



REGIONE LOMBARDIA



INFRASTRUTTURE LOMBARDE

Via Nicolo' Copernico, 38 - 20125 Milano

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Vittorio Peruzzi

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO PROGETTO DEFINITIVO

Dott. Ing. ~~TOMMASO TASSI~~
n. 2671
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Venezia

PROGETTAZIONE A.T.I.

CAPOGRUPPO

F&M
favero&milan ingegneria

Ing. Tommaso Tassi
Ing. Federico Moro
Ing. Valentina Cioci
Ing. Antonio Nuzzo

Via Belvedere 8/10, 30035 Mirano (VE)
Tel. 041-5785711, Fax 041-4355933
web: www.favero-milan.com

SCA

Prof. Geol. Andrea Cancelli
Ing. Paolo Cancelli
Ing. Gianluca Bragonzi

Studio Cancelli Associato
Via Sansovino 23, 20133 Milano
Tel. 02-45488725, Fax 02-45488726
E-mail: sca@sca.fastwebnet.it

INGEGNERIA 2P
& associati

Ing. Corrado Petris
Ing. Giovanni Carretta

Via G.B. Dall'Armi 27/3,
30027 San Donà di Piave
Tel. 0421-307700, Fax 0421-307716
web: www.ingegneria2p.it

Ingegnere
Giuseppe Baldo
Ingegneria e Ambiente

Ing. Giuseppe Baldo
Dott. Elisa Porcelluzzi
Ing. Francesca Domeneghetti

Via delle industrie 18/A,
30038 Spinea
Tel. 041-8221863, Fax 041-8221864
web: www.ingbaldo.com

MODELLAZIONE FISICA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA
Prof. Ing. Paolo Mignosa



TITOLO ELABORATO:

OPERE CIVILI E STRUTTURALI OPERE GENERALI

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE - OPERE SPECIALI

SCALA:

N. DOCUMENTO:

FASE	REDATTORE	DISCIPLINA	ARGOMENTO	TIPOLOGIA	N. ELABORATO	REVISIONE
D	SC	ST	OPGR	R	001	2

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDAZIONE	VERIFICA	CONTROLLO
0	31-03-10	PRIMA EMISSIONE	SC	SC	F&M
1	14-05-10	VALIDAZIONE	SC	SC	F&M
2	23-05-12	REVISIONE PROGETTO PER ELIMINAZIONE SOGLIA IMBOCCO GALLERIA	SC	SC	F&M

Indice

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA	3
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	6
5	AZIONE SISMICA	7
5.1	AZIONE SISMICA SULLE OPERE DI SOSTEGNO	7
6	VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE	9
6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	9
7	OPERE DI SOSTEGNO	10
7.1	COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI E DELLE RESISTENZE	10
7.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI SOSTEGNO	10
7.2.1	Verifiche strutturali dei micropali	10
7.2.2	Verifiche strutturali dei diaframmi	11
7.2.3	Verifiche strutturali delle palancole	12
7.3	ANALISI TENSO DEFORMATIVA DELLA PARATIA	13
7.3.1	Programma di calcolo	13
7.3.2	Sezioni di riferimento	13
7.3.2.1	Palancole	13
7.3.2.2	Berlinese di pali $\phi 800$	14
7.3.2.3	Berlinese di micropali	15
7.3.2.4	Diaframmi	16
7.3.3	Analisi tipo A1+M1+R1	17
7.3.4	Analisi tipo A2+M2+R1	23
7.4	VERIFICHE DELLA PARATIA	24
7.4.1	Verifiche strutturali sulle palancole	24
7.4.2	Verifiche strutturali sui pali	24
7.4.3	Verifiche strutturali sui micropali	24
7.4.4	Verifiche strutturali sui diaframmi	25
7.4.5	Verifiche geotecniche	25
7.4.5.1	Verifica della profondità di immersione del palancole	25
7.4.5.2	Verifica della profondità di immersione della berlinese di pali	25
7.4.5.3	Verifica della profondità di immersione della berlinese di micropali	26
7.4.5.4	Verifica della profondità di immersione dei diaframmi	26
7.5	VERIFICHE DEI TIRANTI	26
7.5.1	Verifiche a sfilamento del bulbo di ancoraggio	26
7.5.2	Verifiche a trazione dei trefoli	26
7.5.3	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	27
7.6	ANALISI SLE	28
8	TAPPO DI FONDO	29
9	RILEVATO IN TERRA RINFORZATA	32
9.1	VERIFICHE	32
9.2	RISULTATI	32

1 PREMESSA

Nel presente documento si riportano le analisi e le verifiche svolte per il dimensionamento delle opere speciali inserite nel Progetto Definitivo delle nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago di Idro.

In particolare si tratta delle opere necessarie per la realizzazione del manufatto di imbocco, del canale di restituzione e della nuova traversa.

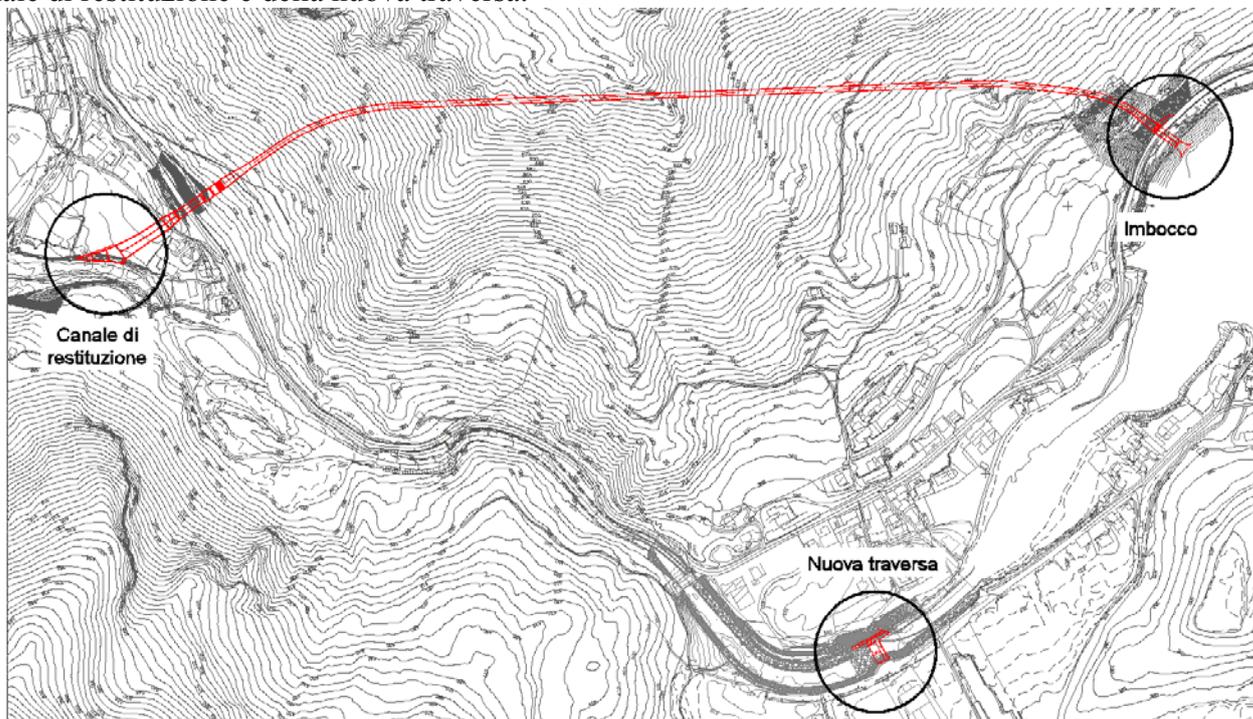


Fig. 1: stralcio planimetrico con indicate le zone di intervento.

Di seguito si riportano per ciascuna zona di intervento le caratteristiche delle opere oggetto del presente dimensionamento.

Canale di restituzione:

- diaframma in c.a. costituito da elementi larghi 2.5 m e di altezza variabile da 14 a 17.5m.

Nuova traversa:

- taglione costituito da una doppia cortina di colonne di jet grouting (disposte a quinconce con interasse 50x50) per uno spessore reso di 1m. Il dimensionamento di tale opera è inserito nella Relazione geotecnica.

Imbocco:

- palancoato con elementi tipo Larssen per evitare l'allagamento del cantiere;
- paratia di pali trivellati Φ 800mm con interasse 900mm per il sostegno dei fronti di scavo;
- tampone di fondo mediante trattamento colonnare in jet grouting;
- rilevato in terra rinforzata con funzione di pista per la cantierizzazione della berlinese di micropali di monte;
- berlinese di micropali di monte;

Nel seguito vengono riportate le analisi, relative alle sole sezioni di calcolo più critiche, articolandole in tre sezioni separate:

1. opere di sostegno;
2. tappo di fondo;
3. rilevato in terra rinforzata;

2 NORMATIVA

Il dimensionamento delle opere è stato eseguito nel rispetto delle seguenti norme e raccomandazioni:

- 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;
- D.M. 9 Gennaio 1996. Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16 Gennaio 1996. Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;
- D.M. 16 Gennaio 1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- 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;
- D.M. 14 Settembre 2005. Norme Tecniche per le costruzioni;
- 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;
- D.M. 14 Gennaio 2008. Norme Tecniche per le costruzioni;
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008;
- UNI EN 1537 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali: Tiranti di ancoraggio;
- UNI EN 12716 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali: Getti per iniezioni (jet grouting).

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO PER PALI:

- Cls confezionato secondo le norme UNI EN 206-06 e UNI 11104 e successive modificazioni.
- Combinazione di classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-06 e UNI 11104:XC4
- Classe di resistenza: C32/40
- Contenuto minimo di cemento 340kg
- Classe di consistenza S4
- Rapporto a/c 0.5
- Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno
- Copriferro (inteso come ricoprimento minimo dell'armatura) > 5cm

CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI:

- Cls confezionato secondo le norme UNI EN 206-06 e UNI 11104 e successive modificazioni.
- Combinazione di classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-06 e UNI 11104:XC4
- Classe di resistenza: C32/40
- Contenuto minimo di cemento 340kg
- Classe di consistenza S4
- Rapporto a/c 0.5
- Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno
- Copriferro (inteso come ricoprimento minimo dell'armatura) > 7cm

ACCIAIO PER CARPENTERIA:

- Centine S275
- Piastre S275 spessori 15/20mm
- Bulloni ad alta resistenza classe 8.8 con dado classe 8
- Catene di collegamento S235

ACCIAI:

- Armature in c.a. B450C, ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento

CENTINE METALLICHE:

- Composte da profilato HEA180

MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONE:

- Cemento tipo I o II 42.5 o 42.5R
- Resistenza a compressione:
- Rck a 48h > 5 MPa
- Rck a 28gg > 25 MPa
- Rapporto a/c: 0.5
- Fluidificante: 1-2% del peso del cemento.
-

ACCIAIO PER MICROPALI:

➤ Tubolari S355

ACCIAIO PER TIRANTI:

➤ Trefoli $f_{ptk} \geq 1860$ e $f_{pyk} \geq 1670$

➤

ACCIAIO PER PALANCOLE:

➤ S430

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Di seguito si riportano le caratteristiche dei terreni utilizzati per i calcoli.

