

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

FABBRICATI STAZIONE

FV03 - Stazione di Lercara dir - km 29+147

Relazione di calcolo fondazioni pensiline

SCALA:

-

| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
|----------|-------|------|------|-----------|------------------|--------|------|
| RS3Z | 00 | D | 26 | CL | FV0300 | 013 | A |

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato | Data |
|------|---------------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | C. INTEGRA | Maggio 2020 | F. COPPINI | Maggio 2020 | A. BARBECA | Maggio 2020 | F. COPPINI | Maggio 2020 |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Coppini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25372 Str.

File: RS3Z00D26CLFV0300013A

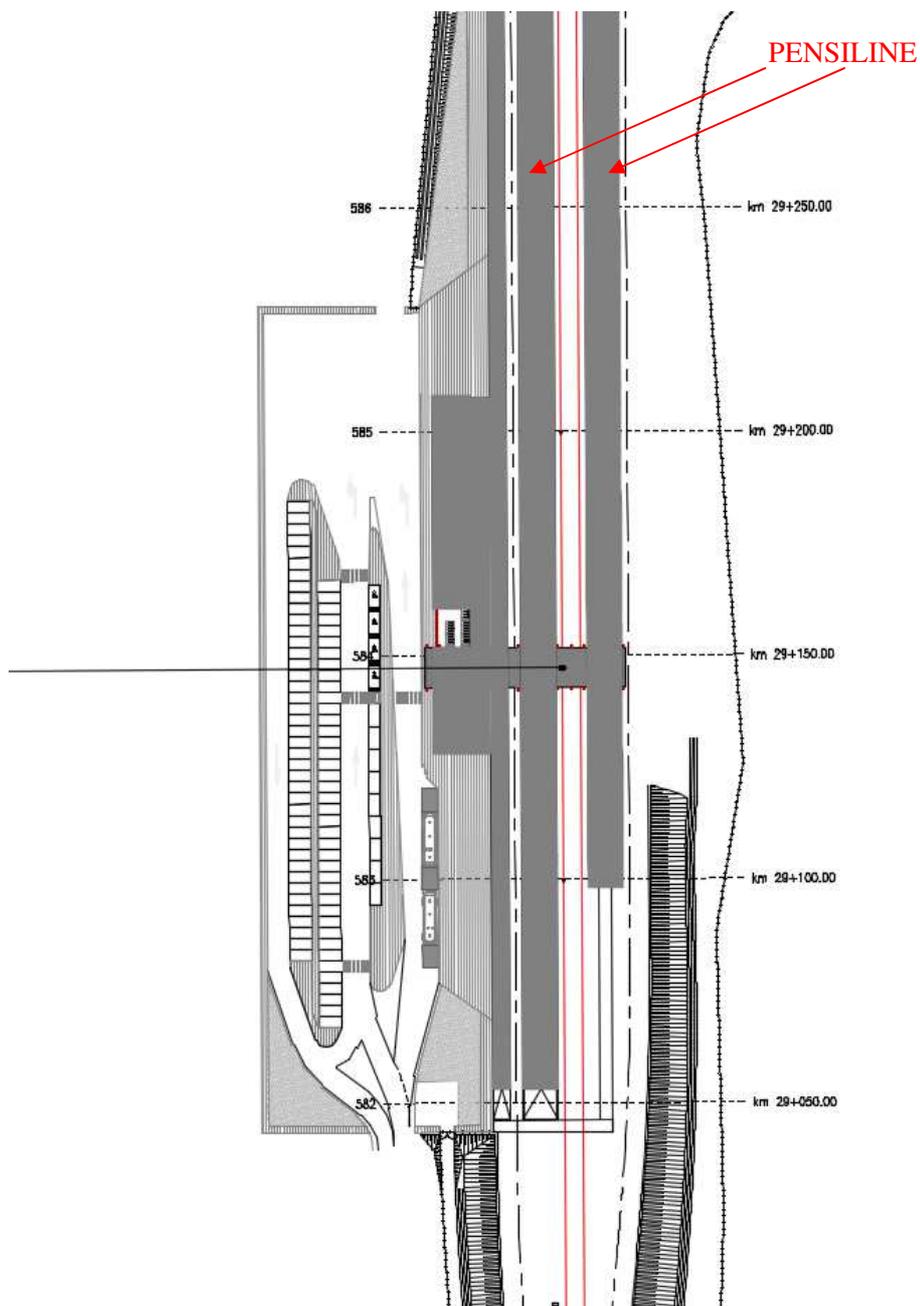
n. Elab.:

