

S.S. 260 "PICENTE"
LAVORI DI ADEGUAMENTO PLANO ALTIMETRICO DELLA SEDE STRADALE

Lotto "3" – da San Pelino a Marana di Montereale (Aq)
Convenzione di Cofinanziamento ANAS – Regione Abruzzo – Provincia di L'Aquila in data 28/11/05 Rep. n°25597

CUP: F11B07000480001 – CIG: 665875741B

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



Sede di Firenze
Viale G. Amendola n.6 int.3
50121 Firenze – 0552001660
www.politecnica.it

Direttore della Progettazione
Responsabile Opere stradali ed idrauliche

Ing. Marcello Mancone
Ord. ing. di Firenze
n.5723

Responsabile Opere Strutturali
Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione

Ing. Tommaso Conti
Ord. ing. di Pistoia
n.1149/A

Responsabile Geologia

Dott. Pietro Accolti Gil
Ord. geol. della Toscana
n.728

Direttore Tecnico
Responsabile Opere Impiantistiche

Ing. Francesco Frassinetti
Ord. ing. Bologna
n.5897/A

Responsabile Ambientale

Arch. Maria Cristina Fregni
Ord. arch. di Modena
n.611

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. *FRANCESCO RUOCCO*

IMPRESA ESECUTRICE :

Responsabile di Commessa
Geom. Giacomo Giona
Direttore Tecnico
Ing. Mauro Martini



09 – OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
09.2 – ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI
OPERE PROVVISORIALI – RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	09.68_P00_TM32_STR_RE01_A	09.68	
L0718B	E	1801	CODICE ELAB. P00TM32STRRE01	A	-
A	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	CODING	T. CONTI	M.MANCONE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

INDICE.....	1
1. GENERALITÀ	2
1.1. Scopo del documento.....	2
1.2. Normativa di riferimento	2
1.3. Geometria dell'opera	2
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	3
3. COMBINAZIONI.....	4
4. ANALISI DEI CARICHI.....	5
4.1. Spinta delle terre	5
1.1. Sovraccarico accidentale	7
2. MODELLAZIONE E VERIFICHE	8
2.1. Sollecitazioni e verifiche Tipo 1	9
2.2. Sollecitazioni e verifiche Tipo 2	10

1. GENERALITÀ

1.1. Scopo del documento

Nell'ambito della progettazione esecutiva relativa ai lavori di adeguamento piano altimetrico della S.S.260 "Picente" nel tratto della provincia di L'Aquila compreso tra l'innesto della S.S. 80 ed il confine regionale, 3° lotto, da San Pelino a Marana di Montereale, il presente documento esibisce i calcoli relativi alle opere provvisorie composte da paratie di micropali.

1.2. Normativa di riferimento

L'analisi dell'opera e le verifiche di stabilità globale sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008. -Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 -Suppl. Ordinario n.30) [NTC08]
- CSLLPP -Circolare 2 febbraio 2009, n.617. – Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27) [CENTC08]
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

1.3. Geometria dell'opera

Nel progetto sono presenti due tipologie di paratie di micropali:

- Tipo1: tubolare f168.3 spessore 10 mm passo 0.4 m e lunghezza 12 m
- Tipo1: tubolare f168.3 spessore 10 mm passo 0.4 m e lunghezza 15 m su due file posti a quinconce

Nelle immagini si mostra la geometria dell'opera.