Depositi detritici:

γ	19	kN/m ³
ϕ'	39	°
c	10	kN/m ²
Dr	65	%
E'	40	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

Depositi alluvionali (da 0 a 8m):

γ	19	kN/m ³
ϕ'	36	°
c	0	kN/m ²
Dr	50	%
E'	30	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

Depositi alluvionali (da 8 m):

γ	19	kN/m ³
ϕ'	39	°
c	0	kN/m ²
Dr	65	%
E'	40	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

Tappo di fondo in jet grouting:

γ	20	kN/m ³
ϕ'	50	°
c	1000	kN/m ²
E'	2500	MPa
k	1·10 ⁻⁸	m/s

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica

5 AZIONE SISMICA

Le verifiche sismiche sono state eseguite in accordi con quanto riportato nel D.M. del 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Di seguito si riportano i valori di a_g e di S_s (coefficiente stratigrafico) determinati mediando i valori ottenuti su tutta l'area in esame.

		Suolo A	Suolo B
	a_g [g]	S_s	S_s
SLO	0.079	1.00	1.20
SLD	0.100	1.00	1.20
SLV	0.241	1.00	1.165
SLC	0.265	1.00	1.142

Tabella 5.1 Parametri da allegato B delle NTC/08

Per maggiori dettagli si rimanda allo specifico capitolo della Relazione geotecnica.

5.1 AZIONE SISMICA SULLE OPERE DI SOSTEGNO

Per la valutazione delle azioni sismiche delle opere di sostegno si è seguito quanto riportato nella NTC del 2008 al paragrafo 7.11.6.

Pertanto si scrive:

$$a_h = k_h \times g = \alpha \times \beta \times a_{\max} \quad (\text{formule 7.11.9 delle NTC/08})$$

dove:

a_h è l'accelerazione equivalente orizzontale;

k_h è il coefficiente sismico orizzontale;

α e β sono dei coefficienti ≤ 1 che tengono conto della deformabilità dei terreni e della capacità dell'opera di subire spostamenti.

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, pari a $S_s \cdot S_t \cdot a_g$

		Suolo B						
		a_g [g]	S_s	S_t	a_{\max}	α	β	k_h
Diaframmi	SLD	0.100	1.20	1.00	0.120	1	1	0.12
	SLV	0.241	1.165	1.00	0.281	1	1	0.281
Pali $\phi 800$	SLD	0.100	1.20	1.00	0.120	1	1	0.12
	SLV	0.241	1.165	1.00	0.281	1	1	0.281
Berlinesi di micropali	SLD	0.100	1.20	1.20	0.144	1	0.5	0.06
	SLV	0.241	1.165	1.20	0.3369	1	0.5	0.168

Tabella 5.2 Calcolo dei coefficienti di spinta sismici

Per le paratie si può trascurare il coefficiente sismico verticale k_v (paragrafo 7.11.6.3 NTC).

Nel calcolo per i diaframmi e i pali $\phi 800$ sono stati considerati coefficienti β pari a 1 per tener conto della limitata possibilità di spostamento dovuta alla presenza di uno scatolare rigido (la galleria).

L'azione sismica, introdotta nel calcolo tramite un'analisi statica equivalente, è stata ripartita sugli elementi strutturali in funzione delle rispettive rigidità. A tale proposito si veda quanto riportato nella Relazione di calcolo preliminare delle strutture: opere definitive.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche allo stato limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto sono definiti sulla base dei valori caratteristici applicando coefficienti parziali, come di seguito definito:

Azioni: $Fd = (F_K \Psi) \gamma_F$

Proprietà del terreno: $Xd = X_K / \gamma_M$

Resistenza del terreno: $Rd = R_K / \gamma_R$

dove:

F indica genericamente un'azione;

Ψ indica un fattore ≤ 1 che viene definito nell'ambito della combinazione di carico;

X indica genericamente un parametro di resistenza del terreno (c' , ϕ' , c_u , q_u);

R indica genericamente la resistenza limite calcolata;

γ_M , γ_F , γ_R indicano i coefficienti parziali.

6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione :

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, così definita:

$$Ed = E \left[\gamma_1 F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

oppure

$$Ed = \gamma_E E \left[F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

7 OPERE DI SOSTEGNO

7.1 COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI E DELLE RESISTENZE

Per le paratie per le verifiche agli stati limite, sono da adottare i seguenti coefficienti parziali, definiti nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I delle NTC del 2008:

		γ_F				γ_M		γ_R			
		Permanenti (γ_G)		Variabili (γ_Q)		tan(ϕ')	c'	R1	R2	R3	
		Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli						
STR	SLU-1 statica (A1+M1+R1)	1.3* ¹	1.0	1.5* ²	0.0	1.0	1.0	1.0	-	-	
	SLU-2 sismica (A1+M1+R1)	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	-	-	
GEO	SLU-3 statica (A2+M2+R1)	1.0	1.0	1.3	0.0	1.25	1.25	1.0	-	-	
	SLU-4 sismica (A2+M2+R1)	1.0	1.0	1.0	0.0	1.25	1.25	1.0	-	-	
STR/GEO	SLU-4 statica e sismica A1+M1+R3	Si è considerato il tiro massimo derivante dalle analisi precedenti					-	-	-	-	1.1/1.2
*1: il coefficiente 1.3 viene applicato sull'effetto delle azioni											
*2: applicando 1.3 sull'effetto delle azioni il coefficiente γ_Q diventa pari a $1.5/1.3 = 1.15$											

Tabella 7.1: combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

In particolare la combinazione SLU 1 e 2 sono da utilizzarsi per le verifiche strutturali delle opere, mentre le verifiche SLU 3 e 4 si impiegano per le verifiche geotecniche, come specificato nella circolare sulle norme tecniche del mese di febbraio 2009. Infine l'analisi A1+M1+R3 è stata utilizzata per i tiranti. Si precisa che dovendo garantire che il limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore di quello della fondazione dell'ancoraggio nel terreno (paragrafo 6.6.2 delle NTC), il tiro sui tiranti è stato considerato confrontato anche con quello derivante dalle analisi A2+M2.

7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI SOSTEGNO

7.2.1 Verifiche strutturali dei micropali

Si fa riferimento a quanto prescritto nelle NTC del 2008, ai paragrafi 4.2.3. e 4.2.4. Si premette che per tutti i tubi commerciali comunemente impiegati per l'armatura dei micropali si può assumere che la sezione sia di classe 1 ovvero che valga:

$$D/t \leq 50 \times \varepsilon^2$$

dove:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235MPa}{f_yk}};$$

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
 D diametro del tubo;
 t spessore del tubo.

Ciò premesso si definiscono le seguenti quantità:

$M_{pl,Rd}$ = momento resistente = $W_{pl} \cdot (f_{yk}/\gamma_{M0})$

$V_{c,Rd}$ = taglio resistente = $A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3}) \cdot (1/\gamma_{M0})$

dove:

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.

La verifica viene svolta mettendo in conto la sola armatura metallica; si verifica che valga:

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

dove:

V_{sd} = taglio di progetto;

M_{sd} = momento flettente di progetto

7.2.2 Verifiche strutturali dei diaframmi

SLU

Si fa riferimento a quanto prescritto nelle NTC del 2008, ai paragrafi 4.1. e all'eurocodice 2 punto 4.3.2.3.

Pertanto si ha:

Calcestruzzo R_{ck} 40 (a 28 giorni)

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;

α_{cc} = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata, pari a 0.85;

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni, pari a 0.83 R_{ck} ;

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Per un calcestruzzo R_{ck} 40 si ha quindi:

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.2$ MPa;

$f_{cd} = 0.85 \cdot 33.2 / 1.5 = 18.8$ MPa

Acciaio B450C

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

dove:

f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 450 MPa;

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15.

Si ha quindi:

$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$ MPa

Verifica a flessione

Si assume per il calcestruzzo un modello rappresentativo del tipo “parabola-rettangolo” con i seguenti valori di deformazione:

ε_{c2} = limite di deformazione elastica pari a 0.20%;

ε_{cu} = deformazione ultima pari a 0.35%.

Si assume per l'acciaio un modello rappresentativo del tipo elastico-perfettamente plastico.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

dove:

M_{Rd} = momento resistente funzione di un carico di compressione;

M_{sd} = momento sollecitante di progetto.

7.2.3 Verifiche strutturali delle palancole

Si fa riferimento a quanto prescritto nelle NTC del 2008, ai paragrafi 4.2.3. e 4.2.4. Inoltre per le specifiche relative alle palancole si fa riferimento a quanto riportato nella norma UNI ENV 1993-5: 2002_ Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”_Parte 5 “Pali e palandole”.

Occorre pertanto verificare la classe di appartenenza della sezione di acciaio del palancolato (Eurocodice 3, parte 5, paragrafo 5.2).

Si ricorda che in generale le sezioni di acciaio si suddividono in 4 classi. Le classi 1 e 2 si contraddistinguono per la capacità di sviluppare cerniere plastiche con adeguata capacità rotazionale (la classe 2 ha una capacità rotazionale minore).

Nella classe 3 sono inserite quelle sezioni nelle quali le tensioni calcolate nelle fibre esterne compresse della membratura di acciaio possono raggiungere la resistenza allo snervamento, ma l'instabilità locale può impedire lo sviluppo del momento resistente plastico. Pertanto il modulo di resistenza da utilizzarsi è pari al modulo di resistenza elastico.

Nella classe 4, per determinare la resistenza della sezione è invece necessario tener conto degli effetti dell'instabilità globale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione.

Per la verifica della classe di appartenenza, si fa riferimento ad una sezione di palanca tipo Larssen 430, di classe 2.

Ciò premesso si definiscono le seguenti quantità:

$M_{c,Rd}$ = momento plastico resistente = $W_{pl} \cdot (f_{yk}/\gamma_{M0})$

$V_{c,Rd}$ = taglio resistente = $A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3}) \cdot (1/\gamma_{M0})$

dove:

W_{pl} modulo di resistenza elastico;

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;

γ_{M0} 1,05;

A_v area reagente a taglio pari a $t_w \cdot (h-2t_f)$;

t_w spessore del braccio;

t_f spessore della flangia;

h altezza della sezione composta.

La verifica viene svolta verificando che valga:

$$V_{sd} \leq V_{c,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

dove:

V_{sd} = azione di taglio di progetto;

M_{sd} = momento flettente di progetto.

