

MESSA IN SICUREZZA E SMALTIMENTO ACQUE TRA EX SS.42-VIA NAZIONALE E VIA G.PAGLIA
CUP: C69J22002440004 - CIG: ZA637C708C



COMUNE DI LOVERE
PROVINCIA DI BERGAMO

Fase Progettuale

PROGETTO DEFINITIVO

Oggetto

Relazione di predimensionamento

Ing. P. Cancelli
Ing. G. Bragonzi

STUDIO CANCELLI ASSOCIATO
via Sansovino 23 - 20133 Milano
Tel.: 02 45488725 - 02 2666005
Fax: 02 45488726
E-mail: sca@sca.fastwebnet.it



Collaborazione

Elaborato

D1.01

Codice 285D014T11

Scala -

| | | | |
|-------------|----|------------------------|-----------|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| Maggio 2023 | 0 | Emissione per consegna | GF |
| Data | n° | Descrizione | Approvato |



Indice

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | PREMESSA | 3 |
| 2 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 4 |
| 2.1 | Normativa di riferimento | 4 |
| 2.2 | Software..... | 4 |
| 3 | DESCRIZIONE DELLE OPERE | 5 |
| 4 | MATERIALI | 6 |
| 4.1 | Micropali | 6 |
| 4.2 | Trave di ripartizione in c.a..... | 6 |
| 5 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 7 |
| 6 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA..... | 8 |
| 6.1 | Definizione dell'azione sismica di riferimento | 8 |
| 6.2 | Categoria topografica e di sottosuolo | 9 |
| 6.3 | Azione sismica di progetto | 9 |
| 7 | CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO | 12 |
| 7.1 | Premessa | 12 |
| 7.2 | Criteri di progettazione agli stati limite | 12 |
| 7.3 | Metodo di calcolo adottato | 13 |
| 7.3.1 | Codice di calcolo | 14 |
| 7.4 | Stati limite ultimo (SLU) | 15 |
| 8 | ANALISI CON ELEMENTI FINITI..... | 17 |
| 8.1 | Caratteristiche delle analisi..... | 17 |
| 8.2 | Risultati..... | 18 |
| 9 | VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO | 21 |
| 9.1 | Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO)..... | 21 |
| 9.1.1 | Stabilità dell'opera..... | 21 |
| 9.2 | Verifiche SLU di tipo strutturale (STRU) | 21 |
| 9.2.1 | Verifica della resistenza dei micropali | 22 |
| 9.2.2 | Verifica della resistenza strutturale del cordolo in c.a..... | 23 |
| 9.2.3 | Verifica strutturale della parete di valle della vasca | 24 |



1 PREMESSA

Il presente documento è stato redatto nell'ambito della progettazione delle opere per la *messa in sicurezza e smaltimento acque tra ex SS.42-via Nazionale e via G. Paglia in comune di Lovere (BG)*.

La relazione è stata articolata sulla base dei seguenti capitoli.

- **Documenti di riferimento:** elenco della documentazione utile alla comprensione dei dimensionamenti e delle verifiche descritte nella presente relazione. Comprende le principali leggi, decreti, circolari e norme attinenti alla redazione dei progetti in ambito di opere pubbliche, le principali fonti scientifiche relative alla descrizione del comportamento dei terreni e all'esecuzione delle analisi numeriche, oltre agli elaborati attinenti al progetto delle opere esistenti ed agli studi tecnici recenti.
- **Descrizione delle opere:** descrizione sintetica degli interventi previsti, con particolare riferimento alle opere oggetto della presente relazione.
- **Materiali:** riassunto delle caratteristiche prestazionali dei materiali che costituiscono le opere oggetto della presente relazione.
- **Caratterizzazione geotecnica:** sintesi delle proprietà dei terreni, con particolare riferimento ai parametri di resistenza.
- **Criteri di verifica e calcolo:** riepilogo, con riferimento alla normativa, delle verifiche effettuate e degli strumenti utilizzati;
- **Analisi ad elementi finiti:** descrizione delle analisi numeriche effettuate per il calcolo delle sollecitazioni utilizzate nelle verifiche descritte nei capitoli successivi;
- **Verifiche agli stati limite ultimo:** descrizione delle verifiche richieste dalla normativa, riepilogate nel capitolo *Criteri di verifica e calcolo*, ed eseguite sulla base dei risultati delle analisi numeriche descritte nel capitolo *Analisi ad elementi finiti*.



2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7. Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 2 1992;
- O.P.C.M. n° 3274, 8 maggio 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- O.P.C.M. n° 3519, 28 aprile 2006. Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi e delle medesime zone;

2.2 Software

- Harpaceas - Paratie Plus ver. 2017.01
- Geostru RCSEC ver. 2022.14.1



3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto di messa in sicurezza e smaltimento acque tra ex SS.42-via Nazionale e via G. Paglia prevede la realizzazione di una vasca nella parte terminale del canale che scarica le acque dalla via Nazionale. La vasca è volta al rallentamento della corrente ed alla sedimentazione di eventuali trasporti solidi. A partire dalla vasca inizia una tubazione di smaltimento in pressione con recapito diretto a Lago.

La vasca sarà munita di grigliati removibili per consentire le operazioni di manutenzione ed inoltre viene previsto un sistema di sicurezza a sfioro con funzione precauzionale in caso di malfunzionamento della tubazione di scarico prevista. La vasca sarà realizzata in c.a. gettato in opera. La parte lungo la via Paglia sarà rivestita in pietra. Per sostenere gli scavi è prevista la realizzazione di una berlinese provvisoria di micropali.



4 MATERIALI

4.1 Micropali

Tubolare

- Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati tipo EN 10025-2 S355 JR - per spessori nominali $t \leq 40\text{mm}$

Miscele cementizie per cementazione semplice

- Classe di resistenza: C20/25
- Tipo di cemento: CEM I/II
- Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni: $R'_{ck} \geq 25,0 \text{ MPa}$
- Rapporto a/c: 0,5
- Additivi: 10-20kg

4.2 Trave di ripartizione in c.a.

Calcestruzzo strutturale

- Classe di resistenza: C25/30
- Tipo cemento: CEM III-IV
- Contenuto minimo di cemento 340kg
- Classe di esposizione: XC2
- Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni: $R'_{ck} \geq 35,0 \text{ MPa}$
- Slump S4
- Rapporto a/c: 0,5
- Calcestruzzo confezionato secondo le norme UNI EN 206-06 e UNI 11104-04 e successive modificazioni.

