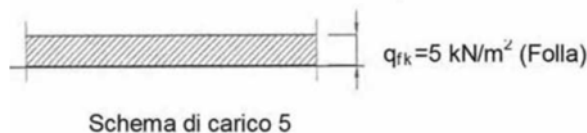
e per l'impalcato B:

| 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

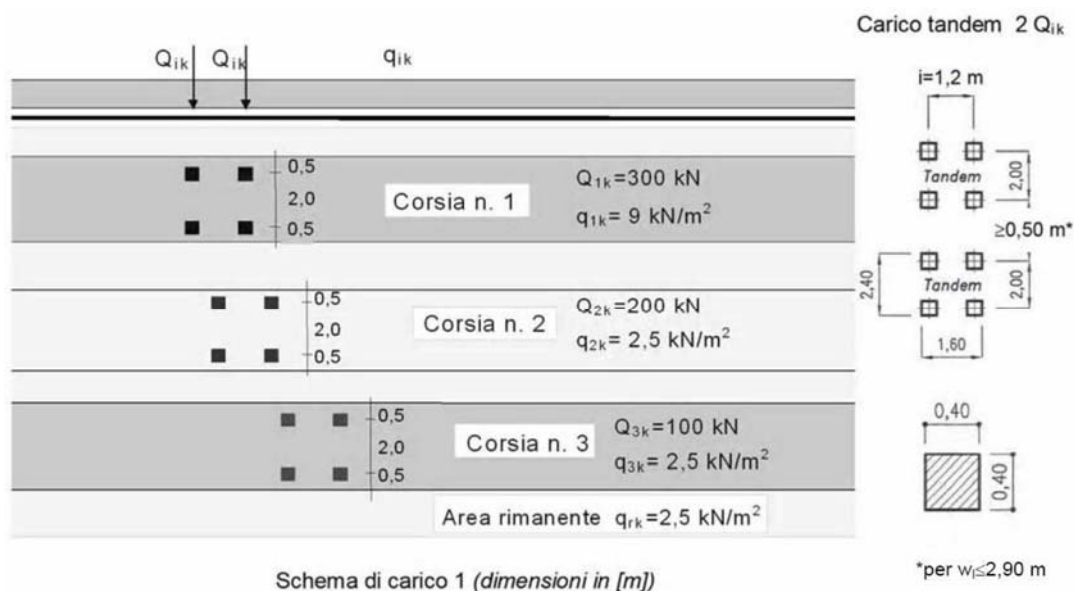
6.3.1 Carico Accidentale folla

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 |

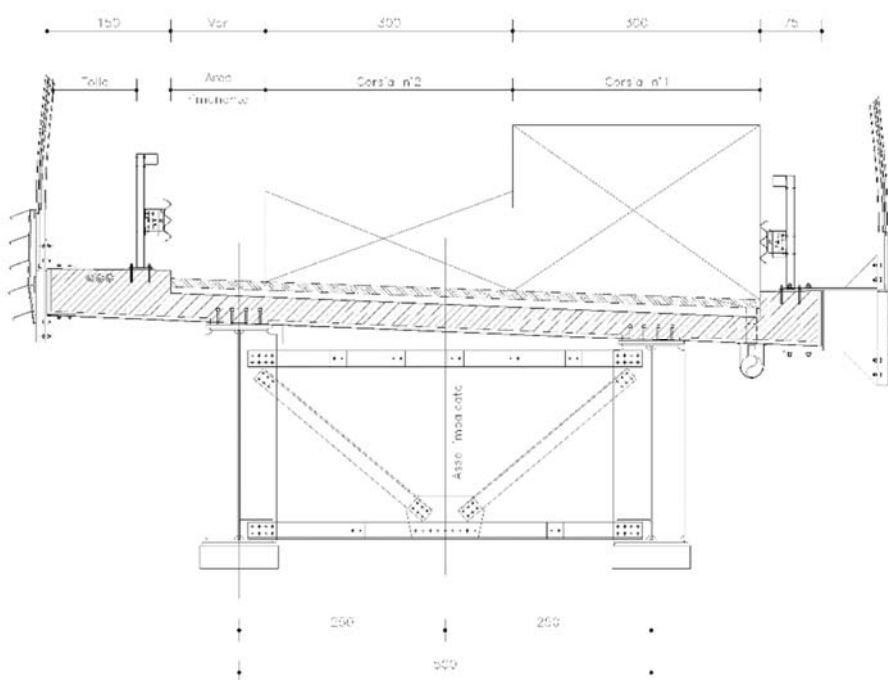


Figura 7 – Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato

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 |

Involuppo 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 |

Involuppo 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.