7.3 ANALISI TENSO DEFORMATIVA DELLA PARATIA

7.3.1 Programma di calcolo

Ai fini dell'analisi dell'interazione paratia-terreno è stato utilizzato il programma di calcolo Paratie, sviluppato dalla Ceas S.r.L.

Lo scopo principale di Paratie è analizzare l'interazione terreno-struttura durante le fasi realizzative dell'opera, valutando le deformazioni laterali subite dal diaframma durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. La simulazione numerica del problema reale è così condotta:

- si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la
- la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ;
- il terreno è simulato da elementi finiti monodimensionali (molle) con legge costitutiva di tipo elasto-plastico; gli altri elementi strutturali (tiranti, solette, puntoni...) sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni nodi della parete;
- l'analisi svolta è una analisi statica incrementale di tipo elasto-plastico: ogni configurazione, quindi, dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

Si sono considerati tutti le fasi di lavoro sino alla condizione più gravosa con lago a quota 368 (piena ventennale) e lato valle a quota 357.52.

7.3.2 Sezioni di riferimento

Si descrivono schematicamente le sezioni più rappresentative e gli step di lavoro considerati.

7.3.2.1 Palancolato

Le palancole hanno lunghezza di 21.5m e nello sezione più gravosa la parte immersa nel terreno ha lunghezza di 10.5m. Per semplicità, nei tabulati di calcolo le palandole sono lunghe 21 m perché non è stato considerato il tratto di palandola al di sopra di 368m (quota massima del lago) che chiaramente non ha carichi.

Si sono considerate le seguenti fasi:

- esecuzione delle palancole;
- riempimento all'interno del cantiere;
- esecuzione del tappo di fondo;
- rimozione del rilevato interno;
- piena del lago a 368 m.

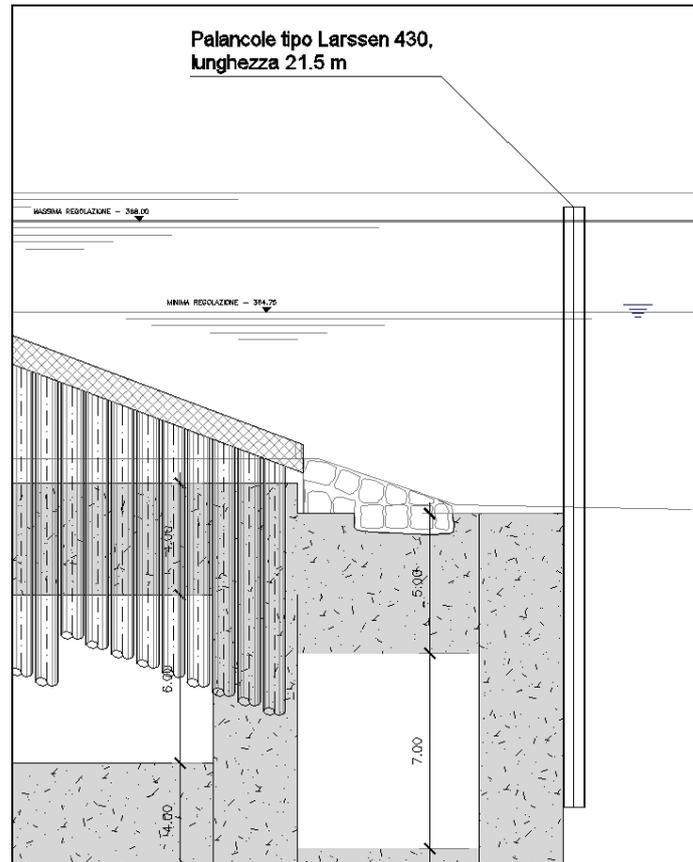


Figura .7.1: Schema tipo di calcolo della palancole.

7.3.2.2 Berlinese di pali $\phi 800$

Si è considerata la sezione D riportata negli elaborati grafici.

La berlinese di micropali nella sezione più gravosa in corrispondenza della galleria ha lunghezza pari a 13m. Tuttavia dato che l'esecuzione della galleria comporterà un disturbo sul terreno a valle dell'opera, si è considerata una lunghezza della berlinese di soli 10.5m, in maniera tale che tutta la spinta sia presa dai tiranti.

Si sono considerate le seguenti fasi:

- esecuzione dei pali $L=18m$;
- scavo per step successivi con esecuzione dei tiranti sino alla quota di progetto ed esecuzione del tappo di fondo;
- esecuzione della galleria artificiale;
- carico sismico (in presenza del carico sismico i tiranti non vengono considerati a favore di sicurezza).

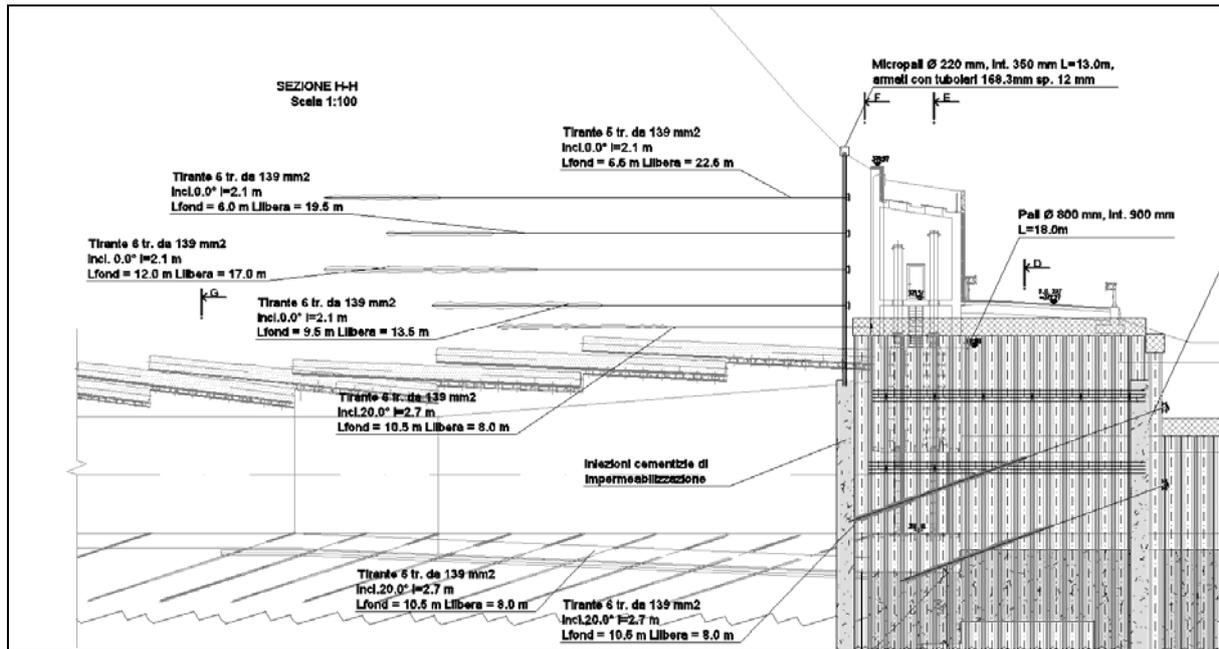


Figura .7.3: Schema tipo di calcolo della berlinese

7.3.2.4 Diaframmi

Si considera la sezione A riportata negli elaborati grafici, con le seguenti fasi schematiche:

- esecuzione dei diaframmi L=15m;
- scavo per step successivi con esecuzione del tirante sino alla quota di progetto;
- esecuzione della galleria artificiale;
- carico sismico (in presenza del carico sismico i tiranti non vengono considerati a favore di sicurezza).

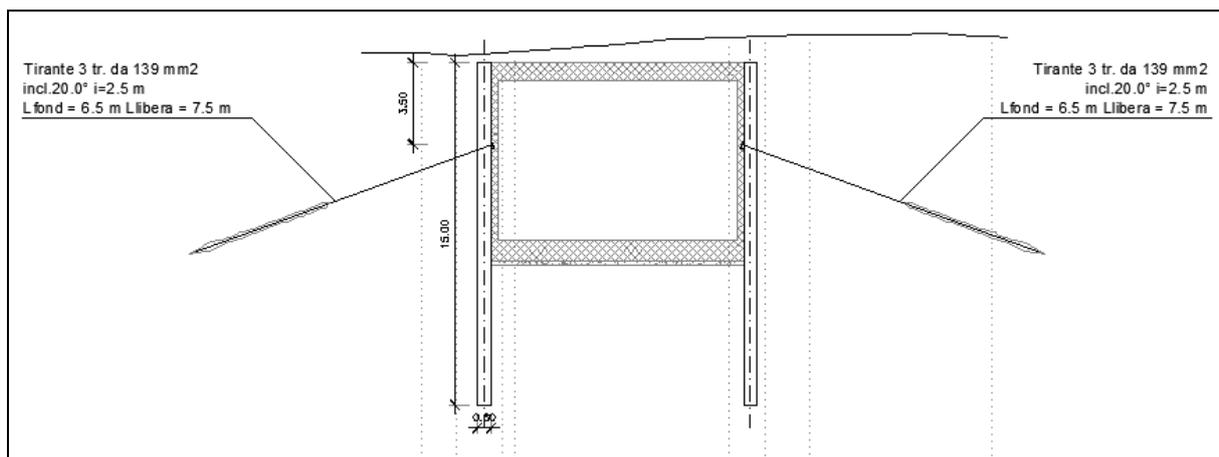


Figura .7.4: Schema tipo di calcolo dei diaframmi

7.3.3 Analisi tipo A1+M1+R1

Le analisi tipo A1 è impiegata per le verifiche strutturali delle opere di sostegno.

Nelle seguenti figure sono illustrati i diagrammi del momento flettente e del taglio calcolati (i valori indicati sono al netto del coefficiente γ_E), in corrispondenza degli *step* di analisi più critici, delle sezioni rappresentative di ciascuna tipologia di opera.