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | PREMESSA | 1 |
| 2. | NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 3 |
| 3. | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI..... | 4 |
| 3.1 | STRUTTURE DI FONDAZIONE..... | 4 |
| 3.1.1 | <i>CALCESTRUZZO</i> | 4 |
| 3.1.1 | <i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</i> | 4 |
| 3.2 | STRUTTURE IN ELEVAZIONE..... | 5 |
| 3.2.1 | <i>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</i> | 5 |
| 4. | ANALISI DEI CARICHI | 6 |
| 5. | COMBINAZIONI DI CARICO..... | 6 |
| 6. | MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA | 9 |
| 7. | STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI..... | 9 |
| 8. | VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE | 10 |
| 8.1 | AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA | 11 |
| 8.2 | VERIFICHE PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE | 13 |
| 8.2.1 | <i>CONDIZIONE DI Nmax</i> | 14 |
| 8.2.1 | <i>CONDIZIONE DI Mmax</i> | 16 |
| 8.3 | CALCOLO DEL CEDIMENTO..... | 18 |

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di natura geotecnica della pensilina della stazione di Lercara Diramazione, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara (prog. km 29+147 - LS PA-CT km 76+576.85).



**PROGETTO DEFINITIVO****DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2**

Relazione di calcolo fondazioni pensiline

| COMMESSA | LOTTO | FASE-ENTE | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|-----------|-------------|------|---------|
| RS3Z | 00 | D 26 | CLFV0300013 | A | 2 di 20 |

La struttura è sorretta da montanti verticali in acciaio del tipo HEB 340 di altezza pari a 5.12m.

Tali montanti sono disposti a coppia in direzione trasversale con un interasse di 2.95m, mentre in direzione longitudinale l'interasse è pari a 5m.

La copertura è sorretta in direzione trasversale da travi del tipo IPE 300 di lunghezza 7.6m, con degli sbalzi dall'asse dei pilastri, su ciascun lato, di 2.325m.

Le suindicate travi sono poste in corrispondenza dei pilastri.

Il collegamento delle suindicate travi in direzione longitudinale è assicurato da n.5 IPE 240.

Il collegamento tra ciascun pilastro in direzione longitudinale è assicurato da n.2 UPN 300.

La struttura è fondata su una platea di larghezza 4.0m ed altezza 0.7m.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018*;
- RFICTCSIMAIIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

3.1.1 CALCESTRUZZO

Classe C25/30

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC2 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro pari a:

elementi monodimensionali: 40 mm (valutato al netto della staffa)

elementi bidimensionali: 35 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

combinazione delle Azioni Frequente: $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$

combinazione delle Azioni Quasi Permanente: $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio

B450C

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2;$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2;$$

resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2;$$

modulo elastico

$$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2.$$

3.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

3.2.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355:

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

| Norme e qualità degli acciai | Spessore nominale "t" dell'elemento | | | |
|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | t ≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 80 mm | |
| | f _{yk} [N/mm ²] | f _{tk} [N/mm ²] | f _{yk} [N/mm ²] | f _{tk} [N/mm ²] |
| UNI EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 420 | 550 |
| UNI EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| UNI EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| S460 Q/QL/QL1 | 460 | 570 | 440 | 580 |
| UNI EN 10025-5 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |

4. ANALISI DEI CARICHI

Per l'analisi dei carichi della struttura si rimanda al §4 dell'elaborato RS3Z00D26CLFV0300005.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$$

- Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali dei carichi variabili sono pari a:

| | Accidentale copertura | Vento | Neve |
|----------|-----------------------|-------|------|
| ψ_0 | 0.0 | 0.6 | 0.5 |
| ψ_1 | 0.0 | 0.2 | 0.2 |
| ψ_2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli SLU

| Azione | | Coefficiente γ_F | A1 STR | A2 GEO |
|------------------------------------|-------------|----------------------------|-----------|-----------|
| Carichi Permanenti | Favorevoli | γ_{G1} | 1,00 | 1,00 |
| | Sfavorevoli | | 1,30 | 1,00 |
| Carichi Permanenti non strutturali | Favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 |
| | Sfavorevoli | | 1,50 | 1,30 |
| Carichi Variabili | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 |
| | Sfavorevoli | | 1,50 | 1,30 |

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

| | Permanenti | Permanenti non strutturali | Accidentale copertura | Vento + effetti aerodinamici | Neve |
|-----------|------------|----------------------------|-----------------------|------------------------------|------|
| SLU STR 1 | 1.3 | 1.5 | 1.5 | 0.9 | 0.75 |
| SLU STR 2 | 1.3 | 1.5 | 0 | 1.5 | 0.75 |
| SLU STR 3 | 1.3 | 1.5 | 0 | 0.9 | 1.5 |

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE RARA

| | Permanenti | Permanenti non strutturali | Accidentale copertura | Vento + effetti aerodinamici | Neve |
|------------|------------|----------------------------|-----------------------|------------------------------|------|
| SLE RARA 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 0.5 |
| SLU RARA 2 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0.5 |
| SLU RARA 3 | 1 | 1 | 0 | 0.6 | 1 |

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

| | Permanenti | Permanenti non strutturali | Accidentale copertura | Vento + effetti aerodinamici | Neve |
|-------------|------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|------|
| SLE FREQ. 1 | 1 | 1 | 0 | 0.2 | 0 |
| SLE FREQ. 2 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0.2 |

La combinazione FREQ.1 è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENE

| | Permanenti | Permanenti non strutturali | Accidentale copertura | Vento + effetti aerodinamici | Neve |
|------------|------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------------------|------|
| SLE Q.P. 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 |

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la modellazione della struttura si rimanda al §6 dell'elaborato RS3Z00D26CLFV0300005.

7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

L'opera in esame ricade nella zona 3 individuata lungo il tracciato.

I parametri geotecnici di riferimento sono i seguenti:

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | γ_{sat} [kN/m ³] | ϕ [°] | | | Cu [kPa] | | | c' [kPa] | | Vs [m/s] | | | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo | G ₀ [MPa] | | | Ei/Eu [MPa] | | Ei [MPa] |
|------|--------------------------|---------------|----------------|-------------------------------------|------------|-----|----------|----------|-----|----------|----------|-----|----------|----------|-----|-------------|-------------------------|----------------------|----------|-----|-------------|----------|----------|
| | | | | | max | min | di prog. | max | min | di prog. | di prog. | max | min | di prog. | max | | | min | di prog. | max | min | di prog. | |
| 3 | 2SR03 | da 0 a 17m | C | 22 | 35 | 29 | 25 | 147 | 29 | 100 | 42 | 265 | 155 | 155 | 363 | B | 143 | 49 | 70 | 80 | 61 | | |
| | | da 17m a 31m | Sb,1 | 22 | 35 | 35 | 35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 420 | 263 | 263 | 363 | B | 359 | 141 | 150 | 130 | 130 | | |
| | | da 31m in poi | Sb,2 | 22 | 35 | 35 | 35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 420 | 263 | 263 | 363 | B | 359 | 141 | 200 | 173 | 173 | | |

Per i dettagli si rimanda ai seguenti elaborati:

Relazione geotecnica generale linea ferroviaria

RS3Z00D26GEOC0000001

Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 1/2

RS3Z00D26F7OC0000001

Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 2/2

RS3Z00D26F7OC0000002

8. VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE

In questo capitolo sono riportate le verifiche geotecniche allo stato limite ultimo del sistema terreno-fondazione.

