



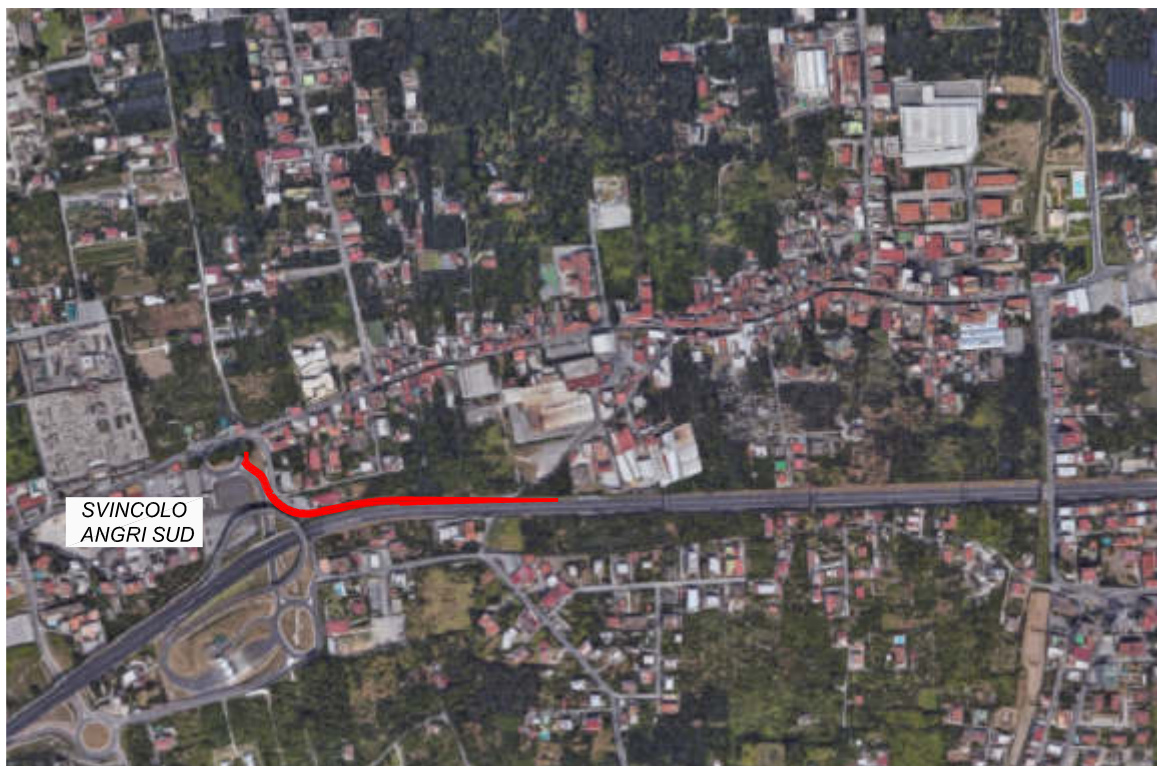
REGIONE CAMPANIA

COMUNE DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO



PROVINCIA DI SALERNO

*INTERVENTO INFRASTRUTTURALE INTEGRATO DEL SISTEMA DELLA VIABILITA'
DEL TERRITORIO DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO E DELL'AGRO NOCERINO
CONNESSO ALLA REALIZZAZIONE DELLA RAMPA DI USCITA ANGRI SUD
SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3*



PROGETTO ESECUTIVO

0	Maggio 2018	Emissione			
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Verificato	Approvato

Progetto Ufficio Tecnico Comunale:

Ing. Carmine Stanzone
Geom. Diodato Abbagnara
Geom. Giovanni Lentisco
Geom. Aniello Tortora

Supporto al Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Antonio Pauciulo

Geologia:

Dott. Ignazio Vitiello

Archeologia:

Dott.ssa Serenella Scala

Il Responsabile Unico del Procedimento:

Arch. Vito D'Ambrosio

Cavallaro & Mortoro srl
Verifica Progetto Esecutivo
RAMPA DI USCITA ANGRI SUD A3
cod. 2018V12 data 25.05.2018

RAMPA DI USCITA ANGRI SUD SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3