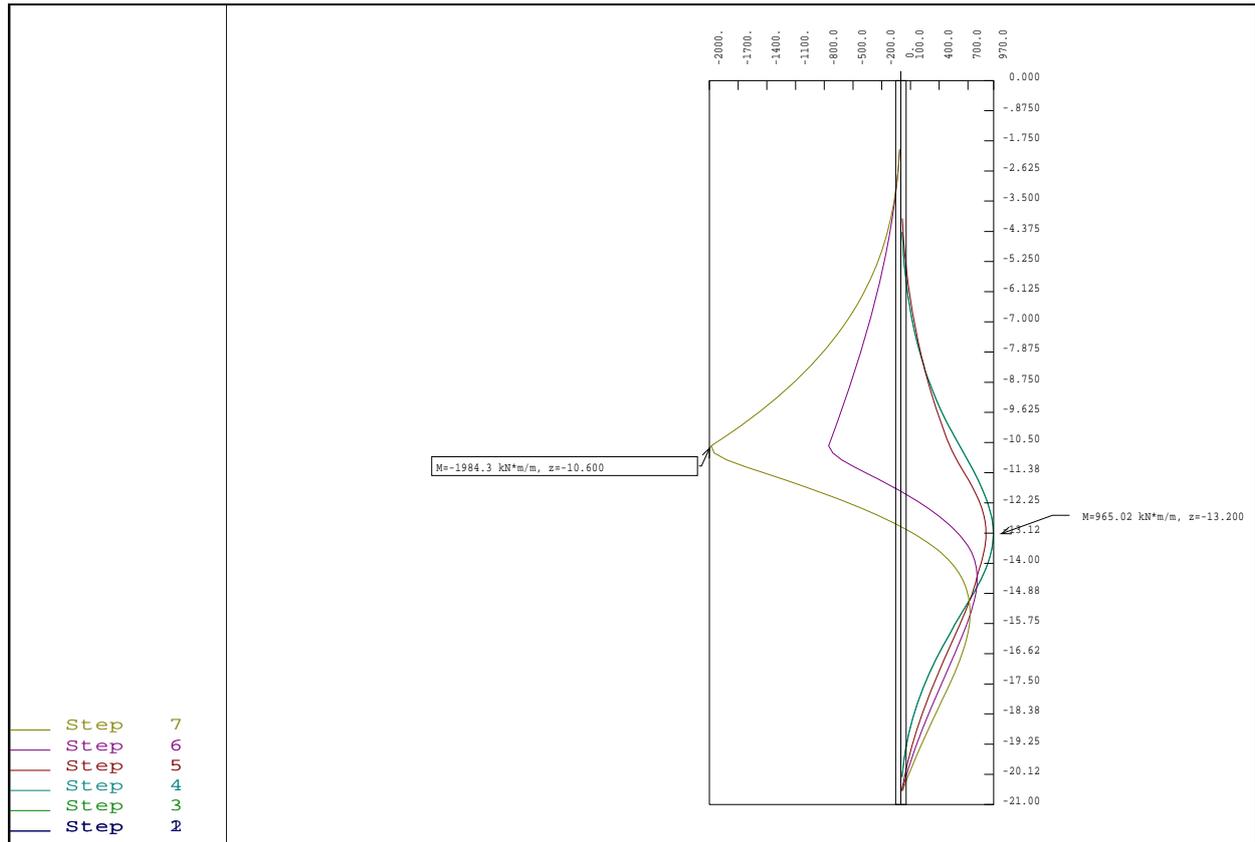


Figura .7.5: Analisi tipo A1 (SLU), Palancoiato - Momento flettente. I valori del momento andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

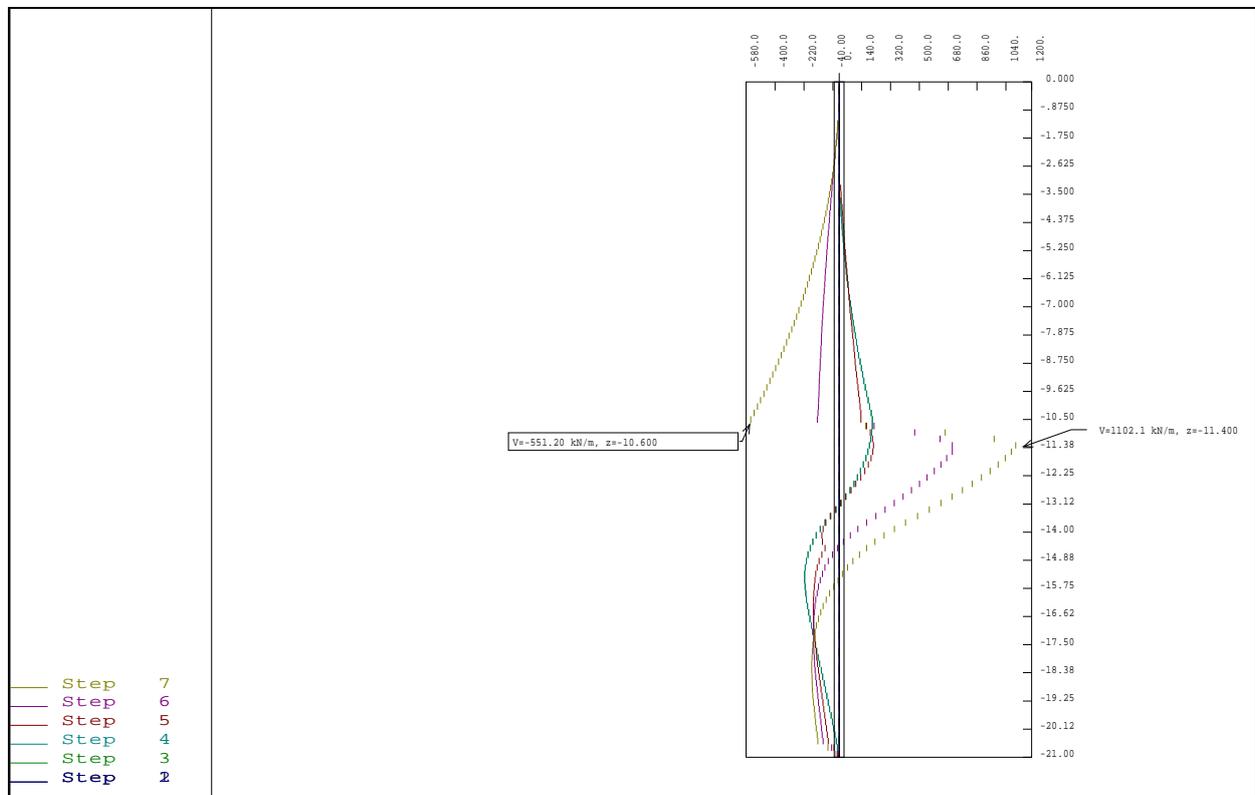


Figura .7.6: Analisi tipo A1 (SLU), Palancoiato – Taglio. I valori del taglio andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

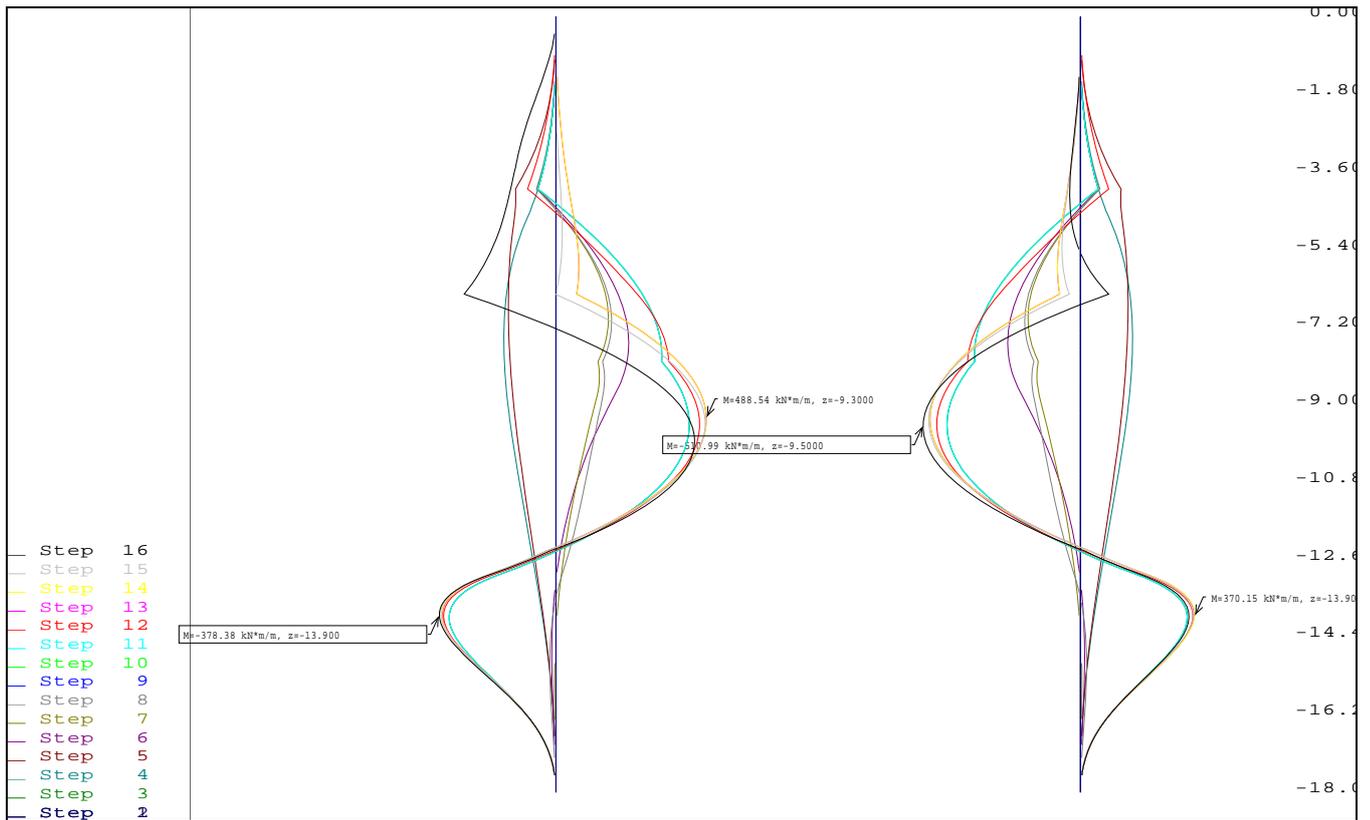


Figura .7.7: Analisi tipo A1 (SLU), Berlinese di pali - Momento flettente. I valori del momento andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

