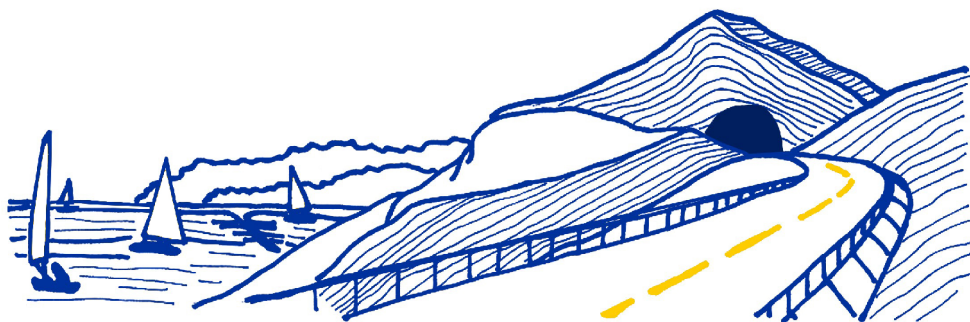


VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MAGGIORI
 GALLERIE NATURALI
 GALLERIA NATURALE LE FORNACI
 GALLERIA ARTIFICIALE SUD
 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE PARATIE

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPGE0265 E 20

NOME FILE

0000_P00GN04STRRE04_A

CODICE
ELAB.

P00GN04STRRE04

REVISIONE

A

SCALA:

-

| | | | | | |
|------|--------------------------------------|--------------|-----------|------------|-----------|
| A | EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS | Ottobre 2021 | M. Barale | E. Giraudò | A. Rodino |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

| INDICE | pag. |
|---|-------------|
| 1. INTRODUZIONE | 1 |
| 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 2 |
| 3. INTERVENTI IN PROGETTO | 3 |
| 4. PARAMETRI GEOTECNICI | 5 |
| 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 6 |
| 6. AZIONI DI CALCOLO..... | 9 |
| 6.1 Sovraccarichi..... | 9 |
| 6.2 Spinta delle terre | 10 |
| 6.3 Combinazioni di carico | 12 |
| 7. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO | 13 |
| 8. VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)..... | 16 |
| 9. SEZIONE TIPO 1..... | 18 |
| 9.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)..... | 19 |
| 9.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto..... | 21 |
| 9.1.2 Collasso per carico limite verticale | 21 |
| 9.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera | 24 |
| 9.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)..... | 25 |
| 9.2.1 Verifiche a flessione | 26 |
| 9.2.2 Verifiche a taglio | 27 |
| 9.2.3 Verifica dei puntoni di contrasto | 28 |
| 9.2.4 Verifiche del cordolo testa pali..... | 31 |
| 10. SEZIONE TIPO 2..... | 33 |
| 10.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)..... | 34 |
| 10.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto..... | 36 |
| 10.1.2 Collasso per carico limite verticale | 36 |
| 10.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera | 38 |
| 10.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)..... | 40 |

| | | |
|--------|--|----|
| 10.2.1 | Verifiche a flessione | 42 |
| 10.2.2 | Verifiche a taglio | 43 |
| 10.2.3 | Verifiche dei tiranti di ancoraggio | 44 |
| 10.2.4 | Verifiche delle travi di ripartizione | 47 |
| 11. | SEZIONE TIPO 3..... | 48 |
| 11.1 | Verifiche di tipo geotecnico (GEO) | 49 |
| 11.1.1 | Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto..... | 51 |
| 11.1.2 | Collasso per carico limite verticale | 51 |
| 11.1.3 | Stabilità globale dell'insieme terreno-opera | 54 |
| 11.2 | Verifiche di tipo strutturale (STR)..... | 55 |
| 11.2.1 | Verifiche a flessione | 57 |
| 11.2.2 | Verifiche a taglio | 58 |
| 11.2.3 | Verifica dei puntoni di contrasto | 59 |
| 11.2.4 | Verifiche del cordolo testa pali..... | 62 |
| 11.2.5 | Verifiche dei tiranti di ancoraggio..... | 64 |
| 11.2.6 | Verifiche delle travi di ripartizione | 67 |
| 12. | SEZIONE TIPO 4..... | 68 |
| 12.1 | Verifiche di tipo geotecnico (GEO) | 69 |
| 12.1.1 | Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto..... | 71 |
| 12.1.2 | Collasso per carico limite verticale | 71 |
| 12.1.3 | Stabilità globale dell'insieme terreno-opera | 75 |
| 12.2 | Verifiche di tipo strutturale (STR)..... | 77 |
| 12.2.1 | Verifiche a flessione | 79 |
| 12.2.2 | Verifiche a taglio | 80 |
| 12.2.3 | Verifiche dei tiranti di ancoraggio..... | 81 |
| 12.2.4 | Verifiche del cordolo testa pali..... | 83 |
| 12.2.5 | Verifiche delle travi di ripartizione | 85 |
| 13. | CONCLUSIONI..... | 86 |

1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

Nell'ambito dei lavori di costruzione della galleria artificiale sud, allo sbocco della galleria Fornaci I, sono previste una serie di paratie, costituite da diaframmi in c.a., pali $\varnothing 1200$ mm e micropali in acciaio, per il sostegno degli scavi.

Oggetto della presente relazione sono le verifiche di stabilità e strutturali relative alle suddette paratie.

Da evidenziare che, trattandosi di strutture a carattere provvisoriale, non sono eseguite verifiche in condizioni sismiche.

2. Normative di riferimento

Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";

Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «*Norme Tecniche per le Costruzioni*»";

Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";

Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "*Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione*";

UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

3. Interventi in progetto

Rimandando per i dettagli del caso alla visione degli elaborati grafici di progetto, in estrema sintesi, ai fini della presente relazione, si riassumono nel seguito le principali tipologie di opere previste:

1) *tratto di galleria artificiale a sezione circolare a valle di via Sarzana*

In tale tratto è prevista la realizzazione di paratie laterali costituite da diaframmi in c.a. dello spessore di 1.20 m, in prosecuzione di quelli già realizzati.

I vari pannelli saranno collegati in testa mediante un cordolo in c.a..

Per la stabilizzazione di tali paratie durante le operazioni di scavo è prevista la posa di puntoni metallici trasversali in corrispondenza del cordolo in testa e il getto di una platea in c.a. sul piano di fondo scavo (platea di varo) sulla quale sarà realizzato il monolite a spinta.

Per la stabilità del fronte di scavo lato via Sarzana è invece prevista una paratia frontale in micropali per la cui stabilità è previsto il ricorso a tiranti di ancoraggio disposti su più livelli. Tale paratia sarà poi demolita durante la fase di spinta del monolite.

Le principali fasi realizzative sono sinteticamente le seguenti:

- Realizzazione dei diaframmi in c.a. laterali dell'area di scavo, in prosecuzione di quelli già realizzati, e getto del cordolo in testa di collegamento tra i vari pannelli.
- Realizzazione della paratia frontale in micropali tipo berlinese a margine di via Sarzana.
- Posa dei puntoni trasversali in acciaio tra i diaframmi laterali in c.a..
- Scavo dell'area compresa tra le predette paratie, con contemporanea realizzazione dei tiranti di ancoraggio previsti per la stabilità della paratia frontale in micropali.
- Getto della "platea di varo" in c.a. sul piano di fondo scavo, sulla quale sarà costruito il monolite.
- Costruzione del monolite in c.a..
- Spinta del monolite mediante martinetti idraulici fino alla sua posizione finale.
- Al termine della spinta del monolite, armatura e getto della galleria artificiale a sezione circolare prevista in tale tratto.

2) *tratto di galleria artificiale a sezione circolare a monte di via Sarzana*

In tale tratto è prevista la realizzazione di paratie laterali costituite da pali $\varnothing 1200$ mm in c.a., collegati in testa da un cordolo in c.a..

La stabilità di tali paratie è ottenuta mediante la posa di puntoni metallici trasversali in corrispondenza del cordolo in testa e tiranti di ancoraggio disposti su più livelli.

Anche per la paratia frontale di imbocco della galleria naturale si prevedono pali $\varnothing 1200$ mm in c.a. collegati in testa da un cordolo in c.a..

Non essendo possibile porre in opera i puntoni di contrasto, in corrispondenza del cordolo di testa è previsto un livello aggiuntivo di tiranti.

Le principali fasi realizzative sono sinteticamente le seguenti:

- Realizzazione delle paratie laterali e della paratia di imbocco della galleria naturale con pali $D=1200$ mm.
- Esecuzione dei tiranti sul cordolo della paratia frontale di imbocco e posa dei puntoni metallici trasversali tra le due paratie laterali.
- Scavo con messa in opera dei tiranti di ancoraggio previsti su più livelli.
- Realizzazione degli consolidamenti all'imbocco mediante canne valvolate, armatura e getto della dima.
- Armatura e getto della galleria a sezione circolare prevista in tale tratto.

4. Parametri geotecnici

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, per i cui dettagli si rimanda alla documentazione di progetto, nell'area di interesse si rileva la seguente successione stratigrafica:

| Strato | Simbolo | Unità litologica | profondità | γ (kN/m ³) | c (kPa) | ϕ (°) |
|--------|---------|----------------------------------|---------------|-------------------------------|---------|------------|
| 1 | R | Terreni di riporto rimaneggiati | 0.00 ÷ 2.00 | 19 | 0 | 30 |
| 2 | V1 | Verrucano detritico meteorizzato | 2.00 ÷ 10.00 | 19 | 5 | 30 |
| 3 | V2 | Verrucano alterato | 10.00 ÷ 18.00 | 20 | 15 | 31 |
| 4 | V3a | Verrucano quarzatico alterato | > 18.00 | 21 | 15 | 35 |

Si evidenzia che i parametri geotecnici sopra riportati sono quelli caratteristici, nella terminologia corrente adottata dalla normativa; i valori di calcolo sono definiti, caso per caso, in funzione delle verifiche effettuate e dell'Approccio prescelto, applicando a tali valori i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza " γ_M ".

5. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo Pali $\phi 1200$ mm in c.a. e cordoli: classe C25/30

| | | | | |
|--|--|---|-------|-------------------|
| Resistenza caratteristica cubica a compressione | R_{ck} | = | 30.00 | N/mm ² |
| Resistenza caratteristica cilindrica a compressione | $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 25.00 | N/mm ² |
| Resistenza media cilindrica a compressione | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ | = | 33.00 | N/mm ² |
| Resistenza media a trazione semplice | $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ | = | 2.56 | N/mm ² |
| Resistenza caratteristica a trazione | $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ | = | 1.80 | N/mm ² |
| Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata | α_{cc} | = | 0.85 | |
| Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | γ_C | = | 1.50 | |
| Resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$ | = | 14.17 | N/mm ² |
| Resistenza di calcolo a trazione | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$ | = | 1.20 | N/mm ² |
| Modulo Elastico | $E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$ | = | 31480 | N/mm ² |

| | |
|----------------------------------|-----------|
| Classe di esposizione: | XC2 |
| Massimo rapporto A/C: | 0.60 |
| Classe di consistenza: | S4 |
| Diametro massimo dell'aggregato: | 25 mm |
| Contenuto minimo di cemento: | 300 kg/mc |

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

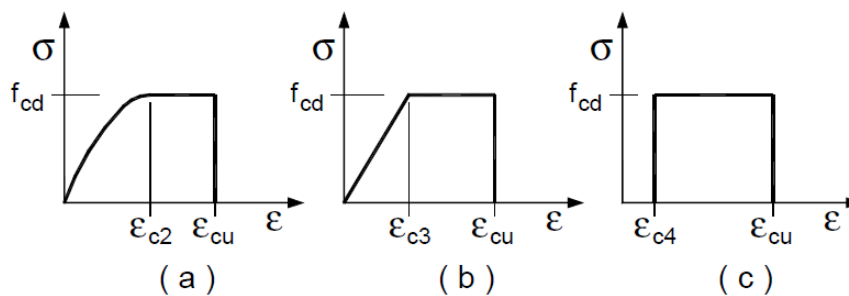


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

con: $\epsilon_{c2} = 0.20\%$; $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio da c.a. tipo B450C

| | | | | |
|---|----------------------------|---|--------|-------------------|
| Tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | = | 450 | N/mm ² |
| Tensione caratteristica di rottura | f_{tk} | = | 540 | N/mm ² |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio | γ_s | = | 1.15 | - |
| Resistenza di calcolo | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ | = | 391.30 | N/mm ² |
| Modulo Elastico | E_s | = | 210000 | N/mm ² |

Armatura micropali e travi di ripartizione delle paratie tipo berlinese Puntoni Tubolari Provvisori Acciaio Strutturale tipo S355

| | | | | |
|--|----------------------------|---|--------|-------------------|
| Tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | = | 355 | N/mm ² |
| Tensione caratteristica di rottura | f_{tk} | = | 510 | N/mm ² |
| Coefficiente parziale di sicurezza | γ_{M0} | = | 1.05 | - |
| Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità | γ_{M1} | = | 1.05 | - |
| Resistenza di calcolo | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ | = | 338.10 | N/mm ² |
| Modulo Elastico | E_s | = | 210000 | N/mm ² |

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

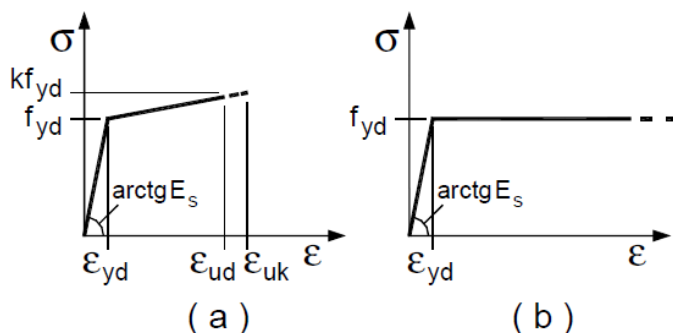


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con: $\epsilon_{yd} = 0.187\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$ (B450C)
 con: $\epsilon_{yd} = 0.161\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$ (S355)

Acciaio Tiranti a Trefolo Y1860

| | | | | |
|---|----------------------------|---|--------|-------------------|
| Tensione caratteristica di rottura | f_{tk} | = | 1860 | N/mm ² |
| Tensione caratteristica all'1% di deformazione | f_{yk} | = | 1670 | N/mm ² |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio | γ_s | = | 1.15 | - |
| Resistenza di calcolo | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ | = | 1450 | N/mm ² |
| Modulo Elastico | E_s | = | 210000 | N/mm ² |

6. Azioni di calcolo

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- Spinta delle terre e pressioni idrostatiche della falda;
- Sovraccarichi in superficie.

6.1 Sovraccarichi

Relativamente alla paratia frontale tipo berlinese prevista a margine della sede stradale di via Sarzana, nei calcoli di stabilità si è tenuto conto di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

Per quanto riguarda la paratia frontale di imbocco della galleria naturale Le Fornaci I, presente a monte di via Sarzana, oltre al sovraccarico stradale applicato sulla sede stradale di Via Corticola, presente immediatamente a monte, si è considerato anche il sovraccarico dei treni sulla linea ferroviaria presente più a monte. Tale sovraccarico non influenza direttamente la stabilità locale della paratia, ma può influire nelle verifiche di stabilità globale per superfici di scorrimento coinvolgenti porzioni più estese del versante di monte.

La definizione di tale sovraccarico è stata effettuata in riferimento ai treni tipo SW2 che sono caratterizzati da un carico lineare di progetto pari a 150 kN/m.

Tale carico viene ripartito su una larghezza di binario pari a 2.50 m applicando quindi un sovraccarico uniforme equivalente su tale larghezza pari a 60 kPa.

6.2 Spinta delle terre

Trattandosi di strutture di sostegno di tipo flessibile, la valutazione delle pressioni del terreno, da monte e da valle, viene effettuata tenendo conto, punto per punto, dell'entità e segno delle deformazioni della struttura; in particolare, le pressioni orizzontali vengono di volta in volta calcolate, a seconda dell'entità della deformazione, con riferimento ai seguenti coefficienti di spinta:

- per spostamenti nulli: il coefficiente di spinta a riposo, valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'$$

- per spostamenti che determinano condizioni di "scarico" orizzontale del terreno: il coefficiente di spinta attiva, in accordo alle formulazioni di Mononobe-Okabe, valide nell'ipotesi di superficie di scivolamento piana:

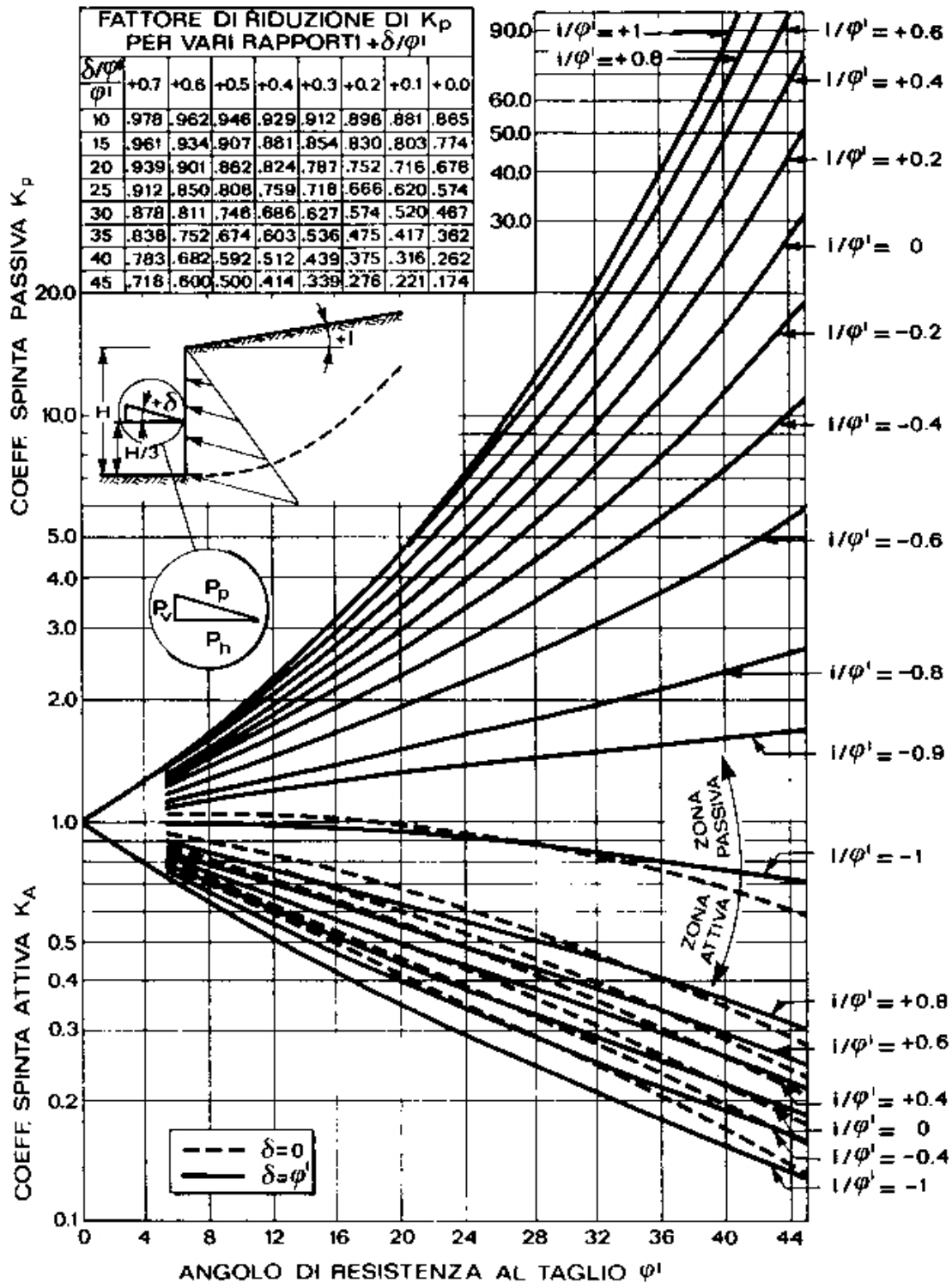
$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

dove:

- ϕ' = angolo di attrito del terreno;
- δ = angolo di attrito al contatto;
- ψ = inclinazione paramento di monte;
- β = inclinazione della superficie;
- $\theta = \arctan k_h$;
- k_h = coeff. accelerazione sismica orizzontale (nelle analisi statiche è posto $k_h = 0$).