ELABORATO

PE_ED_01

RELAZIONE GENERALE

Sommario

1.	– PREMESSA	1
2.	– STATO ATTUALE	3
3.	– DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	6
4.	– OPERE STRADALI (SVINCOLO DI ANGRI DIREZIONE NORD)	7
4.1.	– Rampa di svincolo	7
4.1.1.	– Andamento piano - altimetrico	7
4.1.2.	– Curve a raggio variabile	8
4.1.3.	– Calcolo distanze di visibilità	11
4.1.4.	– Sezioni trasversali.....	13
4.2.	– Affiancamento alla sede autostradale	15
4.3.	– Drenaggio delle acque.....	16
4.3.1.	– Drenaggio delle acque di piattaforma autostradale.....	16
4.3.2.	– Sezioni in rilevato.....	16
5.	– VIABILITÀ ORDINARIA.....	18
6.	– OPERE D'ARTE PRINCIPALI	19
6.1.	– Muro di sottoscarpa sottostante alla nuova rampa di uscita	19
6.2.	– Prolungamento sottopasso via Cupa del Feudo – km 32+115.....	19
7.	– BARRIERE DI SICUREZZA ED ANTIRUMORE.....	20
7.1.	– Breve cenno alla normativa vigente	20
7.2.	– Barriera di sicurezza sul bordo laterale della rampa	20
7.3.	– Attenuatore d'urto nel punto di diversione della rampa	20
7.4.	– Barriere antirumore	20
8.	– SEGNALETICA	22
9.	– ILLUMINAZIONE	23
10.	– IMPIANTI TELEPASS.....	24
11.	– OPERE A VERDE.....	25
12.	– RECINZIONI	26
13.	– SPOSTAMENTO SOTTOSERVIZI.....	27
14. – SVILUPPO ESECUTIVO DELL'INTERVENTO		28
14.1.	– Ubicazione dei cantieri	28
14.2.	– Segnaletica provvisoria.....	28
14.3.	– Fasi di lavoro	29

1. – PREMESSA

Nel gennaio 2013 è entrato in esercizio lo Svincolo Angri Sud, posto sul confine del Comune di Angri e di Sant'Egidio del Monte Albino.

Tale svincolo assicura tutte le manovre di ingresso ed uscita dall'autostrada A3 con l'esclusione della manovra di uscita per i veicoli provenienti da Salerno nella direzione Napoli.

I veicoli che non possono uscire allo svincolo Angri Sud sono costretti ad uscire o alla stazione precedente di Nocera- Pagani o alla stazione successiva di Angri Nord.

I conducenti diretti alle frazioni di San Lorenzo e di Orta Loreto del comune di Sant'Egidio, attraverso il cavalcavia Santa Lucia passando per via Alighieri o al attraverso il nuovo cavalcavia della Ferrovia Napoli-Salerno per via Giovanni Falcone, devono percorrere sulle strade ordinarie circa 3.5 chilometri uscendo a Nocera- Pagani e circa 2,5 chilometri uscendo ad Angri Nord.

Uscendo dalla rampa di progetto allo svincolo Angri Sud i percorsi sulle strade ordinarie si ridurrebbero a duecento metri per raggiungere San Lorenzo e 1 chilometro per raggiungere il cavalcavia Santa Lucia per raggiungere Orta Loreto.

Si stima che la portata media oraria della rampa di giorno sarà di 400 veicoli leggeri e di 100 veicoli commerciali e di notte di 100 veicoli leggeri e di 50 veicoli commerciali.

I flussi medi orari veicolari sulle strade ordinarie non più interessate da tali percorrenze si ridurranno del 20%. I 650 veicoli all'ora che non utilizzeranno più tre strade ordinarie ridurranno i flussi di circa 200 veicoli su ogni strada; le strade ordinarie hanno un flusso massimo dei veicoli, per corsia, di circa 1000 veicoli/ora.

Il presente progetto esecutivo, prevede la realizzazione della nuova rampa in uscita da Salerno dello svincolo di Angri Sud.

Nella tavola dei flussi e delle caratteristiche del traffico sono riportati gli attuali flussi di traffico nella rotatoria di Via Adriana e quelli che transiteranno quando verrà realizzata la nuova rampa di uscita e verrà soppresso lo svincolo di Angri. Il livello di servizio della rotatoria quando sarà in funzione la nuova rampa sarà di tipo C ed il numero massimo dei veicoli in attesa di entrare nella rotatoria sarà di 4-5 veicoli, per complessi 25 m tutti all'interno del tratto urbano di affiancamento della rampa alla strada di accesso allo svincolo Angri Sud.

L'intervento si svilupperà in parte su aree già acquisite per la costruzione dell'Autostrada A3 e dello Svincolo e in parte su aree da acquisire mediante esproprio nel Comune di Sant'Egidio del Monte Albino, e comprende le **opere stradali** necessarie alla realizzazione della nuova rampa.

Che prime riguardano:

- *Rampa di uscita dalla sede autostradale.*
- *Adeguamento della Viabilità ordinaria.*

2. – STATO ATTUALE

Allo stato attuale, il tratto di autostrada in esame (dalla progressiva km 31+850 alla progressiva km 32+200) ha le caratteristiche geometriche di seguito riportate.



Per quanto riguarda l'**andamento piano – altimetrico dell'asse autostradale**, non sono previsti interventi di modifica rispetto alla situazione esistente che si manterrà perciò invariata con un andamento rettilineo, nel tratto della corsia di manovra di uscita, ed una livelletta ascendente nel tratto rettilineo pari a 0.11%.

La **pendenza trasversale**, nei tratti in rettilineo è pari a 1.6% e variabile nei tratti in curva.

L'attuale **piattaforma** nel tratto in esame, ha una larghezza complessiva (inclusendo le banchine erbose) prossima ai 19 m.

La fascia pavimentata è larga circa 18 m, così ripartita:

- ✓ 1.00 m banchina;
- ✓ 3.50 m corsia di marcia;
- ✓ 3.50 m corsia di sorpasso;
- ✓ 1.50 m spartitraffico;
- ✓ 3.50 m corsia di sorpasso;
- ✓ 3.50 m corsia di marcia;
- ✓ 1.00 m banchina.