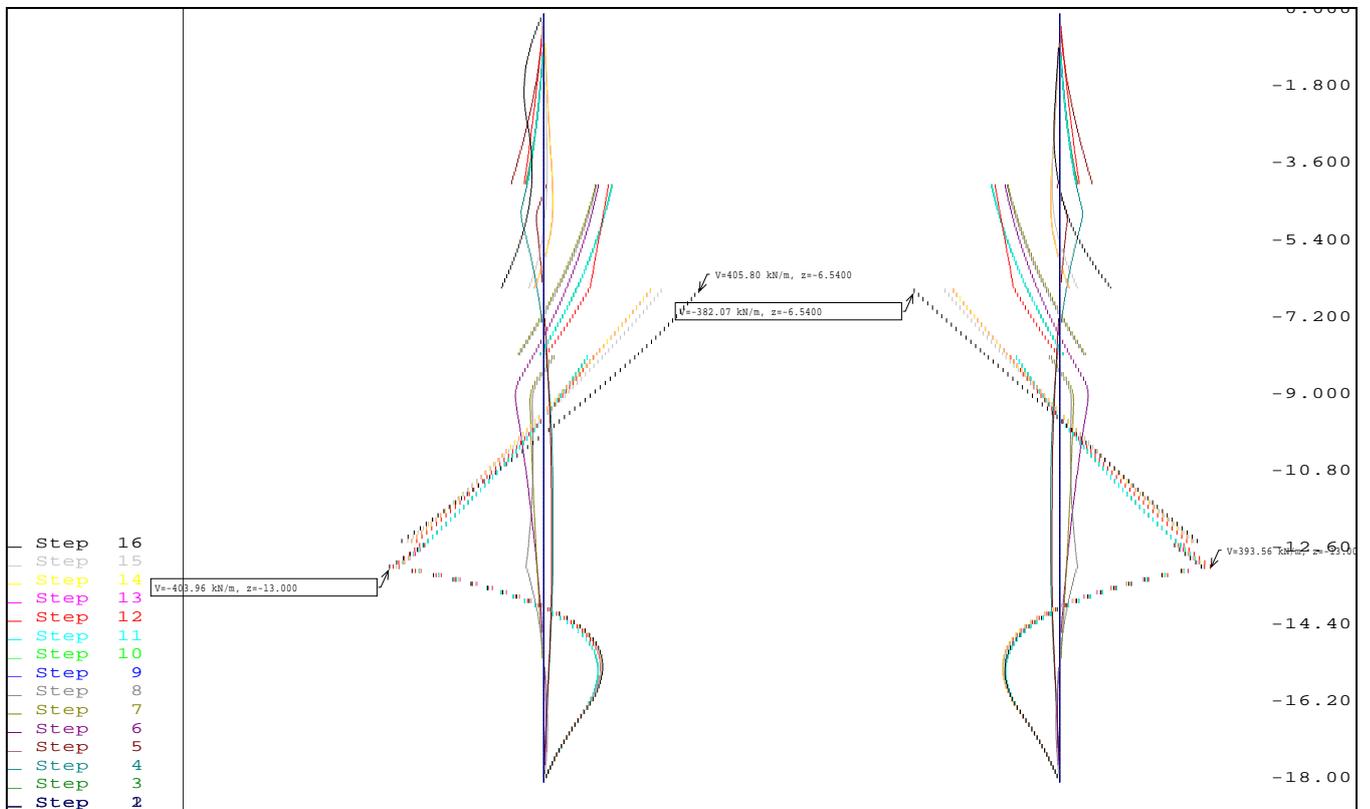


Figura .7.8: Analisi tipo A1 (SLU), Berlinese di pali – Taglio. I valori del taglio andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
 PROGETTO DEFINITIVO

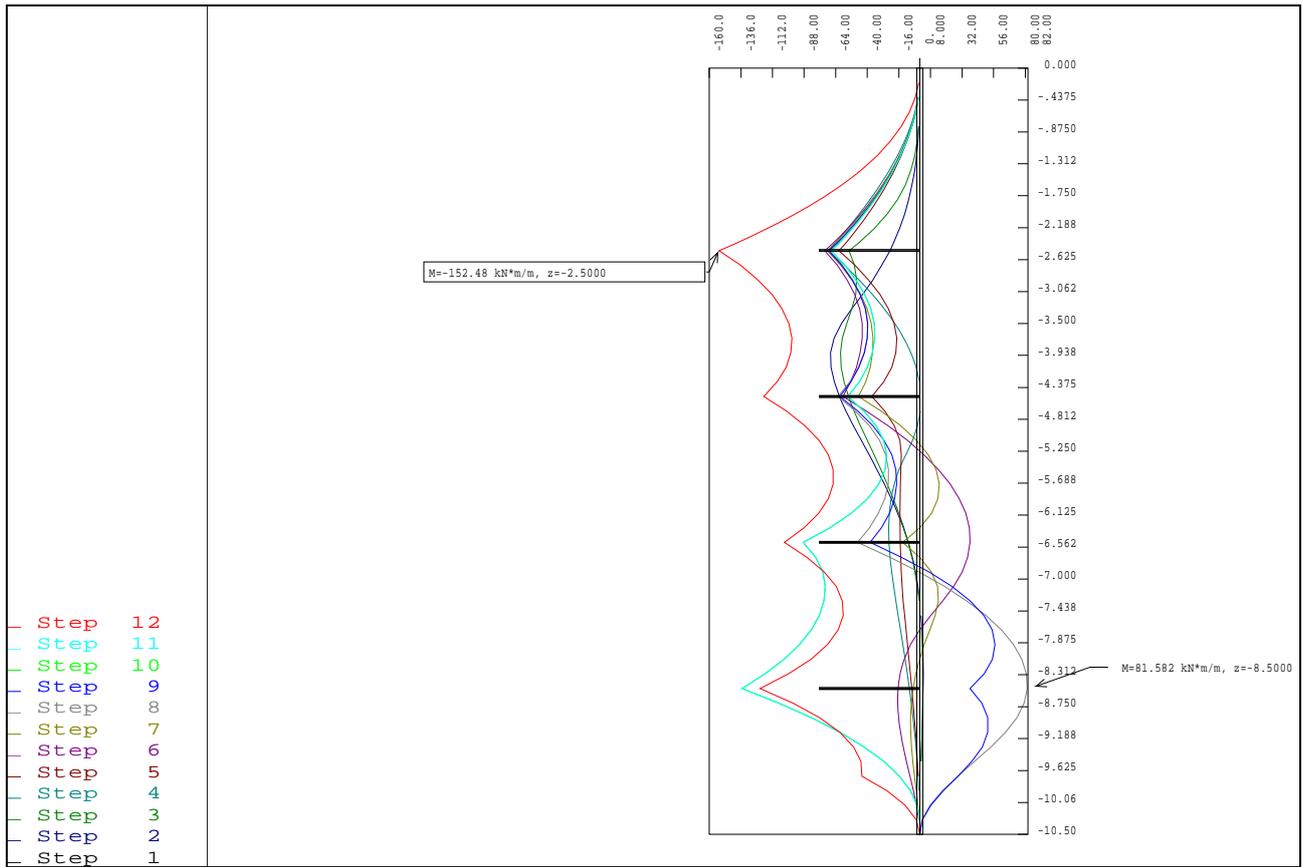


Figura .7.9: Analisi tipo A1 (SLU), Berlinese di micropali - Momento flettente. I valori del momento andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

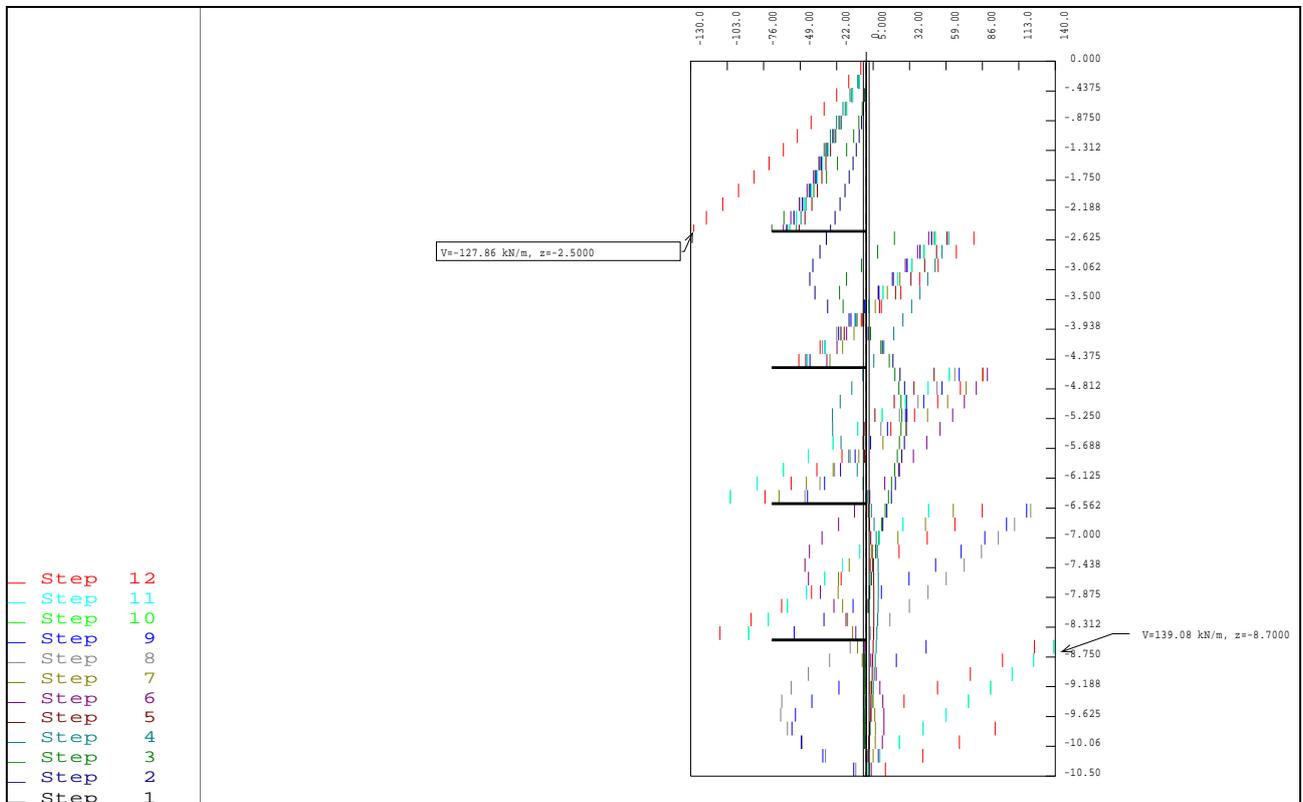


Figura .7.10: Analisi tipo A1 (SLU), Berlinese di micropali – Taglio. I valori del taglio andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