- per spostamenti che determinano condizioni di "carico" orizzontale del terreno: il coefficiente di resistenza passiva stimato secondo quanto suggerito da Navfac (1971), nell'ipotesi di superficie di scorrimento curvilinea, valutato mediante l'utilizzo del diagramma riportato nella pagina seguente.



6.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (NTC18) sono le seguenti (§ 2.5.3):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

Nel caso specifico, trattandosi di strutture a carattere provvisoria, si considera la sola combinazione SLU.

I carichi permanenti (G_1) sono rappresentati dalla spinta delle terre e dell'acqua di falda. Le azioni variabili (Q_k) sono quelle relative ai sovraccarichi di esercizio delle sedi stradali e della linea ferroviaria.

I coefficienti di combinazione delle azioni γ_{G1} , γ_Q , sono assunti in accordo a quanto indicato nella tabella seguente.

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

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (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_{Qi} | 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_{ci}

Per le azioni variabili, trattandosi di sovraccarichi da traffico, si è adottato un coefficiente di combinazione pari a $\gamma_Q = 1.35$ in conformità alla tabella 5.1.V delle NTC18.

7. Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

| | |
|--------------|--|
| Codice: | PARATIE PLUS |
| Versione | 21.1.0 |
| Produttore | Ce.A.S. s.r.l. (http://www.ceas.it/) |
| Distributore | HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it) |

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Scopo specifico di ParatiePlus è il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti e i puntoni sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il codice di calcolo, assegnati tutti i dati relativi alle caratteristiche meccaniche della struttura, alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed alle varie fasi di scavo e messa in

opera degli eventuali contrasti, partendo dalla configurazione indeformata iniziale determina, fase per fase, le variazioni tensionali prodotte dalle operazioni di scavo e di messa in opera dei sostegni (squilibri tensionali) e provvede alla redistribuzione delle pressioni di monte e di valle, congruentemente con le caratteristiche di resistenza e di deformabilità definite per la struttura e per il terreno, operando più iterazioni di calcolo fino al raggiungimento della configurazione di equilibrio finale, caratterizzata dal rispetto dei criteri di rottura prescelti per gli strati di terreno interessati.

In particolare le iterazioni di calcolo suddette vengono effettuate allo scopo di riequilibrare le forze trasmesse dal terreno nei vari nodi strutturali quando queste superano il criterio di rottura (ridistribuzione delle tensioni di plasticizzazione).

Il codice di calcolo inoltre procede alla ricerca dell'equilibrio della struttura per ogni fase di scavo, o di attivazione dei contratti, partendo dalla configurazione di equilibrio precedente consentendo pertanto di ottenere le sollecitazioni risultanti nella struttura in ogni fase e risalire quindi all'involuppo delle massime sollecitazioni; vengono in particolare determinate, in ogni fase di calcolo, le pressioni monte/valle trasmesse alla struttura, le deformazioni, le rotazioni, i momenti flettenti e le forze di taglio in ogni nodo strutturale, nonché le sollecitazioni risultanti negli eventuali elementi di contrasto.

Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione.

Motivazione della scelta del codice

PARATIE PLUS è specificatamente dedicato alle analisi dell'interazione terreno-struttura di paratie flessibili contrastate anche su più livelli. Esso sviluppa i calcoli ponendo particolare attenzione alla determinazione delle sollecitazioni e deformazioni della struttura che si sviluppano durante la successione delle operazioni di scavo e messa in opera dei contrasti.

Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni passive del terreno presente lato scavo e dei contrasti equilibrano i carichi applicati.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

8. Verifiche stati limite ultimi (slu)

Le verifiche riportate nella presente relazione fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi in accordo alle seguenti combinazioni (§ 6.5.3.1.2):

Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R1

adottando i coefficienti parziali sulle azioni e i coefficienti parziali sui parametri geotecnici indicati nelle tabelle che seguono, con coefficienti γ_R del gruppo 1, pari all'unità.

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

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (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_{Q1} | 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_{c1}

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 |
| Coazione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 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 |

Come già evidenziato in precedenza, per le azioni variabili da traffico, si è adottato un coefficiente di combinazione pari a $\gamma_Q = 1.35$ in conformità alla tabella 5.1.V delle NTC18.

Per le verifiche relative agli ancoraggi la combinazione di SLU considerata é (§ 6.6.2):

$$A1+M1+R3$$

nella quale, trattandosi di ancoraggi di tipo temporaneo, si é adottato un coefficiente $\gamma_R=1.1$ in accordo a quanto indicato nella tabella seguente.

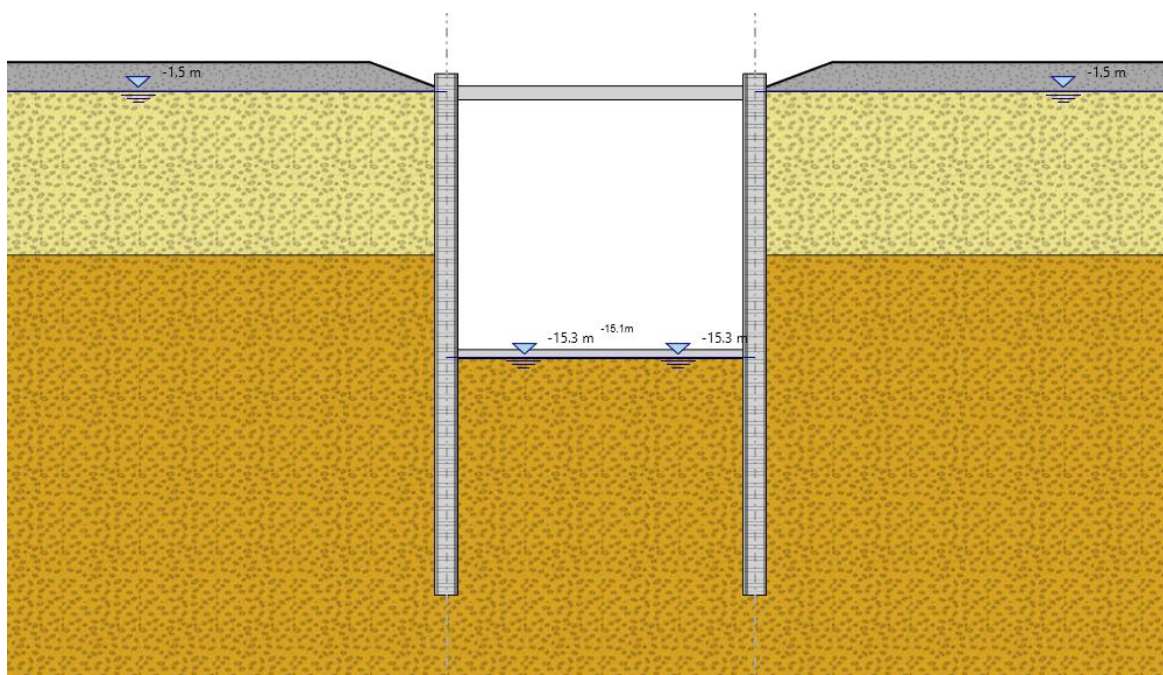
Tab. 6.6.1 - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|------------|-----------------------|
| Temporanei | γ_R | 1,1 |
| Permanenti | γ_R | 1,2 |

9. Sezione tipo 1

Nel presente capitolo si riportano i calcoli e le verifiche relative alle paratie, a valle di via Sarzana, costituite da diaframmi in c.a. dello spessore di 1.20 m, in prosecuzione di quelli già realizzati, contrastate in testa dai puntoni metallici.

La figura che segue rappresenta la sezione tipo di analisi nella fase finale di massimo approfondimento dello scavo.



| | |
|----------------------|----------|
| quota testa paratia | -0.60 m |
| quota fondo scavo | -15.30 m |
| quota piede paratia | -27.60 m |
| altezza scavo: | 15.30 m |
| immorsamento: | 12.30 m |
| quota falda esterna: | -1.50 m |
| altezza falda: | 13.80 m |

Il contrasto in testa è realizzato mediante elementi tubolari metallici $\phi 600$ mm, $s=16$ mm, posti ad interasse di 3.00 m.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale con la geometria attuale della superficie effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno
- Stage 2: Scavo al piano iniziale di lavoro a -1.50 m con esecuzione dei diaframmi in c.a. e posa dei puntoni in testa
- Stage 3 - 10: Step di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo di altezza pari a circa 1.50 m ciascuno
- Stage 11: Ultimo step di calcolo con scavo alla massima profondità prevista e getto della platea di fondo in c.a.

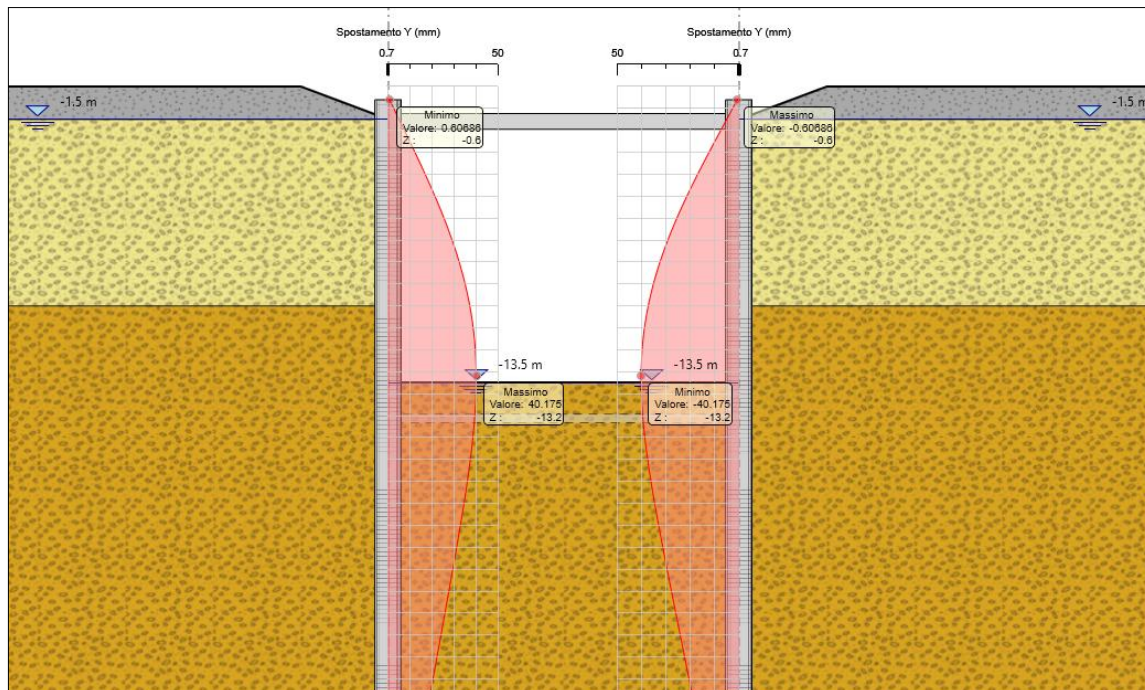
Durante tutte le fasi di scavo viene abbassato il livello della falda tra le paratie lasciando invece invariato il livello della falda all'esterno con conseguente aumento del corrispondente "battente idraulico".

9.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1) (§ 6.5.3.1.2) applicando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I (colonna A2) e i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della tabella 6.2.II (colonna M2) accertando l'ottenimento di fattori di sicurezza (R1) superiori a 1.0.

Nella figura che segue viene rappresentata la massima configurazione deformata ottenuta dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Risulta: $\delta_{\max} = 40.18 \text{ mm}$

Il valore della massima deformata ottenuto, corrispondente a circa 1/336 della altezza di scavo, viene ritenuto pienamente ammissibile.

9.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione e dalle reazioni di vincolo offerte dai puntoni in testa.

Come rilevabile dalla deformata ottenuta, la struttura ha raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

9.1.2 Collasso per carico limite verticale

Tale verifica viene fatta con riferimento allo stato limite ultimo di tipo GEO, secondo la combinazione di carico A2+M2+R1 (§ 6.5.3.1.2).

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile al di sotto del piano di fondo scavo ($L_i = 12.30$ m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m considerando agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " E_d " agente è dato dalle seguenti componenti:

$$\begin{aligned} \text{p.p. paratia: } W_P &= A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P = 1.20 \text{ m}^2 \cdot 27.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 810.00 \text{ kN/m} \\ \text{p.p. cordolo: } W_C &= A_C \cdot \gamma_C = 1.80 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 45.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Si ottiene pertanto: $E_d = 855.00$ kN/m

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " Q_L " e del carico alla base " Q_B ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza paratia-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione efficace del terreno;
- ϕ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale del diaframma;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_0 \sigma_v$ = tensione normale alla paratia;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

| CAPACITA' PORTANTE LATERALE: | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|----------|--------|-------|-------|-------|------|---------|---------|---------|-------|--|
| Str. | Prof. | Spess. | Gamma | Coe | Phi | Ko | Sigma_v | Sigma'v | Sigma'n | Tau_a | Nlim |
| 1 | 0.00 (*) | 4.50 | 20.00 | 15.00 | 31.00 | 0.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.00 | 96.71 |
| | 4.50 | | | | | | 90.00 | 45.00 | 21.60 | 27.98 | |
| 1 | 4.50 | 7.80 | 21.00 | 15.00 | 35.00 | 0.43 | 90.00 | 45.00 | 19.35 | 28.55 | 323.43 |
| | 12.30 | | | | | | 253.80 | 130.80 | 56.24 | 54.38 | |
| (*) Quota della falda | | | | | | | | | | | Capacita' Portante Limite: Qlim = 420.13 |

Nota: Le profondità indicate sono a partire dal piano di fondo scavo

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 420.13 \text{ kN/m} = 840.26 \text{ kN/m} \approx 840 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione, viene valutato mediante la seguente espressione, valida nel caso di pali a sezione circolare (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

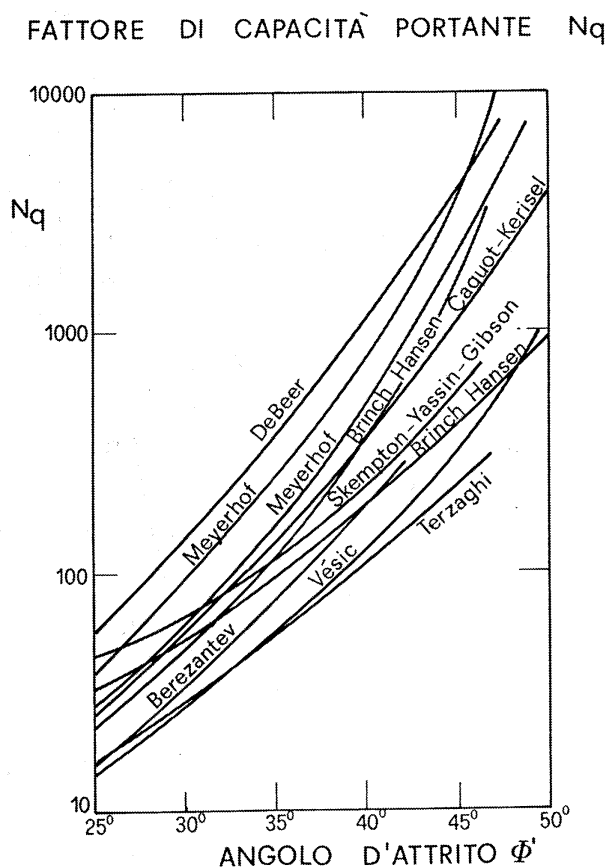
- γ = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo
- D = diametro del palo
- p_o = pressione efficace verticale agente alla base del palo
- c = coesione del terreno
- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma
- N_γ^*, N_c^*, N_q^* = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere trascurabile, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui $D \ll L$.

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

dove $N_q = (N_q \cdot s_q)$ è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (Brinch-Hansen), pari circa a 100.



Si ottiene quindi: $Q_P = 130.80 \text{ kPa} \cdot 100 \cdot 1.20 \text{ m}^2 = 15696 \text{ kN}$.