Va ricordato che la larghezza complessiva e la larghezza pavimentata della piattaforma non sono rigidamente costanti ed in alcuni tratti si discostano anche sensibilmente dalle misure sopra riportate.

Per le **piazzole di sosta**, nel tratto in esame dell'autostrada, è presente una piazzola in carreggiata nord prima dell'inizio della rampa fra la progressiva km 32+220 alla progressiva km 32+260 in cui è installata una **colonnina per richiesta di soccorso (SOS)**. Le attuali colonnine sono del tipo standard autostradale; gli allarmi vengono trasmessi alla sala radio della Società Autostrade Meridionali attraverso sistema a radiofrequenza.

La **pavimentazione** esistente è costituita dal pacchetto standard autostradale.

Lo **spartitraffico**, lungo il tratto in esame, è costituito da una barriera metallica tripla onda monofilare con unico paletto centrale e due lame collegate con elementi trasversali allo stesso.

Le **protezioni laterali** sono attualmente costituite da barriere metalliche con lame a doppia onda di classe H3 con W5(<1.7m).

La sede autostradale è delimitata da una **recinzione** metallica continua; essa coincide generalmente con il limite della proprietà autostradale.

Per quanto riguarda le **opere idrauliche**, su entrambi i lati, la piattaforma è affiancata da un fosso di guardia non rivestito.

In merito ai **sottoservizi in affiancamento**, l'autostrada, nel tratto in esame è affiancata in carreggiata sud da un cavo a fibre ottiche a 10 fibre e da un cavo multipolare 7 bicoppie; inoltre è presente, in entrambe le carreggiate, l'impianto di soccorso stradale (colonnine SOS).

Per quanto concerne invece i **sottoservizi su viabilità esterna**, sulle strade ordinarie di via Croce, si precisa che in fase esecutiva del progetto si dovrà provvedere alla regolazione delle interferenze con i sottoservizi che interferiscono con i lavori di costruzione della rampa. Tale interferenza non sarà di semplice risoluzione in quanto nella sezione di attraversamento della rampa su Via Croce, la rampa è ancora in rilevato.

Un Portale a Messaggio Variabile è ubicato alla fine della piazzola di sosta alla progressiva km 32+220.

Un doppio portale a 20 m di distanza per la rilevazione dei veicoli in uscita dotati di TLEPASS, per l'applicazione della tariffa ridotta, sarà posto alla fine della rampa prima della confluenza con la viabilità dello svincolo di uscita con provenienza Napoli.

Nel tratto compreso tra il km 31+850 ed il km 32+200, la piattaforma autostradale è interessata dalle seguenti opere d'arte:

- **sottopasso carrabile via Croce (km 31+850);**
- **sottopasso carrabile via Cupa del Feudo (km 32+115).**

3. – DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

In via del tutto schematica, e rimandando per ulteriori dettagli ad appositi elaborati grafici, l'intervento in esame può essere così riassunto:

1. Realizzazione rampa di uscita in direzione Napoli in affiancamento al rilevato autostradale.
2. Allargamento della sede stradale del tratto finale della strada di accesso allo svincolo di Angri Sud.
3. Riprofilatura e/o riqualifica sottopasso di via Benedetto Croce.
4. Realizzazione nuova viabilità ciclo pedonale dal sottopasso di via Croce alla strada di accesso allo svincolo Angri Sud.
5. Realizzazione nuova intersezione a raso fra via Croce e via degli Aranci.

4. – OPERE STRADALI (SVINCOLO DI ANGRI DIREZIONE NORD)

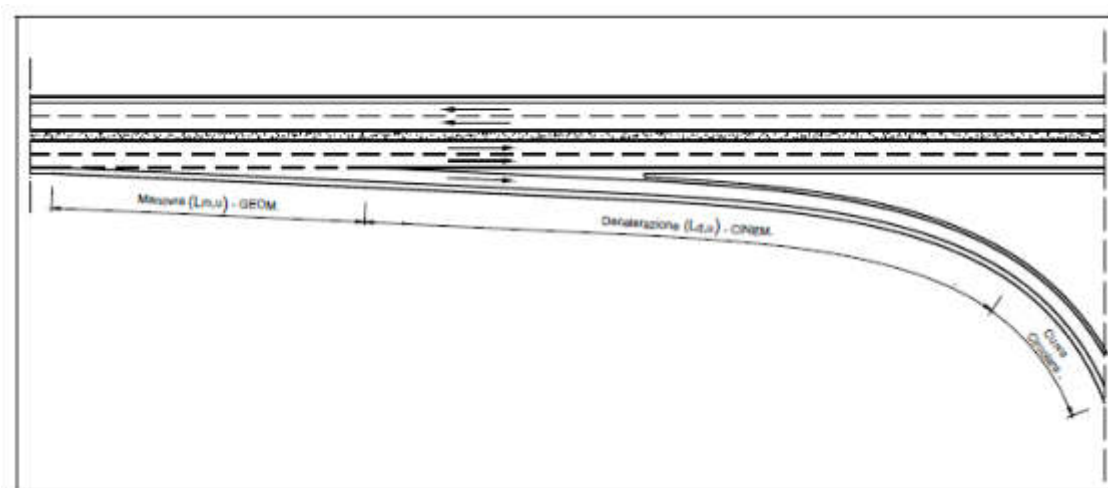
4.1. – Rampa di svincolo

La progettazione della nuova rampa di uscita direzione nord è stata eseguita in accordo alle Norme del D.M. 05.11.2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade” e al Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 19 aprile 2006 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali (G.U. n. 170 del 24 luglio 2006).