Tale verifica, secondo quanto riportato al §6.4.2.1 delle NTC-18, “[...] *Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall’Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_k non deve essere portato in conto.*”

Per quanto riguarda i coefficienti sulle azioni si è fatto riferimento alla tab. 6.2.I delle NTC-18 (§6.2.4.1.1), mentre relativamente ai coefficienti sui parametri geotecnici si è fatto riferimento alla tabella 6.2.II delle NTC-18.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell’angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell’unità di volume | γ_γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Nel caso in esame, trattandosi di fondazioni superficiali, le verifiche eseguite sono conformi a quanto richiesto dalle **NTC-18** al §6.4.2.1, in particolare è stato verificato il seguente meccanismo di collasso:

- Collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;

Il rispetto del precedente stato limite è stato verificato secondo l’Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3).

In particolare i coefficienti di combinazione delle azioni esterne (A1) coincidono con quelli impiegati nelle combinazioni STR con cui sono state fatte le verifiche strutturali, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari (tab. 6.2.II NTC-18) e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti (R3) riportati nella tab. 6.4.I delle NTC-18 (§6.4.2.1), in particolare:

collasso per carico limite della fondazione, $\gamma_R = 2.3$

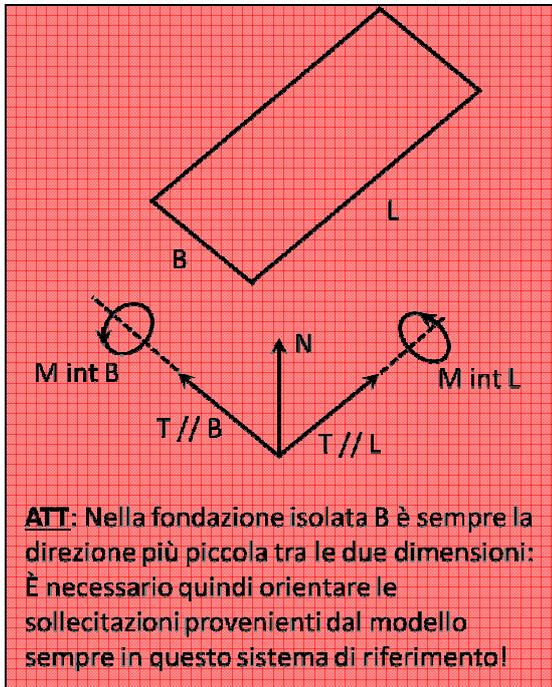
Di seguito si riporta un estratto della tab. 6.4.I delle NTC-18.

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|---------------|----------------------------|
| Carico limite | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |

8.1 AZIONI TRASFERITE DALLA SOVRASTRUTTURA

Nelle verifiche si assume la seguente convenzione:



Facendo riferimento alle reazioni vincolari del modello SAP della sovrastruttura si a:

M1: momento con vettore attorno all'asse X

M2: momento con vettore attorno all'asse Y

F1: forza orizzontate secondo X

F2: forza orizzontale secondo Y

F3: forza verticale

B = 4.0m

L = 5.0m

il momento M1 coincide con il momento intorno a B e la forza F1 con la forza parallela a B

il momento M2 coincide con il momento intorno a L e la forza F2 con la forza parallela a L

Nelle verifiche sono stati considerati i seguenti casi:

SLU 1, SLU2, SLU3 (riferite sia al passaggio di 1 treno che di 2 treni).

Le reazioni dei due nodi di incastro derivanti dal modello di calcolo sono state sommate per ricondurle al baricentro della fondazione. In particolare le azioni verticali dei due montanti sono stati ricondotti al baricentro della fondazione considerando i relativi momenti di trasporto (M2 trasporto).