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base pari a circa $(0.25 \div 0.30) D \approx 30 \text{ cm}$ e, per questo motivo, esso viene definito Carico Limite Ultimo al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo pari a $\delta_{\max} = 3.00 \text{ cm}$; il carico alla base ammissibile corrispondente risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_{B,\text{cal}} \approx 1570.00 \text{ kN/m}$$

Risulta quindi: $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 840 + 1570 = 2410 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 2410 / 1.70 = 1417 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 1417 \text{ kN/m} > E_d \quad (\text{ok!})$$

9.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

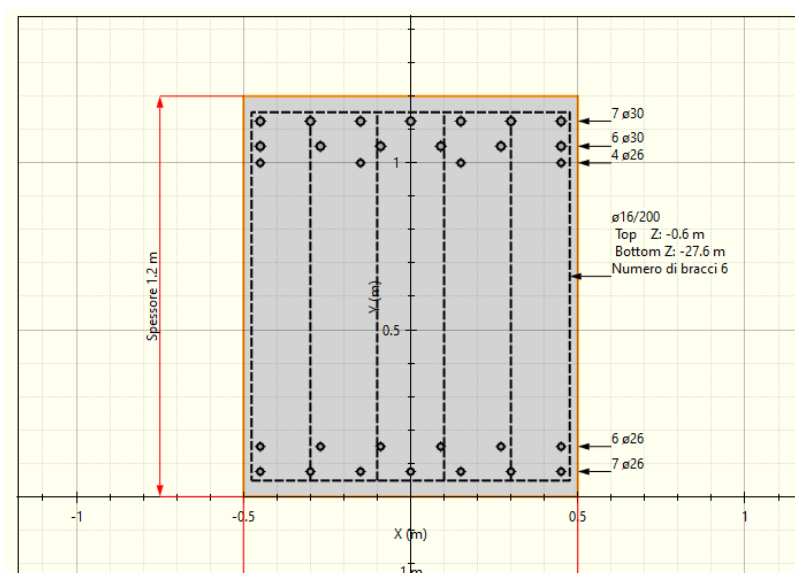
In relazione alla particolare geometria del problema oggetto di analisi, le verifiche di stabilità generale terreno-opera, che dovrebbero essere effettuate per superfici di scorrimento molto profonde coinvolgenti entrambi le paratie in un terreno pianeggiante, non sono significative né rappresentative.

Sono infatti da escludere superfici coinvolgenti le singole paratie laterali in quanto il soddisfacimento delle verifiche strutturali presuppone la resistenza a taglio delle pareti stesse nei confronti delle spinte del terreno.

9.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

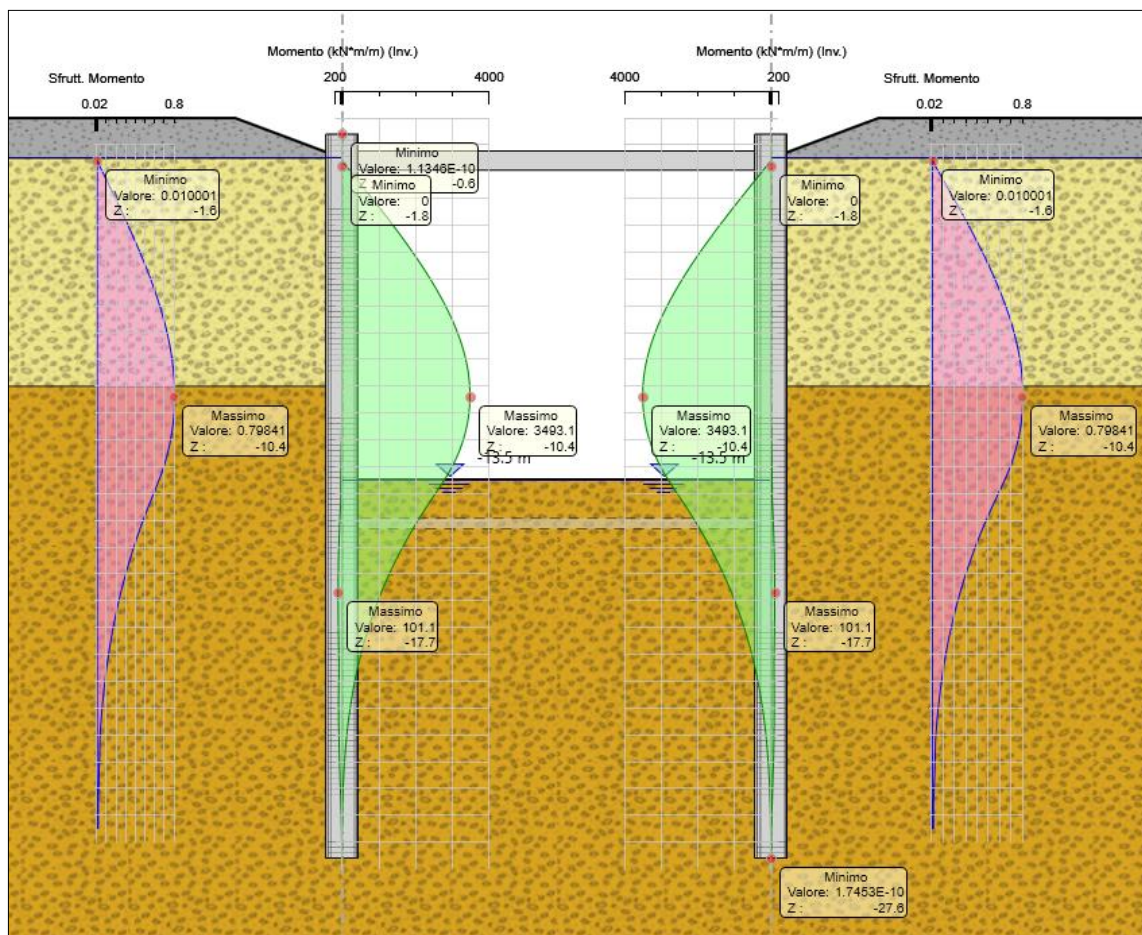
Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

Dal momento che i diaframmi in progetto prevedono una successione di un pannello di larghezza pari a 2.80 m ed uno di larghezza pari a 2.50 m, e le analisi fatte sono invece riferite ad una estensione longitudinale di paratia pari ad 1.00 m, le verifiche sono effettuate per una sezione rettangolare equivalente di estensione unitaria come rappresentato nella figura seguente.



9.2.1 Verifiche a flessione

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.



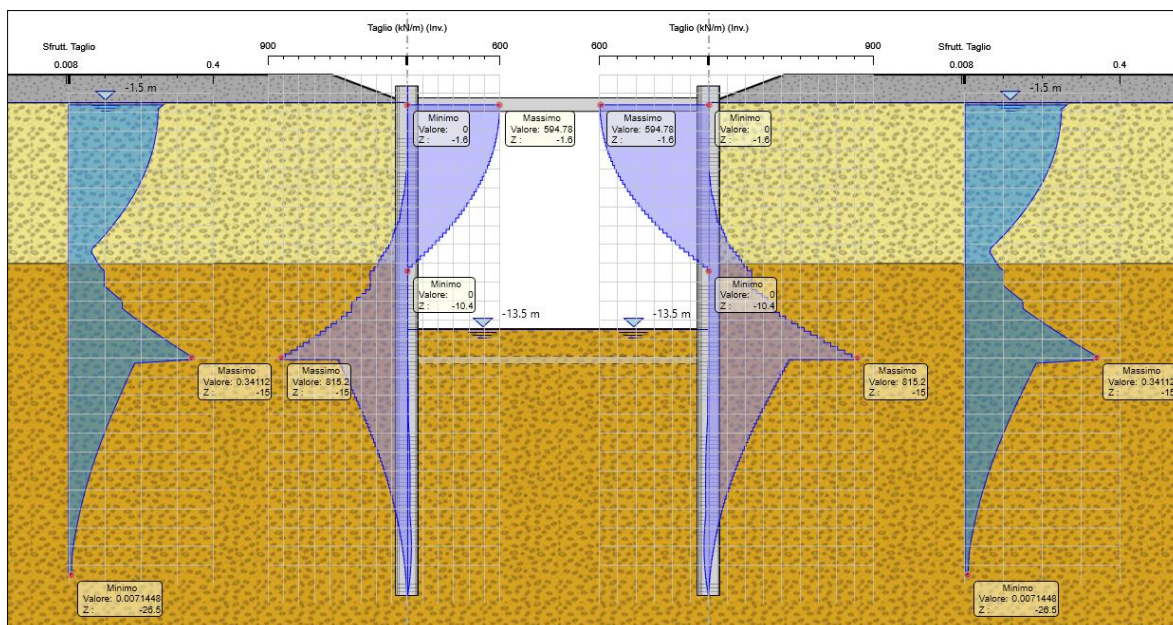
Inviluppo dei Momenti Flettenti

in Verde é rappresentato l'inviluppo dei momenti flettenti ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kNm/m)
 in Magenta il tasso di sfruttamento della resistenza a flessione pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$M_{\max} = 3493.10 \text{ kNm/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.798 \text{ (ok!)}$$

9.2.2 Verifiche a taglio



Inviluppo delle Forze di Taglio

in Viola é rappresentato l'inviluppo dei valori del Taglio ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kN/m)
 in Blu il tasso di sfruttamento della resistenza a Taglio pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$T_{\max} = 815.12 \text{ kN/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.341 \text{ (ok!)}$$

9.2.3 Verifica dei puntoni di contrasto

Nel prospetto seguente si riassumono i valori delle sollecitazioni di compressione risultanti nei puntoni metallici.

| Stage | Carico distribuito (kN/m) | Azione Assiale (kN) |
|----------|---------------------------|---------------------|
| Stage 2 | 0 | 0 |
| Stage 3 | -33.746 | -101.24 |
| Stage 4 | -70.813 | -212.44 |
| Stage 5 | -142.67 | -428.01 |
| Stage 6 | -232.54 | -697.62 |
| Stage 7 | -321.59 | -964.76 |
| Stage 8 | -378.53 | -1135.6 |
| Stage 9 | -482.9 | -1448.7 |
| Stage 10 | -595.04 | -1785.1 |
| Stage 11 | -577.08 | -1731.2 |

La massima sollecitazione di compressione è risultata pari a:

$$N_{Ed} = 1785.10 \text{ kN}$$

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

| | |
|--|-------------------------------|
| Acciaio tipo S 355 | |
| Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ |
| Tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ |
| Diametro | $D = 600.0 \text{ mm}$ |
| spessore | $t = 16.0 \text{ mm}$ |
| peso lineare | $g = 2.30 \text{ kN/m}$ |
| area | $A = 294.0 \text{ cm}^2$ |
| momento di inerzia: | $J = 125240 \text{ cm}^4$ |
| raggio di inerzia: | $i = 20.7 \text{ cm}$ |
| modulo di resistenza elastico: | $W_{el} = 4175 \text{ cm}^3$ |
| modulo di resistenza plastico: | $W_{pl} = 5458 \text{ cm}^3$ |

La sezione strutturale appartiene alla classe 2 ($d/t \leq 70\epsilon^2$) (§4.2.3.1)

La massima lunghezza degli elementi tubolari in oggetto è pari a 16.30 m.

Per la sezione di mezzeria si valuta quindi una sollecitazione flettente massima, ad opera del peso proprio, pari a:

$$M_{\max} = 1/8 g L^2 = 1/8 \cdot 2.30 \text{ kN/m} \cdot (16.30 \text{ m})^2 = 76.40 \text{ kNm}$$

Verifica per instabilità:

Deve essere soddisfatta la seguente relazione (§ 4.2.4.1.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

| | |
|---------------------------------|---|
| Lunghezza libera di inflessione | $L_0 = 16.30 \text{ m}$ |
| Raggio di inerzia | $i = 0.207 \text{ m}$ |
| Snellezza | $\lambda = L_0/i = 78.74 < 200 \text{ (ok!)}$ |
| Carico critico Euleriano | $N_{cr} = \pi^2 EJ/L_0^2 = 9770 \text{ kN}$ |

| | |
|-------------------------|---|
| Snellezza adimensionale | $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.03$ |
|-------------------------|---|

| | |
|-------------------------|-----------------|
| fattore di imperfezione | $\alpha = 0.21$ |
|-------------------------|-----------------|

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.12$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.64$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

| | |
|----------------------------|---|
| Resistenza all'instabilità | $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 6380 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ (ok!)}$ |
|----------------------------|---|

Verifica a Presso-Flessione:

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1 \quad \text{ossia} \quad M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd}$$

$M_{y,Ed}$ momento di progetto agente;
 $M_{N,y,Rd}$ momento plastico di progetto resistente ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

| | | | |
|--------------------------------|--|----------------------|--|
| Sforzo di compressione agente: | $N_{ed} = 1785.10 \text{ kN}$ | | |
| Momento di progetto agente: | $M_{y,Ed} = 76.40 \text{ kNm}$ | | |
| Resistenza a compressione: | $N_{y,Rd} = (f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot A$ | $= 9940 \text{ kN}$ | |
| Momento resistente: | $M_{y,Rd} = (f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot W_{pl}$ | $= 1845 \text{ kNm}$ | |

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,Rd} \cdot [1 - (N_{E,d} / N_{y,Rd})^2] = 1785 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (\text{ok!})$$

9.2.4 Verifiche del cordolo testa pali

Il cordolo in c.a. corrente lungo la testa dei diaframmi presenta una sezione rettangolare di 150 x 100 cm, armata con 5 ϕ 20 mm correnti sia al lembo interno che esterno. Esso viene schematizzato come trave continua infinitamente estesa corrente su appoggi posti ad interasse di 3.00 m, corrispondenti ai puntoni metallici di contrasto. Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei puntoni di contrasto è risultata pari a:

$$N_{\max} = 1785.10 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 1785.10 \text{ kN} / 3.00 \text{ m} = 595.04 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$M_{\text{ed}} = (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 595.04 \cdot 3.00^2 = 446.28 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed}} = (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 595.04 \cdot 3.00 = 892.56 \text{ kN}$$

Il momento resistente della sezione è pari a:

$$M_{\text{Rd}} = 774.00 \text{ kNm} > M_{\text{ed}} \text{ (ok!)}$$

Per l'assorbimento della sollecitazione di taglio é prevista l'adozione di n. 2 staffe ϕ 12 mm a due braccia ciascuna con passo $s=20$ cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{\text{Rsd}} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot f_{\text{yd}} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw}} = 452 \text{ mm}^2 \text{ (4}\phi\text{12)}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{\text{yd}} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Risulta: } V_{\text{Rsd}} = 1115.24 \text{ kN}$$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rcd} = 4462.50 \text{ kN}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1115.24 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

10. Sezione tipo 2

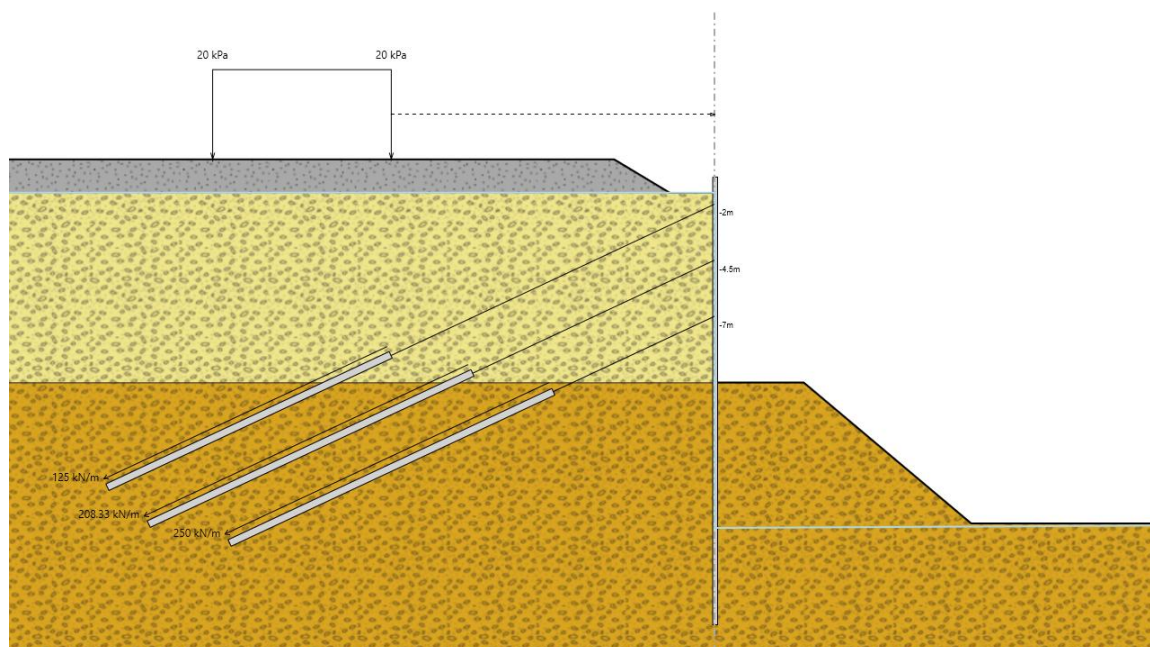
Nel presente capitolo si riportano i calcoli e le verifiche relative alla paratia frontale in micropali prevista a valle di via Sarzana.

Sono utilizzati micropali con perforazione $\varnothing 220$ mm, posti ad interasse di 40 cm, della lunghezza di 20.0 m ed armati con profilati tubolari metallici $\varnothing 168.3$ mm $s_p=12.5$ mm.

La stabilità della paratia è ottenuta mediante tiranti di ancoraggio disposti su più livelli.

Sulla sede stradale presente a monte è applicato un sovraccarico di esercizio di 20 kPa.