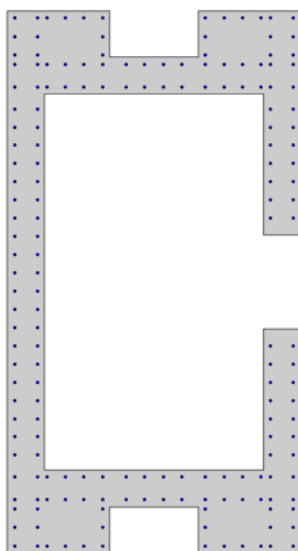


Figura 8 – Sezione di verifica allo spiccato

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 |

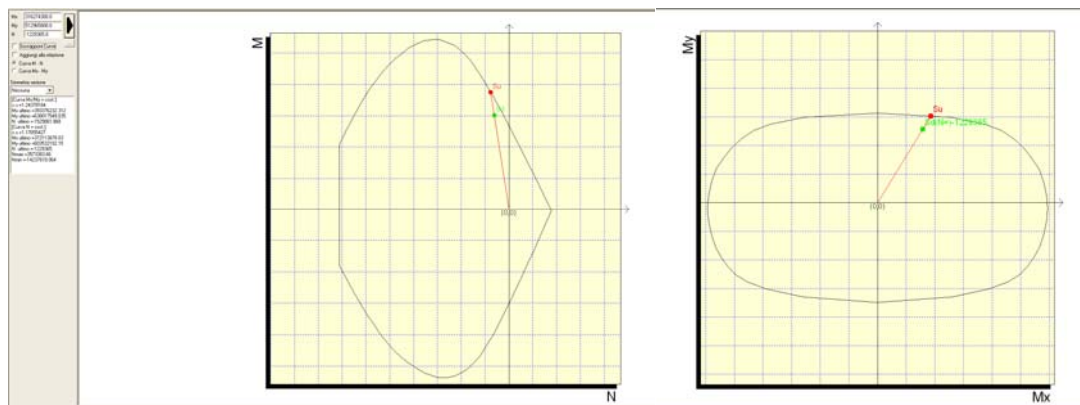


Figura 9 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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 |

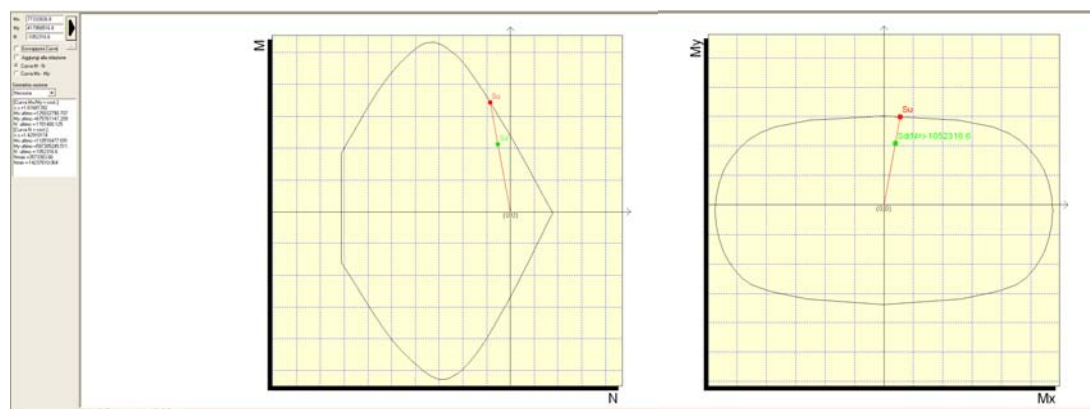


Figura 10 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

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.

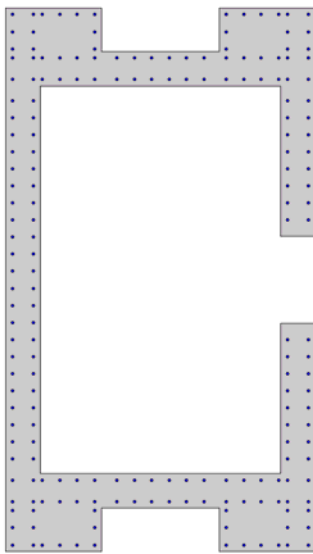


Figura 11 – Sezione di verifica allo spiccato

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 |

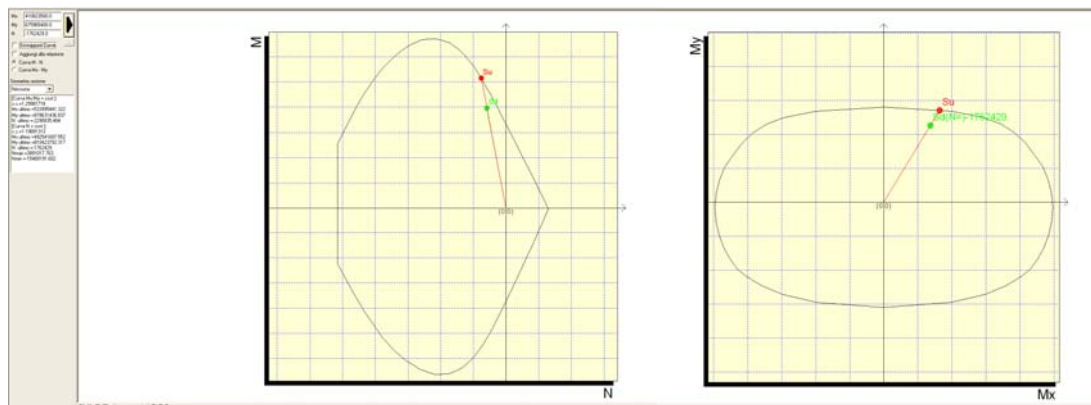


Figura 12 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto 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. |
|---------------------------------|---------------------------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------|------------------|
| 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 |