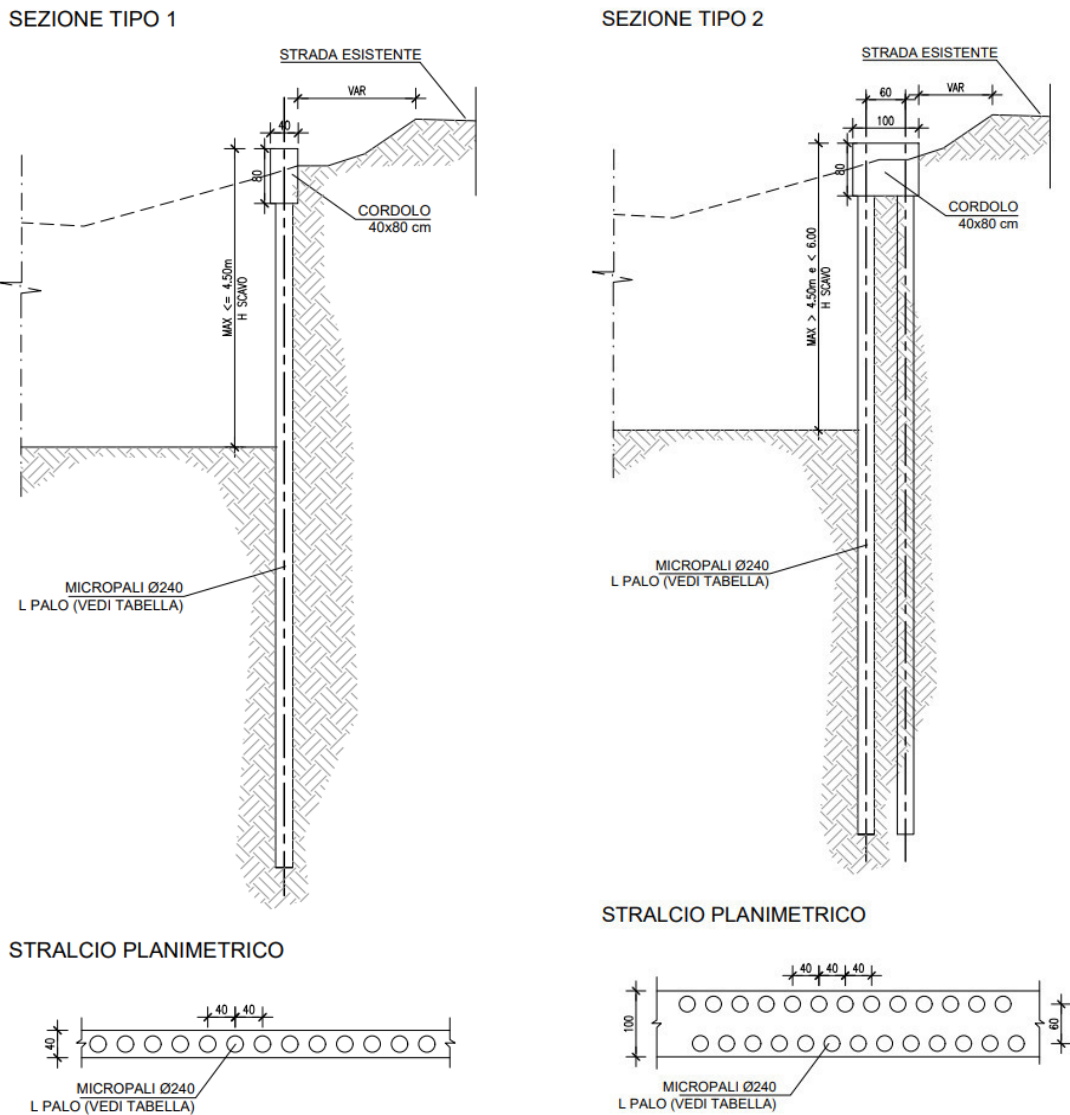


Figura 1: Geometria

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

A seguire i parametri geotecnici considerati per il calcolo delle opere provvisionali:

Parametro	Simbolo	Unità	R
Peso unità di volume	γ	kN/m ³	20
Angolo di attrito drenato	φ	°	35
Coazione drenata	c'	kPa	10
Modulo di Young (in fase di compressione vergine)	E_{vc}	Mpa	60
Modulo di Young (in fase di scarico-ricarico)	E_{ur}	MPa	180

La falda non risulta interferente con le strutture oggetto della presente relazione.

3. COMBINAZIONI

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo sono state effettuate considerando le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2008 e riportate nelle tabelle seguenti.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I NTC2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione 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	1,0	1,0

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2008)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab.6.5.1 NTC2008)

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e in particolare dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi è stata condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), in cui i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali M2 e le azioni sono amplificate tramite i coefficienti parziali A2.

Nelle verifiche strutturali delle paratie (STR) si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. Le analisi sono condotte in accordo con la Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui i parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e le azioni sono amplificate mediante i coefficienti parziali A1.

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. Spinta delle terre

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE v.6.1 impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Caquot – Kereisel.