La figura che segue rappresenta la sezione tipo di analisi nella fase finale di massimo approfondimento dello scavo. La conformazione dello scavo a valle è associata alla fase di inizio spinta del monolite.



| | |
|----------------------|----------|
| quota testa paratia | -0.80 m |
| quota fondo scavo | -10.00 m |
| quota piede paratia | -20.80 m |
| altezza scavo: | 10.00 m |
| immorsamento: | 10.80 m |
| quota falda esterna: | -1.50 m |
| altezza falda: | 8.50 m |

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale con la geometria attuale della superficie effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno
- Stage 2: Scavo al piano iniziale di lavoro a -1.50 m con attivazione dei micropali
- Stage 3 - 8: Step di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo di altezza pari a circa 2.00÷2.50 m ciascuno con attivazione dei tiranti di ancoraggio
- Stage 9: Ultimo step di calcolo con completamento dello scavo secondo la conformazione finale prevista

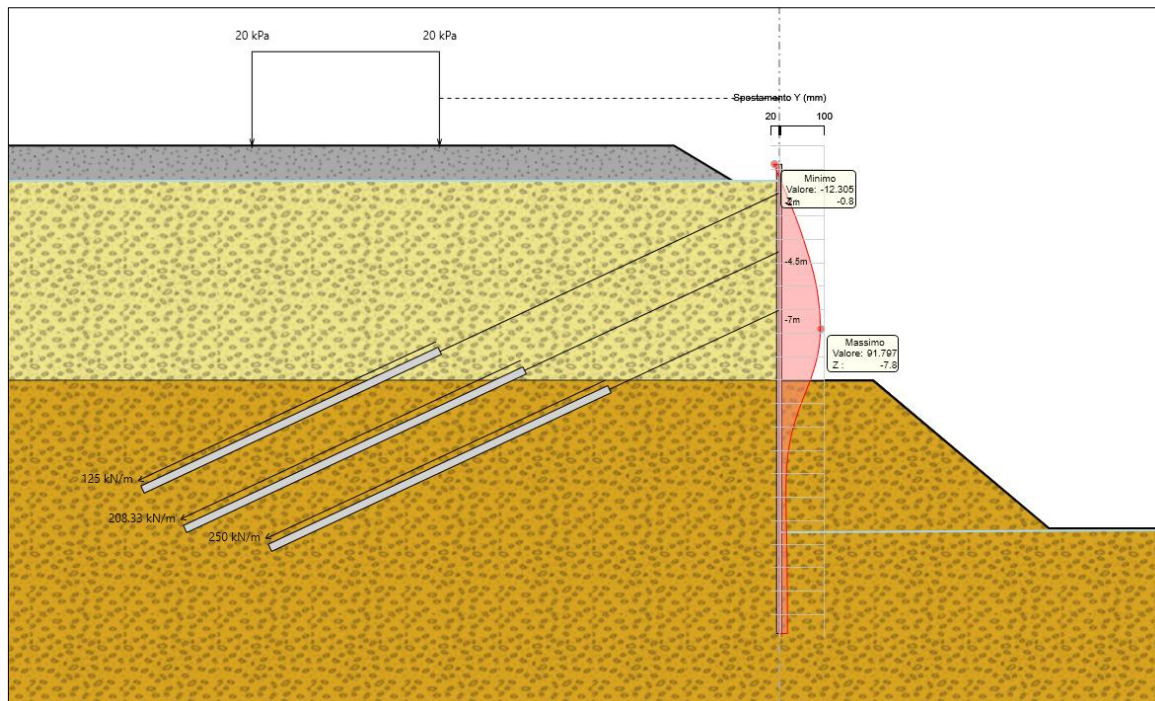
Durante tutte le fasi di scavo viene abbassato il livello della falda a valle della paratia lasciando invece invariato il livello della falda di monte con conseguente aumento del corrispondente "battente idraulico".

10.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1) (§ 6.5.3.1.2) applicando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I (colonna A2) e i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della tabella 6.2.II (colonna M2) accertando l'ottenimento di fattori di sicurezza (R1) superiori a 1.0.

Nella figura che segue viene rappresentata la massima configurazione deformata ottenuta dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Risulta: $\delta_{max} = 91.80 \text{ mm}$

Il valore della massima deformata ottenuto, corrispondente a circa 1/170 della altezza di scavo, vista la provvisorietà della struttura e della fase in oggetto, viene ritenuto pienamente ammissibile.

10.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione e dalle reazioni di vincolo offerte dai puntoni in testa.

Come rilevabile dalla deformata ottenuta, la struttura ha raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

10.1.2 Collasso per carico limite verticale

Tale verifica viene fatta con riferimento allo stato limite ultimo di tipo GEO, secondo la combinazione di carico A2+M2+R1 (§ 6.5.3.1.2).

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile al di sotto del piano di fondo scavo ($L_i = 10.80$ m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m considerando agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " E_d " agente è dato dalle seguenti componenti:

- p.p. paratia:

$$W_P = A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P / i_P = 0.04 \text{ m}^2 \cdot 20.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 / 0.40 \text{ m} = 47.52 \text{ kN/m}$$

- p.p. cordolo:

$$W_C = A_C \cdot \gamma_C = 0.48 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 12.00 \text{ kN/m}$$

- p.p. spritz-beton:

$$W_S = A_S \cdot \gamma_S = 0.80 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 20.00 \text{ kN/m}$$

Si ottiene pertanto: $E_d = 79.52 \text{ kN/m}$

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " Q_L " e del carico alla base " Q_B ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

Nel caso specifico, trattandosi di pali di piccolo diametro, si trascura il contributo della portata alla base considerando la sola resistenza laterale.

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza paratia-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione efficace del terreno;
- ϕ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_0 \sigma_v$ = tensione normale alla paratia;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

| CAPACITA' PORTANTE LATERALE: | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|----------|--------|-------|-------|-------|------|---------|---------|---------|---|--------|
| Str. | Prof. | Spess. | Gamma | Coe | Phi | Ko | Sigma_v | Sigma'v | Sigma'n | Tau_a | Nlim |
| | 0.00 (*) | | | | | | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.00 | |
| 1 | 10.80 | 10.80 | 20.00 | 15.00 | 31.00 | 0.48 | 216.00 | 108.00 | 51.84 | 46.15 | 330.20 |
| | | | | | | | | | | Capacita' Portante Limite: $Q_{lim} = 330.20$ | |

Nota: Le profondità indicate sono a partire dal piano di fondo scavo

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 330.20 \text{ kN/m} = 660.41 \text{ kN/m} \approx 660 \text{ kN/m}$$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 660 / 1.70 = 388 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 388 \text{ kN/m} > E_d \quad (\text{ok!})$$

10.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " γ_R " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| COEFFICIENTE | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1,1 |

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza "Fs" definito come:

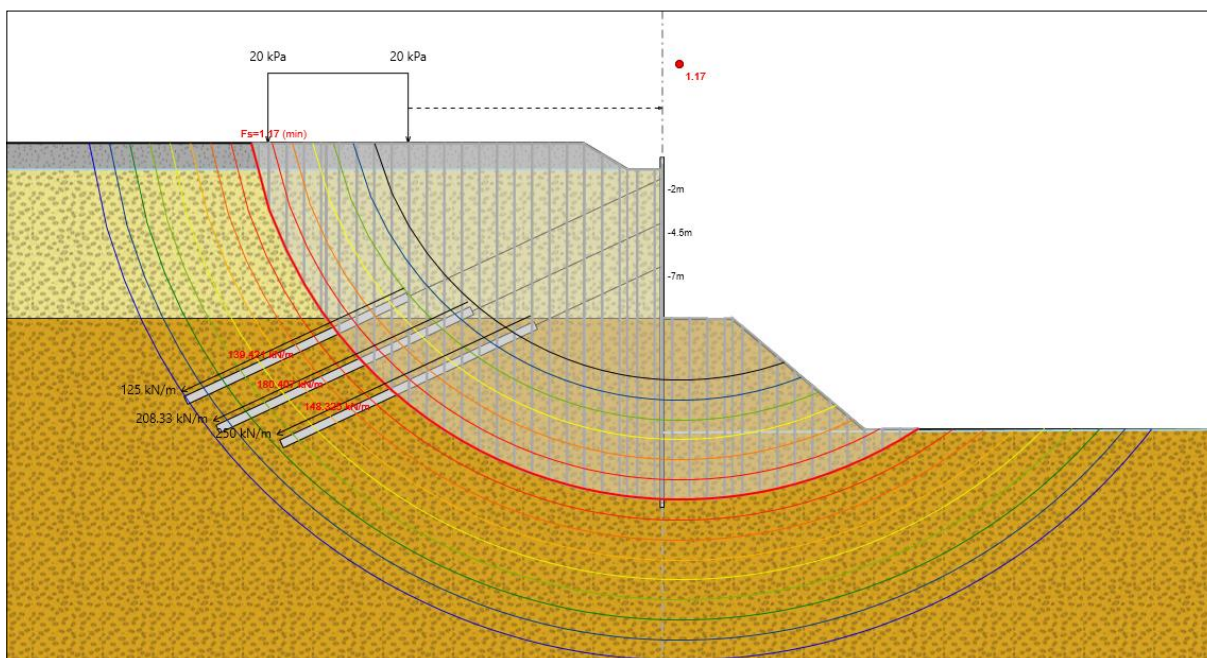
$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Da evidenziare che nelle verifiche effettuate non si è considerata alcuna resistenza a taglio offerta dai pali in quanto la mobilitazione di tale resistenza richiederebbe il raggiungimento di deformazioni eccessive in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo.

L'immagine seguente riporta il valore del fattore di sicurezza ottenuto con evidenziata la superficie di scorrimento "critica" tra tutte quelle analizzate.



$$F_{s,min} = 1.17 > 1.1 \text{ (ok!)}$$

10.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo la Combinazione (A1+M1+R1).

Per le sole verifiche dei tiranti di ancoraggio, queste vengono effettuate secondo la combinazione (A1+M1+R3) (§ 6.6.2), adottando i coefficienti parziali (R3) indicati nella seguente tabella:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|------------|-----------------------|
| Temporanei | γ_R | 1,1 |
| Permanenti | γ_R | 1,2 |

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

- Acciaio tipo S 355 H
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Diametro armatura $D = 168.3 \text{ mm}$
- Spessore $t = 12.5 \text{ mm}$
- Area $A = 61.2 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza elastico: $W_{el} = 222.0 \text{ cm}^3$
- Modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 304.0 \text{ cm}^3$
- Momento d'inerzia: $J = 1868.0 \text{ cm}^4$

La sezione strutturale appartiene alla *classe 1* ($d/t \leq 50\epsilon^2$) (§4.2.3.1)

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

| Angolari | | | | | | |
|--|---|------|------|------|------|------|
| | | | | | | |
| Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti | | | | | | |
| Classe | Sezione in compressione | | | | | |
| Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva) | | | | | | |
| 3 | $h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$ | | | | | |
| Sezioni Tubolari | | | | | | |
| | | | | | | |
| Classe | Sezione inflessa e/o compressa | | | | | |
| 1 | $d/t \leq 50\epsilon^2$ | | | | | |
| 2 | $d/t \leq 70\epsilon^2$ | | | | | |
| 3 | $d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6) | | | | | |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$ | f_{yk} | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |
| | ϵ^2 | 1,00 | 0,85 | 0,66 | 0,56 | 0,51 |

La resistenza di calcolo "R_d" si pone nella forma: $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

Dove γ_M è il fattore parziale relativo al modello di resistenza (cfr. tabella seguente); per elementi di *classe 1* si adotta $\gamma_{M0} = 1,05$ (§4.2.4.1).

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

| | |
|---|----------------------|
| Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4 | $\gamma_{M0} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature | $\gamma_{M1} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari | $\gamma_{M1} = 1,10$ |
| Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) | $\gamma_{M2} = 1,25$ |

Le resistenze di calcolo a flessione e taglio della sezione sono pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 102.78 \text{ kNm} \quad [4.2.12]$$

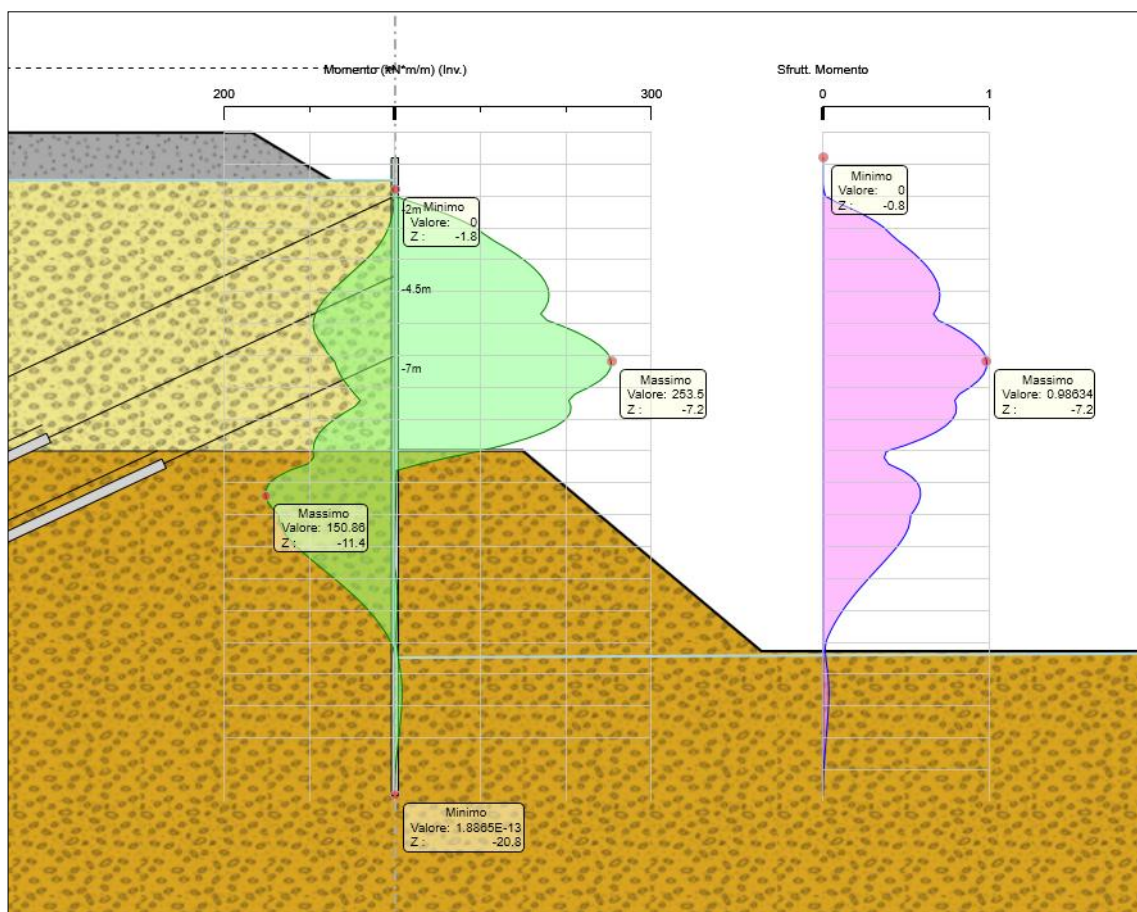
$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 760 \text{ kN} \quad [4.2.17]$$

dove: $A_v = 2 \cdot A / \pi = 2 \cdot 61.2 / \pi = 38.96 \text{ cm}^2$ è l'area resistente a taglio.

10.2.1 Verifiche a flessione

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.



Involuppo dei Momenti Flettenti

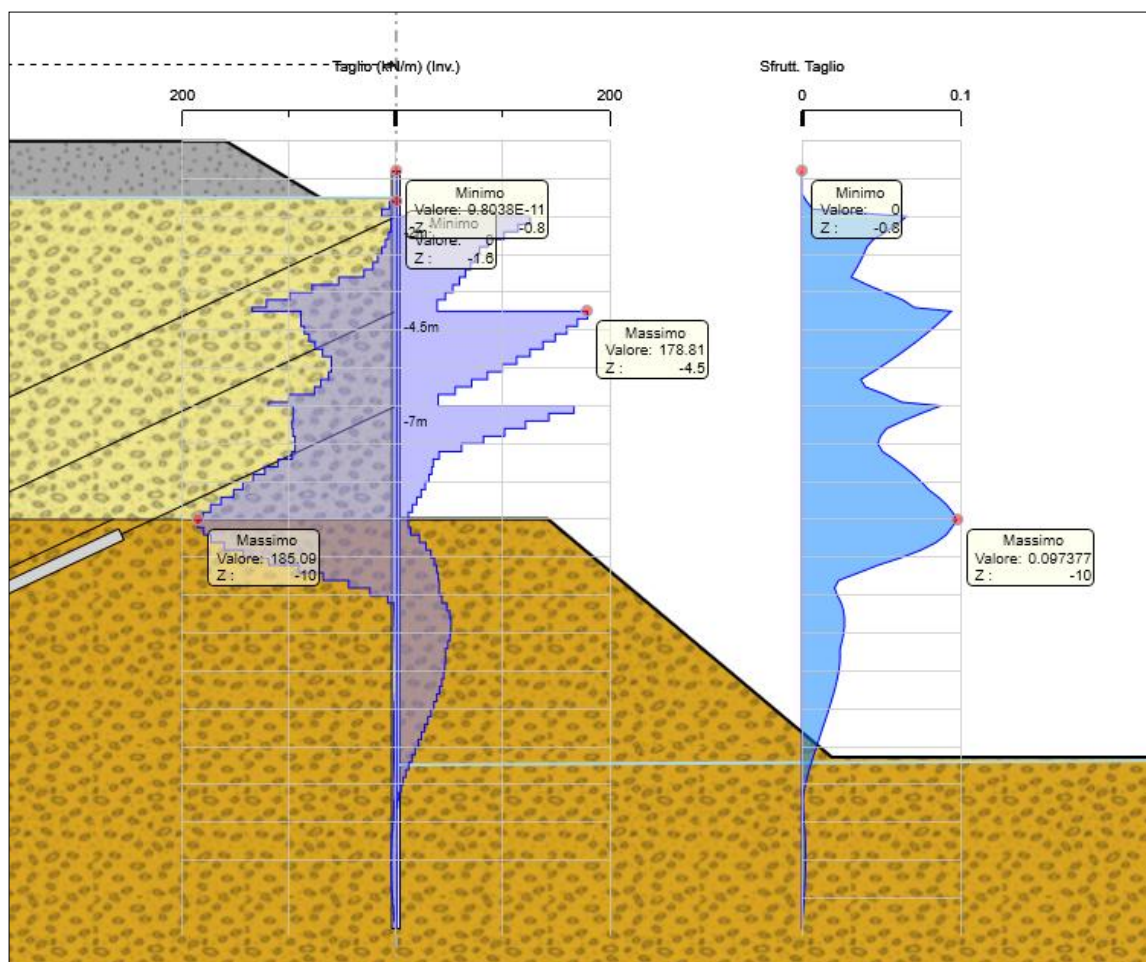
in Verde é rappresentato l'involuppo dei momenti flettenti ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kNm/m).

in Magenta il tasso di sfruttamento della resistenza a flessione pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$M_{\max} = 253.50 \text{ kNm/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.986 \text{ (ok!)}$$

10.2.2 Verifiche a taglio



Invioluppo delle Forze di Taglio

in Viola é rappresentato l'involuppo dei valori del Taglio ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kN/m)

in Blu il tasso di sfruttamento della resistenza a Taglio pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$T_{\max} = 185.09 \text{ kN/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.097 \text{ (ok!)}$$

10.2.3 Verifiche dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

| Inviluppo Verifiche tiranti | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------|
| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
| LIV1 | Stage 4 | 390 | 621.97 | 807.41 | 0.627 | 0.483 | ✓ |
| LIV2 | Stage 7 | 819.75 | 952 | 1009.3 | 0.861 | 0.812 | ✓ |
| LIV3 | Stage 9 | 804.96 | 1015.5 | 1009.3 | 0.793 | 0.798 | ✓ |

Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E_d" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R_d" è la Resistenza di Progetto a trazione "R_{a,d}" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|------------|-----------------------|
| Temporanei | γ_R | 1,1 |
| Permanenti | γ_R | 1,2 |

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si fa riferimento a $\gamma_R = 1.1$.