Acciaio per cemento armato

- Tipo di acciaio: B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Allungamento percentuale: $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$
- Modulo elastico 210000 MPa
- Rapporti di duttilità: $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$
- Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.2.7. del D.M. 17.01.2018 per acciaio saldabile.



5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto.

La relazione geologica e geotecnica indica che la vasca si sviluppa in un'unità costituita da un terreno sabbioso ghiaioso non cementato frutto della deposizione glaciale e fluvioglaciale e dallo smantellamento delle formazioni conglomeratiche soprastanti. Si tratta di un terreno non molto addensato e scarsamente coesivo.

Nella tabella seguente sono riassunti i parametri della caratterizzazione geotecnica delle unità presenti nell'intorno delle opere oggetto della presente relazione.

Tabella 5.1: riepilogo dei parametri della caratterizzazione geotecnica.

| Unità | γ (kN/mc) | Legame costitutivo | Parametri |
|-----------------------|--|-------------------------------------|--|
| Depositi superficiali | 21.0 (γ_{sat}) 18.5 (γ_{dry}) | EP con superficie snervamento MC | $\phi'=40^\circ$; $c'=0$ kPa; $E=15.0$ MPa |



6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Per le opere in progetto l'azione sismica è stata definita facendo riferimento ad una vita nominale dell'opera di $V_N=50$ anni e una classe d'uso II che riguarda "costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali..." (coefficiente d'uso $C_u = 1$). Di conseguenza il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, definito in accordo al par. 2.4.3 delle NTC, risulta pari a

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \text{ anni} \quad 6.1$$

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento considerato si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati nella seguente Tabella 6.1.

Tabella 6.1: valori delle probabilità di superamento P_{VR} e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

| Stati Limite | | P_{VR} (%) | T_R (anni) |
|-------------------------------|-----|-----------------|-----------------|
| Stati Limite di Esercizio SLE | SLO | 81 | 30 |
| | SLD | 63 | 50 |
| Stati Limite Ultimi SLU | SLV | 10 | 475 |
| | SLC | 5 | 975 |

Gli allegati A e B delle NTC 2008, a cui fanno riferimento le attuali NTC, contengono i valori dei seguenti parametri, per i diversi tempi di ritorno, delle forme spettrali che definiscono l'azione sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

In particolare nella Tabella 1 allegata alle NTC 2008 sono assegnati i valori di tali parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio. A partire dalle coordinate geografiche del sito in oggetto (lat. 45°48'41.75", long. 10°04' 05.96"), si ricavano i valori dei parametri dello spettro per ciascuno stato limite considerato e riportati nella seguente Tabella 6.1.



Tabella 6.2: valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite.

| Stati Limite | T_R (anni) | a_g (g) | F_0 (-) | T_c^* (s) |
|-------------------------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| Stati Limite di Esercizio SLE | SLO | 30 | 0.034 | 2.458 |
| | SLD | 50 | 0.043 | 2.477 |
| Stati Limite Ultimi SLU | SLV | 475 | 0.109 | 2.460 |
| | SLC | 975 | 0.141 | 2.486 |

6.2 Categoria topografica e di sottosuolo

La categoria del sottosuolo dell'area di intervento è la C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti". Al par. 3.2.3 le NTC forniscono le espressioni per calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s in funzione dei parametri dello spettro di risposta. I valori per i diversi stati limite nel caso di sottosuolo di tipo C sono riepilogati nella seguente tabella.

Tabella 6.3: valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

| Stati Limite | S_s (-) |
|--------------|--------------|
| SLO | 1.500 |
| SLD | 1.500 |
| SLV | 1.500 |
| SLC | 1.491 |

La zona di intervento presenta una pendenza media inferiore a 15° pertanto viene considerata la categoria topografica T1. Il coefficiente di amplificazione topografica S_T dipende unicamente dalla categoria topografica. Nel caso di categoria T1 esso assume il valore 1.00.

6.3 Azione sismica di progetto

La normativa dà la possibilità, per opere quali muri di sostegno, paratie, pendii e fronti scavo, di effettuare le verifiche tramite analisi di tipo pseudo-statico. L'azione sismica viene cioè considerata come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico, il cui valore è funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima al sito a_{max} .

In assenza di studi circa la risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata come:



$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) a_g \quad 6.2$$

dove S_S e S_T sono, rispettivamente, i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, mentre a_g è l'accelerazione massima attesa su suolo rigido. Tenuto conto dei valori assunti dai coefficienti di amplificazione determinati nel paragrafo precedente, nella tabella seguente sono riassunti i valori di accelerazione massima al sito per i diversi stati limite.

Tabella 6.4: definizione dei valori di accelerazione massima al sito per i diversi stati limite.

| | a_g | a_{max} |
|-----|-------|-----------|
| | (g) | (g) |
| SLO | 0.034 | 0.051 |
| SLD | 0.043 | 0.065 |
| SLV | 0.109 | 0.164 |
| SLC | 0.141 | 0.210 |

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo di una paratia, in mancanza di studi specifici, l'accelerazione verticale a_v può essere nulla, mentre quella orizzontale a_h può essere calcolata, secondo quanto riportato al par. 7.11.6.3.1 delle NTC, mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad 6.3$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito, k_h il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza, tenendo conto che se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ bisogna assumere $k_h = 0.2 \cdot a_{max}$.

Il coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia, tenendo conto che in condizioni di spinta passiva deve porsi $\alpha = 1$. In particolare la normativa prescrive di utilizzare il grafico in Figura 6.1a. Nel caso in esame l'altezza complessiva massima della paratia è 10 ml, per cui, tenendo conto che la categoria di sottosuolo del sito è di tipo C, il coefficiente α è pari a 1.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare. La normativa impone che $u_s \leq 0.005 \cdot H$, per cui $u_s \leq 60$ mm. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma in Figura 6.1b a partire dal valore massimo ammissibile di u_s .