Formulazione di Coulomb per k_a

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

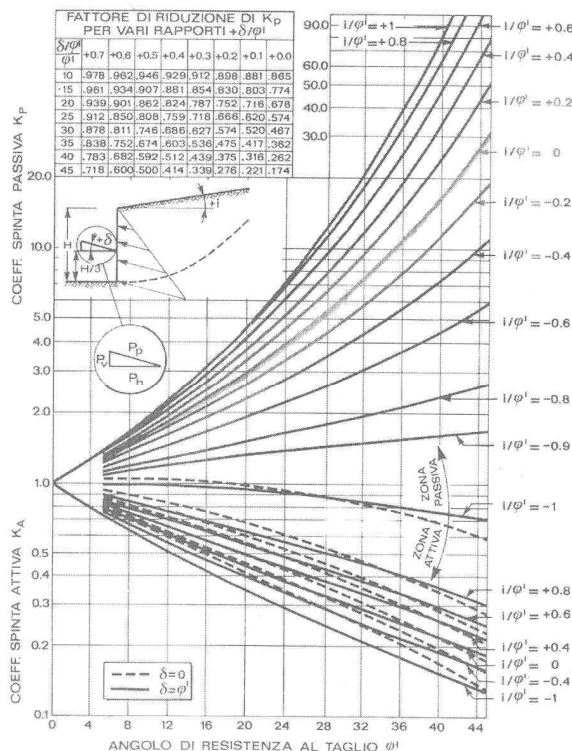


Figura 2: Formulazione di Caquot – Kereisel per K_p che considera superfici di rottura curvilinee

1.1. Sovraccarico accidentale

Per il carico accidentale si è considerato, in favore di sicurezza, sempre un carico a monte della paratia pari a 20 kPa, corrispondente al traffico stradale. Tale carico viene trasformato dal programma Paratie Plus in sforzi orizzontali secondo la seguente formulazione.

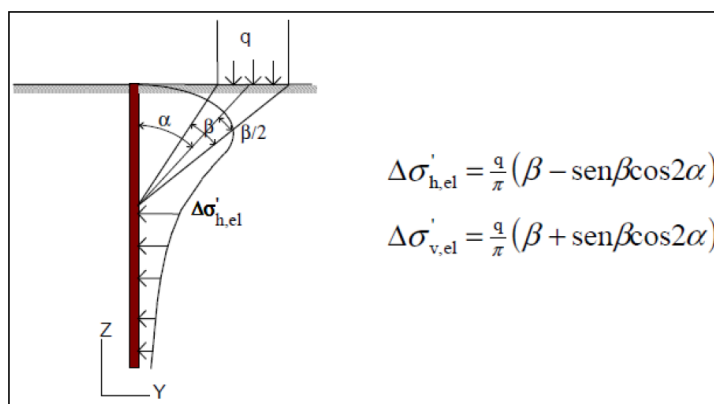


Figura 3: Modellazione del carico nastriforme

2. MODELLAZIONE E VERIFICHE

I calcoli sono stati eseguiti attraverso il programma di calcolo ad elementi finiti Paratie Plus.