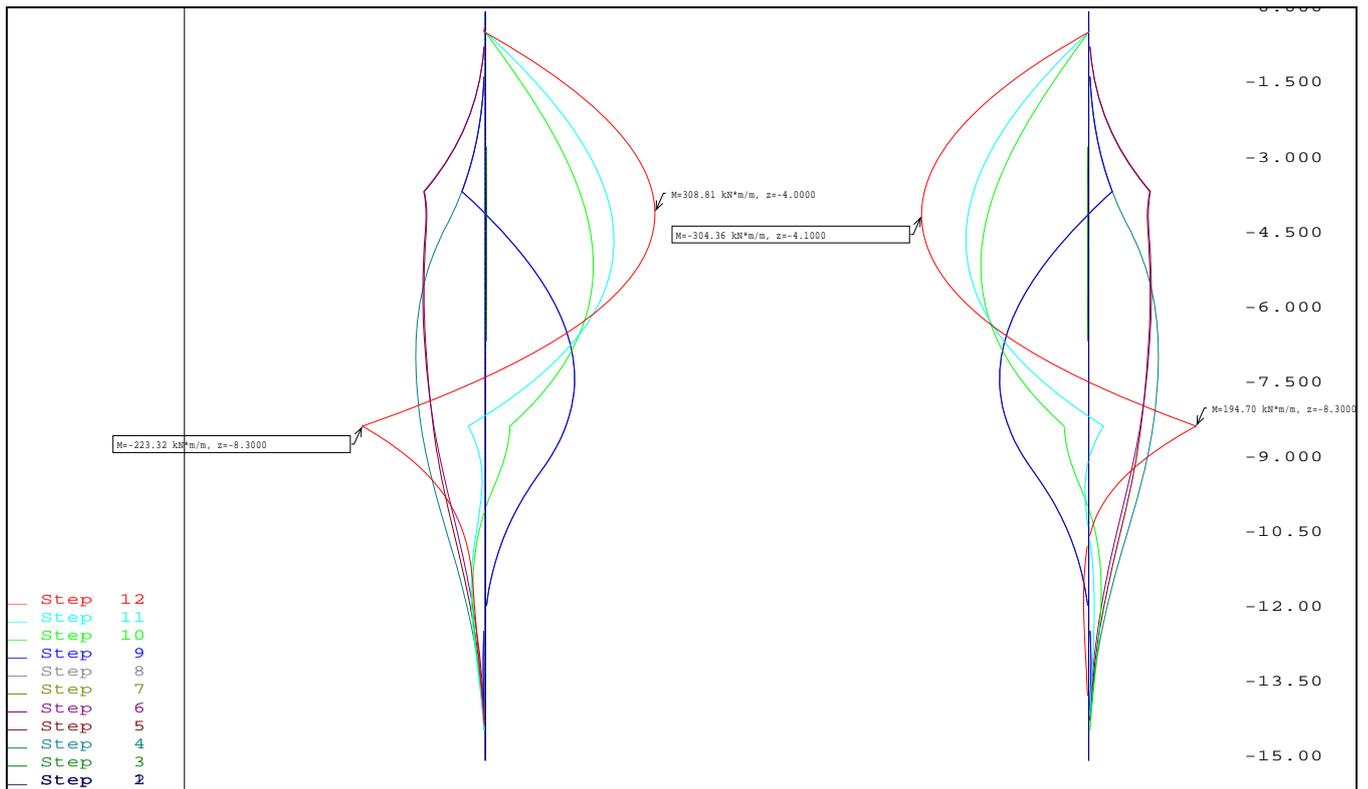


Figura .7.11: Analisi tipo A1 (SLU), Diaframma - Momento flettente. I valori del momento andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

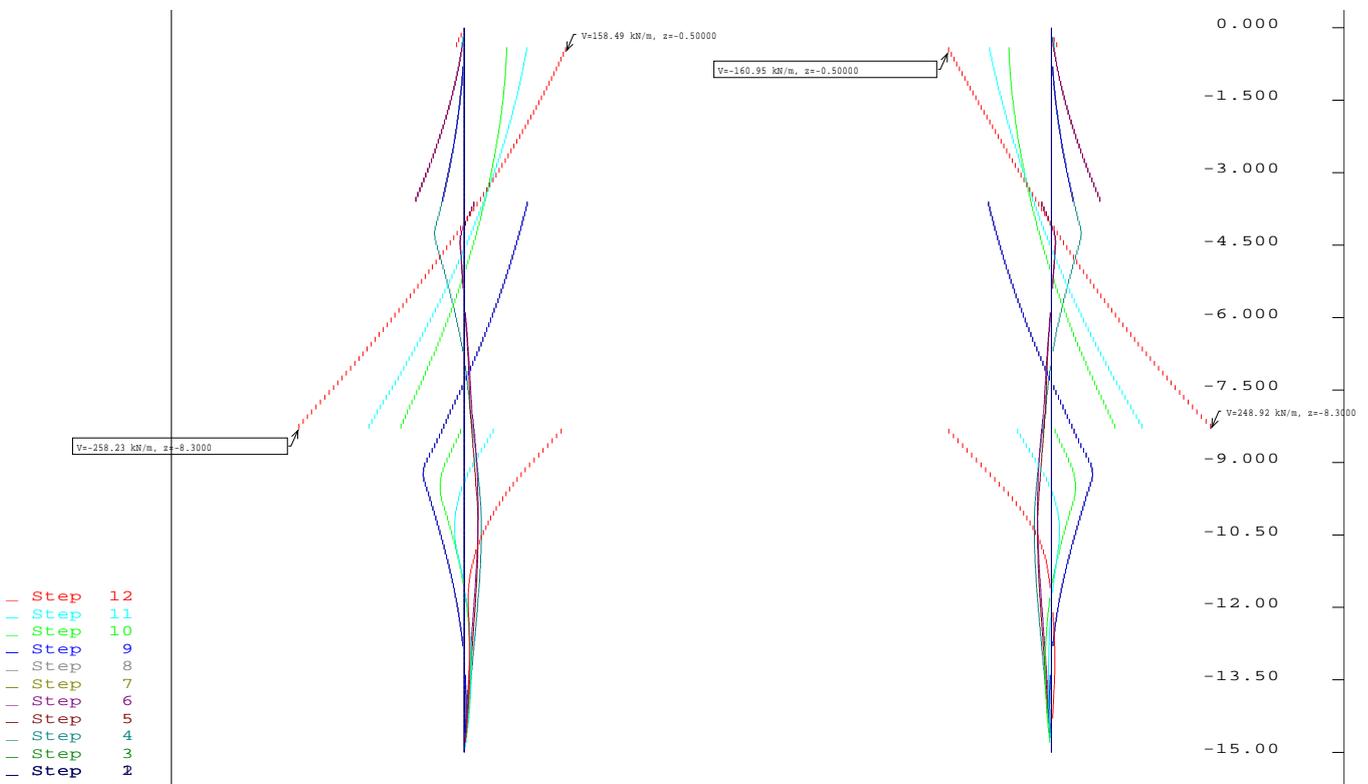


Figura .7.12: Analisi tipo A1 (SLU), Diaframma – Taglio. I valori del taglio andranno moltiplicati per i relativi coeff. parziali ai fini della verifica A1+M1.

Le azioni massime calcolate dal programma, flettenti e di taglio sui singoli elementi, calcolate tenendo conto del coefficiente γ_E , sono riportate nella seguente tabella.

PALANCOLATO (Imbocco)		
	PALANCOLE	
Mmax (kNm/m)	2579.6	
V (kN/m)	0.0	
M (kNm/m)	1827.0	
Vmax (kN/m)	1432.6	
N(kN/m)		
BERLINESE DI PALI (Imbocco)		
	PALI	TIRANTI
Mmax (kNm/m)	634.9	
V (kN/m)	0.00	
M (kNm/m)	262.7	
Vmax (kN/m)	511.6	
Nmax (kN/m) 1 ordine		303.6
Nmax (kN/m) 2 ordine		176.3
BERLINESE DI MICROPALI (Imbocco)		
	MICROPALI	TIRANTI
Mmax (kNm/m)	175.7	
V (kN/m)	180.8	
M (kNm/m)	175.7	
Vmax (kN/m)	180.8	
Nmax (kN/m) 1 ordine		214.5
Nmax (kN/m) 2 ordine		164.2
Nmax (kN/m) 3 ordine		231.5
Nmax (kN/m) 4 ordine		313.6
DIAFRAMMA (Canale di restituzione)		
	ELEMENTI	TIRANTI
Mmax (kNm/m)	306.2	
V (kN/m)	0.0	
M (kNm/m)	203.3	
Vmax (kN/m)	259.0	
Nmax kN/m)		191.8

Tabella. 7.2: Sezione 1 - Analisi tipo A1 (SLU) – Risultati

7.3.4 Analisi tipo A2+M2+R1

Come specificato le analisi tipo A2 è impiegata per le verifiche geotecniche della paratia.

Pertanto nel nostro si è verificato che anche a seguito della parzializzazione delle resistenze del terreno non si registrarono collassi della struttura. In particolare si è verificata la mobilitazione della spinta passiva a valle delle opere di sostegno che è sempre risultata lontana dalla mobilitazione totale del 100%.

Tuttavia si utilizza la combinazione A2+M2 anche per la verifica dei tiranti: infatti è chiaro che nelle verifiche geotecniche la stabilità globale dell'opera di sostegno e del terreno può essere garantita solo se anche i tiranti sono verificati per questa condizione.

Si seguito pertanto si riportano i risultati per i tiranti e per la mobilitazione della spinta passiva del terreno.

PALANCOLE	
Mobilitezione spinta passiva	30%
BERLINESE DI PALI	
Mobilitezione spinta passiva	40%
Nmax (kN/m) 1 ordine	284.9
Nmax (kN/m) 2 ordine	135.0
BERLINESE DI MICROPALI	
Mobilitezione spinta passiva	Le analisi sono state eseguite trascurando l'infissione della berliense nel terreno, affidando quindi ai tiranti tutto la spinta delle terre
Nmax (kN/m) 1 ordine	165.0
Nmax (kN/m) 2 ordine	145.1
Nmax (kN/m) 3 ordine	408.0
Nmax (kN/m) 4 ordine	191.9
DIAFRAMMA	
Mobilitezione spinta passiva	45%
Nmax (kN/m)	191.8

Tabella. 7.3: Sezione 1 - Analisi tipo A2 (SLU) – Risultati

7.4 VERIFICHE DELLA PARATIA

7.4.1 Verifiche strutturali sulle palancole

Con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 8.4.2 e tenendo conto delle caratteristiche della palandola tipo Larssen 430 di seguito riportate, si ottiene:

$$\begin{aligned}W_{pl} &= \text{modulo di resistenza elastico} = 7486 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}; \\f_{yk} &= \text{tensione caratteristica di snervamento} = 430 \times 10^3 \text{ kPa}; \\ \gamma_{M0} &= 1,05; \\A_v &= 129.6 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m};\end{aligned}$$

pertanto

$$V_{pl,Rd} = 3021.2 \text{ kN/m};$$

$$M_{Rd} = 3065.7 \text{ kNm/m}.$$

Considerando le azioni di progetto della tabella 9.5 si verifica che valga:

Flessione massima sulle palancole

$$M_{sd} = M_{max} = 2579.6 \leq M_{Rd} = 3065.7 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = 0 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 3064.3 \text{ kN/m}$$

Taglio massimo sulle palancole

$$M_{sd} = 1827.0 \leq M_{pl,Rd} = 3065.7 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = V_{max} = 1432.6 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 3064.3 \text{ kN/m}$$

7.4.2 Verifiche strutturali sui pali

Verifica a Flessione

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti e tenendo conto delle caratteristiche dei pali di seguito riportate, dei valori di azione sollecitante riportati in tabella, si ottiene:

Sezione circolare $D = 80 \text{ cm}$

Armatura longitudinale: $16 \phi 26$

Copriferro: 50 mm

Momento di calcolo:

$$M_{sd} = 634.9 \text{ KNm/m}$$

Tenendo conto dell'interasse dei pali, pari a 0.9 m il momento Massimo sui pali è pari a:

$$M_{sd} = 571.4 \text{ KNm/m}$$

Momento limite:

$$M_{lim} = 927.09 \text{ KNm}$$

$$F_s = 1.6$$

$$\text{asse neutro } x = 27.0 \text{ cm}$$

7.4.3 Verifiche strutturali sui micropali

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti e tenendo conto delle caratteristiche dei micropali (armatura $168.3/12 \text{ mm}$, acciaio S355), si ottiene:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 293.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3;$$

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 355×10^3 kPa;

γ_{M0} = 1,05;

$A_v = 2 A_{\text{tubo}}/\pi = 37.5 \times 10^{-4}$ m²;

A_{tubo} = sezione del tubo = 58.9×10^{-4} m²;

da cui:

$V_{pl,Rd} = 732.7$ kN;

$M_{pl,Rd} = 99.3$ kNm.