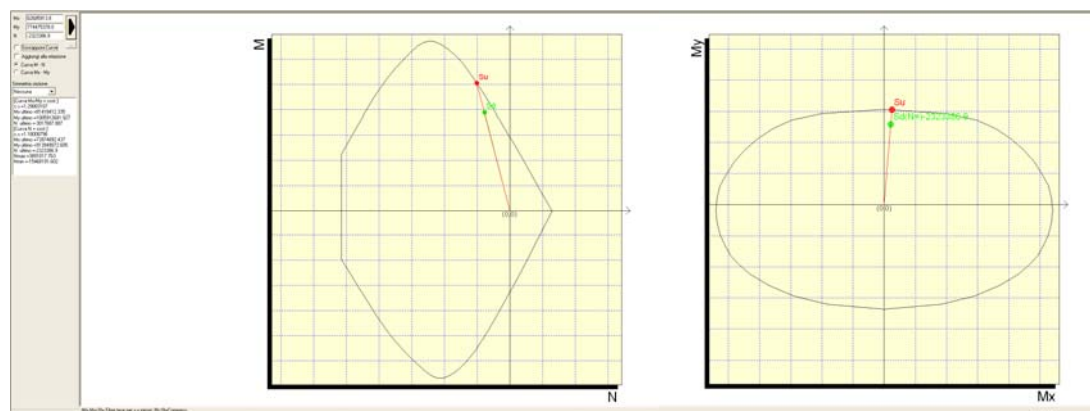


Figura 13 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

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).