4.1.1. – Andamento piano - altimetrico

Le nuova rampa monodirezionale di uscita dello svincolo di Angri, presenta un andamento planimetrico costituito da rettifili e cerchi, raccordati da clotoidi di opportuno parametro.

Per la rampa di uscita in direzione Napoli è stato utilizzato un schema ad “ago”, in cui l'uscita



dalla corsia di marcia avviene alla velocità di 110 km/ora con un tronco di manovra, inclinato rispetto all'autostrada di 2°, dove la velocità si riduce grazie al freno motore (circa 1 m/sec²) ed un tronco di decelerazione ove avviene la frenatura dell'auto con un valore di decelerazione di 2 m/sec², fino a raggiungere la curva circolare di immissione nelle strade ordinarie locali.

Per determinare la lunghezza dei tratti di variazione cinematica in decelerazione si adotta l'espressione:

$$L = (V_1^2 - V_2^2) / (26xa)$$

dove:

- L (m) è la lunghezza necessaria per la variazione cinematica;
- V1 (km/ora) è la velocità di ingresso nel tratto di decelerazione (inizialmente di 110 km/ora);
- V2 (km/ora) è la velocità di uscita dal tratto di decelerazione (alla fine 30 km/ora);
- a (m/s²) è l'accelerazione, negativa, assunta per la manovra.

Per il tronco di manovra la decelerazione del veicolo che lascia la corsia di destra dell'autostrada e si dirige verso la rampa di uscita si assume pari alla decelerazione del freno motore di 1.0 m/s^2 . La lunghezza del tronco di manovra risulta di 154 m per un veicolo che rallenta naturalmente, senza frenare, da 110 km/ora (velocità massima consentita dal Codice della Strada sulle strade extraurbane principali) a 90 km/ora prima di impegnare la rampa di uscita.

La lunghezza del tronco di decelerazione, ovvero la rampa, da 90 a 30 km/ora, è lungo 138 m utilizzando un valore usuale di decelerazione di $2,0 \text{ m/s}^2$ ed è lungo 93 m utilizzando un valore di decelerazione di $3,0 \text{ m/s}^2$, come indicato dalla norma per le strade di Tipo A e B che presentano in genere una migliore aderenza.

Il tratto disponibile per la manovra di frenatura, prima dell'inizio del successivo tratto urbano, di immissione nella rotatoria di via Adriana, è di 206 m dal punto di separazione della segnaletica orizzontale (fra i margini interno dell'autostrada ed esterno della rampa) e di 150 m dall'attenuatore d'urto, posto davanti alla cuspide in muratura che separa il cordolo dei ciglio della rampa dal ciglio dell'autostrada. Tali distanze sono tutte superiori agli spazi di frenatura necessari sopra calcolati.

Inoltre nel caso più pericoloso, in cui il conducente imbocca la rampa all'altezza della attenuatore a 110 km, lo spazio necessario per rallentare, con una decelerazione di $3,0 \text{ m/s}^2$, fino a 30 km/ora è di 144 m ed è inferiore allo spazio disponibile nella rampa (150 m).

Il profilo longitudinale della rampa, risente dell'andamento del rilevato autostradale a cui si appoggia la nuova rampa e della strada di accesso urbana e presenta una pendenza longitudinale massima del 5.90% (inferiore al valore massimo del 6% previsto dalle Norme).

I raccordo convesso (dosso) ha un raggio del cerchio osculatore, nel vertice della parabola quadratica del raccordo, di 2400 m e quello concavo di 500 m superiori a quelli previsti dalle Norme per il raggio convesso di 2000 m, per velocità di 60 km/ora, e di 250 m per il raggio concavo con velocità di 30 km/ora.

4.1.2. – Curve a raggio variabile

Le norme sulle intersezioni stradali prescrivono che nelle rampe debbano sempre essere presenti curve a raggio variabile con particolari accorgimenti per le uscite ad ago: "Per l'inserimento delle curve a raggio variabile (clotoidi) va fatto riferimento ai criteri contenuti nel D.M. 5.11.2001. Per i tratti di decelerazione delle uscite ad ago, e nei casi in cui il tronco di accelerazione nelle immissioni si sviluppi parzialmente con un elemento a curvatura variabile, il

progettista dovrà scegliere opportunamente una curva a raggio variabile, anche composita, prescindendo dalle indicazioni del citato D.M..

Le curve a raggio variabili sono progettate in modo da garantire una variazione di accelerazione centrifuga non compensata (contraccolpo) contenuta entro valori accettabili, una limitazione della pendenza (o sovrappendenza) longitudinale delle linee di estremità della piattaforma ed una percezione ottica corretta dell'andamento del tracciato.