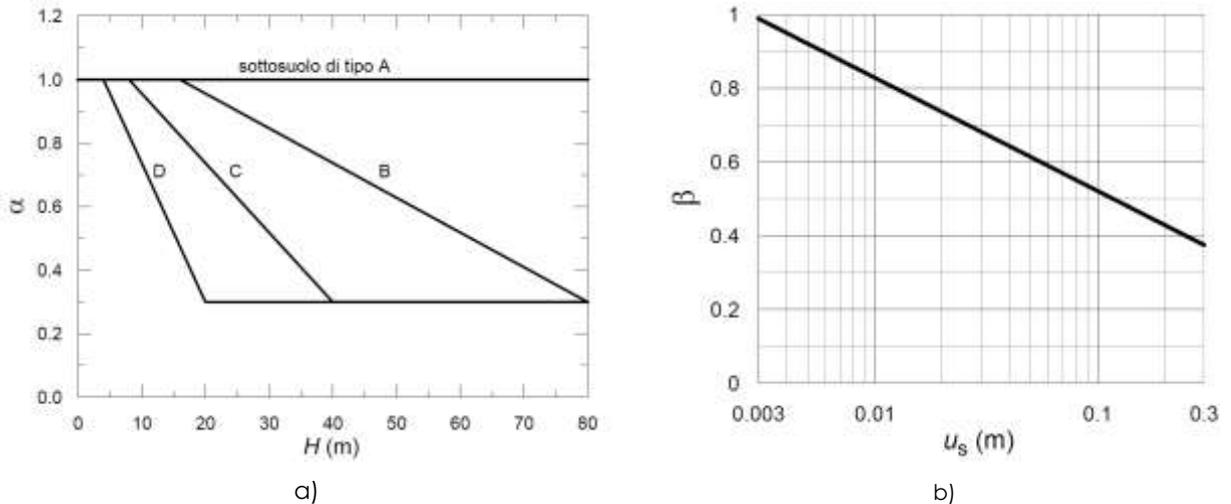


Figura 6.1: diagrammi per la valutazione del coefficiente (a) di deformabilità α e (b) di spostamento β (da NTC).

In Tabella 6.5 si riportano i valori dei coefficienti calcolati che verranno utilizzati per le verifiche della berlinese.

Tabella 6.5: valori di k_h e k_v per le verifiche della berlinese.

| | α | β | a_{max} | k_h | k_v |
|-----|----------|---------|-----------|--------|-------|
| | (-) | (-) | (g) | (g) | (g) |
| SLV | 1.00 | 0.5882 | 0.164 | 0.0962 | - |

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo di stabilità globale, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale si possono calcolare con:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

6.4

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito e β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. In Tabella 6.6 si riportano i valori dei coefficienti calcolati che verranno utilizzati per le verifiche di stabilità globale.

Tabella 6.6: valori di k_h e k_v per le verifiche di stabilità globale.

| | a_g | β_s | a_{max} | k_h | k_v |
|-----|-------|-----------|-----------|-------|-------|
| | (g) | (-) | (g) | (g) | (g= |
| SLD | 0.043 | 0.20 | 0.065 | 0.013 | 0.007 |
| SLV | 0.109 | 0.24 | 0.164 | 0.039 | 0.020 |



7 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

7.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le opere di sostegno nelle Norme Tecniche per Costruzioni (NTC) e nella successiva circolare esplicativa.

Le verifiche sono state eseguite nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza della roccia e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra i requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste.

7.2 Criteri di progettazione agli stati limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. delle NTC, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 delle NTC})$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è il valore di progetto della resistenza. La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- 1) la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- 2) la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.



Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) si utilizza un'unica combinazione A1+M1+R3, nella quale si adottano, sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1.

Per entrambi gli approcci i coefficienti parziali sulle resistenze (R) sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica richiesta, che dipende dal tipo di opera così come riassunto nel par. 7.4.

Tabella 7.1: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|-------------|--|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.3 | 1.0 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0.8 | 0.8 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.3 |

⁽¹⁾ = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 7.2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

| PARAMETRO | Coefficiente parziale | (M1) | (M2) |
|--|-----------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\gamma_{\phi'}$ | 1.0 | 1.25 |
| Coesione efficace | $\gamma_{c'}$ | 1.0 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | γ_{Cu} | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_{γ} | 1.0 | 1.0 |

7.3 Metodo di calcolo adottato

Nel presente progetto gli sforzi di interazione terreno-struttura e le azioni interne alla paratia sono state calcolate tramite il software Paratie Plus. ParatiePlus è un codice di calcolo che, risolvendo il modello di trave su suolo elastico alla Winkler tramite il metodo degli elementi finiti, simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

A partire dalle azioni agenti sugli elementi strutturali calcolate con le analisi geotecniche, sono state eseguite le verifiche strutturali. Le verifiche strutturali delle sezioni in calcestruzzo armato sono state eseguite con l'ausilio del codice RC-SEC che



permette di determinare le azioni resistenti di sezioni di calcestruzzo armato di qualsiasi forma.

7.3.1 Codice di calcolo

In questo paragrafo viene descritto il codice di calcolo utilizzato con riferimento alle prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC, in particolare a quanto riportato nei sottoparagrafi *Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo* e *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*.

7.3.1.1 Paratie Plus

| Informazioni sul codice di calcolo | |
|------------------------------------|-----------------------------|
| Titolo: | Paratie Plus by CeAS |
| Versione: | 2017.01 |
| Produttore-Distributore: | Ce.A.S. srl e Harpaceas srl |
| Licenza | EP130201-33°6208c-751c39d8 |

La documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei documenti in formato PDF compresi nell'installazione di PARATE PLUS.

Il Manuale Teorico generale contiene una descrizione delle basi teoriche e tecniche delle procedure di progetto generali implementate nel codice di calcolo, con particolare riferimento alle varie Normative tecniche adottate.

Il Manuale Teorico analisi non lineare descrive in modo approfondito gli algoritmi numerici alla base della simulazione di un'opera di sostegno tramite il metodo delle molle non lineari.

L'Handbook sismico comprende una trattazione generale sui metodi di calcolo di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche ed una guida operativa per l'utilizzo del programma in questo settore.

Per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento, disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura. Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma. Si hanno a disposizione anche una serie di esempi tipici, per i quali vengono descritte, in modo dettagliato, le diverse fasi operative ed i relativi comandi del programma. Sono contenuti inoltre commenti sui criteri di modellazione che si rendono via via necessari; infine sono discussi i risultati.

Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale



valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati.

7.3.1.2 RC-SEC

| Informazioni sul codice di calcolo | |
|------------------------------------|-------------------------|
| Titolo: | RC-SEC |
| Versione: | 2022.14.1 |
| Produttore-Distributore: | GeoStru |
| Licenza | KWC6Y-70CJV-ODO9S-C58RP |

La documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei documenti in formato PDF compresi nell'installazione di RC-SEC. Tra questi documenti è presente un manuale che contiene una serie di esempi di calcolo che sono stati analizzati utilizzando il software.