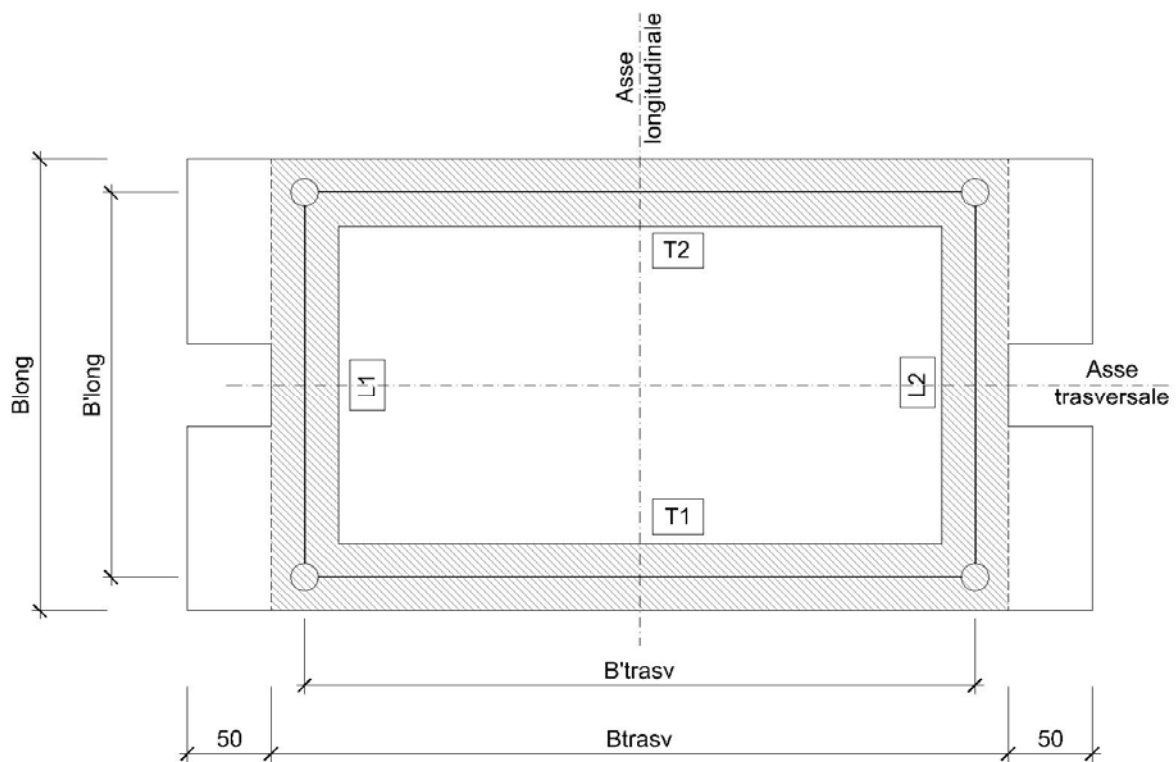


Figura 14 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli

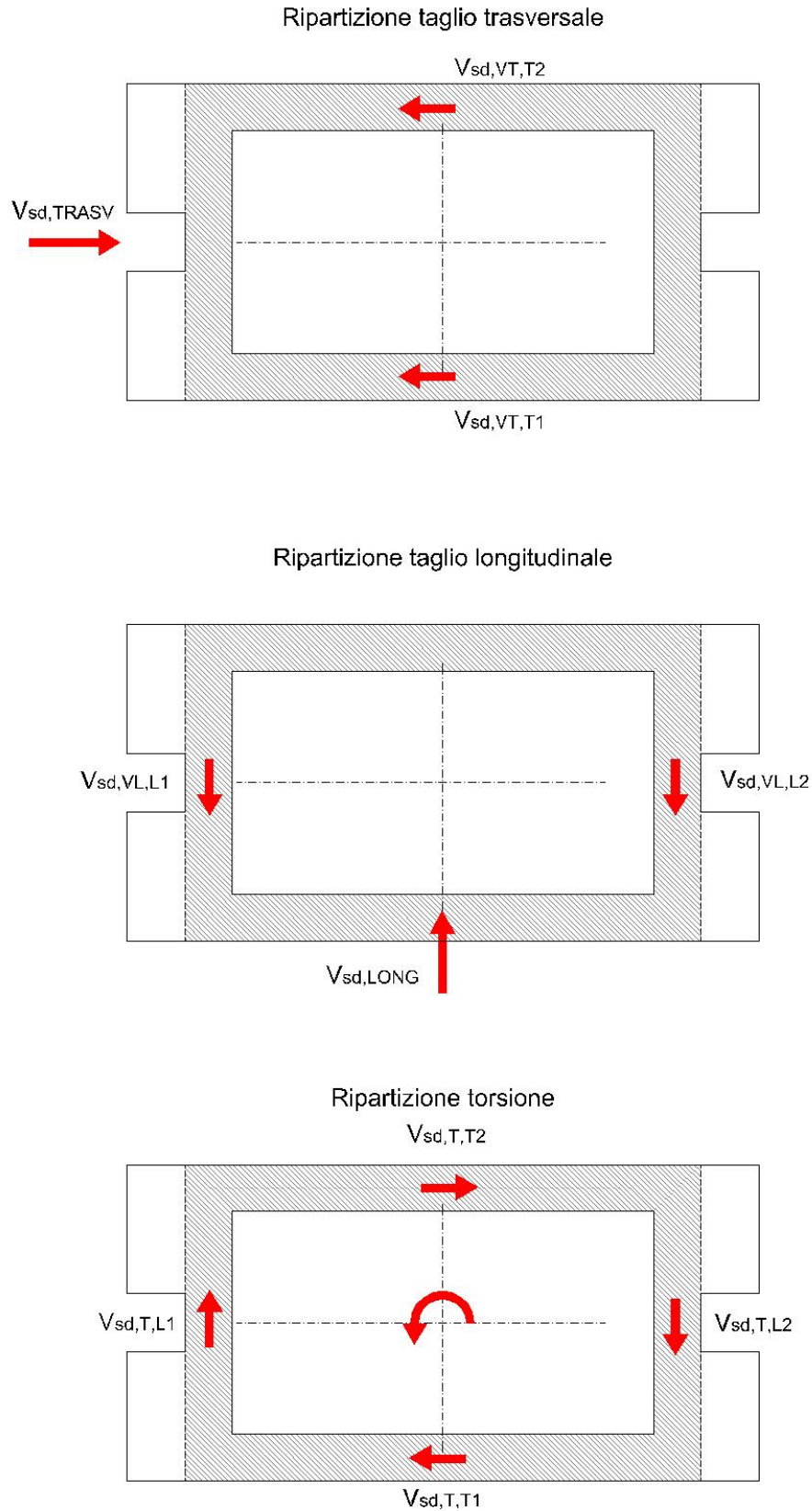


Figura 15 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

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.