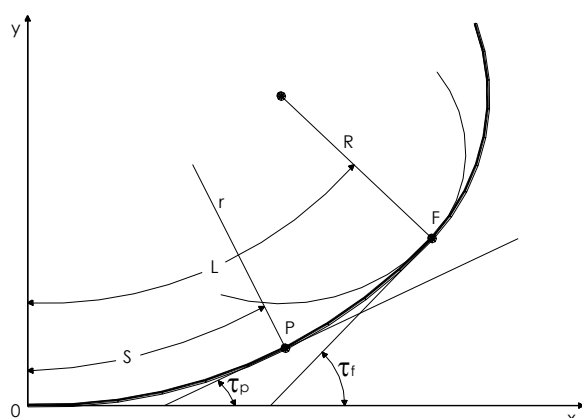
La curva a raggio variabile impiegata è la clotoide, che è una particolare curva della famiglia delle spirali generalizzate definite dalla equazione $r \times s = A^2$

dove:

r = raggio di curvatura nel punto P generico

s = ascissa curvilinea nel punto P generico

A = parametro di scala



e: F = punto finale della clotoide

R (m) = raggio dell'arco di cerchio da raccordare

L (m) = lunghezza dell'arco di clotoide

τ_p = angolo di deviazione nel generico punto P

τ_f = angolo di deviazione nel punto di fine della clotoide

La scelta del parametro di scala A , secondo le Norme del D.M. 5.11.2001 deve essere effettuato secondo i seguenti criteri:

Criterio 1 (Limitazione del contraccolpo)

Affinché lungo un arco di clotoide si abbia una graduale variazione dell'accelerazione trasversale non compensata nel tempo (contraccolpo c), fra il parametro A e la massima velocità, V (km/h), desunta dal diagramma di velocità, per l'elemento di clotoide deve essere verificata la relazione: $A \geq 0,021 \times V^2$ assumendo per il contraccolpo il valore limite:

$$c_{\max} = \frac{50,4}{V} \quad (\text{m/s}^3)$$

Criterio 2 (Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata)

Nelle sezioni di estremità di un arco di clotoide la carreggiata stradale presenta differenti assetti trasversali, che vanno raccordati longitudinalmente, introducendo una sovrappendenza nelle linee di estremità della carreggiata rispetto alla pendenza dell'asse di rotazione.

Nel caso in cui il raggio iniziale sia di valore infinito (rettilineo o punto di flesso), il parametro deve verificare la seguente disuguaglianza:

$$A \geq A_{\min} = \sqrt{\frac{R}{\Delta i_{\max}} \times 100 \times B_i (q_i + q_f)}$$

dove:

- B_i = distanze fra l'asse di rotazione ed il ciglio della carreggiata nella sezione iniziale della curva a raggio variabile [m];
- $\Delta i_{\max}$ (%) = sovrappendenza longitudinale massima della linea costituita dai punti che distano B_i dall'asse di rotazione, pari a $18 \times B_i / V$ in km/ora;
- $q_i = \frac{i_{ci}}{100}$ dove i_{ci} = pendenza trasversale iniziale, in valore assoluto;
- $q_f = \frac{i_{cf}}{100}$ con i_{cf} = pendenza trasversale finale, in valore assoluto.

Criterio 3 (Ottico)

Per garantire la percezione ottica del raccordo deve essere verificata la relazione $A \geq R/3$; per garantire la percezione dell'arco di cerchio alla fine della clotoide, deve essere:

$$A \leq R.$$

Sulla rampa di uscita son previste due curve, una a sinistra di 250 m di raggio ed una successiva curva a destra di 55 m di raggio.

La velocità di percorrenza della clotoide all'ingresso della curva di raggio 250 m è di 80 km/ora all'inizio e di 50 km/ora al termine; Per la velocità di 80 km/ora ed una curva di 250 m di raggio le Norme prescrivono un parametro A di 134.40 per il criterio 1 (Limitazione del contraccolpo), di 102.74 per il criterio 2 (Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata da -2.5% al +7%) e di 83.33 per il criterio 3 (Ottico). Il parametro scelto è 135.

La velocità della clotoide di uscita dalla curva di raggio 250 m è di 50 km/ora all'inizio e di 30 km/ora al termine; Per la velocità di 50 km/ora le Norme prescrivono un parametro A di 52.5 per

il criterio 1 (Limitazione del contraccollo), di 81.22 per il criterio 2 (Sovrapendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata da +7% al -2.5%) e di 83.33 per il criterio 3 (Ottico). Il parametro scelto è 90.

Il parametro A scelto per la curva di 55 m di raggio è di 35 in ingresso e 28 in uscita; la Norma prevede parametri di 18.9 per il contraccollo, di 20.41 per la soprapendenza da -2.5% al -3.5% e di 18.33 per il criterio ottico.