Reazioni modello:

| Joint | OutputCase | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|-------|-------------|------|-----|------|------|-------|------|
| Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 1 | SLU1_1Treno | -6.3 | 0.0 | 66.4 | 0.0 | -9.9 | 0.0 |
| 1 | SLU2_1Treno | -5.3 | 0.0 | 57.2 | 0.0 | -8.1 | 0.0 |
| 1 | SLU3_1Treno | -5.8 | 0.0 | 62.3 | 0.0 | -9.2 | 0.0 |
| 1 | SLU1_2Treni | -6.6 | 0.0 | 67.2 | 0.0 | -10.6 | 0.0 |
| 1 | SLU2_2Treni | -5.8 | 0.0 | 58.5 | 0.0 | -9.4 | 0.0 |
| 1 | SLU3_2Treni | -6.2 | 0.0 | 63.1 | 0.0 | -9.9 | 0.0 |
| 3 | SLU1_1Treno | 6.3 | 0.0 | 63.4 | 0.0 | 10.3 | 0.0 |
| 3 | SLU2_1Treno | 5.3 | 0.0 | 52.2 | 0.0 | 8.9 | 0.0 |
| 3 | SLU3_1Treno | 5.8 | 0.0 | 59.3 | 0.0 | 9.6 | 0.0 |
| 3 | SLU1_2Treni | 6.6 | 0.0 | 67.2 | 0.0 | 10.6 | 0.0 |
| 3 | SLU2_2Treni | 5.8 | 0.0 | 58.5 | 0.0 | 9.4 | 0.0 |
| 3 | SLU3_2Treni | 6.2 | 0.0 | 63.1 | 0.0 | 9.9 | 0.0 |

Sommando:

| | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 | M2 trasporto |
|-------------|-----|-----|--------------|------|------|------|-----------------|
| | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m | KN-m |
| SLU1_1Treno | 0.0 | 0.0 | 129.8 | 0.0 | 0.5 | 0.0 | -4.5 |
| SLU2_1Treno | 0.0 | 0.0 | 109.4 | 0.0 | 0.8 | 0.0 | -7.5 |
| SLU3_1Treno | 0.0 | 0.0 | 121.6 | 0.0 | 0.5 | 0.0 | -4.5 |
| SLU1_2Treni | 0.0 | 0.0 | 134.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

| | | | | | | | |
|-------------|-----|-----|--------------|-----|-----|-----|-----|
| SLU2_2Treni | 0.0 | 0.0 | 117.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| SLU3_2Treni | 0.0 | 0.0 | 126.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Sollecitazioni complessive all'estradosso della fondazione:

| | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|-------------|------------|------------|--------------|------------|-------------|------------|
| COMB | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| SLU1_1Treno | 0.0 | 0.0 | 129.8 | 0.0 | -4.0 | 0.0 |
| SLU2_1Treno | 0.0 | 0.0 | 109.4 | 0.0 | -6.7 | 0.0 |
| SLU3_1Treno | 0.0 | 0.0 | 121.6 | 0.0 | -4.0 | 0.0 |
| SLU1_2Treni | 0.0 | 0.0 | 134.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| SLU2_2Treni | 0.0 | 0.0 | 117.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| SLU3_2Treni | 0.0 | 0.0 | 126.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Alle azioni provenienti dal modello di calcolo sono stati aggiunti i momenti di trasporto delle forze orizzontali fino all'intradosso della fondazione ed il peso proprio della fondazione.

8.2 VERIFICHE PER CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Nelle verifiche di portanza lo stato limite è rappresentato dal collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. La verifica è condotta confrontando il carico limite N_u della porzione di fondazione reagente con il carico di progetto N_{Ed} . In accordo con le NTC-18, la verifica è soddisfatta se il carico agente è minore del carico ultimo ridotto del coefficiente $R_3 = 2.3$ come già in precedenza commentato. In particolare:

$$N_{Ed} \leq N_{ult}$$

Il carico agente di progetto (la domanda) è la componente della risultante delle forze trasferite alla fondazione in direzione normale al piano di posa, comprendente il peso proprio della fondazione ed eventuali ricoprimenti (Circ. 7 §C6.4.2.1). Il carico ultimo di progetto (capacità) è il valore della forza normale al piano di posa ottenuta come prodotto fra il carico limite nel terreno e l'area di fondazione reagente (Meyerhof):

$$N_{ult} = q_{lim} \cdot B' \cdot L'$$

Dove:

q_{lim} è la pressione limite ammissibile o carico limite del sistema terreno-fondazione