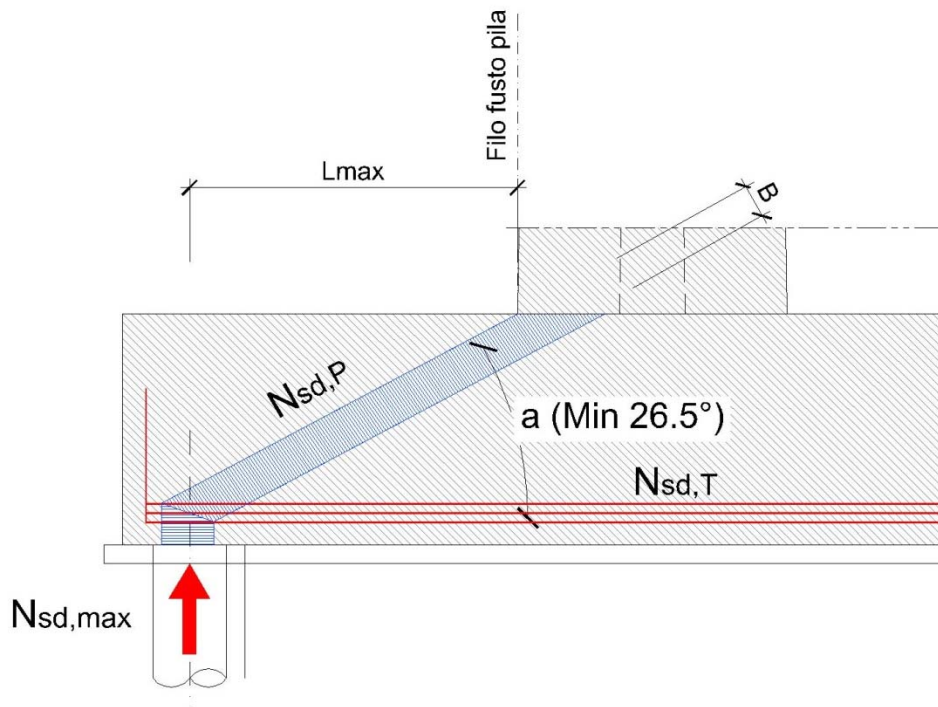


Figura 16 – Schema di calcolo plinto di fondazione

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

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

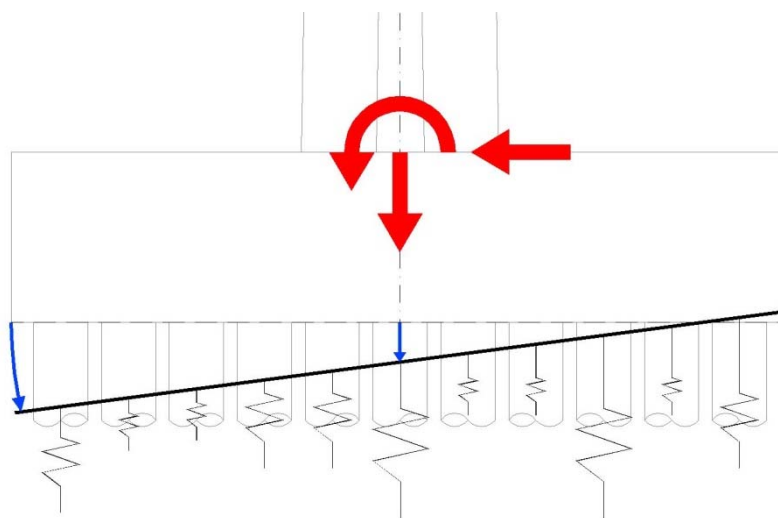


Figura 17 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