Considerando le azioni di progetto della tabella 9.4 si verifica che valga:

Flessione massima sui pali

$M_{sd} = M_{\text{max}} \cdot i = 175.7 \cdot 0.35 = 61.3 \leq M_{pl,Rd} = 99.3$ kN

$V_{sd} = 180.8 \cdot 0.35 = 63.3$ kN < $V_{pl,Rd} = 732.7$ kN

Taglio massima sui pali

$M_{sd} = 175.7 \cdot 0.35 = 61.3 \leq M_{pl,Rd} = 99.3$ kN

$V_{sd} = V_{\text{max}} \cdot i = 180.8 \cdot 0.35 = 63.3$ kN < $V_{pl,Rd} = 732.7$ kN

Il taglio sollecitante è inferiore alla metà del taglio resistente, pertanto non occorre una verifica a flessione che tenga conto di una sezione ridotta.

7.4.4 Verifiche strutturali sui diaframmi

SLU

Verifica a Flessione

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti e tenendo conto delle caratteristiche dei diaframmi di seguito riportate, dei valori di azione sollecitante riportati in tabella si ottiene:

Sezione Rettangolare $b = 250$ cm $h = 60$ cm

Armatura longitudinale: 24+24 ϕ 24

Copriferro: 70 mm

Momento di calcolo:

$M_{sd} = 306.2$ kNm /m

Momento limite:

$M_{lim} = 1918.4$ kNm = 767.4 kNm/m

$F_s = 2.50$

asse neutro $x = 17.8$ cm

7.4.5 Verifiche geotecniche

7.4.5.1 Verifica della profondità di immersione del palancolato

La lunghezza di immersione delle palancole all'interno del terreno assicura che la mobilitazione della spinta passiva del terreno di valle, nella condizione A2+M2+R1, è pari al 30%, e quindi inferiore al 100% previsto per gli stati limite ultimi.

7.4.5.2 Verifica della profondità di immersione della berlinese di pali

La lunghezza di immersione dei pali all'interno del terreno assicura che la mobilitazione della spinta passiva del terreno di valle, nella condizione A2+M2+R1, è pari al 40%, e quindi inferiore al 100% previsto per gli stati limite ultimi.

7.4.5.3 Verifica della profondità di immersione della berlinese di micropali

Nelle analisi si è trascurata l'infissione dei micropali per la presenza della galleria. Tutta la spinta è stata quindi affidata ai tiranti.

7.4.5.4 Verifica della profondità di immersione dei diaframmi

La lunghezza di immersione dei pali all'interno del terreno assicura che la mobilitazione della spinta passiva del terreno di valle, nella condizione A2+M2+R1, è pari al 44%, e quindi inferiore al 100% previsto per gli stati limite ultimi.

7.5 VERIFICHE DEI TIRANTI

7.5.1 Verifiche a sfilamento del bulbo di ancoraggio

Con riferimento a quanto riportato nelle NTC 2008, si ha:

$$R_{ac}^* = \pi \cdot D_b \cdot \alpha \cdot q_a = 151.7 \text{ kN/m};$$

dove:

R_{ac}^* = resistenza allo sfilamento per metro lineare di bulbo

D_b = diametro medio della fondazione: $D_b = \alpha D_p$;

D_p = diametro di perforazione, pari a 14 cm;

α = coefficiente pari a 1.5 (iniezioni in pressione e ripetute);

L_b = lunghezza del bulbo di ancoraggio;

q_a = aderenza limite bulbo-terreno pari a 230 kPa;

Assumendo ζ_{a3} pari a 1.6 (tabella 6.6.III NTC, per profili d'indagine =5), si ha:

$$R_{ak}^* = R_{ac}^* / 1.6 = 94.8 \text{ kN/m};$$

la resistenza di calcolo per metro lineare di bulbo (tiranti provvisori, $\gamma_R = 1.1$, tiranti permanenti $\gamma_R = 1.2$) vale pertanto:

$$R_{ad}^* = R_{ak}^* / 1.1 = 86.2 \text{ kN/m tiranti provvisori};$$

$$R_{ad}^* = R_{ak}^* / 1.2 = 79.0 \text{ kN/m tiranti permanenti (berlinesi di micropali)};$$

7.5.2 Verifiche a trazione dei trefoli

Per questa verifica strutturale, si fa riferimento alla formula:

$$f_{yd} = \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s}$$

dove:

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio;

$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica all'1% di deformazione totale;

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15.

In tabella si riportano i risultati della analisi, dove si rileva che le verifiche risultano soddisfatte.

	Tiro massimo	N° trefoli	Carico resistente sull'acciaio	Lunghezza bulbo di fondazione	Carico resistente nel terreno
DIAFRAMMI					
N(kN) 1 ordine	479.5	3	605.56	6.5	560.3
BERLINESI DI PALI					
N(kN) 1 ordine	819.6	5	1 009.26	10.0	862.0
N(kN) 2 ordine	476.1	4	807.41	7.0	603.4
BERLINESE DI MICROPALI					
N(kN) 1 ordine	450.5	5	1 009.26	6.5	513.5
N(kN) 2 ordine	344.8	6	1 211.11	6.0	474.0
N(kN) 3 ordine	856.8	6	1 211.11	12.0	948.0
N(kN) 4 ordine	658.6	6	1 211.11	9.5	750.5

Tabella. 7.4: Risultati strutturali e geotecnici per i tiranti

7.5.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Si è richiesto che la lunghezza libera dei tiranti dovesse essere esterna al cuneo di spinta attivo, cautelativamente delimitato da una superficie che parte alla base dell'opera di sostegno con un'inclinazione di $45+\phi/2$, con ϕ pari all'angolo di attrito del materiale. Questa risulta essere la condizione più cautelativa poiché considera il cuneo attivo di maggiori dimensioni, mentre è in generale possibile che, trovandosi il centro di istantanea rotazione al di sopra del piede dell'opera, la superficie di rottura si trovi effettivamente a minore distanza dalla paratia.

Per la berlinese di micropali la lunghezza dei tiranti è stata verificata anche sulla base dei risultati delle analisi di stabilità generale del pendio, con riferimento alle superfici più prossime al piede della paratia (i risultati sono riportati nella relazione geotecnica). Tale verifica è risultata essere quella più severa e quindi quella dimensionante. Si è considerata, delle tre casistiche di analisi effettuate, la superficie critica più lontana dalla berlinese (che rileva $F_s=1.205$).

Alle lunghezze così calcolate si è aggiunto comunque un ulteriore franco di lunghezza minima pari a 1.0-1.5m.

	Quota tirante dalla testa	Inclinazione tirante	Lunghezza minima richiesta	Lunghezza libera di progetto (m)
DIAFRAMMI				
Tirante 1 ordine	-3.5	20°	5.3	7.5
BERLINESI DI PALI ϕ 800				
Tirante 1 ordine	-3.6	20°	6.2	8.0
Tirante 2 ordine	-8.0	20°	4.3	6.5
BERLINESE DI MICROPALI				
Tirante 1 ordine	-2.8	0°	21.2	22.5
Tirante 2 ordine	-4.8	0°	18.2	19.5
Tirante 3 ordine	-6.8	0°	15.5	17
Tirante 4 ordine	-8.8	0°	12.3	13.5

Tabella. 7.5: Verifica lunghezza dei tiranti

7.6 ANALISI SLE

In tabella si riportano gli spostamenti calcolati in testa dell'opera.

PALANCOLE	
SLE	12.8 cm
BERLINESE DI PALI	
SLE	3.1 cm
BERLINESE DI MICROPALI	
SLE	7.0 cm
DIAFRAMMA	
SLE	1.6 cm

Tabella. 7.6: Stima degli spostamenti massimi in testa palo

Occorre dire che non sono previste interferenze con abitazioni o altre strutture rigide e che pertanto gli spostamenti calcolati risultano accettabili. I tabulati sono riportati in allegato.

8 TAPPO DI FONDO

Nella zona dell'imbocco si è proceduto al dimensionamento di un tappo di fondo in *jet grouting* in grado di controbilanciare le sottospinte idrauliche durante le fasi di realizzazione della soglia e del relativo manufatto in c.a. di imbocco alla galleria naturale.

È stata effettuata la verifica nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento. (paragrafo 6.2.32 delle NTC).

La differenza di carico idraulico tra la quota lago in corrispondenza della piena 20-ennale e la base del tappo di fondo richiede, in condizioni provvisorie (ovvero senza considerare il peso degli elementi in c.a.), uno spessore variabile da 17 a 14m.

Considerato che il terreno confinato tra due strati di *jet grouting* non risulterebbe immerso in acqua andando quindi, con il proprio peso, a controbilanciare le sottospinte, si è deciso di prevedere le seguenti geometrie:

- geometria n. 1

5 m	jet grouting
7 m	terreno in situ
5 m	jet grouting

- geometria n. 2

4 m	jet grouting
6 m	terreno in situ
4 m	jet grouting

Il calcolo è stato effettuato considerando il peso di volume del *jet grouting* di 20 kN/m³ ed il peso di volume del terreno di 19 kN/m³. Per quanto riguarda il diametro reso delle colonne consolidate sono state analizzate le curve granulometriche dei sondaggi S1 ed S2 (effettuato a bordo lago). Sulla base di tali prove si prevede la realizzazione di colonne $\phi=1200\text{mm}$.

- geometria n. 1

Quota lago in condizioni provvisorie 368,04 m s.l.m.

Quota intradosso fondazione in c.a. 357,52 m s.l.m.

	γ kN/m ³	S_{prov} m	spessore in condizioni provvisorie	pesi in condizioni provvisorie W kN/m ²
Acqua	9,81		27,52	-269,971
Terreno	19,00		7,00	133,000
Jet grouting	20,00		10,00	200,000
			rapporto di sollevamento	1,23

- geometria n. 2

Quota lago in condizioni provvisorie 368,04 m s.l.m.

Quota intradosso fondazione in c.a. 358,60 m s.l.m.