4.1.3. – Calcolo distanze di visibilità

Le norme sulle intersezioni stradali prescrivono che nelle rampe “dovrà essere verificata la sussistenza, lungo le rampe, di visuali libere commisurate alla distanza di visibilità per l’arresto ai sensi del DM 5.11.2001”, calcolate rispetto alla velocità decrescenti variabili lungo la rampa.

Lungo tutti i tracciati la distanza di visuale libera (D) è stata confrontata con la distanza di visibilità per l’arresto (D_a): per la sicurezza stradale deve essere $D \geq D_a$.

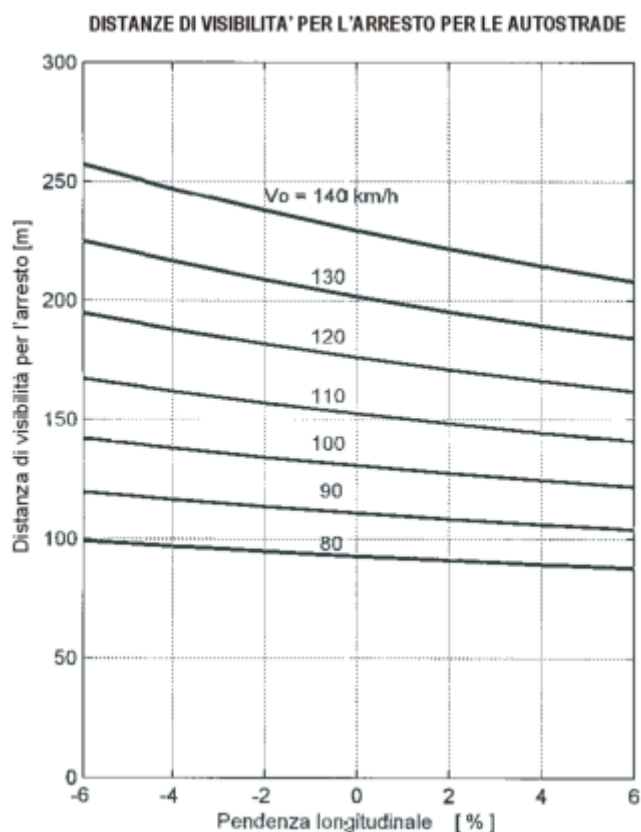
La distanza di visuale libera è la lunghezza del tratto di strada che il conducente riesce a vedere davanti a sé senza considerare l’influenza del traffico, delle condizioni atmosferiche e di illuminazione della strada.

Per il calcolo è stata considerata la posizione del conducente al centro della corsia da lui impegnata, con altezza del suo occhio a m 1.10 dal piano viabile.

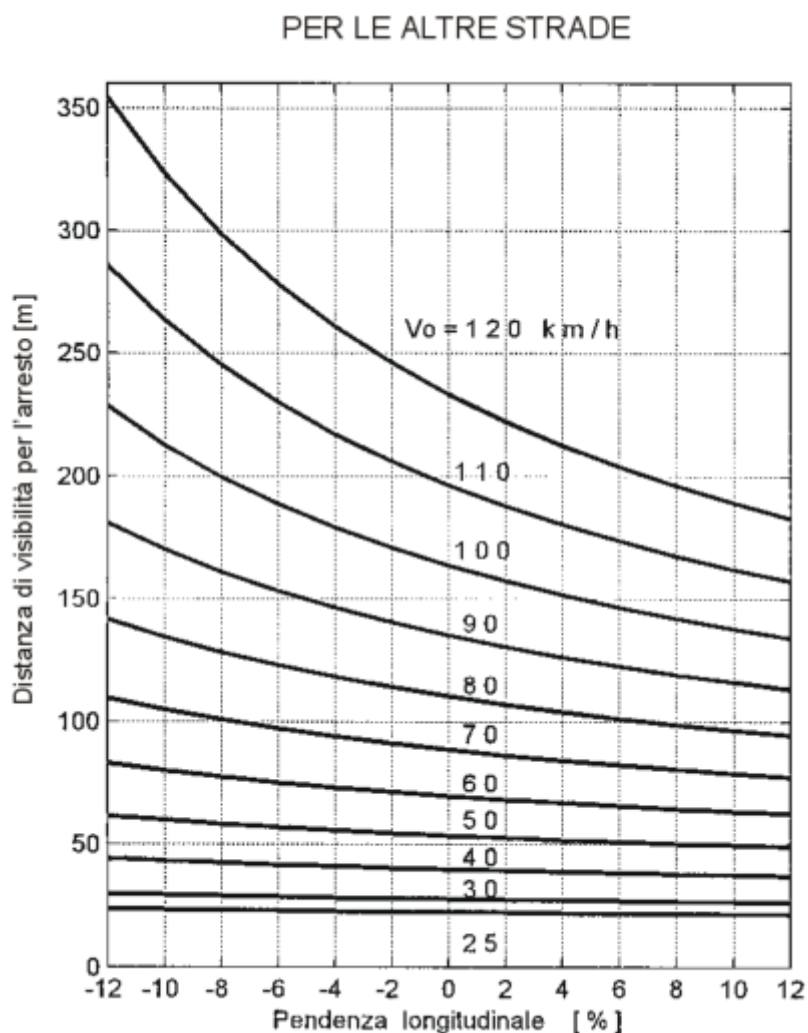
L’ostacolo va posto a m 0.10 dal piano viabile e sempre lungo l’asse della corsia del conducente.