La valutazione della resistenza "R_{a,d}" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R_{k,cal} calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ_{ak}" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione del terreno;
- φ'_k = angolo di attrito al contatto ;
- σ_{n,k} = k_s σ_v = tensione normale all'asse del tirante;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k_s = coeff. pari a 1.1÷1.2 k_{0,d} essendo k_{0,d} il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante adottando un coefficiente $k_s = 1.2 k_0$ per esecuzione dell'iniezione in pressione e un diametro "reso" della fondazione pari a quello della perforazione aumentato di circa il 25%.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{a,k}$ è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

| Numero di profili di indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|
| $\xi_{\tau_{a3}}$ | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| $\xi_{\tau_{a4}}$ | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I): $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

Nella tabella seguente, per ciascun tirante, sono riassunti i valori della tensione media di aderenza lungo la fondazione, calcolati in funzione della profondità, le corrispondenti resistenze a sfilamento e le relative verifiche.

| tirante | τ_{ak} (kPa) | $R_{a,cal}$ (kN) | $R_{a,k}$ (kN) | $R_{a,d}$ (kN) | N_{ed} (kN) | chk |
|---------|----------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------|-----|
| LIV 1 | 140 | 1231.50 | 684.17 | 621.97 | 390.00 | ok! |
| LIV 2 | 150 | 1884.96 | 1047.20 | 952.00 | 819.75 | ok! |
| LIV 3 | 160 | 2010.62 | 1117.01 | 1015.46 | 804.96 | ok! |

Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 4÷5 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Tensione caratteristica: $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parz. : $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo: $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo: $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

| tirante | n. trefoli | A (mm ²) | $f_{y,d}$ (N/mm ²) | R_d (kN) | E_d (kN) | chk |
|---------|------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------|---------------|-----|
| LIV 1 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 390.00 | ok! |
| LIV 2 | 5 | 695 | 1450 | 1007.75 | 819.75 | ok! |
| LIV 3 | 5 | 695 | 1450 | 1007.75 | 804.96 | ok! |

10.2.4 Verifiche delle travi di ripartizione

Le travi di ripartizione previste in corrispondenza delle teste dei tiranti sono costituite da doppi profilati metallici HEB 180 mm in acciaio S355.

Esse presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned} A &= 2 \cdot 65.30 &= 130.60 \text{ cm}^2 \\ J &= 2 \cdot 3831 &= 7662 \text{ cm}^4 \\ W_{el} &= 2 \cdot 425 &= 850 \text{ cm}^3 \\ W_{pl} &= 2 \cdot 481 &= 962 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Queste vengono schematizzate come travi continue correnti su appoggi posti ad interasse di 2.40 m, corrispondenti ai tiranti di ancoraggio.

Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei tiranti è risultata pari a:

$$N_{max} = 819.75 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 819.75 / 2.40 \text{ m} = 341.56 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$\begin{aligned} M_{ed} &= (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 341.56 \cdot 2.40^2 = 163.95 \text{ kNm} \\ V_{ed} &= (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 341.56 \cdot 2.40 = 409.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Le caratteristiche di resistenza della sezione sono le seguenti:

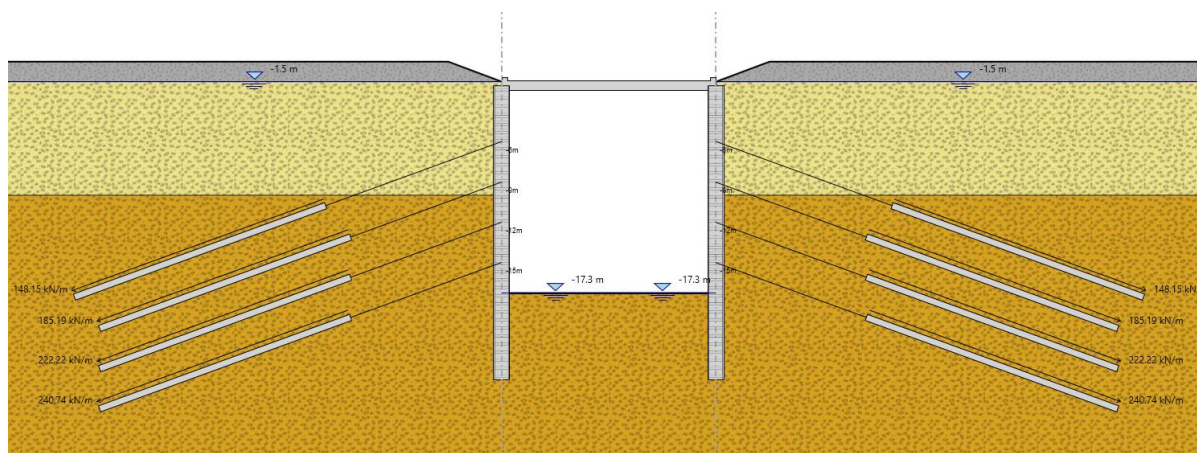
$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 287.40 \text{ kNm} > M_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \\ V_{Rd} &= 790.20 \text{ kN} > V_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \end{aligned}$$

11. Sezione tipo 3

Nel presente capitolo si riportano i calcoli e le verifiche relative alle paratie laterali, nel tratto a monte di via Sarzana, costituite da pali in c.a. $\varnothing 1.20$ m posti ad interasse di 1.35 m.

La stabilità della paratia è ottenuta mediante puntoni metallici in testa e tiranti di ancoraggio disposti su più livelli.

La figura che segue rappresenta la sezione tipo di analisi nella fase finale di massimo approfondimento dello scavo.



| | |
|----------------------|----------|
| quota testa paratia | -1.80 m |
| quota fondo scavo | -17.30 m |
| quota piede paratia | -23.80 m |
| altezza scavo: | 17.30 m |
| immorsamento: | 6.50 m |
| quota falda esterna: | -1.50 m |
| altezza falda: | 15.80 m |

Il contrasto in testa è realizzato mediante elementi tubolari metallici $\varnothing 600$ mm, $s=16$ mm, posti ad interasse di 3.00 m.

La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale con la geometria attuale della superficie effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno
- Stage 2: Scavo al piano iniziale di lavoro a -1.50 m con esecuzione dei pali in c.a. e posa dei puntoni in testa
- Stage 3 - 10: Step di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo e attivazione dei tiranti di ancoraggio
- Stage 11: Ultimo step di calcolo con scavo alla massima profondità prevista

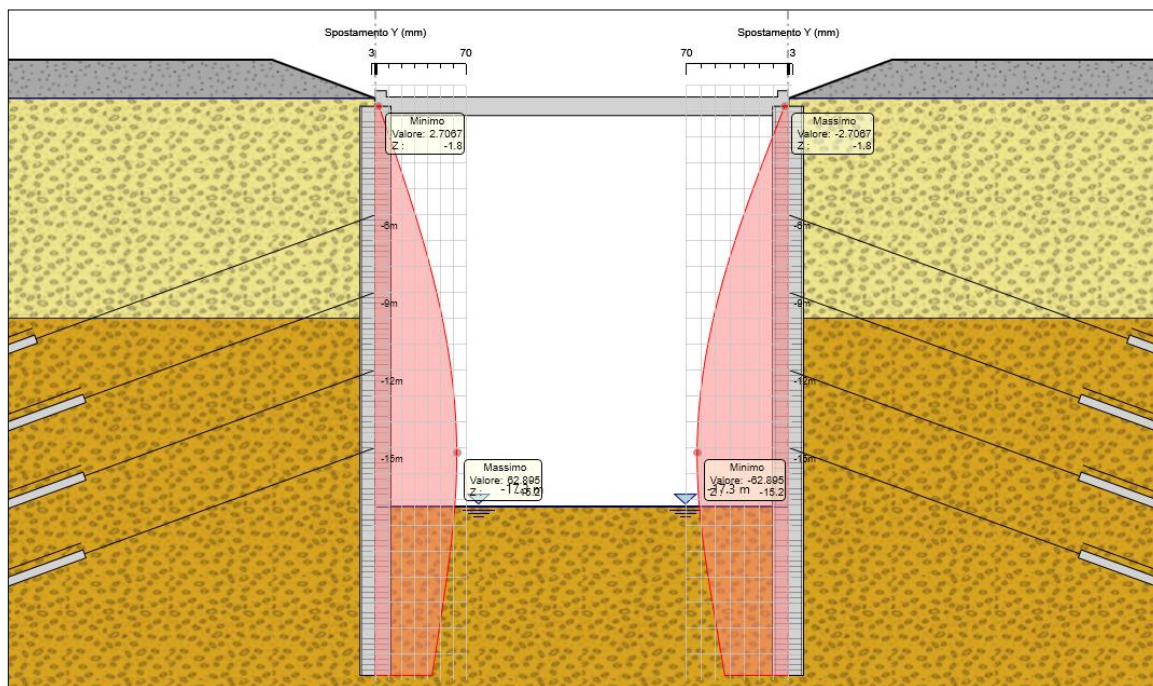
Durante tutte le fasi di scavo viene abbassato il livello della falda tra le paratie lasciando invece invariato il livello della falda all'esterno con conseguente aumento del corrispondente "battente idraulico".

11.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1) (§ 6.5.3.1.2) applicando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I (colonna A2) e i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della tabella 6.2.II (colonna M2) accertando l'ottenimento di fattori di sicurezza (R1) superiori a 1.0.

Nella figura che segue viene rappresentata la massima configurazione deformata ottenuta dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Risulta: $\delta_{\max} = 62.89 \text{ mm}$

Il valore della massima deformata ottenuto, corrispondente a circa 1/250 della altezza di scavo, viene ritenuto pienamente ammissibile.

11.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione e dalle reazioni di vincolo offerte dai puntoni in testa.

Come rilevabile dalla deformata ottenuta, la struttura ha raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

11.1.2 Collasso per carico limite verticale

Tale verifica viene fatta con riferimento allo stato limite ultimo di tipo GEO, secondo la combinazione di carico A2+M2+R1 (§ 6.5.3.1.2).

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile al di sotto del piano di fondo scavo ($L_i = 6.50$ m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m considerando agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " E_d " agente è dato dalle seguenti componenti:

- p.p. paratia:

$$W_P = A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P / i_P = 1.13 \text{ m}^2 \cdot 22.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 / 1.35 \text{ m} = 460.77 \text{ kN/m}$$

- p.p. cordolo:

$$W_C = A_C \cdot \gamma_C = 1.50 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 37.50 \text{ kN/m}$$

- p.p. spritz-beton:

$$W_S = A_S \cdot \gamma_S = 1.53 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 38.25 \text{ kN/m}$$

Si ottiene pertanto: $E_d = 536.52 \text{ kN/m}$

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " Q_L " e del carico alla base " Q_B ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza paratia-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione efficace del terreno;
- φ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale del diaframma;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_0 \sigma_v$ = tensione normale alla paratia;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

| CAPACITA' PORTANTE LATERALE: | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|----------|--------|-------|-------|-------|------|---------|---------|---------|-------|---|
| Str. | Prof. | Spess. | Gamma | Coe | Phi | Ko | Sigma_v | Sigma'v | Sigma'n | Tau_a | Nlim |
| 1 | 0.00 (*) | | | | | | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.00 | |
| | 6.50 | 6.50 | 20.00 | 15.00 | 35.00 | 0.43 | 130.00 | 65.00 | 27.95 | 34.57 | 161.11 |
| (*) Quota della falda | | | | | | | | | | | Capacita' Portante Limite: $Q_{lim} = 161.11$ |

Nota: Le profondità indicate sono a partire dal piano di fondo scavo

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 161.11 \text{ kN/m} = 322.21 \text{ kN/m} \approx 320 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione, viene valutato mediante la seguente espressione, valida nel caso di pali a sezione circolare (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

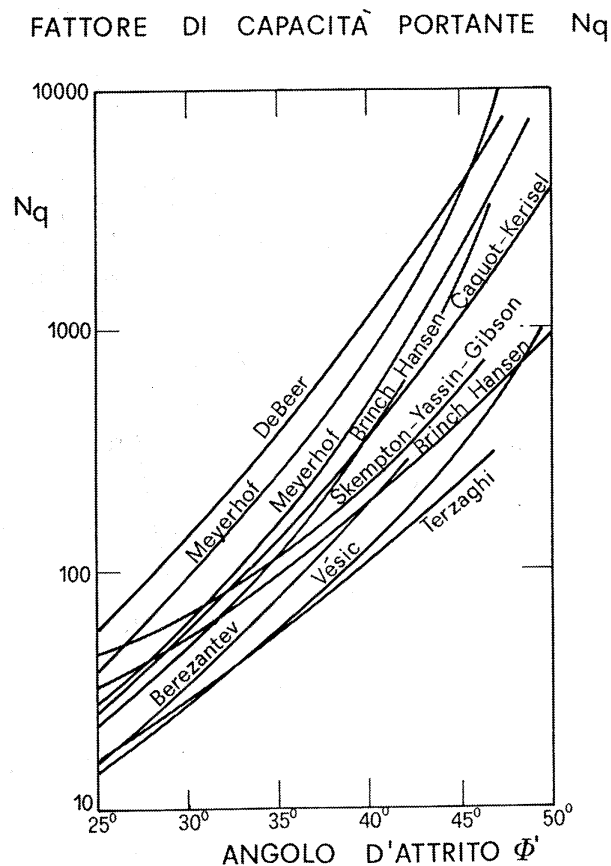
- γ = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo
- D = diametro del palo
- p_o = pressione efficace verticale agente alla base del palo
- c = coesione del terreno
- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma
- N_γ^*, N_c^*, N_q^* = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere trascurabile, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui $D \ll L$.

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

dove $N_q = (N_q \cdot s_q)$ è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (Brinch-Hansen), pari circa a 100.



Si ottiene quindi: $Q_p = 65.00 \text{ kPa} \cdot 100 \cdot 1.20 \text{ m}^2 = 7800 \text{ kN}$.

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base pari a circa (0.25÷0.30) $D \approx 30 \text{ cm}$ e, per questo motivo, esso viene definito Carico Limite Ultimo al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo pari a $\delta_{\max} = 3.00 \text{ cm}$; il carico alla base ammissibile corrispondente risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_{B,\text{cal}} \approx 780.00 \text{ kN/m}$$

Risulta quindi: $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 320 + 780 = 1100 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 1100 / 1.70 = 647 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 647 \text{ kN/m} > E_d \text{ (ok!)}$$

11.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

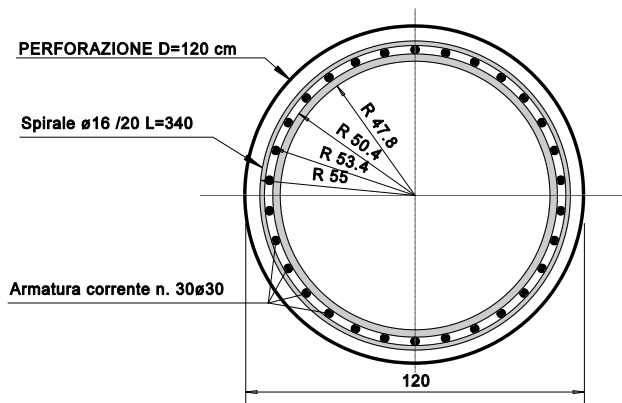
In relazione alla particolare geometria del problema oggetto di analisi, le verifiche di stabilità generale terreno-opera, che dovrebbero essere effettuate per superfici di scorrimento molto profonde coinvolgenti entrambi le paratie in un terreno pianeggiante, non sono significative né rappresentative.

Sono infatti da escludere superfici coinvolgenti le singole paratie laterali in quanto il soddisfacimento delle verifiche strutturali presuppone la resistenza a taglio delle pareti stesse nei confronti delle spinte del terreno.

11.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo $\varnothing 1200$ mm armato con n. 30 $\varnothing 30$ correnti e da una spirale $\varnothing 16$ mm passo 20 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a $M_{Rd} = 3480$ kNm (cfr. figura seguente).