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

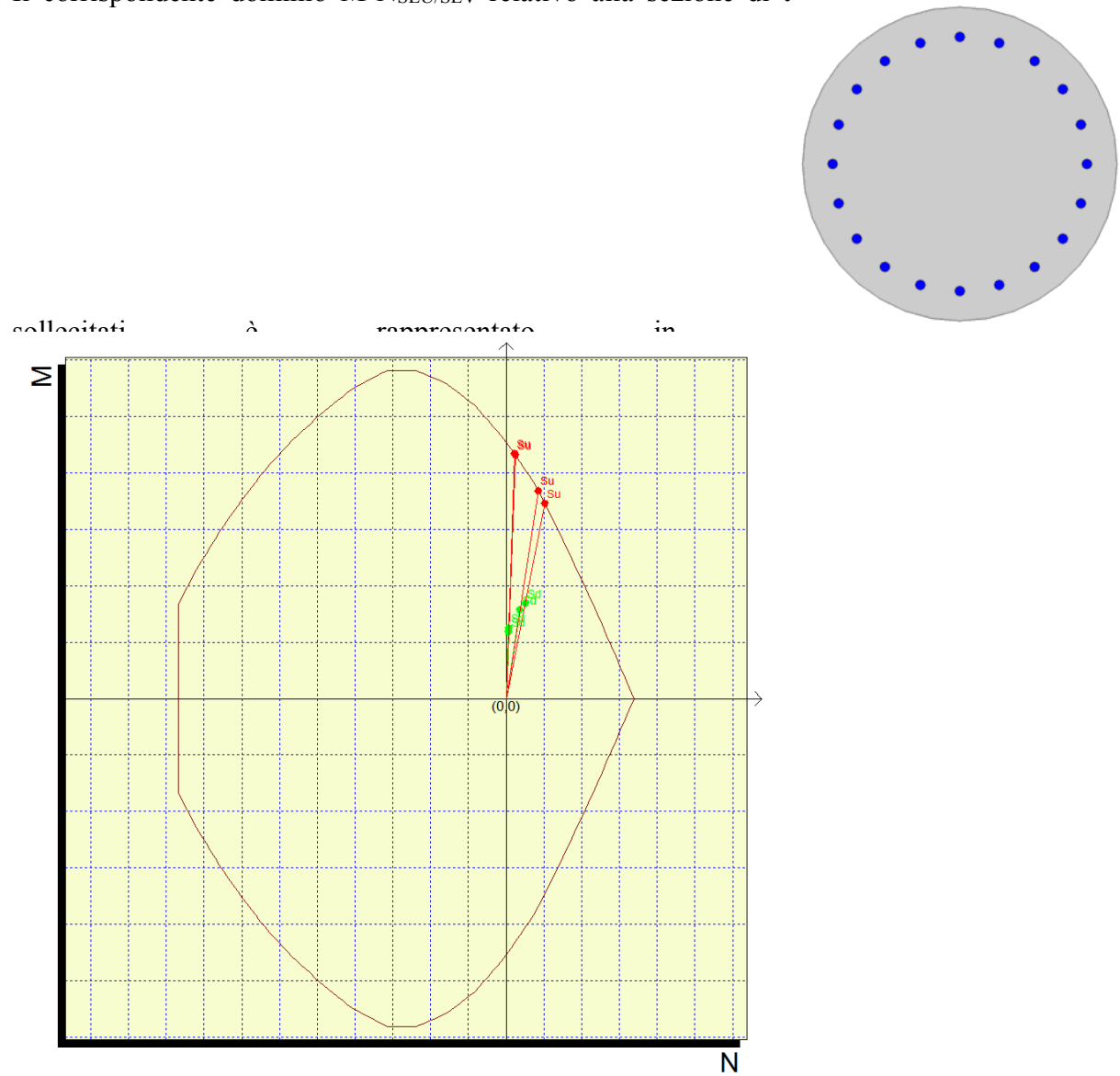


Figura 18.

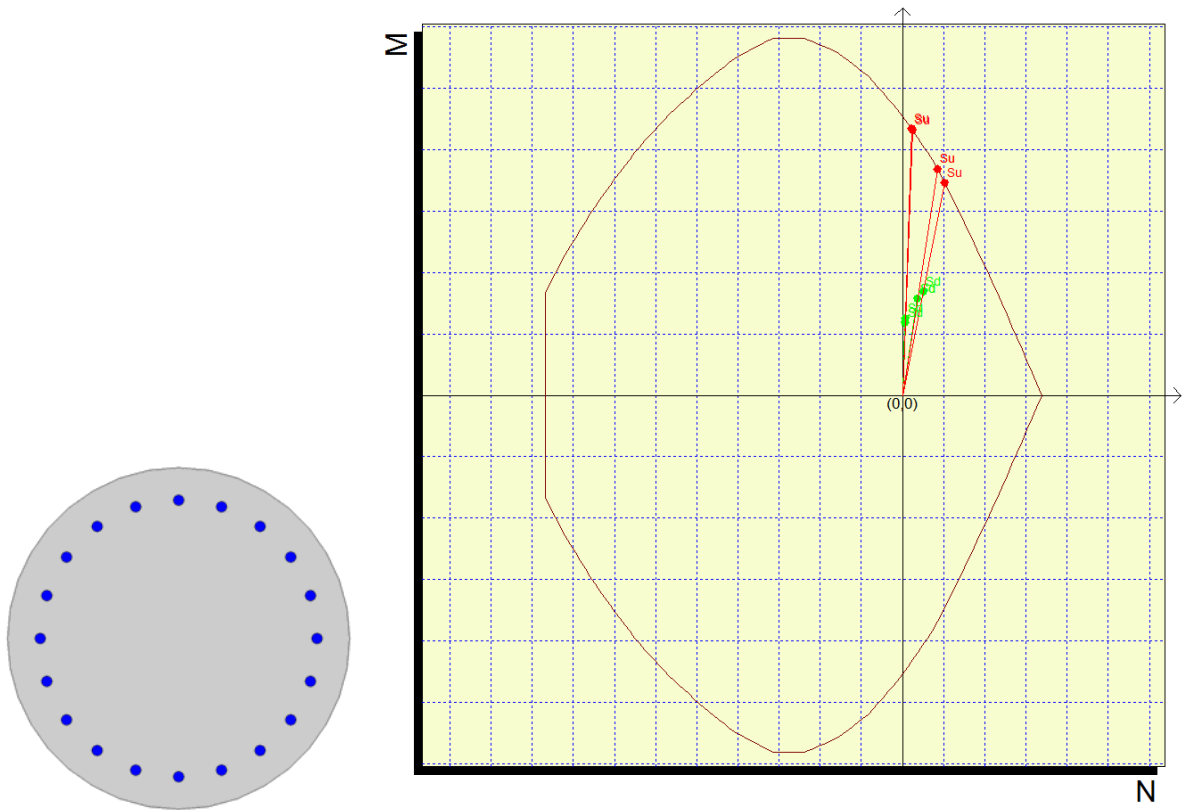


Figura 18 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP4-UP5

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")