La distanza di visibilità per l’arresto è stata calcolata secondo le figure delle Norme del D.M. 05.11.2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”.

Le figure allegate per l’arresto per le autostrade e per le altre strade riportano le distanze di visibilità per l’arresto di una autovettura di 1250 kg di massa, per superficie stradale leggermente bagnata (spessore velo idrico di 0.5 mm) e tempi



di reazione di 1.8 secondi (alla velocità di 100 km/ora), in funzione di una pendenza longitudinale costante. In caso di variabilità di tale pendenza (raccordi verticali), si può assumere per essa il valore medio.



La distanza di visibilità planimetrica è stata letta ponendo il conducente e l'ostacolo al centro della corsia della rampa e ammettendo che siano installate barriere di sicurezza alte più di 1.10 m; attualmente le barriere bordo laterali installate dall'Autostrada sono più basse (circa 90 cm).

Le distanze di visibilità planimetriche ed almetriche sono state lette graficamente nell'elaborato "Diagrammi di visuale libera della rampa di svincolo" a cui si rimanda.

I risultati sono qui di seguito indicati:

Verifiche di visibilità					
Punto di verifica	Velocità di marcia (km/ora)	Pendenza longitudinale	Distanza necessaria all'arresto (m)	Distanza di visibilità altimetrica (m)	Distanza di visibilità planimetrica (m)
P1	110	0%	155	232.7	258.9
P2	100	0%	130	159.5	180.8
P3	90	0%	110	110.9	115.9
P4	80	0%	95	95.4	95.3
P5	70	0%	90	94.4	101.1
P6	60	-2%	70	94.8	113.1
P7	50	-3%	55	99.7	91.6
P8	40	-4%	40	89.3	74.9
P9	30	-5%	30	78.7	62.8
P10	30	-6%	30	117.2	40.2
P11	30	-6%	30	68.3	30.1

4.1.4. – Sezioni trasversali

La piattaforma pavimentata delle sezioni correnti delle rampe sarà costituita da una piattaforma di larghezza pari a 6.00 m, composta da una corsia da 4.00 m, fiancheggiata in sinistra e in destra da una banchina da 1.00 m.

La pavimentazione della rampa in prosecuzione della sede autostradale avrà la stesso pacchetto di pavimentazione autostradale dello spessore totale di cm 70 e sarà caratterizzata nel modo che segue:

- *strato di usura drenante* 5 cm
- *binder* 5 cm
- *base in misto bituminoso* 15 cm
- *sottofondazione in misto cementato* 25 cm
- *sottofondazione in misto granulare* 20 cm