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

Nelle precedenti e_b ed e_L sono l'eccentricità della risultante del carico agente rispettivamente lungo i lati B e L della fondazione.

Per la valutazione della pressione limite ammissibile, avendo a che fare con fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platea) è stata impiegata la formula trinomia di Terzaghi nella sua espressione più completa riportata di seguito. L'espressione utilizzata tiene conto della forma della fondazione, degli effetti delle azioni tangenziali (inclinazione del carico agente), della inclinazione e profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione del terreno a valle della fondazione.

In particolare si assume:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_{valle} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ' =Peso di volume del terreno di progetto;

c' =Coesione efficace di progetto del terreno;

D =Approfondimento del piano di posa;

N_c, N_q, N_γ =Coefficienti di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ =Coefficienti correttivi di forma della fondazione (Meyerhof);

d_c, d_q, d_γ =Coefficienti correttivi di profondità del piano di posa (Brinch-Hansen);

i_c, i_q, i_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del carico (Vesic);

b_c, b_q, b_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa (Brinch-Hansen);

g_c, g_q, g_γ =Coefficienti correttivi di inclinazione del terreno (Vesic).

Nelle precedenti espressioni i valori di progetto dei parametri geotecnici (ottenuti dividendo i valori riportati al §7 per i coefficienti M1) sono stati impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante (N_c, N_q, N_γ) sia per la determinazione dei coefficienti correttivi.

8.2.1 CONDIZIONE DI N_{max}

Combinazione: SLU1_2Treni

| F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|-----|-----|-------|------|------|------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 0.0 | 0.0 | 134.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Peso fondazione: 350 kN

| | | | |
|--|---|-----|---|
| Lunght tot fond (B) | Larghezza totale fondazione | 4 | m |
| Largh tot fond (L) | Lunghezza totale fondazione | 5 | m |
| H fond | Altezza della fondazione | 0.7 | m |
| α fond | Inclinazione del piano di posa della fondazione | 0 | ° |
| Ricopr. valle | Ricoprimento sulla mensola di valle | 0.5 | m |
| ω terreno valle | Inclinazione del terreno a valle | 0 | ° |

| | | | |
|--|--|--------------|-------------|
| ϕ' | Angolo di attrito del terreno di fondazione | 25.0 | ° |
| γ | Peso per unità di volume del terreno di fondazione | 22.0 | kN/m3 |
| δ | Angolo di attrito terra-fondazione | 25.0 | |
| c' | Coesione efficace | 42 | kPa (kN/m2) |
| $\gamma c'$ M1 | Coefficiente parziale di c' per la condizione M1 | 1 | |
| c' M1 | Coesione efficace per la condizione M1 | 42 | kPa (kN/m2) |
| c_u | Coesione non drenata | 100 | kPa (kN/m2) |
| γc_u M1 | Coefficiente parziale di c_u per la condizione M1 | 1 | |
| c_u M1 | Coesione non drenata per la condizione M1 | 100 | kPa (kN/m2) |
| $\tan(\delta)$ | Coefficiente d'attrito terra-fondazione | 0.466 | |
| $\gamma \delta(\gamma \phi')$ M1 | Coefficiente parziale di $\tan \phi'$ per la condizione M1 | 1 | |
| $\tan(\delta)$ M1 | Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1 | 0.466 | |
| $\tan(\phi')$ | Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond. | 0.466 | |
| ϕ' M1 | Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1 | 0.436 | radianti |
| $\tan(\phi')$ M1 | Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1 | 0.466 | |