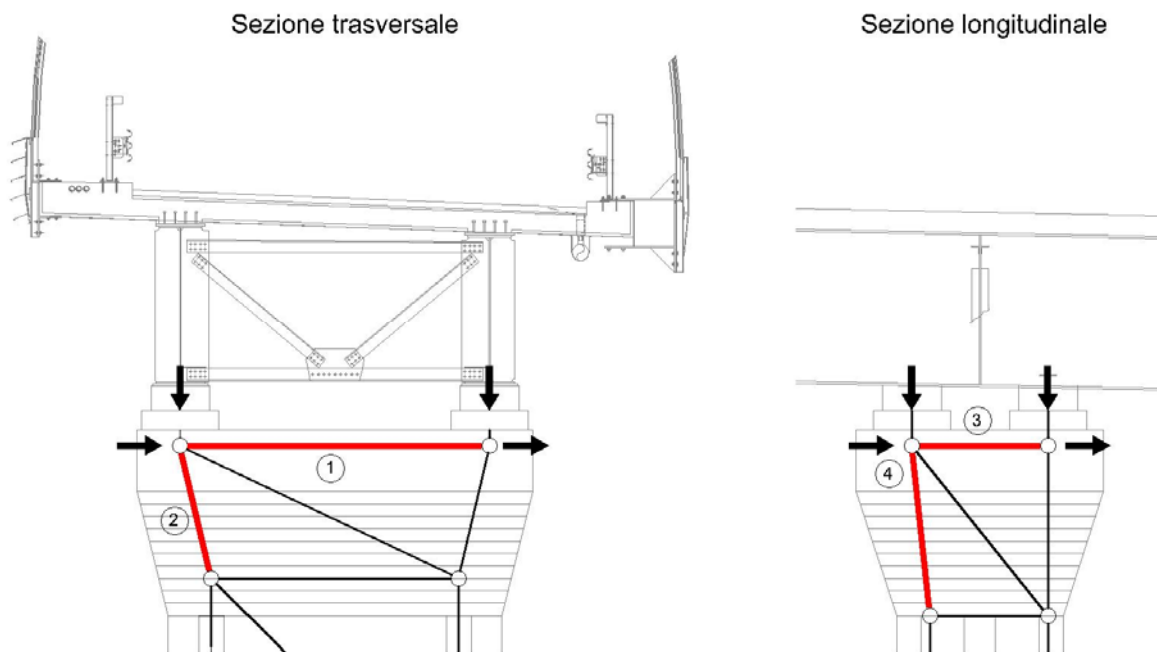


Figura 19 – Schemi tirante-puntone di riferimento

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.

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

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

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

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

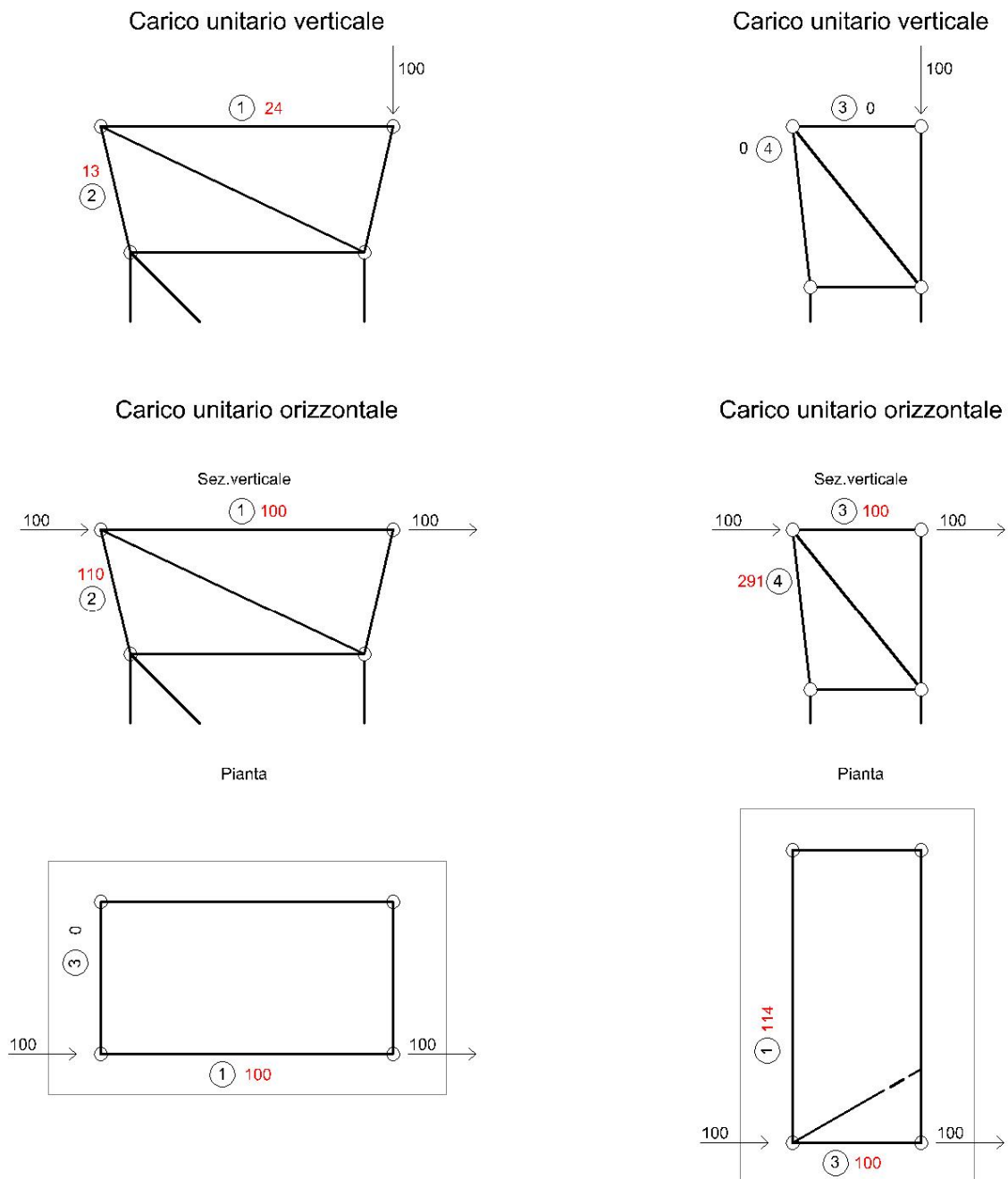


Figura 20 – Effetti elementari per carichi unitari (100kN)