Per tutti gli esempi, viene fornita una breve descrizione del problema, seguita da una presentazione dei risultati dell'analisi.

Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati.

7.4 Stati limite ultimo (SLU)

Il cordolo su micropali è una paratia. Per tali opere la normativa prescrive di considerare i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) e idraulico (UPL e HYD):
 - 1) Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - 2) Collasso per carico limite verticale;
 - 3) Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - 4) instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - 5) instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - 6) sifonamento del fondo scavo;
 - 7) Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- SLU di tipo strutturale (STR):



- 8) Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- 9) Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- 10) Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Data l'assenza di terreni a grana fine, lo stato limite 4), instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate, non è analizzato. Data l'assenza di falda gli stati limite 5) e 6) non sono analizzati.

La verifica di stabilità globale 7) deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) ed i coefficienti riportati nella Tabella 7.3. Come precisato dalla circolare 2019, le rimanenti verifiche geotecniche devono essere effettuate con la combinazione 2 (A2+M2+R1), con i coefficienti γ_R pari all'unità. Le verifiche strutturali sono svolte con la combinazione 1 (A1+M1+R1).

La convergenza del codice ParatiePlus in condizioni A2+M2 con un fattore γ_R maggiore di 1.1 assicura il soddisfacimento dello stato limite 1).

Tabella 7.3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2).

| Coefficiente parziale | (R2) |
|------------------------------|-------------|
| γ_R | 1.1 |

Nella Tabella 7. sono riassunti gli approcci di verifica e le relative combinazioni utilizzate per le verifiche agli stati limite, i cui calcoli sono sviluppati nel successivo cap. 9.

Tabella 7.: approcci di verifica e combinazioni in accordo con la normativa per le analisi.

| Stato limite | Tipo | Approccio | Combinazione | Note |
|---|-------------|------------------|---------------------|-------------|
| Resistenza strutturale micropali | STR | DA1 c1 | A1+M1+R1 | |
| Resistenza strutturale della trave di ripartizione in c.a | STR | DA1 c1 | A1+M1+R1 | |



8 ANALISI CON ELEMENTI FINITI

8.1 Caratteristiche delle analisi

L'analisi è stata condotta sulla sezione monte-valle dell'opera.

Le fasi dell'analisi riproducono le diverse fasi di costruzione dell'opera:

1. Stato iniziale preesistente;
2. Scavo, perforazione dei micropali e realizzazione del cordolo. Il cordolo è riprodotto come un punto fisso per tenere conto dell'effetto tridimensionale di confinamento, dovuto alla parete laterale;
3. Scavo a valle della berlinese;
4. Applicazione del carico sismico.

Nelle figure seguenti sono riportate le fasi sopraelencate.

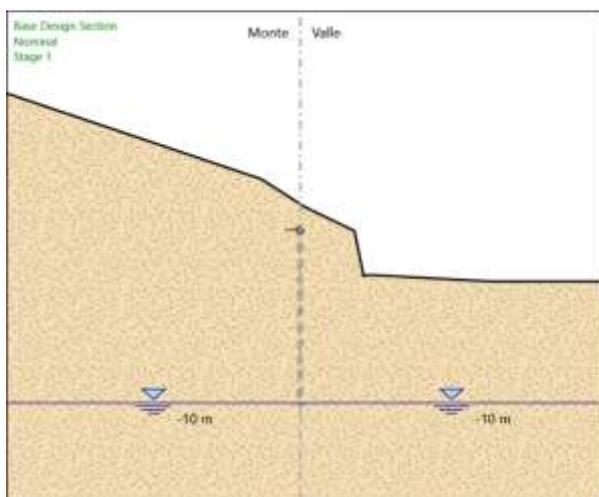


Figura 8.1: fase 1- stato iniziale.

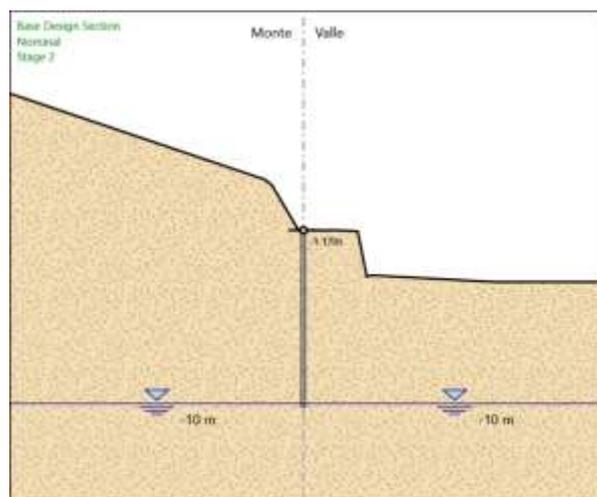


Figura 8.2: fase 2 - realizzazione berlinese.

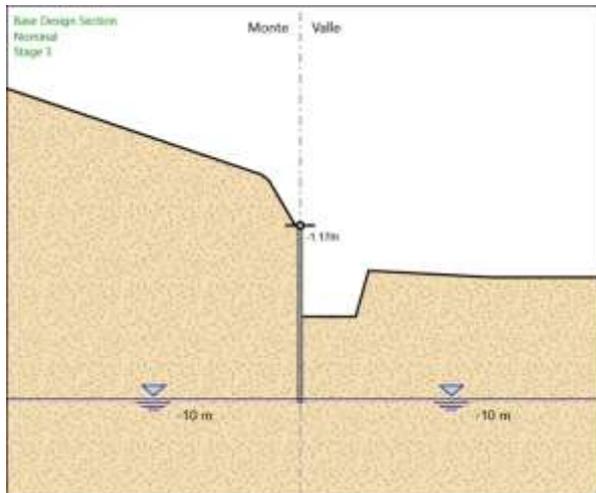


Figura 8.3: fase 3- scavo a valle.