| | | | |
|----------------------------------|---|--------------|-----|
| N_q | 1° Fattore di capacità portante | 10.66 | |
| N_c | 2° Fattore di capacità portante | 20.72 | |
| N_γ | 3° Fattore di capacità portante | 10.88 | |
| N | Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso | 484 | kN |
| T// B | Taglio long., riferito a baric. fond. | 0 | kN |
| T// L | Taglio trasv., riferito a baric. fond. | 0 | kN |
| M attorno all'asse // a L | Momento attorno asse y, riferito a baric. fond. | 0 | kNm |
| M attorno all'asse // a B | Momento attorno asse x, riferito a baric. fond. | 0 | kNm |
| e secondo B | Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale | 0.000 | m |
| e secondo L | Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale | 0.000 | m |
| B' | Lunghezza ridotta della fondazione | 4.00 | m |
| L' | Prof. ridotta della fondazione | 5.00 | m |
| sq | 1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.20 | |
| sc | 2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.39 | |
| sy | 3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.20 | |
| D | Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle) | 1.20 | m |
| dq | 1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa | 1.09 | |
| dc | 2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa | 1.10 | |
| m | $(2+B'/L')/(1+B'/L')$ | 1.56 | |
| iq | 1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |
| ic | 2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |

| | | | |
|--------------------------|---|--------------|-------|
| iy | 3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |
| bq | 1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| bc | 2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| by | 3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| gq | 1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| gc | 2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| gy | 3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| γ terreno valle | γ del terreno a valle | 22 | kN/m3 |
| γ terreno fond. | γ del terreno di fondazione | 22 | kN/m3 |
| hw | Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto | -0.8 | m |
| γ* terreno valle | γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda | 22.00 | |
| H' | Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva | 2.88 | m |
| γ* terreno fond. | γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda | 16.78 | kN/m3 |
| q lim | Carico limite | 1876 | kN/m2 |
| q lim risultante | Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') | 37520 | kN |
| R3 | Coefficiente parziale R3 | 2.3 | |
| q lim risult fatt | Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') diviso per R3 | 16313 | kN |
| N per verifica | Carico assiale agente ad intrad. fond. calcolato per la verifica | 484 | kN |
| Verifica | VERIFICA SODDISFATTA | | |

tasso di sfruttamento

0.030

8.2.1 CONDIZIONE DI M_{max}

Combinazione: SLU2_1Treno

| F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|-----|-----|-------|------|------|------|
| KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| 0.0 | 0.0 | 109.4 | 0.0 | -6.7 | 0.0 |

Peso fondazione: 350 kN

| | | | |
|---------------------------|---|-----|---|
| Lungh tot fond (B) | Larghezza totale fondazione | 4 | m |
| Largh tot fond (L) | Lunghezza totale fondazione | 5 | m |
| H fond | Altezza della fondazione | 0.7 | m |
| α fond | Inclinazione del piano di posa della fondazione | 0 | ° |
| Ricopr. valle | Ricoprimento sulla mensola di valle | 0.5 | m |
| ω terreno valle | Inclinazione del terreno a valle | 0 | ° |

| | | | |
|-----------|--|------|-------------|
| φ' | Angolo di attrito del terreno di fondazione | 25.0 | ° |
| γ | Peso per unità di volume del terreno di fondazione | 22.0 | kN/m3 |
| δ | Angolo di attrito terra-fondazione | 25.0 | |
| c' | Coesione efficace | 42 | kPa (kN/m2) |