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 |

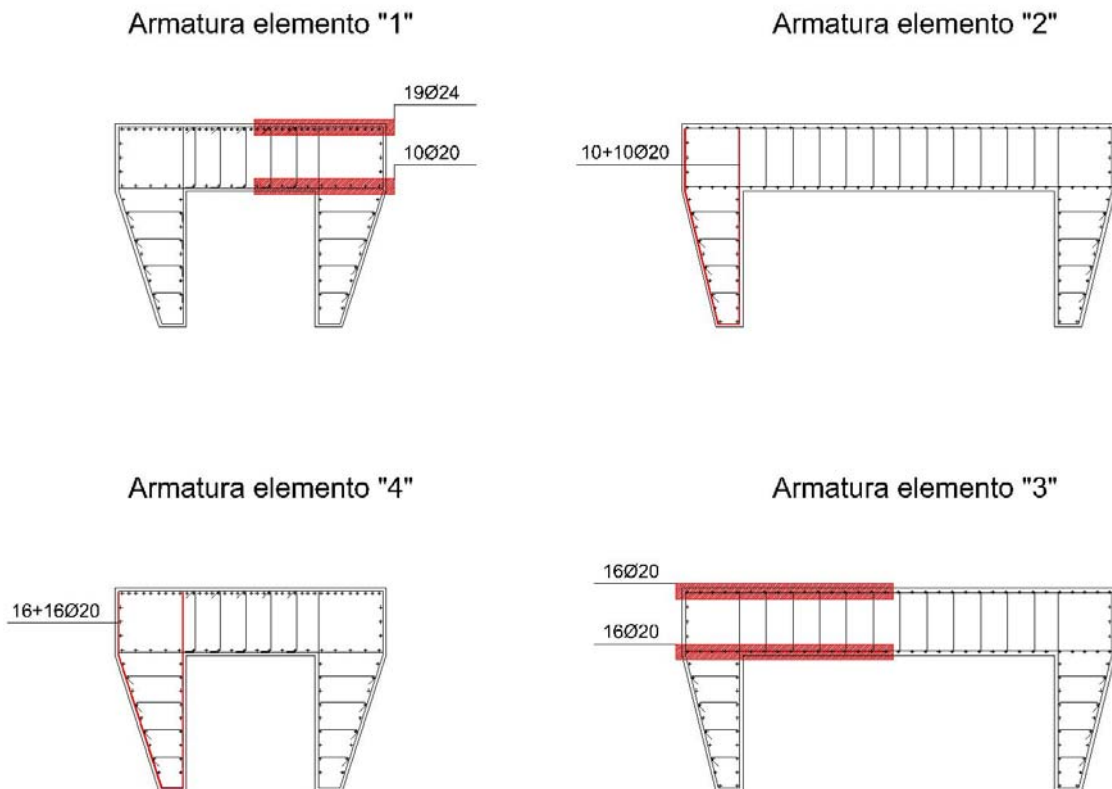


Figura 21 – Armature di progetto per i vari elementi

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")

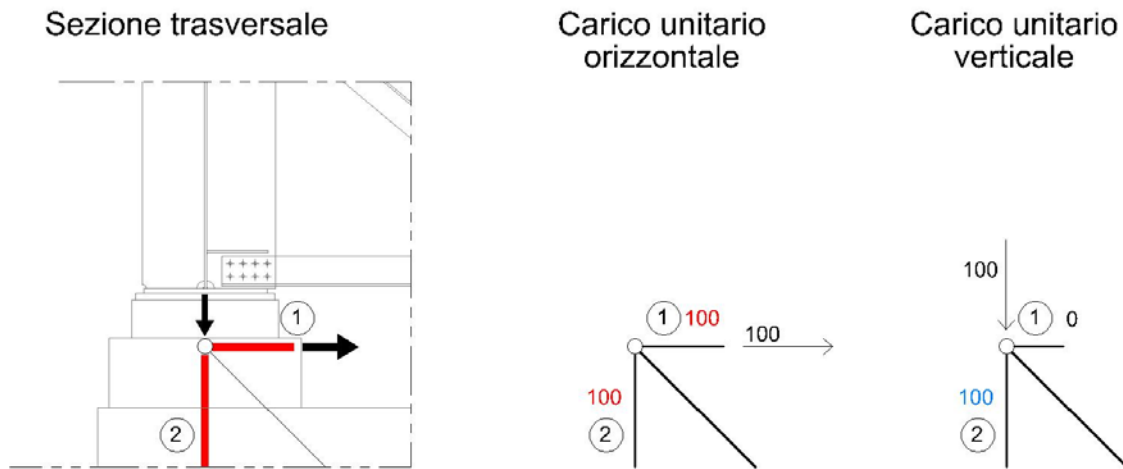


Figura 22 – Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari

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 |