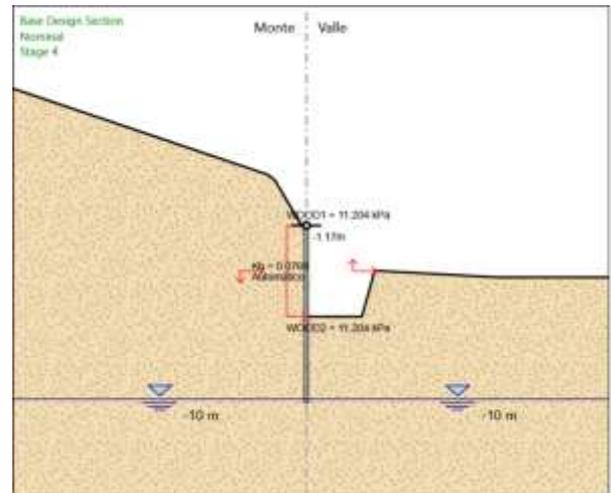


Figura 8.4: fase 4 – applicazione carico sismico.

8.2 Risultati

Il valore massimo delle azioni agenti nella paratia, derivanti dagli involucri delle azioni interne nella berlinese per le condizioni A1+M1, è riassunto nella seguente Tabella 8.1.

Tabella 8.1: massimo valore delle azioni agenti nella paratia.

| Sezione | M_{Ed} (kNm/m) | T_{Ed} (kN/m) |
|---------|---------------------|--------------------|
| A | 122 | 97.37 |

Il cordolo di testa trasmette una forza di 60.351 kN/m, sempre in condizioni A1+M1.

Nelle figure seguenti sono riportati gli involucri delle azioni interne nella berlinese per le condizioni A1+M1.

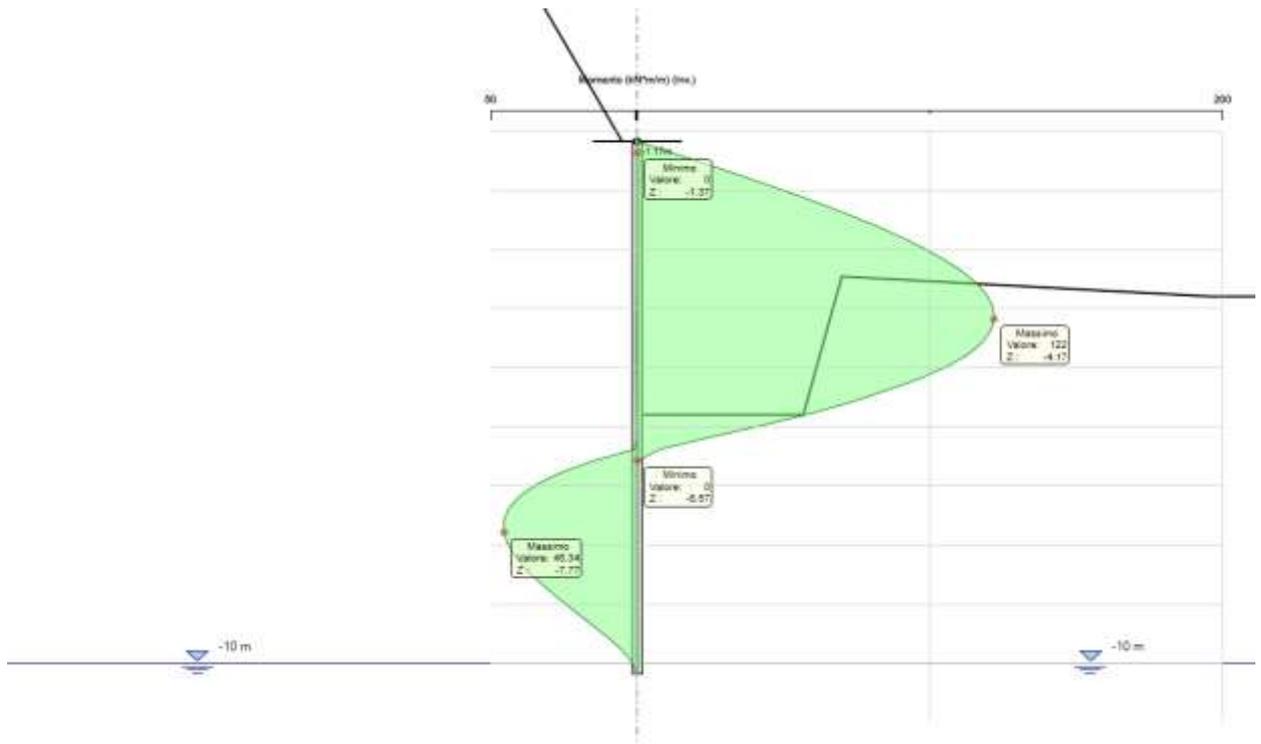


Figura 8.5: involucro del momento flettente lungo la paratia (condizioni A1+M1).