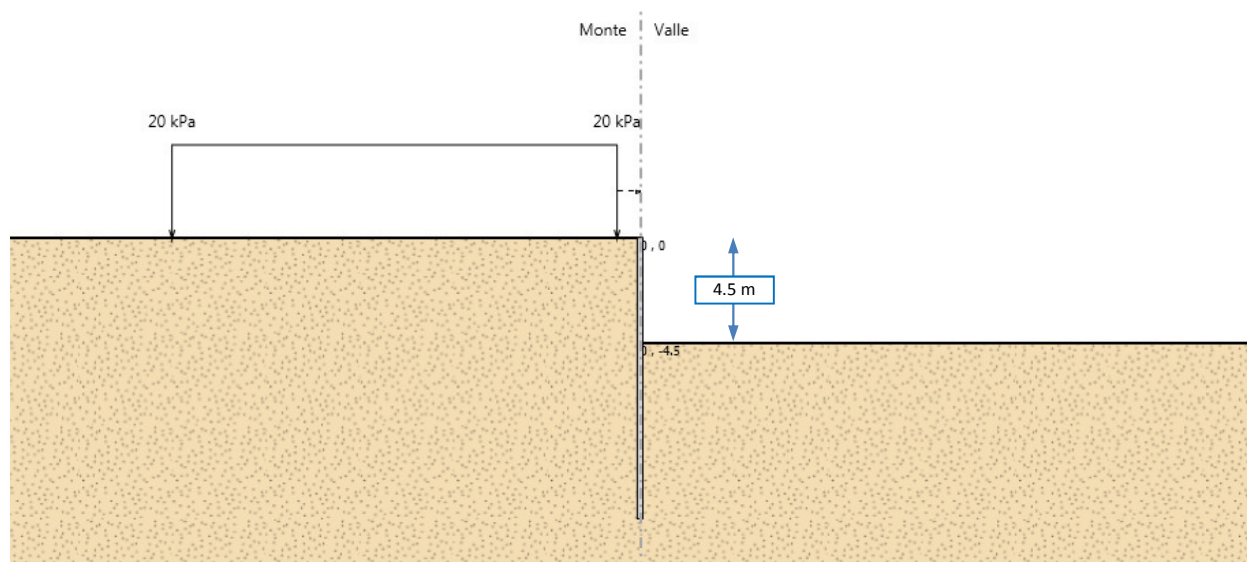


Figura 4: Modello paratia tipo 1

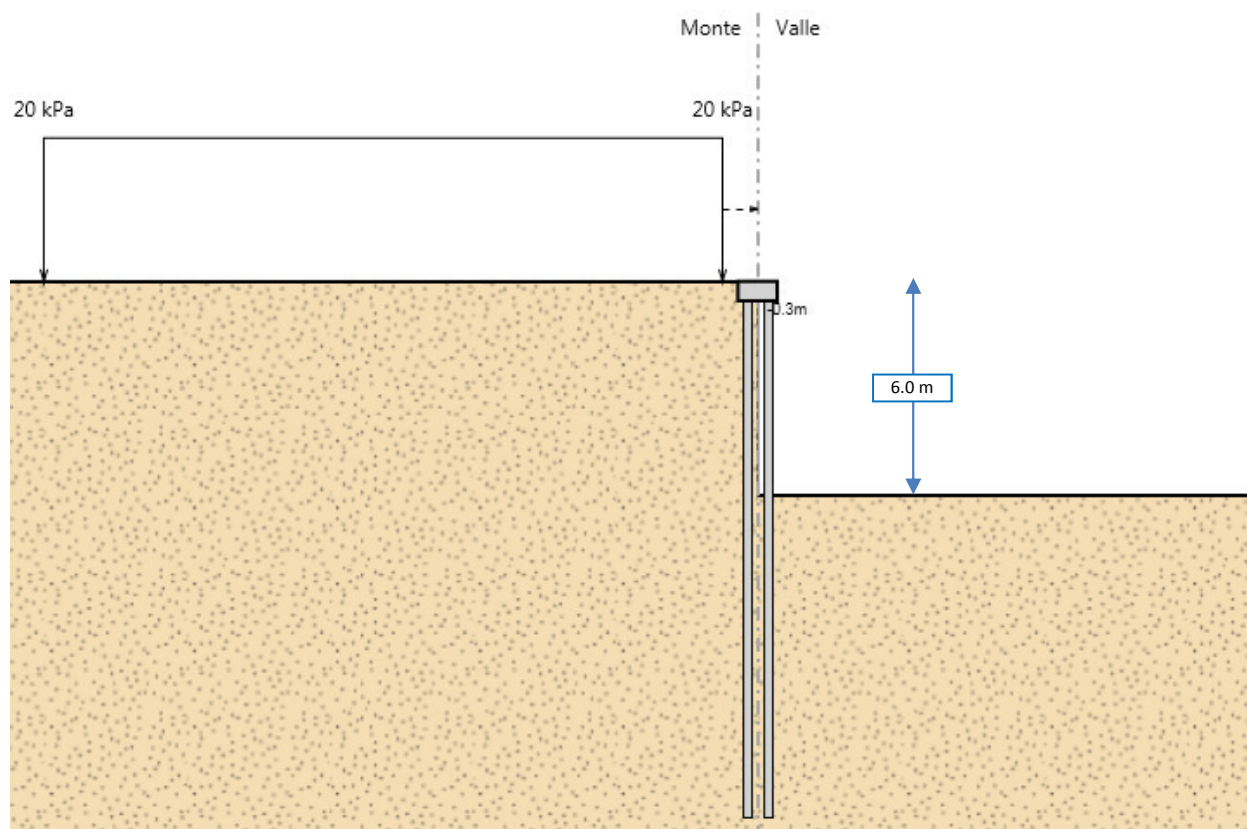


Figura 5: Modello paratia tipo 2

2.1. Sollecitazioni e verifiche Tipo 1

A seguire momento e taglio massimi.