Verifica C.A. S.L.U. - File: PALI D1200 Sez 1

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N* barre uguali: 30
 Diametro barre: 30 [mm]
 Copriferro (baric.): 85 [mm]

N* barre: 26 Zoom

| N* | As [mm²] | x [mm] | y [mm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 0 | 0 | 0 |

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 kN
 M_{xEd} : 0 kNm
 M_{yEd} : 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

E_{su} : 67.5 % E_{c2} : 2 %
 f_{yd} : 391.3 N/mm² E_{cu} : 3.5
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 E_{syd} : 1.957 % $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd} : 3480 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 7.78 %
 d: 1.115 mm
 x: 346 x/d: 0.3103
 δ : 0.8279

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Vertici: 52 N* rett. 100

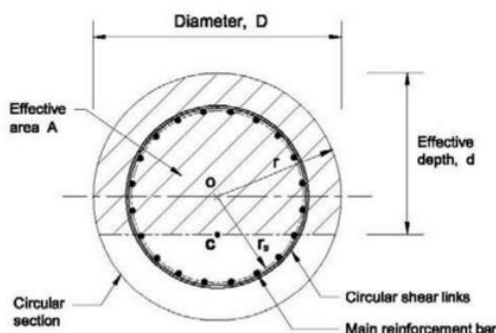
Calcola MRd Dominio M-N

L_0 : 0 mm Col. modello

Precompresso

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

- | | |
|---|-------------------------------------|
| $r = 600 \text{ mm}$ | raggio della sezione circolare |
| $A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 1.130.973 \text{ mm}^2$ | area totale della sezione circolare |
| $b = r \sqrt{2} = 848 \text{ mm}$ | larghezza equivalente |
| $d = r \sqrt{2} = 848 \text{ mm}$ | altezza utile equivalente |



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale $\phi 16 \text{ mm}$ con passo $s=20 \text{ cm}$.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$\text{dove:} \quad V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

- | |
|---|
| $d = 848 \text{ mm}$ |
| $A_{sw} = 402 \text{ mm}^2 (2\phi 16)$ |
| $s = 200 \text{ mm}$ |
| $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ |
| Risulta: $V_{Rsd} = 659.93 \text{ kN}$ |

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

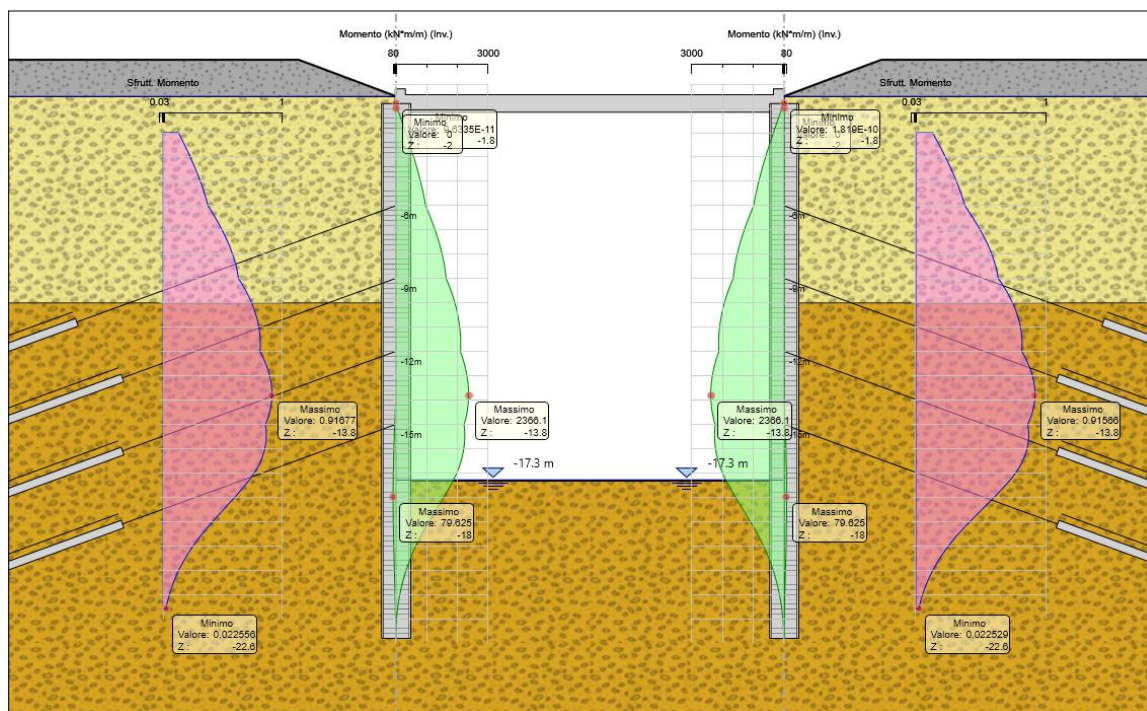
$$\text{dove:} \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

- | |
|--|
| $d = 848 \text{ mm}$ |
| $b_s = 848 \text{ mm}$ |
| $\alpha_c = 1$ |
| $v = 0.5$ |
| $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ |
| Risulta: $V_{Rcd} = 2533.06 \text{ kN}$ |

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 659.93 \text{ kN}$

11.2.1 Verifiche a flessione

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.



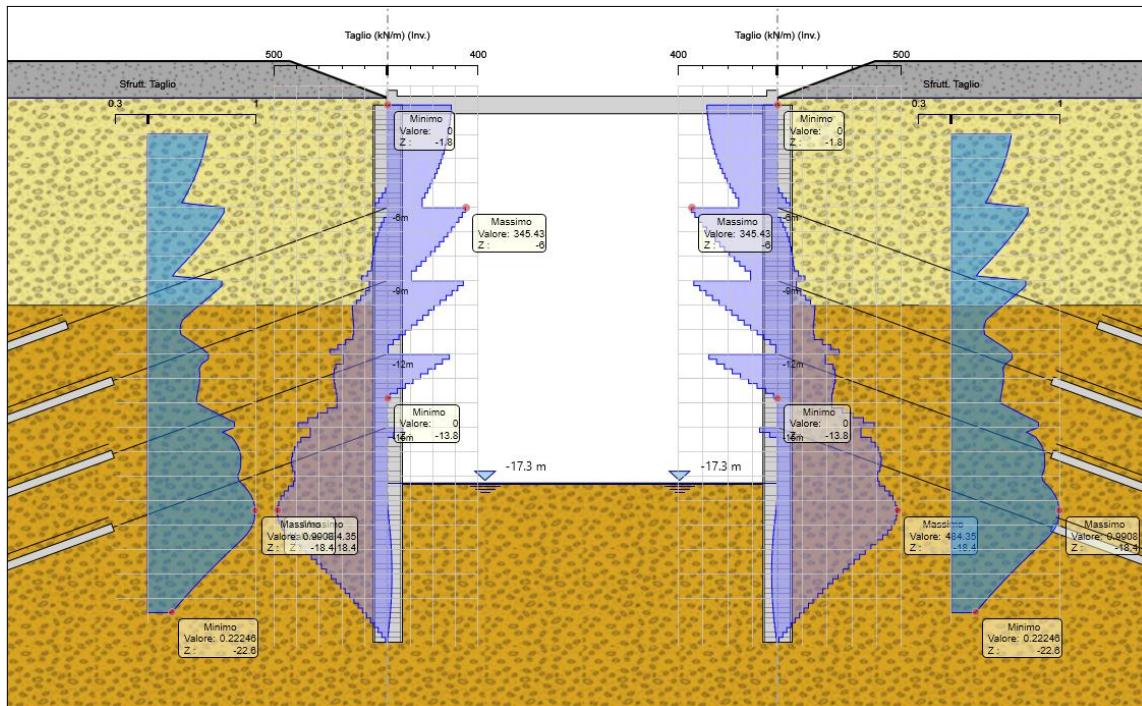
Involuppo dei Momenti Flettenti

in Verde é rappresentato l'involuppo dei momenti flettenti ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kNm/m)
 in Magenta il tasso di sfruttamento della resistenza a flessione pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$M_{\max} = 2366.10 \text{ kNm/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.916 \text{ (ok!)}$$

11.2.2 Verifiche a taglio



Inviluppo delle Forze di Taglio

in Viola é rappresentato l'inviluppo dei valori del Taglio ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kN/m)
 in Blu il tasso di sfruttamento della resistenza a Taglio pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$T_{max} = 484.35 \text{ kN/m};$
 Tasso di sfruttamento = 0.991 (ok!)

11.2.3 Verifica dei puntoni di contrasto

Nel prospetto seguente si riassumono i valori delle sollecitazioni di compressione risultanti nei puntoni metallici.

| Stage | Carico distribuito (kN/m) | Azione Assiale (kN) |
|----------|---------------------------|---------------------|
| Stage 2 | 0 | 0 |
| Stage 3 | -130.77 | -392.3 |
| Stage 4 | -98.856 | -296.57 |
| Stage 5 | -156.36 | -469.09 |
| Stage 6 | -140.01 | -420.03 |
| Stage 7 | -183.59 | -550.77 |
| Stage 8 | -180.93 | -542.79 |
| Stage 9 | -225.36 | -676.08 |
| Stage 10 | -232.49 | -697.46 |
| Stage 11 | -231.77 | -695.3 |

La massima sollecitazione di compressione è risultata pari a:

$$N_{Ed} = 697.46 \text{ kN}$$

Gli elementi oggetto di verifica presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

Acciaio tipo S 355

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Diametro $D = 600.0 \text{ mm}$

spessore $t = 16.0 \text{ mm}$

peso lineare $g = 2.30 \text{ kN/m}$

area $A = 294.0 \text{ cm}^2$

momento di inerzia: $J = 125240 \text{ cm}^4$

raggio di inerzia: $i = 20.7 \text{ cm}$

modulo di resistenza elastico: $W_{el} = 4175 \text{ cm}^3$

modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 5458 \text{ cm}^3$

La sezione strutturale appartiene alla classe 2 ($d/t \leq 70\epsilon^2$) (§4.2.3.1)

La massima lunghezza degli elementi tubolari in oggetto è pari a 15.50 m.

Per la sezione di mezzeria si valuta quindi una sollecitazione flettente massima, ad opera del peso proprio, pari a:

$$M_{\max} = 1/8 g L^2 = 1/8 \cdot 2.30 \text{ kN/m} \cdot (15.50 \text{ m})^2 = 69.07 \text{ kNm}$$

Verifica per instabilità:

Deve essere soddisfatta la seguente relazione (§ 4.2.4.1.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

| | |
|---------------------------------|---|
| Lunghezza libera di inflessione | Lo = 15.50 m |
| Raggio di inerzia | i = 0.207 m |
| Snellezza | $\lambda = Lo/i = 74.88 < 200$ (ok!) |
| Carico critico Euleriano | $N_{cr} = \pi^2 EJ/Lo^2 = 10800 \text{ kN}$ |

| | |
|-------------------------|---|
| Snellezza adimensionale | $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.98$ |
|-------------------------|---|

| | |
|-------------------------|-----------------|
| fattore di imperfezione | $\alpha = 0.21$ |
|-------------------------|-----------------|

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.07$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.68$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

| | | |
|----------------------------|--|-----------------------------------|
| Resistenza all'instabilità | $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ | = 6730 kN > N _{Ed} (ok!) |
|----------------------------|--|-----------------------------------|

Verifica a Presso-Flessione:

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1 \quad \text{ossia} \quad M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd}$$

$M_{y,Ed}$ momento di progetto agente;

$M_{N,y,Rd}$ momento plastico di progetto resistente ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

| | | | | |
|--------------------------------|------------|---|---------------------------------------|------------|
| Sforzo di compressione agente: | N_{ed} | = | 697.46 kN | |
| Momento di progetto agente: | $M_{y,Ed}$ | = | 69.07 kNm | |
| Resistenza a compressione: | $N_{y,Rd}$ | = | $(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot A$ | = 9940 kN |
| Momento resistente: | $M_{y,Rd}$ | = | $(f_{yk} / \gamma_{Mo}) \cdot W_{pl}$ | = 1845 kNm |

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,Rd} \cdot [1 - (N_{E,d} / N_{y,Rd})^2] = 1835 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (\text{ok!})$$

11.2.4 Verifiche del cordolo testa pali

Il cordolo in c.a. corrente lungo la testa dei pali presenta una sezione rettangolare di 150 x 100 cm, armata con 5 ϕ 20 mm correnti sia al lembo interno che esterno.

Esso viene schematizzato come trave continua infinitamente estesa corrente su appoggi posti ad interasse di 3.00 m, corrispondenti ai puntoni metallici di contrasto.

Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei puntoni di contrasto è risultata pari a:

$$N_{\max} = 697.46 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 697.46 \text{ kN} / 3.00 \text{ m} = 232.49 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$M_{\text{ed}} = (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 232.49 \cdot 3.00^2 = 174.37 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed}} = (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 232.49 \cdot 3.00 = 348.73 \text{ kN}$$

Il momento resistente della sezione è pari a:

$$M_{\text{Rd}} = 774.00 \text{ kNm} > M_{\text{ed}} \text{ (ok!)}$$

Per l'assorbimento della sollecitazione di taglio é prevista l'adozione di n. 2 staffe ϕ 12 mm a due braccia ciascuna con passo $s=20$ cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{\text{Rsd}} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot f_{\text{yd}} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw}} = 452 \text{ mm}^2 \text{ (4}\phi\text{12)}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{\text{yd}} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{\text{Rsd}} = 1115.24 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rcd} = 4462.50 \text{ kN}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1115.24 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

11.2.5 Verifiche dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

| Inviluppo Verifiche tiranti | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------|
| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
| LIV 1 SX | Stage 7 | 624.59 | 952 | 807.41 | 0.656 | 0.774 | ✓ |
| LIV 1 DX | Stage 7 | 624.59 | 952 | 807.41 | 0.656 | 0.774 | ✓ |
| LIV 2 SX | Stage 7 | 793.53 | 1142.4 | 807.41 | 0.695 | 0.983 | ✓ |
| LIV 2 DX | Stage 7 | 793.53 | 1142.4 | 807.41 | 0.695 | 0.983 | ✓ |
| LIV 3 SX | Stage 7 | 971.54 | 1666 | 1211.1 | 0.583 | 0.802 | ✓ |
| LIV 3 DX | Stage 7 | 971.54 | 1666 | 1211.1 | 0.583 | 0.802 | ✓ |
| LIV 4 SX | Stage 7 | 933.09 | 1904 | 1211.1 | 0.49 | 0.77 | ✓ |
| LIV 4 DX | Stage 7 | 933.09 | 1904 | 1211.1 | 0.49 | 0.77 | ✓ |

Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E_d" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R_d" è la Resistenza di Progetto a trazione "R_{a,d}" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|----------------|-----------------------|
| Temporanei | γ _R | 1,1 |
| Permanenti | γ _R | 1,2 |

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si fa riferimento a γ_R = 1.1.

La valutazione della resistenza " $R_{a,d}$ " viene effettuata a partire dal valore caratteristico $R_{k,cal}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza " τ_{ak} " lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione del terreno;
- ϕ'_k = angolo di attrito al contatto ;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_s \sigma_v$ = tensione normale all'asse del tirante;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k_s = coeff. pari a $1.1 \div 1.2 k_{0,d}$ essendo $k_{0,d}$ il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante adottando un coefficiente $k_s = 1.2 k_0$ per esecuzione dell'iniezione in pressione e un diametro "reso" della fondazione pari a quello della perforazione aumentato di circa il 25%.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{a,k}$ è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

| Numero di profili di indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|
| ξ_{a3} | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| ξ_{a4} | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I): $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

Nella tabella seguente, per ciascun tirante, sono riassunti i valori della tensione media di aderenza lungo la fondazione, calcolati in funzione della profondità, le corrispondenti resistenze a sfilamento e le relative verifiche.

| tirante | τ_{ak} (kPa) | $R_{a,cal}$ (kN) | $R_{a,k}$ (kN) | $R_{a,d}$ (kN) | N_{ed} (kN) | chk |
|---------|----------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------|-----|
| LIV 1 | 150 | 1884.96 | 1047.20 | 952.00 | 624.59 | ok! |
| LIV 2 | 180 | 2261.95 | 1256.64 | 1142.40 | 793.53 | ok! |
| LIV 3 | 210 | 3298.67 | 1832.60 | 1166.00 | 971.54 | ok! |
| LIV 4 | 240 | 3769.91 | 2094.40 | 1904.00 | 933.09 | ok! |

Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 4÷6 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

Tensione caratteristica: $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parz. : $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo: $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo: $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

| tirante | n. trefoli | A (mm ²) | $f_{y,d}$ (N/mm ²) | R_d (kN) | E_d (kN) | chk |
|---------|------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------|---------------|-----|
| LIV 1 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 624.59 | ok! |
| LIV 2 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 793.53 | ok! |
| LIV 3 | 6 | 834 | 1450 | 1209.30 | 971.54 | ok! |
| LIV 4 | 6 | 834 | 1450 | 1209.30 | 933.09 | ok! |

11.2.6 Verifiche delle travi di ripartizione

Le travi di ripartizione previste in corrispondenza delle teste dei tiranti sono costituite da doppi profilati metallici HEB 180 mm in acciaio S355.

Esse presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned} A &= 2 \cdot 65.30 = 130.60 \text{ cm}^2 \\ J &= 2 \cdot 3831 = 7662 \text{ cm}^4 \\ W_{el} &= 2 \cdot 425 = 850 \text{ cm}^3 \\ W_{pl} &= 2 \cdot 481 = 962 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Queste vengono schematizzate come travi continue correnti su appoggi posti ad interasse di 2.70 m, corrispondenti ai tiranti di ancoraggio.

Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei tiranti è risultata pari a:

$$N_{max} = 971.54 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 971.54 / 2.70 \text{ m} = 359.83 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$\begin{aligned} M_{ed} &= (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 359.83 \cdot 2.70^2 = 218.60 \text{ kNm} \\ V_{ed} &= (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 359.83 \cdot 2.70 = 485.77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Le caratteristiche di resistenza della sezione sono le seguenti:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 287.40 \text{ kNm} > M_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \\ V_{Rd} &= 790.20 \text{ kN} > V_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \end{aligned}$$

12. Sezione tipo 4

Nel presente capitolo si riportano i calcoli e le verifiche relative alla paratia frontale di imbocco della galleria naturale Le Fornaci I.

Sono utilizzati pali in c.a. $\varnothing 1.20$ m, posti ad interasse di 1.35 m, della lunghezza di 22 m.