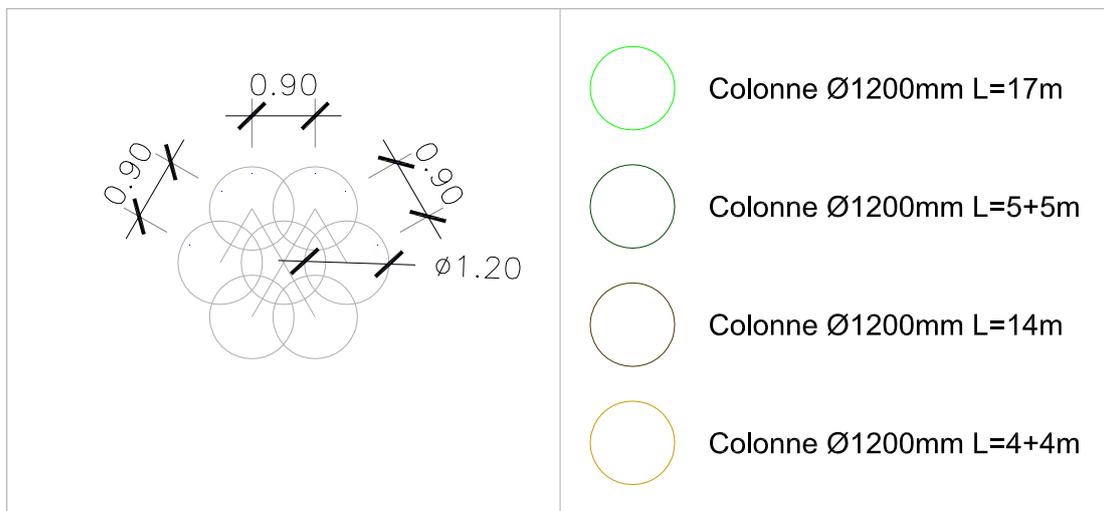
	γ kN/m ³	spessore in condizioni provvisorie S_{prov} m	pesi in condizioni provvisorie W kN/m ²
Acqua	9,81	23,44	-229,946
Terreno	19,00	6,00	114,000
Jet grouting	20,00	8,00	160,000
		rapporto di sollevamento	1,19

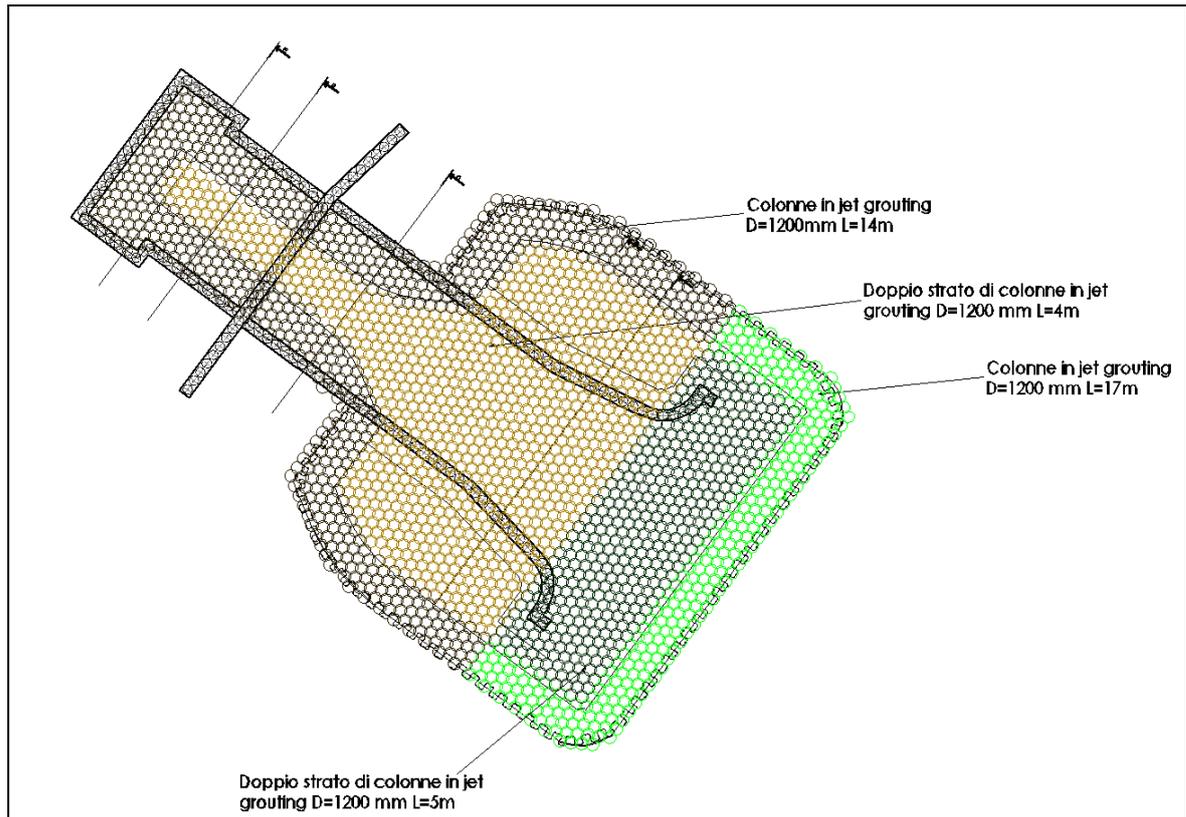
Le suddette geometrie consentono di avere un rapporto tra peso del tappo di fondo e sottospinta dell'acqua superiore a 1.1 risultando pertanto soddisfatta la verifica al sollevamento.

La verifica effettuata riguarda le condizioni più gravose di carico idraulico, infatti una volta realizzate le strutture il sovraccarico aumenta di conseguenza, soddisfacendo ulteriormente la suddetta verifica.

Con riferimento alle condizioni di esercizio, la rimozione delle palancole riduce la sottospinta idraulica. Pertanto la verifica al sollevamento è soddisfatta anche nelle condizioni di esercizio.

Lo schema utilizzato per il tappo di fondo è il seguente:





9 RILEVATO IN TERRA RINFORZATA

9.1 VERIFICHE

Le verifiche sono state effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (di seguito NTC '08) approvate con D.M. il 14/01/2008 e nella bozza in via di approvazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica della sicurezza dell'opera sarà condotta agli stati limite ultimi (SLU). La verifica agli stati limiti di esercizio, considerata la natura dell'opera, la sua flessibilità e deformabilità, non risulta essere critica, in quanto l'opera può sopportare deformazioni che non ne pregiudicano la funzionalità e l'esercizio. Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto si potrebbero manifestare solo per collasso della struttura, e quindi a seguito di condizioni di carico e di sollecitazione ricoperte nelle verifiche allo SLU, più severo.

Sulla base delle NTC '08 le terre rinforzate vengono classificate come muri di sostegno (par. 6.5 delle NTC '08: " Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile: ... - omissis - ... strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio ... - omissis - ... terra rinforzata, muri cellulari)."

Seguendo tale classificazione sono state effettuate tre tipi di verifiche agli stati limite ultimo:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La sezione tipo del manufatto in terra rinforzata ha altezza massima pari a 9.40m, suddivisa in due balze distinte. L'inclinazione del paramento di facciata è pari a 65°.

Altezza balza inferiore	5.40 m
Altezza balza superiore	4.00 m
Larghezza berma intermedia	4.00 m
Inclinazione facciata	65 °

Per ottemperare a quanto richiesto dalla normativa vigente, tutte le analisi di stabilità sopra citate sono state realizzate utilizzando due programmi di calcolo (ReSlope e ReSSA), specificamente creati per il dimensionamento di pendii ripidi in terra rinforzata.

ReSlope è stato utilizzato per le verifiche di tipo strutturale (STR), ReSSA per le verifiche di tipo geotecnico (GEO). Quest'ultimo consente tuttavia anche di effettuare delle verifiche di stabilità interna della struttura, quindi un'ulteriore verifica di tipo strutturale.

Le rimanenti verifiche (carico limite) sono state effettuate mediante fogli elettronici di calcolo che utilizzano il coefficiente di spinta attiva derivante dalla trattazione di Mononobe Okabe.

9.2 RISULTATI

Traslazione sul piano di imposta

Approccio 1:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M2+R2)

La verifica allo scorrimento sul piano d'imposta va condotta con riferimento alla resistenza a taglio del terreno di fondazione, fattorizzato secondo i coefficienti di Tabella 6.

Programma di calcolo	sezione	Combinazione	FS richiesto	FS
ReSSA	H=9.40m	A1+M1+R1	1.00	1.42
		A2+M2+R2	1.00	1.16

Capacità portante

Approccio 1:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M2+R2)

La verifica di rottura del complesso terreno-fondazione (capacità portante), è stata condotta con riferimento alla resistenza a taglio del terreno di fondazione, fattorizzando i materiali secondo i coefficienti di Tabella 6.2.II, NTC'08 e la resistenza secondo la Tabella 6.5.I, NTC'08.

Programma di calcolo	Sezione	Combinazione	FS richiesto	FS
Excel	H=9.40m	A1+M1+R1	1.00	6.41
		A2+M2+R2	1.00	2.54

Stabilità globale

Approccio 1:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M2+R2)

Per la verifica di stabilità globale è stato adottato l'Approccio 1, fattorizzando l'esito della verifica col coefficiente parziale sulla resistenza indicato in Tabella 6.8.I (NTC '08). Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Programma di calcolo	sezione	Combinazione	FS richiesto	FS
ReSSA	H=9.40m	A1+M1+R1	1.10	1.37
		A2+M2+R2	1.10	1.11

SLU di tipo strutturale (STR)

Approccio 1:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M2+R2)

Sfilamento del singolo rinforzo dal terreno

Si riportano di seguito i risultati ottenuti delle verifiche.

Programma di calcolo	sezione	Combinazione	FS richiesto	FS
ReSlope	H=9.40m	A1+M1+R1	1.00	>1.00
		A2+M2+R2	1.00	>1.00

Resistenza di design dell'elemento di rinforzo

Si riportano di seguito i risultati ottenuti delle verifiche.

Programma di calcolo	sezione	Combinazione	FS richiesto	FS
ReSlope	H=9.40m	A1+M1+R1	1.00	>1.00
		A2+M2+R2	1.00	>1.00

RIASSUNTO DEI RISULTATI

Il dimensionamento del pendio in terra rinforzata prevede l'utilizzo di geogriglie estruse di tipo mono-orientato in HDPE di resistenza a trazione di picco non inferiore a 60 kN/m e 45 kN/m, quali rinforzo di terreni.

Vengono di seguito riportati i risultati del dimensionamento.

Balza	Altezza massima di progetto [m]	Inclinazione facciata [°]	L _{ancoraggio} [m]	L _{risvolto} [m]	Spaziatura [m]	n° strati	Resistenza minima a trazione [kN/m]
Inferiore	5.40	65	5.00	1.00	0.60	5	60
			5.40			4	45
Superiore	4.00	65	3.00	1.00	1.00	7	45