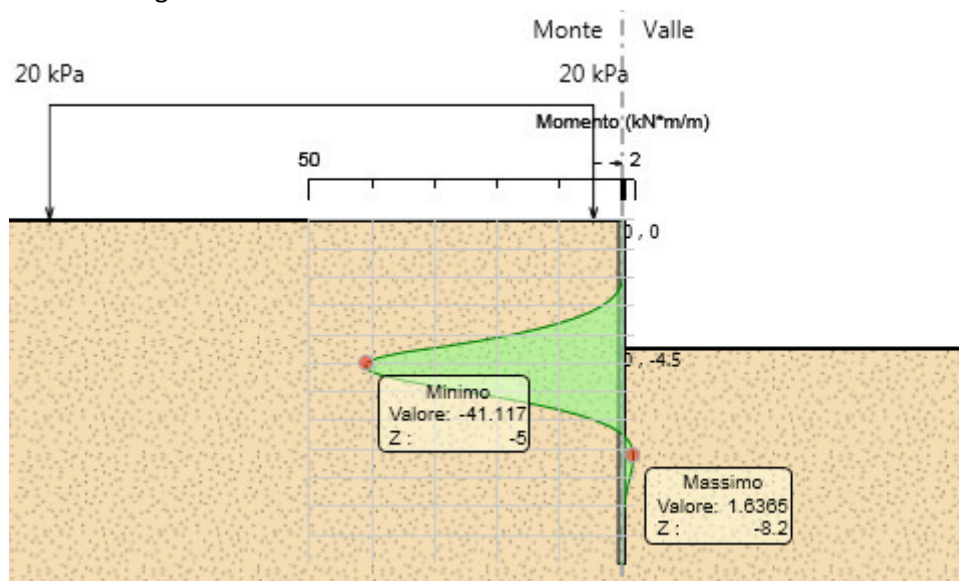


Figura 6: Momento flettente SLU

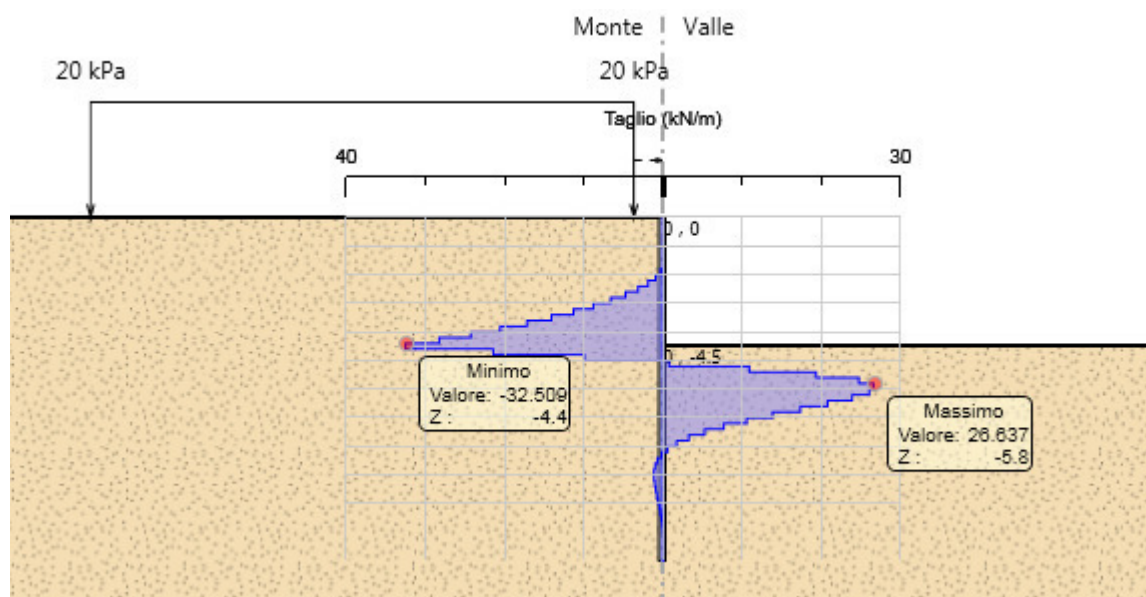


Figura 7: Momento taglio SLU

A seguire le verifiche geotecniche.