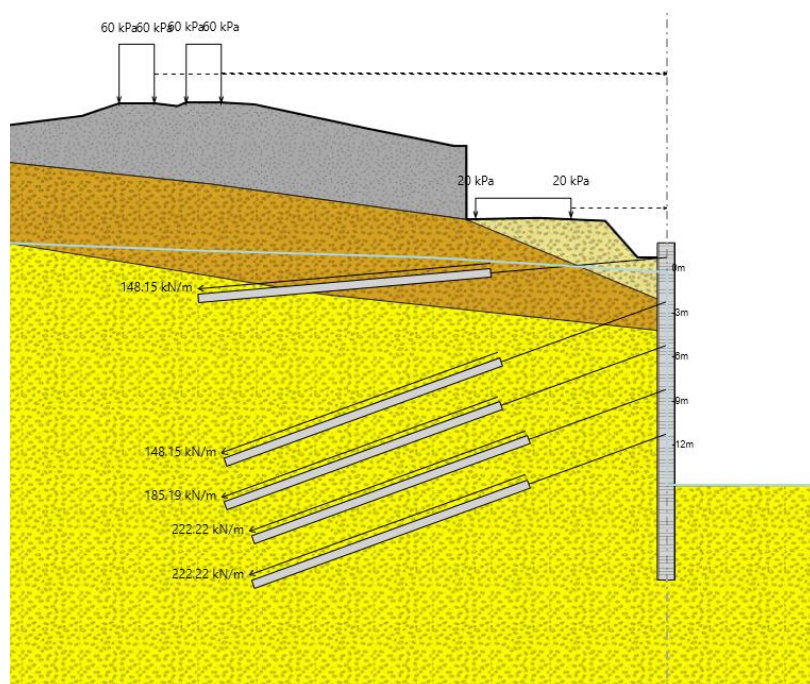
La stabilità della paratia è ottenuta mediante tiranti di ancoraggio disposti su più livelli.

Sulla sede stradale di Via Cordicola presente immediatamente a monte è applicato un sovraccarico di esercizio di 20 kPa.

Oltre a tale sovraccarico si è considerato anche il sovraccarico dei treni sulla linea ferroviaria presente più a monte pari a 60.0 kPa.

La figura che segue rappresenta la sezione tipo di analisi nella fase finale di massimo approfondimento dello scavo.

| | |
|----------------------|----------|
| quota testa paratia | 0.00 m |
| quota fondo scavo | -15.50 m |
| quota piede paratia | -22.00 m |
| altezza scavo: | 15.50 m |
| immorsamento: | 6.50 m |
| quota falda esterna: | 0.00 m |
| altezza falda: | 15.50 m |



La successione delle fasi di calcolo è la seguente:

- Stage 1: Step iniziale con la geometria attuale della superficie effettuato al fine di calcolare lo stato tensionale iniziale presente nel terreno
- Stage 2: Scavo al piano iniziale di lavoro a 0.00 m con attivazione dei pali e dei tiranti presenti nel cordolo testa pali
- Stage 3 - 10: Step di calcolo per successivi approfondimenti dello scavo e attivazione dei tiranti di ancoraggio
- Stage 11: Ultimo step di calcolo con scavo alla massima profondità prevista

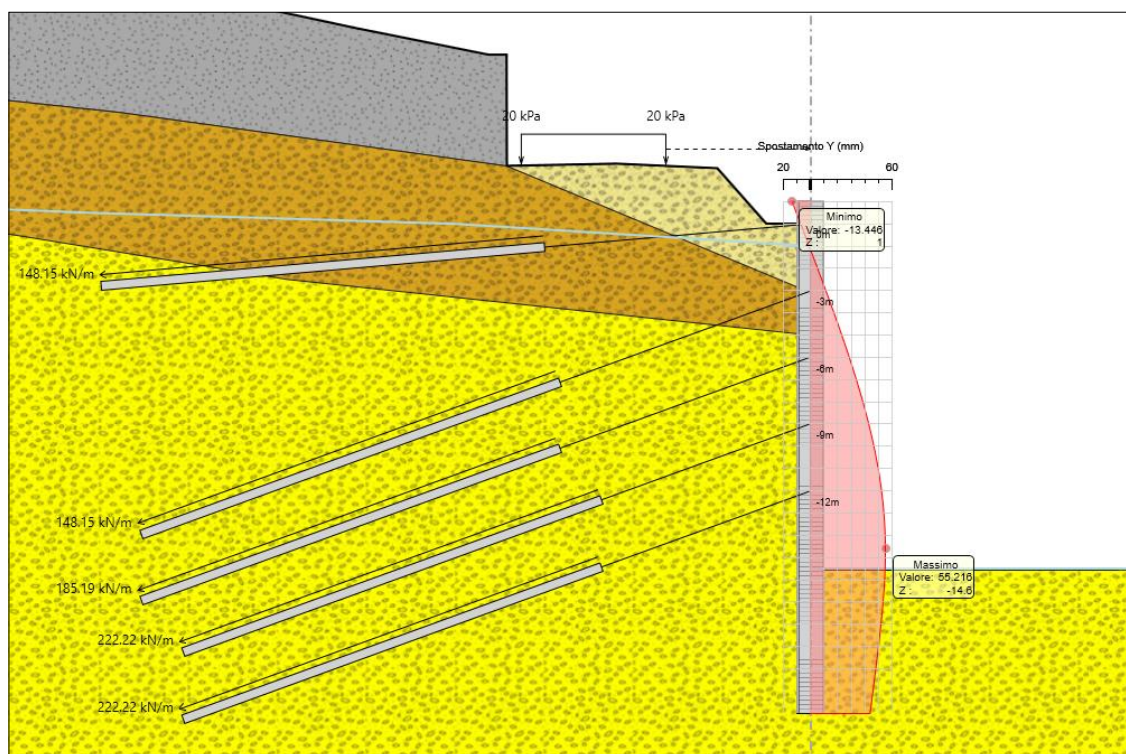
Durante tutte le fasi di scavo viene abbassato il livello della falda a valle della paratia lasciando invece invariato il livello della falda di monte con conseguente aumento del corrispondente "battente idraulico".

12.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Le verifiche riportate nei paragrafi che seguono fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO), in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere di sostegno.

Le suddette verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1) (§ 6.5.3.1.2) applicando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I (colonna A2) e i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della tabella 6.2.II (colonna M2) accertando l'ottenimento di fattori di sicurezza (R1) superiori a 1.0.

Nella figura che segue viene rappresentata la massima configurazione deformata ottenuta dal calcolo per la combinazione di carico di interesse.



Risulta: $\delta_{max} = 55.22 \text{ mm}$

Il valore della massima deformata ottenuto, corrispondente a circa 1/280 della altezza di scavo, vista la provvisorietà della struttura, viene ritenuto pienamente ammissibile.

12.1.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive agenti da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di immersione e dalle reazioni di vincolo offerte dai puntoni in testa.

Come rilevabile dalla deformata ottenuta, la struttura ha raggiunto una condizione finale di equilibrio. Pertanto tale verifica è automaticamente soddisfatta.

12.1.2 Collasso per carico limite verticale

Tale verifica viene fatta con riferimento allo stato limite ultimo di tipo GEO, secondo la combinazione di carico A2+M2+R1 (§ 6.5.3.1.2).

La verifica viene effettuata considerando agli effetti della resistenza il solo tratto di immersione utile al di sotto del piano di fondo scavo ($L_i = 6.50$ m).

I calcoli sono effettuati con riferimento ad una estensione longitudinale di paratia pari a 1.00 m considerando agli effetti della resistenza del terreno le sole superfici laterali della paratia.

Il valore della azione di calcolo " E_d " agente è dato dalle seguenti componenti:

- p.p. paratia:

$$W_P = A_P \cdot L_P \cdot \gamma_P / i_P = 1.13 \text{ m}^2 \cdot 22.00 \text{ m} \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 / 1.35 \text{ m} = 460.77 \text{ kN/m}$$

- p.p. cordolo:

$$W_C = A_C \cdot \gamma_C = 1.50 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 37.50 \text{ kN/m}$$

- p.p. spritz-beton:

$$W_S = A_S \cdot \gamma_S = 1.55 \text{ m}^2 \cdot 25.00 \text{ kN/m}^3 = 38.75 \text{ kN/m}$$

Si ottiene pertanto: $E_d = 537.02 \text{ kN/m}$

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " Q_L " e del carico alla base " Q_B ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza paratia-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione efficace del terreno;
- ϕ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale;
- $\sigma_{n,k}$ = $k_0 \sigma_v$ = tensione normale alla paratia;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

| CAPACITA' PORTANTE LATERALE: | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|----------|--------|-------|-------|-------|------|---------|---------|---------|-------|---|
| Str. | Prof. | Spess. | Gamma | Coe | Phi | Ko | Sigma_v | Sigma'v | Sigma'n | Tau_a | Nlim |
| 1 | 0.00 (*) | 6.50 | 20.00 | 15.00 | 35.00 | 0.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.00 | 161.11 |
| | 6.50 | | | | | | 130.00 | 65.00 | 27.95 | 34.57 | |
| (*) Quota della falda | | | | | | | | | | | Capacita' Portante Limite: $Q_{lim} = 161.11$ |

Nota: Le profondità indicate sono a partire dal piano di fondo scavo

In riferimento alle due superfici laterali della paratia (valle/monte) risulta quindi:

$$Q_{L,cal} = 2 \cdot 161.11 \text{ kN/m} = 322.21 \text{ kN/m} \approx 320 \text{ kN/m}$$

Il carico limite alla base, corrispondente alla rottura del terreno di fondazione, viene valutato mediante la seguente espressione, valida nel caso di pali a sezione circolare (metodo statico):

$$Q_P = (\gamma D N_\gamma^* s_\gamma + c N_c^* s_c + p_o N_q^* s_q) A_P$$

dove:

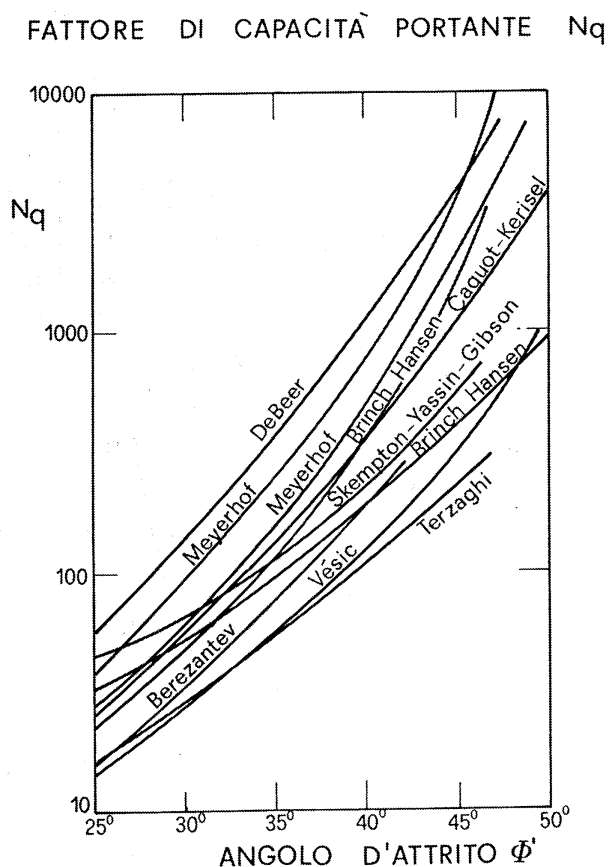
- γ = peso specifico efficace del terreno al di sotto della base del palo
- D = diametro del palo
- p_o = pressione efficace verticale agente alla base del palo
- c = coesione del terreno
- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma
- N_γ^*, N_c^*, N_q^* = fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito del terreno e dalla superficie o meccanismo di rottura

Nel caso specifico, il termine coesivo risulta essere trascurabile, così come risulta trascurabile anche il primo termine, trattandosi di pali in cui $D \ll L$.

Il valore della portata alla base si riduce quindi alla semplice espressione:

$$Q_P = p_o N_q A_P$$

dove $N_q = (N_q \cdot s_q)$ è un coefficiente adimensionale, funzione dell'angolo di attrito, che può essere assunto, secondo quanto rilevabile dal diagramma seguente (Brinch-Hansen), pari circa a 100.



Si ottiene quindi: $Q_P = 65.00 \text{ kPa} \cdot 100 \cdot 1.20 \text{ m}^2 = 7800 \text{ kN}$.

A tale carico corrisponde generalmente un cedimento della base pari a circa $(0.25 \div 0.30) D \approx 30 \text{ cm}$ e, per questo motivo, esso viene definito Carico Limite Ultimo al quale corrisponde sicuramente la rottura del terreno di fondazione.

In relazione alle caratteristiche di provvisorietà della paratia in oggetto, si assume come ammissibile un cedimento massimo complessivo pari a $\delta_{max} = 3.00$ cm; il carico alla base ammissibile corrispondente risulterà, assumendo una dipendenza carico-cedimento di tipo lineare, pari a:

$$Q_{B,cal} \approx 780.00 \text{ kN/m}$$

Risulta quindi: $R_{c,cal} = Q_{L,cal} + Q_{B,cal} = 320 + 780 = 1100 \text{ kN/m}$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = 1100 / 1.70 = 647 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, trattandosi di verifica relativa ad una paratia, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore unitario (§ 6.5.3.1.2).

Si ottiene quindi:

$$R_{c,d} = R_{c,k} = 647 \text{ kN/m} > E_d \text{ (ok!)}$$

12.1.3 Stabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche in oggetto vanno effettuate considerando lo Stato Limite Ultimo di tipo "GEO" e devono essere fatte in riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i coefficienti parziali sulle azioni della colonna (A2), i coefficienti parziali sui parametri geotecnici della colonna (M2), già evidenziati in precedenza, mentre i coefficienti parziali " γ_R " sono quelli indicati nella tabella 6.8.I (colonna R2) seguente (§6.5.3.1.2).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| COEFFICIENTE | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1,1 |

La stabilità globale dell'insieme terreno-opera viene analizzata con il Metodo dell'Equilibrio Limite, con riferimento a superfici di scivolamento circolari passanti per il piede della paratia.

Il metodo dell'Equilibrio Limite consiste nel calcolo delle forze agenti lungo una superficie di scorrimento predefinita e delle resistenze disponibili lungo la stessa superficie.

La condizione di equilibrio limite è verificata quando le forze agenti uguagliano quelle resistenti (stato di moto "incipiente"); in questo caso lo stato tensionale medio lungo la superficie di scorrimento giace sull'involuppo di rottura del terreno ed il versante si trova sul punto di collasso.

Affinché la massa scivolante sia in condizioni di stabilità, la resistenza mobilitata in condizioni di equilibrio statico deve essere minore di quella disponibile e ciò viene espresso convenzionalmente tramite un fattore di sicurezza "Fs" definito come:

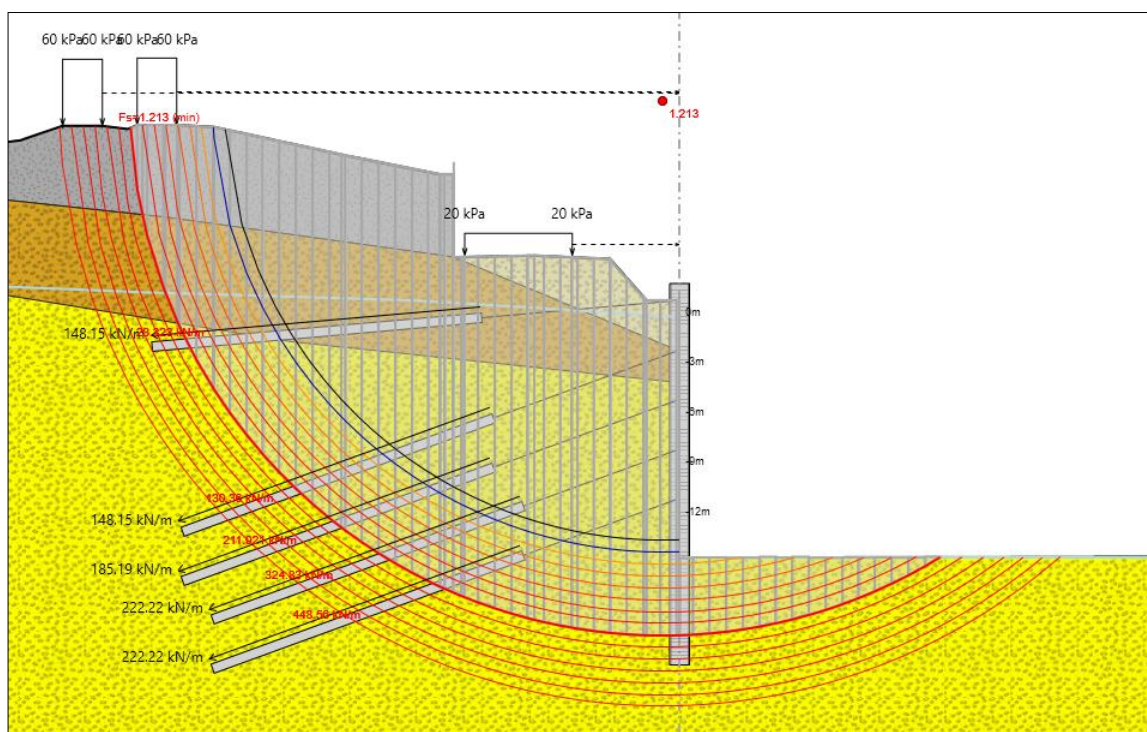
$$F_s = \frac{\text{Resistenza Disponibile}}{\text{Resistenza Mobilitata}}$$

Vengono pertanto analizzate le condizioni di stabilità per svariate “potenziali” superfici di scivolamento calcolando, per ognuna di esse, il relativo fattore di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risultante sarà quello corrispondente alla superficie di scorrimento più critica, ossia, quella caratterizzata dal minimo fattore di sicurezza.

Da evidenziare che nelle verifiche effettuate non si è considerata alcuna resistenza a taglio offerta dai pali in quanto la mobilitazione di tale resistenza richiederebbe il raggiungimento di deformazioni eccessive in campo passivo nel tratto di immersione al di sotto del piano di fondo scavo.

L'immagine seguente riporta il valore del fattore di sicurezza ottenuto con evidenziata la superficie di scorrimento "critica" tra tutte quelle analizzate.