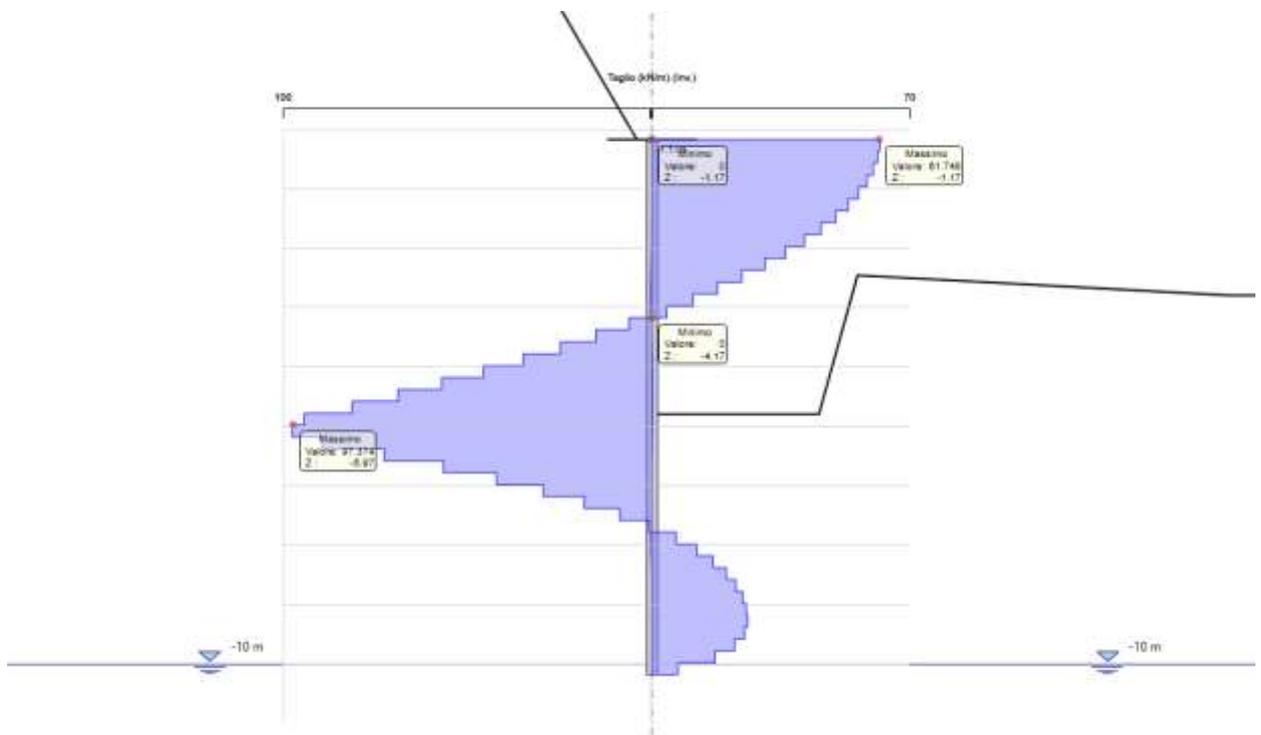


Figura 8.6: sezione 1 - involucro dello sforzo di taglio lungo la paratia (condizioni A1+M1).

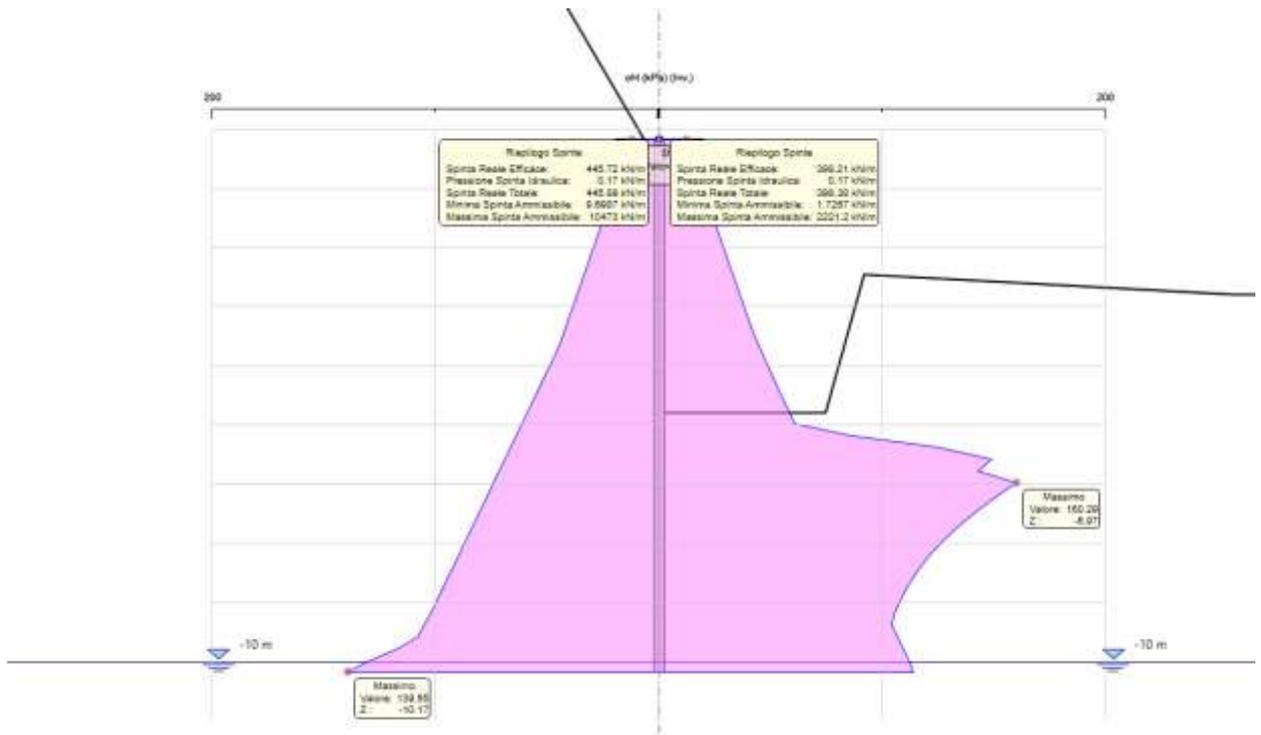


Figura 8.7: sezione 1 - spinte agenti sulla paratia in condizioni A2+M2.



9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi elencate al par. 7.4.

9.1 Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO)

9.1.1 Stabilità dell'opera

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero A2 + M2 + R1.

La convergenza raggiunta dal programma PARATIEPlus con limitati spostamenti, assicura la stabilità globale dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine il programma paratie fornisce come dato di output il rapporto tra la spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata. Nella tabella seguente si riporta il valore di tale rapporto nelle diverse sezioni di calcolo.

Tabella 9.1: Rapporto tra spinta passiva disponibile e mobilitata

| Sezione | $S_{passiva, disp}/S_{passiva, mob}$ [-] |
|---------|---|
| A | 5.578 |

9.2 Verifiche SLU di tipo strutturale (STRU)

Come definito nel Paragrafo C6.5.3.1.2, le verifiche di Tipo STRU possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, ovvero adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo:

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A1 corrispondenti;
- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nelle seguenti verifiche è stato adottato il primo metodo.



9.2.1 Verifica della resistenza dei micropali

Con riferimento ai risultati delle analisi di iterazione terreno-struttura descritte nel cap. 8, si ottengono i seguenti valori massimi delle azioni al metro di paratia e per palo:

Tabella 9.2: azioni sulla berlinese

| Sezione | M_{Ed} (kNm/m) | T_{Ed} (kN/m) | M_{Ed} (kNm) | V_{Ed} (kN) |
|---------|---------------------|--------------------|-------------------|------------------|
| A | 122 | 97.34 | 36.6 | 29.2 |

Il momento resistente $M_{pl,Rd}$ ed il taglio resistente $V_{c,Rd}$ dei micropali sono dati da:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad 9.1$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad 9.2$$

dove W_{pl} è il modulo di resistenza plastico, f_{yk} la tensione caratteristica di snervamento, A_v l'area della sezione resistente a taglio e γ_{M0} il coefficiente parziale sul materiale che la normativa impone pari a 1.05.