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.12	D.A. A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.23	D.A. A2+M2+R1 (Stage 2)

A seguire le verifiche strutturali del tubolare in acciaio:

Relazione di calcolo

Massimo momento agente	M_{max}	42 kN*m/m	
Diametro foro	D_f	0.24 m	
Diametro tubolare	D_m	168.3 mm	
Spessore tubolare	t	10 mm	
Interasse micropali	i	0.4 m	
Momento riferito al singolo micropalo	M_m	16.8 kN*m	
Modulo di resistenza micropalo	W	185857 mm ³	
Tensione massima acciaio	σ_{max}	90 N/mm ²	
Massimo taglio agente a metro	$V_{ed/m}$	33 kN/m	
Taglio riferito al singolo micropalo	V_{ed}	13.2 kN	
Area sezione acciaio	A	4973 mm ²	
Area resistente a taglio $A_V=2*A/\pi$	A_V	3166 mm ²	
Fyk		275 N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza	γ_{m0}	1.05	
Tensione di taglio	τ	4 N/mm ²	
Tensione di verifica secondo DM-2008 4.2.4.1.2	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	91 N/mm ²	$< f_{yk}/\gamma_{m0} \quad 262 \text{ N/mm}^2$

2.2. Sollecitazioni e verifiche Tipo 2

A seguire momento e taglio massimi.