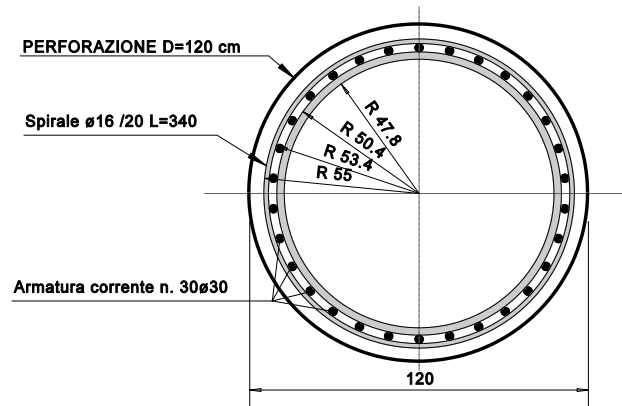


$$F_{s,min} = 1.21 > 1.1 \text{ (ok!)}$$

12.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo STR, secondo la combinazione A1+M1+R1, in accordo a quanto previsto dalla normativa in merito alle opere e sistemi geotecnici.

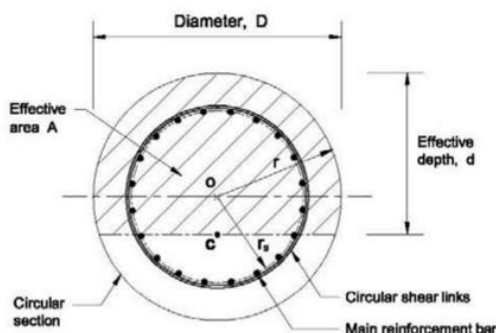
La sezione strutturale oggetto di verifica è quella del palo $\varnothing 1200$ mm armato con n. 30 $\varnothing 30$ correnti e da una spirale $\varnothing 16$ mm passo 20 cm.



A tale sezione corrisponde, trascurando a favore di sicurezza il carico assiale, un valore del momento resistente minimo pari a $M_{Rd} = 3480$ kNm (cfr. figura seguente).

La resistenza a taglio viene valutata secondo il "metodo della sezione rettangolare equivalente": la sezione circolare viene approssimata mediante una sezione rettangolare equivalente come rappresentato in figura.

- | | |
|---|-------------------------------------|
| $r = 600 \text{ mm}$ | raggio della sezione circolare |
| $A_{\text{tot}} = \pi r^2 = 1.130.973 \text{ mm}^2$ | area totale della sezione circolare |
| $b = r \sqrt{2} = 848 \text{ mm}$ | larghezza equivalente |
| $d = r \sqrt{2} = 848 \text{ mm}$ | altezza utile equivalente |



Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista una spirale $\phi 16 \text{ mm}$ con passo $s=20 \text{ cm}$.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$\text{dove:} \quad V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

- | |
|--|
| $d = 848 \text{ mm}$ |
| $A_{sw} = 402 \text{ mm}^2 (2\phi 16)$ |
| $s = 200 \text{ mm}$ |
| $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ |
| Risulta: $V_{Rsd} = 659.93 \text{ kN}$ |

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$\text{dove:} \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

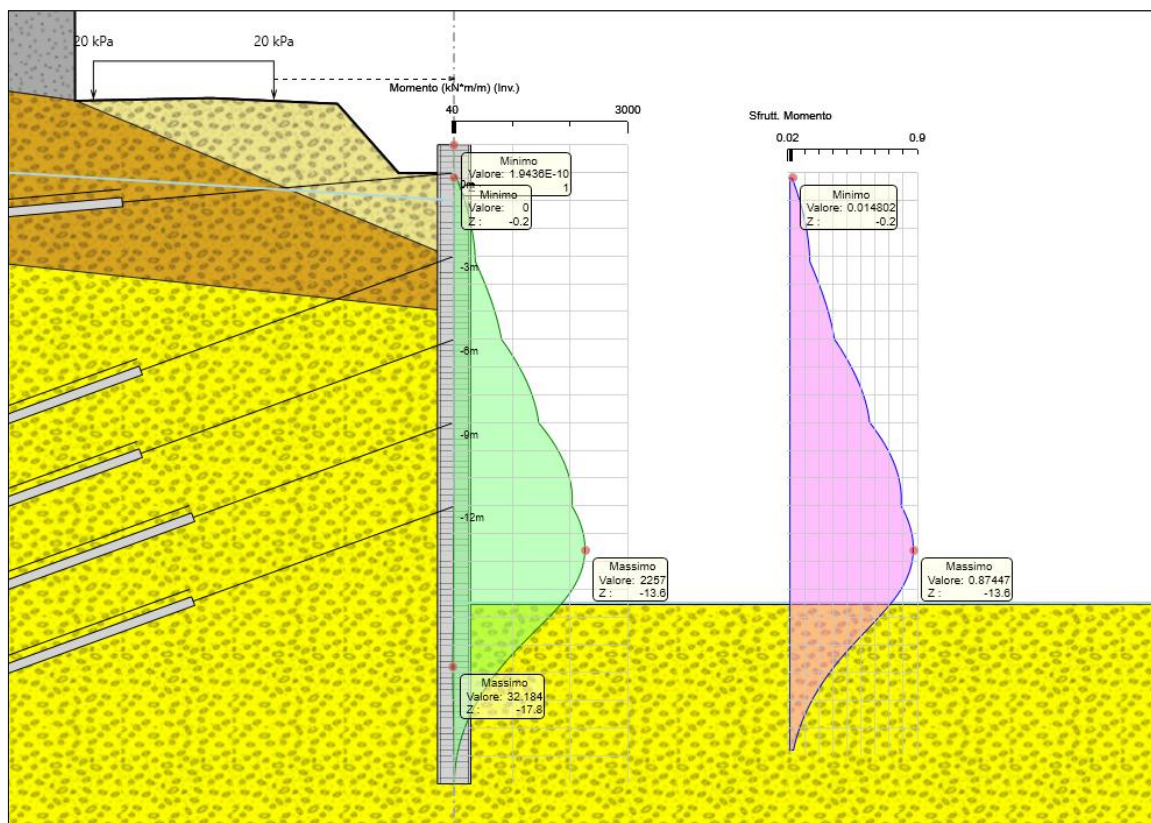
- | |
|---|
| $d = 848 \text{ mm}$ |
| $b_s = 848 \text{ mm}$ |
| $\alpha_c = 1$ |
| $v = 0.5$ |
| $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ |
| Risulta: $V_{Rcd} = 2533.06 \text{ kN}$ |

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 659.93 \text{ kN}$

12.2.1 Verifiche a flessione

Nelle figure che seguono sono rappresentati i principali risultati dell'analisi in termini di caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

I predetti valori sono quelli corrispondenti ad una estensione unitaria di struttura; le caratteristiche di sollecitazione relative a ciascun elemento strutturale sono pertanto quelle ottenute dal calcolo moltiplicate per l'interasse relativo.



Inviluppo dei Momenti Flettenti

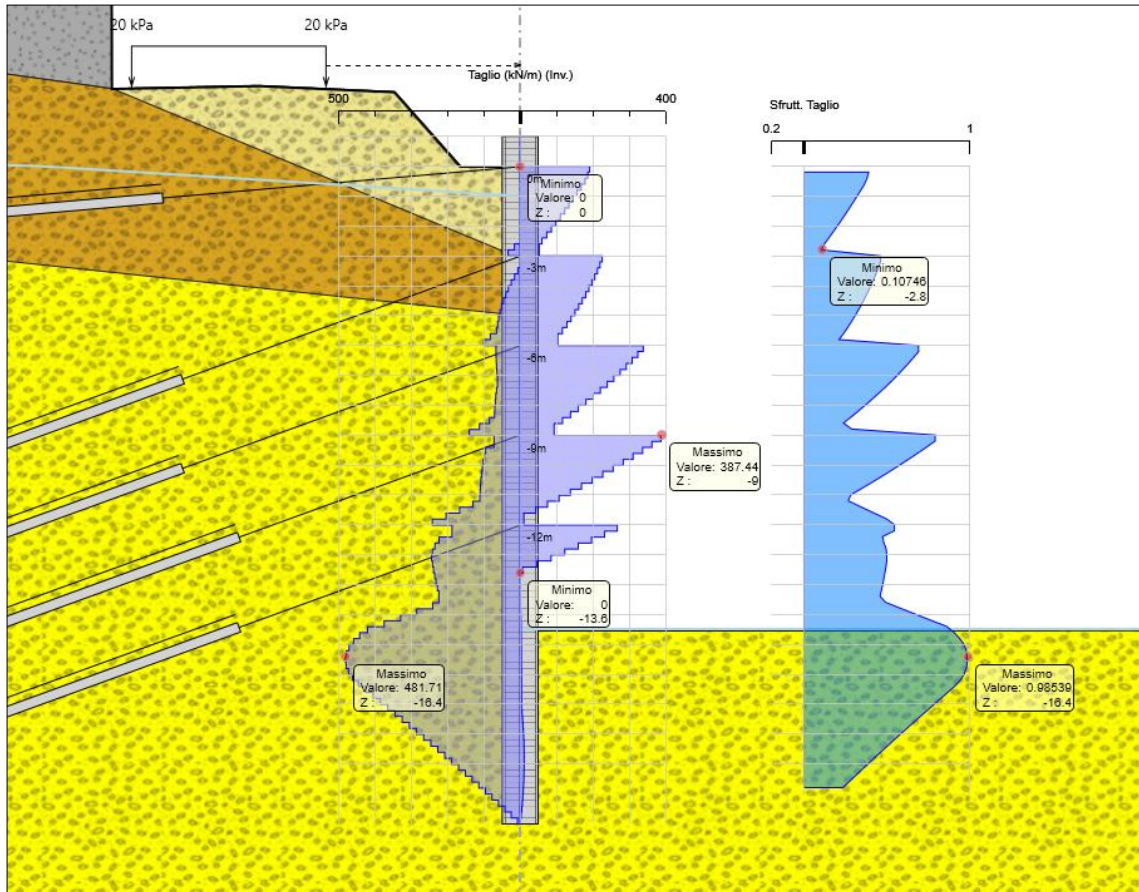
in Verde é rappresentato l'inviluppo dei momenti flettenti ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kNm/m).

in Magenta il tasso di sfruttamento della resistenza a flessione pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$M_{\max} = 2257.00 \text{ kNm/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.874 \text{ (ok!)}$$

12.2.2 Verifiche a taglio



Inviluppo delle Forze di Taglio

in Viola é rappresentato l'inviluppo dei valori del Taglio ottenuti in tutte le fasi di calcolo, a metro di struttura (kN/m)

in Blu il tasso di sfruttamento della resistenza a Taglio pari al rapporto tra la sollecitazione e la resistenza.

$$T_{\max} = 481.71 \text{ kN/m};$$

$$\text{Tasso di sfruttamento} = 0.985 \text{ (ok!)}$$

12.2.3 Verifiche dei tiranti di ancoraggio

Nell'immagine seguente si riassumono i valori delle massime sollecitazioni di trazione risultanti nei tiranti tra tutte le combinazioni di carico esaminate.

| Inviluppo Verifiche tiranti | | | | | | | |
|-----------------------------|----------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------|
| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
| LIV1 | Stage 11 | 563.21 | 952 | 807.41 | 0.592 | 0.698 | ✓ |
| LIV2 | Stage 11 | 754.24 | 1142.4 | 807.41 | 0.66 | 0.934 | ✓ |
| LIV3 | Stage 11 | 981.96 | 1586.7 | 1211.1 | 0.619 | 0.811 | ✓ |
| LIV4 | Stage 11 | 935.18 | 1904 | 1211.1 | 0.491 | 0.772 | ✓ |
| LIV 0 | Stage 3 | 522.71 | 698.13 | 807.41 | 0.749 | 0.647 | ✓ |

Verifiche a sfilamento

Le verifiche allo sfilamento per carico assiale di trazione sono effettuate verificando il soddisfacimento della relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove "E_d" è l'azione di trazione agente (v. tabella precedente), mentre "R_d" é la Resistenza di Progetto a trazione "R_{a,d}" del tirante.

Tale verifica viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (§6.6.2), applicando i coefficienti parziali di sicurezza (R3) indicati della tabella 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|------------|-----------------------|
| Temporanei | γ_R | 1,1 |
| Permanenti | γ_R | 1,2 |

Trattandosi di tiranti a carattere temporaneo si fa riferimento a $\gamma_R = 1.1$.

La valutazione della resistenza "R_{a,d}" viene effettuata a partire dal valore caratteristico R_{k,cal} calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza "τ_{ak}" lungo la fondazione del tirante in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{ak} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

- c'_k = coesione del terreno;
- φ'_k = angolo di attrito al contatto ;
- σ_{n,k} = k_s σ_v = tensione normale all'asse del tirante;
- σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;
- k_s = coeff. pari a 1.1÷1.2 k_{0,d} essendo k_{0,d} il coeff. di spinta a riposo.

Nel calcolo viene considerato il solo tratto di fondazione del tirante adottando un coefficiente $k_s = 1.2 k_0$ per esecuzione dell'iniezione in pressione e un diametro "reso" della fondazione pari a quello della perforazione aumentato di circa il 25%.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{a,k}$ è ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.80, (Tab. 6.6.III):

$$R_{a,k} = R_{k,cal} / \xi$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

| Numero di profili di indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|
| $\xi_{\tau_{a3}}$ | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| $\xi_{\tau_{a4}}$ | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |

Trattandosi di tiranti di ancoraggio di tipo temporaneo, per il coefficiente parziale (γ_R), si adotta un valore pari a (Tab. 6.6.I): $\gamma_R = 1.1$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$$

Nella tabella seguente, per ciascun tirante, sono riassunti i valori della tensione media di aderenza lungo la fondazione, calcolati in funzione della profondità, le corrispondenti resistenze a sfilamento e le relative verifiche.

| tirante | τ_{ak} (kPa) | $R_{a,cal}$ (kN) | $R_{a,k}$ (kN) | $R_{a,d}$ (kN) | N_{ed} (kN) | chk |
|---------|----------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------|-----|
| LIV 0 | 110 | 1382.30 | 767.95 | 698.13 | 522.71 | ok! |
| LIV 1 | 150 | 1884.95 | 1047.20 | 952.00 | 563.21 | ok! |
| LIV 2 | 180 | 2261.95 | 1256.64 | 1142.40 | 754.24 | ok! |
| LIV 3 | 200 | 3141.59 | 1745.33 | 1586.67 | 981.96 | ok! |
| LIV 4 | 240 | 3769.91 | 2094.40 | 1904.00 | 935.18 | ok! |

Verifica dell'armatura

I tiranti adottati sono costituiti da 4÷6 trefoli 0.6" in acciaio Y1860:

- Tensione caratteristica: $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parz. : $\gamma_s = 1.15 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo: $f_{yd} = 1450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo: $R_d = A \cdot f_{yd}$

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche in oggetto.

| tirante | n. trefoli | A (mm ²) | $f_{y,d}$ (N/mm ²) | R_d (kN) | E_d (kN) | chk |
|---------|------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------|---------------|-----|
| LIV 0 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 522.71 | ok! |
| LIV 1 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 563.21 | ok! |
| LIV 2 | 4 | 556 | 1450 | 806.20 | 754.24 | ok! |
| LIV 3 | 6 | 834 | 1450 | 1209.30 | 981.96 | ok! |
| LIV 4 | 6 | 834 | 1450 | 1209.30 | 935.18 | ok! |

12.2.4 Verifiche del cordolo testa pali

Il cordolo in c.a. corrente lungo la testa dei pali presenta una sezione rettangolare di 150 x 100 cm, armata con 5 ϕ 20 mm correnti sia al lembo interno che esterno.

Esso viene schematizzato come trave continua infinitamente estesa corrente su appoggi posti ad interasse di 2.70 m, corrispondenti ai tiranti.

Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei tiranti presenti al livello del cordolo è risultata pari a:

$$N_{max} = 522.71 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 522.71 \text{ kN} / 2.70 \text{ m} = 193.60 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$M_{ed} = (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 193.60 \cdot 2.70^2 = 117.61 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 193.60 \cdot 2.70 = 261.36 \text{ kN}$$

Il momento resistente della sezione è pari a:

$$M_{Rd} = 774.00 \text{ kNm} > M_{ed} \text{ (ok!)}$$

Per l'assorbimento della sollecitazione di taglio é prevista l'adozione di n. 2 staffe $\phi 12$ mm a due braccia ciascuna con passo $s=20$ cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 452 \text{ mm}^2 \text{ (} 4\phi 12 \text{)}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rsd} = 1115.24 \text{ kN}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rcd} = 4462.50 \text{ kN}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1115.24 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

12.2.5 Verifiche delle travi di ripartizione

Le travi di ripartizione previste in corrispondenza delle teste dei tiranti sono costituite da doppi profilati metallici HEB 180 mm in acciaio S355.

Esse presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned} A &= 2 \cdot 65.30 &= 130.60 \text{ cm}^2 \\ J &= 2 \cdot 3831 &= 7662 \text{ cm}^4 \\ W_{el} &= 2 \cdot 425 &= 850 \text{ cm}^3 \\ W_{pl} &= 2 \cdot 481 &= 962 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Queste vengono schematizzate come travi continue correnti su appoggi posti ad interasse di 2.70 m, corrispondenti ai tiranti di ancoraggio.

Da quanto esposto nel capitolo precedente, la massima sollecitazione assiale nei tiranti è risultata pari a:

$$N_{max} = 981.96 \text{ kN}$$

A tale valore di reazione corrisponde un carico uniformemente distribuito lungo la trave pari a: $q = 981.96 / 2.70 \text{ m} = 363.69 \text{ kN/m}$.

In corrispondenza delle sezioni di appoggio si determinano pertanto le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$\begin{aligned} M_{ed} &= (1/12) \cdot q \cdot L^2 = (1/12) \cdot 363.69 \cdot 2.70^2 = 220.94 \text{ kNm} \\ V_{ed} &= (1/2) \cdot q \cdot L = (1/2) \cdot 363.69 \cdot 2.70 = 490.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Le caratteristiche di resistenza della sezione sono le seguenti:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 287.40 \text{ kNm} > M_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \\ V_{Rd} &= 790.20 \text{ kN} > V_{ed} \rightarrow (\text{ok!}) \end{aligned}$$

13. Conclusioni

La presente relazione é stata redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale”.

Nella presente relazione si sono riportate le principali analisi di calcolo e verifiche strutturali relative alle paratie previste per il sostegno degli scavi, nell'ambito dei lavori di costruzione della galleria artificiale sud, allo sbocco della galleria Fornaci I.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi della normativa vigente.