- W_{pl} modulo di resistenza plastico = $4/3 (R^3 - r^3)$;
- R raggio esterno del tubo;
- r raggio interno del tubo = $D/2 - t$;
- f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
- γ_{M0} 1,05;
- A_v $2 \cdot A_{tubo}/\Pi$
- A_{tubo} sezione del tubo

Pertanto per un micropalo diametro 114.3°mm e spessore 10.0 mm in acciaio S355 si ha:

- $f_{yk} = 355.00$ MPa
- $W_{pl} = 109.0$ cm³
- $A_{tubo} = 32.77$ cm²
- $A_v = 20.86$ cm²
- $M_{pl,Rd} = 36.89$ kNm
- $V_{c,Rd} = 407.2$ kN



Dalla tabella si osserva quindi che $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ e $V_{Ed} < V_{c,Rd}$, pertanto le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

9.2.2 Verifica della resistenza strutturale del cordolo in c.a.

9.2.2.1 Calcolo delle azioni interne

Osservandolo in planimetria, lo schema statico del cordolo di testa in c.a. è quello di una trave incastrata uniformemente caricata. L'incastro è rappresentato dalle pareti lungo la direzione monte-valle, mentre il valore di 60.351 kN/m, in condizioni A1+M1, costituisce il carico uniformemente distribuito. Si possono quindi determinare le azioni di progetto a partire:

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{12} \quad 9.3$$

$$T_{Ed} = \frac{qL}{2} \quad 9.4$$

Dove q è il carico uniformemente distribuito e L lo sviluppo della parete della berlinese analizzata. Si ottengono i valori $M_{Ed} = 30.93$ kNm e $T_{Ed} = 74.86$ kN.

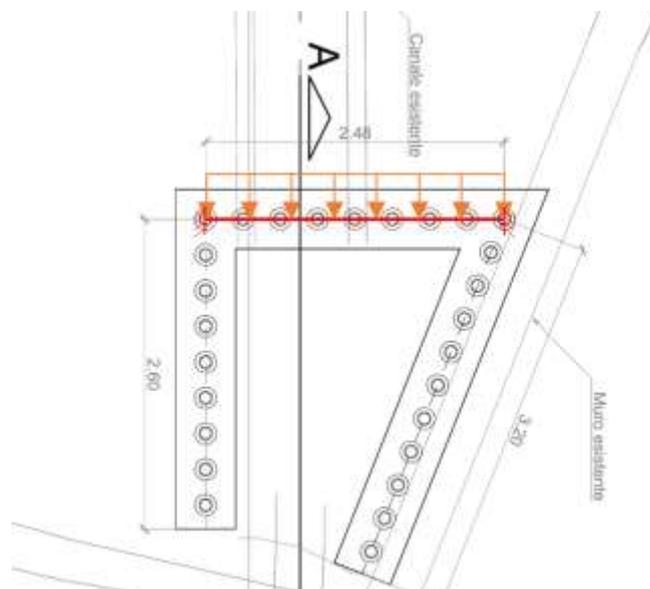


Figura 9.1: schema statico utilizzato per il calcolo delle azioni interne nel cordolo.

9.2.2.2 Verifica alla resistenza flessionale

Per poter eseguire la verifica alla resistenza flessionale è necessario determinare il momento di progetto. Il momento di progetto è calcolato a partire dal momento massimo calcolato nel paragrafo precedente.



Nella figura seguente è riportato il diagramma M-N della sezione della trave di ripartizione calcolato con RC-SEC. Si nota come la sollecitazione agente sia all'interno del dominio M-N calcolato per l'armatura in progetto, costituita da tre ferri longitudinali $\varnothing 18$. Il momento resistente massimo M_{Rd} è pari a 127.6 kNm. La verifica alla resistenza flessionale è quindi soddisfatta in quanto si ha $M_{Rd} > M_{Ed}$.

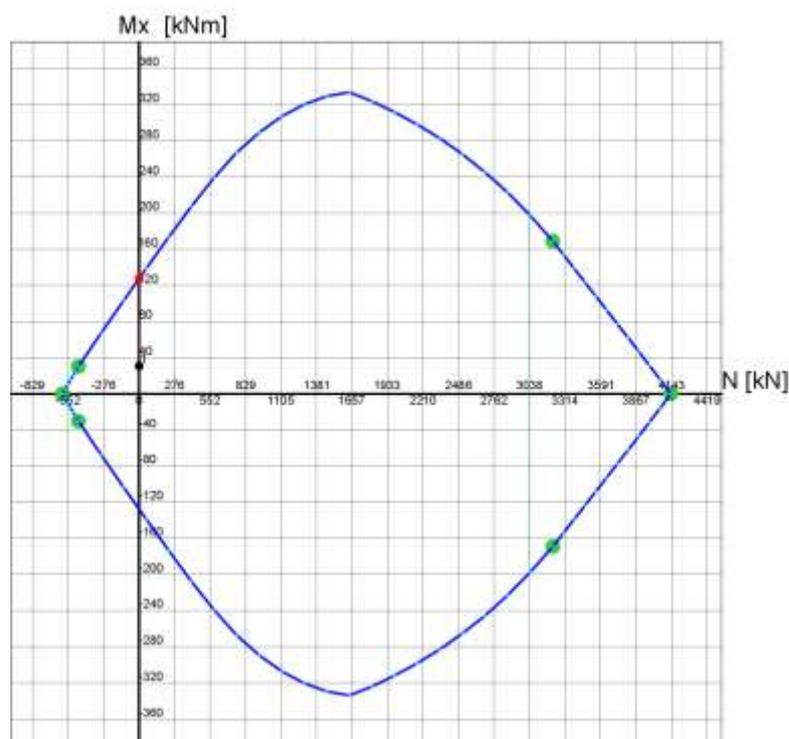


Figure 9.1: dominio M-N del cordolo di testa della berlinese. Il punto nero indica il momento M_{Ed} agente, mentre il punto rosso il momento massimo resistente M_{Rd} .

9.2.2.3 Verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti

Il taglio di progetto è calcolato a partire dal taglio massimo calcolato in precedenza.

Il valore del taglio resistente $V_{c,Rd}$ della sezione armata con staffe $\varnothing 12/30$ cm è pari a 493.23 kN. La verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti è quindi soddisfatta in quanto si ha $V_{c,Rd} > V_{Ed}$.