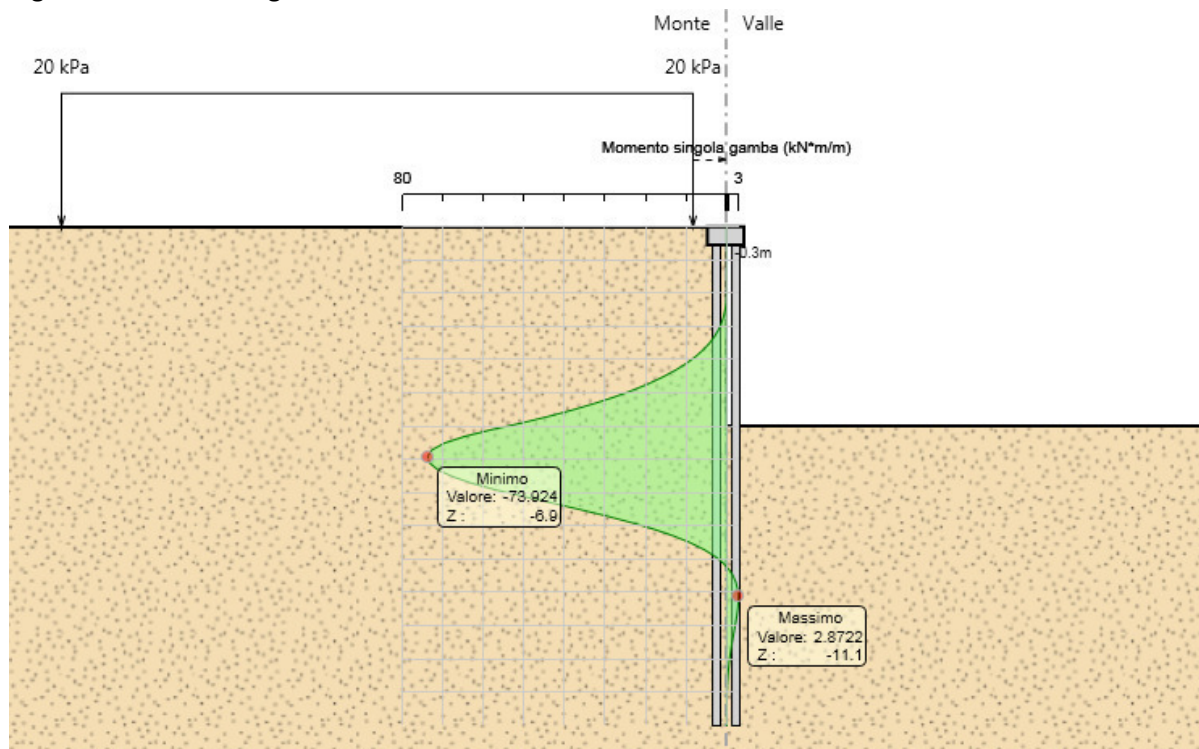


Figura 8: Momento flettente SLU

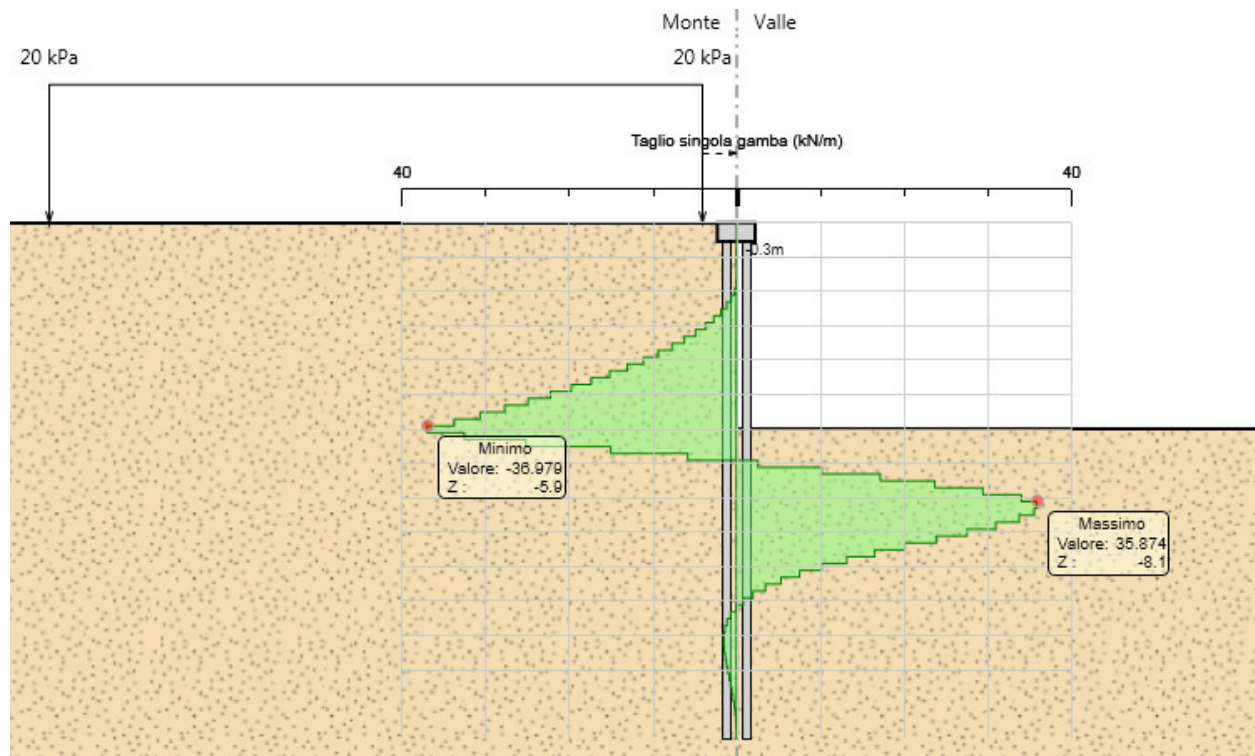


Figura 9: Momento taglio SLU

A seguire le verifiche geotecniche.

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.12	D.A. A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.25	D.A. A2+M2+R1 (Stage 2)

A seguire le verifiche strutturali del tubolare in acciaio:

Relazione di calcolo

Massimo momento agente	M_{max}	74 kN*m/m	
Diametro foro	D_f	0.24 m	
Diametro tubolare	D_m	168.3 mm	
Spessore tubolare	t	10 mm	
Interasse micropali	i	0.4 m	
Momento riferito al singolo micropalo	M_m	29.6 kN*m	
Modulo di resistenza micropalo	W	185857 mm ³	
Tensione massima acciaio	σ_{max}	159 N/mm ²	
Massimo taglio agente a metro	$V_{ed/m}$	37 kN/m	
Taglio riferito al singolo micropalo	V_{ed}	14.8 kN	
Area sezione acciaio	A	4973 mm ²	
Area resistente a taglio $A_V=2*A/\pi$	A_V	3166 mm ²	
F_{yk}		275 N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza	γ_{m0}	1.05	
Tensione di taglio	τ	5 N/mm ²	
Tensione di verifica secondo DM-2008 4.2.4.1.2	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	159 N/mm ²	< f_{yk}/γ_{m0} 262 N/mm ²