| | | | |
|--------------------------------|--|--------------|--------------------------|
| $\gamma c'$ M1 | Coefficiente parziale di c' per la condizione M1 | 1 | |
| c' M1 | Coesione efficace per la condizione M1 | 42 | kPa (kN/m ²) |
| c_u | Coesione non drenata | 100 | kPa (kN/m ²) |
| γc_u M1 | Coefficiente parziale di c_u per la condizione M1 | 1 | |
| c_u M1 | Coesione non drenata per la condizione M1 | 100 | kPa (kN/m ²) |
| $\tan(\delta)$ | Coefficiente d'attrito terra-fondazione | 0.466 | |
| $\gamma\delta(\gamma\phi')$ M1 | Coefficiente parziale di $\tan\phi'$ per la condizione M1 | 1 | |
| $\tan(\delta)$ M1 | Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1 | 0.466 | |
| $\tan(\phi')$ | Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond. | 0.466 | |
| ϕ' M1 | Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1 | 0.436 | radianti |
| $\tan(\phi')$ M1 | Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1 | 0.466 | |

| | | | |
|--|---|--------------|-------------------|
| N_q | 1° Fattore di capacità portante | 10.66 | |
| N_c | 2° Fattore di capacità portante | 20.72 | |
| N_y | 3° Fattore di capacità portante | 10.88 | |
| N | Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso | 459 | kN |
| T// B | Taglio long., riferito a baric. fond. | 0 | kN |
| T// L | Taglio trasv., riferito a baric. fond. | 0 | kN |
| M attorno all'asse // a L | Momento attorno asse y, riferito a baric. fond. | 0 | kNm |
| M attorno all'asse // a B | Momento attorno asse x, riferito a baric. fond. | -7 | kNm |
| e secondo B | Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale | 0.000 | m |
| e secondo L | Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale | -0.015 | m |
| B' | Lunghezza ridotta della fondazione | 4.00 | m |
| L' | Prof. ridotta della fondazione | 4.97 | m |
| s_q | 1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.20 | |
| s_c | 2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.40 | |
| s_y | 3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond. | 1.20 | |
| D | Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle) | 1.20 | m |
| d_q | 1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa | 1.09 | |
| d_c | 2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa | 1.10 | |
| m | $(2+B'/L')/(1+B'/L')$ | 1.55 | |
| i_q | 1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |
| i_c | 2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |
| i_y | 3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond. | 1.00 | |
| b_q | 1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| b_c | 2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| b_y | 3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond. | 1 | |
| g_q | 1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| g_c | 2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| g_y | 3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle | 1 | |
| γ terreno valle | γ del terreno a valle | 22 | kN/m ³ |
| γ terreno fond. | γ del terreno di fondazione | 22 | kN/m ³ |
| hw | Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto | -0.8 | m |
| γ^* terreno valle | γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda | 22.00 | |

| | | | |
|--|--|--------------|-------------------|
| H' | Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva | 2.88 | m |
| γ^* terreno fond. | γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda | 16.78 | kN/m ³ |
| q lim | Carico limite | 1879 | kN/m ² |
| q lim risultante | Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') | 37352 | kN |
| R3 | Coefficiente parziale R3 | 2.3 | |
| q lim risult fatt | Carico limite risultante sull'area efficace (B'xL') diviso per R3 | 16240 | kN |
| N per verifica | Carico assiale agente ad intrad. fond. calcolato per la verifica | 459 | kN |
| Verifica | VERIFICA SODDISFATTA | | |

tasso di sfruttamento

0.028

8.3 CALCOLO DEL CEDIMENTO

Viene calcolata la massima tensione media indotta sul terreno in condizioni di esercizio rare:

$$N_{\max} = 94.4 \text{ kN (Comb SLE RARA 1_2 treni)}$$

$$\text{Peso fond} = 125.8 \text{ kN}$$

$$N_{\text{TOT}} = 350 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{media,max}} = 350 / (4\text{m} \times 5\text{m}) = 0.022 \text{ MPa}$$

A favore di sicurezza viene considerato il modulo elastico del primo strato di terreno:

$$E = 61 \text{ MPa}$$

Deformazione unitaria del terreno:

$$\varepsilon = \sigma / E = 0.0004$$

Assumendo come volume di terreno significativo quello fino ad una profondità di 5m, il cedimento risulta pari

a:

$$d = \varepsilon \times H = 0.0004 \times 5 = \mathbf{1.82 \text{ mm}}$$