9.2.3 **Verifica strutturale della parete di valle della vasca**

9.2.3.1 Calcolo delle azioni interne

Lo schema statico della parete di valle della vasca è quello una trave incastrata caricata con un carico triangolare. Il carico è dovuto al peso dell'acqua nell'ipotesi di massimo riempimento della vasca. Poiché la parete di valle ha una lunghezza fuori piano l di 1 m, si ha che il carico p per unità di lunghezza della trave incastrata è



$$p = \gamma_w L L \quad 9.5$$

dove γ_w è il peso specifico dell'acqua e L la lunghezza della trave (che corrisponde all'altezza della parte, vd. Figura 9.2). Si ha che $p=46$ KN/m. Nel caso di una trave incastrata sottoposta ad un carico triangolare p le azioni interne massime sono poste in corrispondenza dell'incastro e sono pari a:

$$M_k = \frac{pL^2}{6} \quad 9.6$$

$$T_k = pL \quad 9.7$$

Da cui risultano $M_k = 162.23$ kNm e $T_k = 105.80$ kN. Considerando la spinta dell'acqua come un carico variabile, con coefficiente parziale $g_Q=1.5$, le azioni di progetto sono quindi pari a $M_{Ed} = 243.35$ kNm e $T_{Ed} = 158.70$ kN.

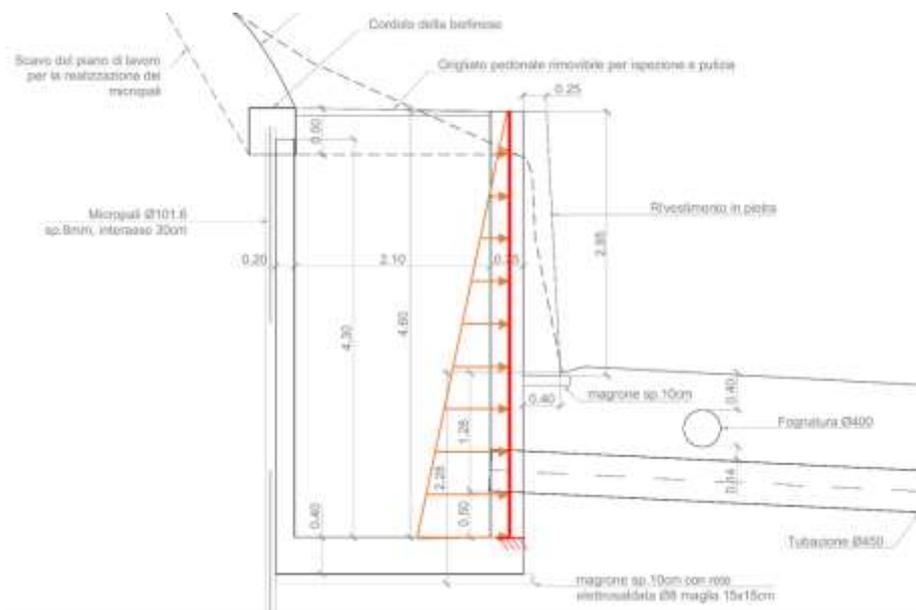


Figura 9.2: schema statico utilizzato per il calcolo delle azioni interne nella parete di valle della vasca.

9.2.3.2 Verifica alla resistenza flessionale

Per poter eseguire la verifica alla resistenza flessionale è necessario determinare il momento di progetto. Il momento di progetto è calcolato a partire dal momento massimo calcolato nel paragrafo precedente.

Nella figura seguente è riportato il diagramma M-N della sezione della trave di ripartizione calcolato con RC-SEC. Si nota come la sollecitazione agente sia all'interno del dominio M-N calcolato per l'armatura in progetto, costituita da cinque ferri longitudinali Ø26 in zona tesa e da ferri Ø20 in zona compressa. Il momento resistente



massimo M_{Rd} è pari a 275.37 kNm. La verifica alla resistenza flessionale è quindi soddisfatta in quanto si ha $M_{Rd} > M_{Ed}$.

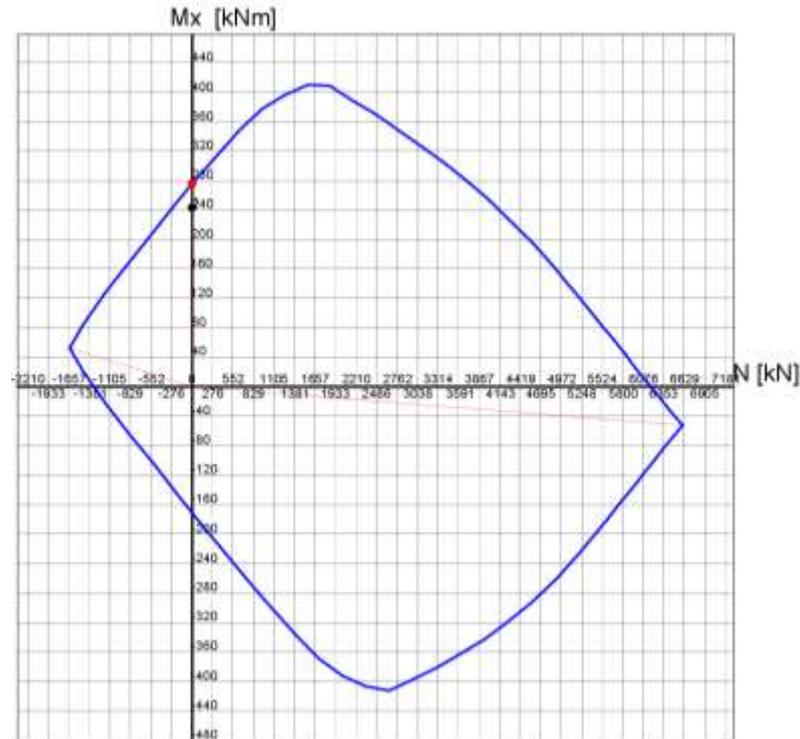


Figure 9.2: dominio M-N della parte di valle. Il punto nero indica il momento M_{Ed} agente, mentre il punto rosso il momento massimo resistente M_{Rd} .

9.2.3.3 Verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti

Il taglio di progetto è calcolato a partire dal taglio massimo calcolato in precedenza.

Il valore del taglio resistente $V_{c,Rd}$ della sezione armata con staffe $\varnothing 14/20$ cm è pari a 656.99 kN. La verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti è quindi soddisfatta in quanto si ha $V_{c,Rd} > V_{Ed}$.