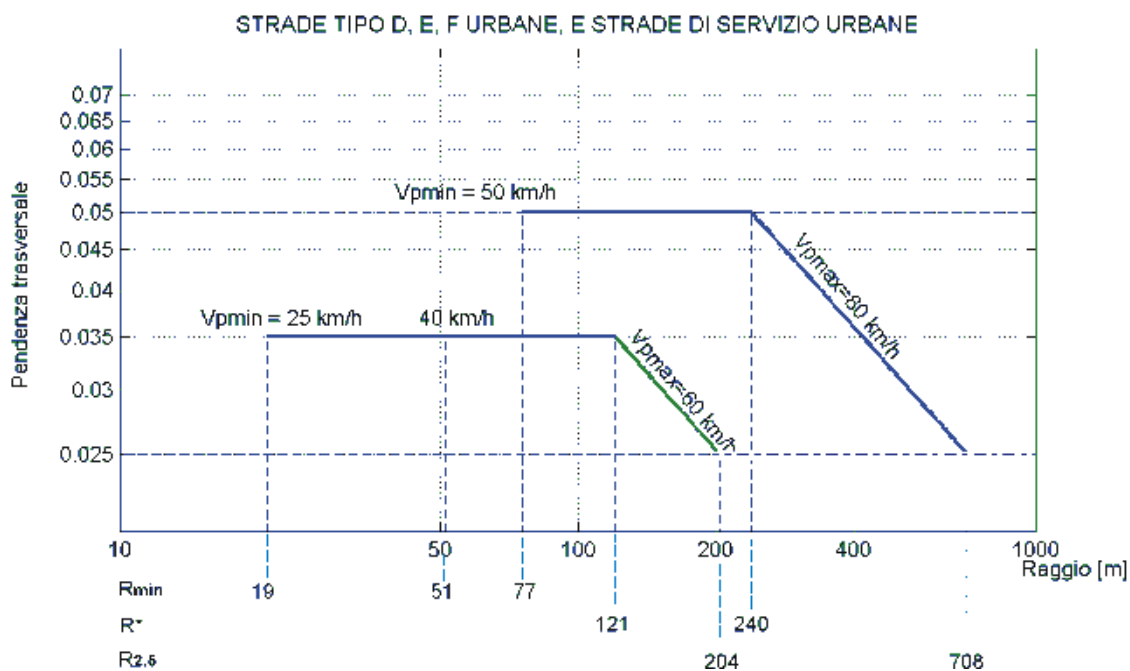
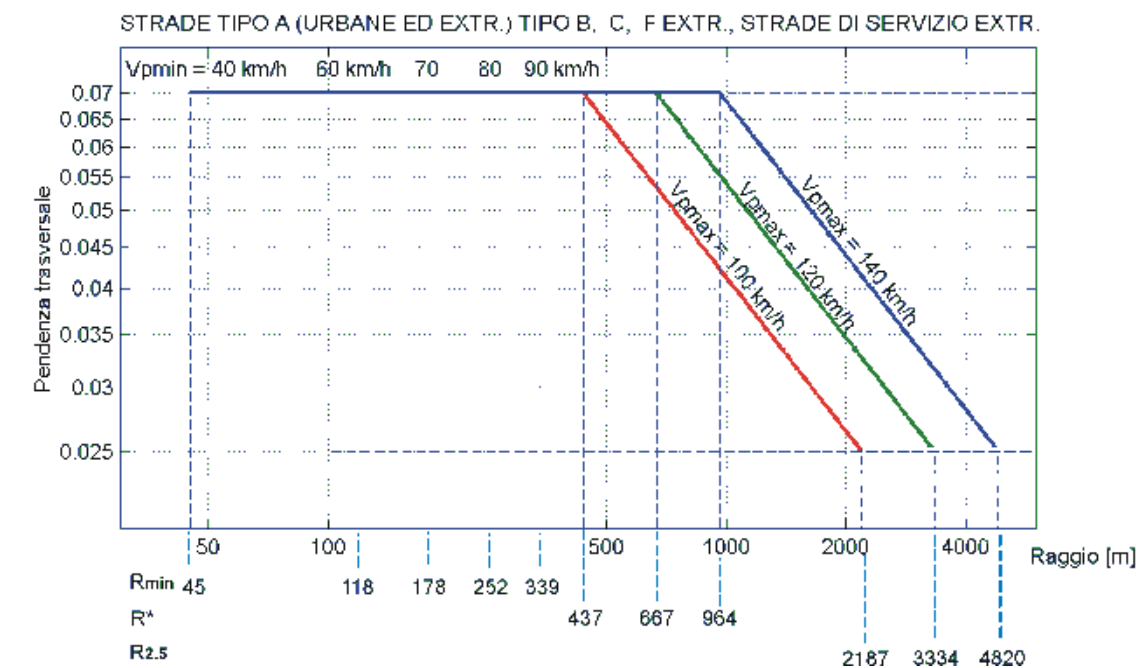
La soluzione dell'impiego del tappeto drenante ha la doppia funzione di abbattere di 3 - 5 dec. il rumore e migliorare la circolazione dei veicoli in caso di pioggia, consentendo una maggiore

aderenza al suolo ed un drenaggio della piattaforma su uno strato inferiore a quello dello scorrimento dei veicoli.

In curva la rampa è inclinata verso l'esterno. La pendenza trasversale è la stessa su tutta la lunghezza dell'arco di cerchio planimetrico.

La pendenza massima vale 7% ($q=0,07$) per le strade tipo A (autostrade) e tipo B (extraurbane principali), e vale 3,5 % per le strade di tipo E ed F urbane.

La pendenza massima varia al variare della velocità e del raggio delle curve circolari secondo quanto riportato nei successivi diagrammi:



Lungo le curve a raggio variabile, inserite fra due elementi di tracciato a curvatura costante si realizza il graduale passaggio della pendenza trasversale dal valore proprio di un elemento a quello relativo al successivo. Questo passaggio si ottiene facendo ruotare la carreggiata stradale della rampa, intorno alla sua estremità interna.

In curva le banchine che fiancheggiano la corsia della rampa presentano pendenza uguale e concorde a quella della carreggiata.

Per ragioni dinamiche (cioè per limitare la velocità di rotazione trasversale dei veicoli – velocità di rollio) la sovrappendenza longitudinale Δi [%] delle estremità della carreggiata non può superare il valore massimo che si calcola con la seguente espressione.

$$\Delta i_{\max} = \frac{dq}{dt} \times \frac{B_i}{v} \times 100 \cong 18 \times \frac{B_i}{V} \text{ [%]}$$

dove:

- $\frac{dq}{dt}$ = variazione della pendenza trasversale nel tempo pari a 0,05 rad. s⁻¹;
- B_i = distanza (in m) fra l'asse di rotazione e l'estremità della carreggiata all'inizio della curva a raggio variabile;
- V = velocità di progetto [km/h] - v = velocità di progetto [m/s].

Quando lungo una curva a raggio variabile la pendenza trasversale della carreggiata cambia segno, per esempio lungo una clotoide di flesso e nel passaggio dal rettilineo alla curva circolare, durante una certa fase della rotazione la pendenza trasversale è inferiore a quella minima del 2,5% necessaria per il deflusso dell'acqua. In questi casi, allo scopo di ridurre al minimo la lunghezza del tratto di strada in cui può aversi ristagno di acqua, è necessario che la pendenza longitudinale Δi dell'estremità che si solleva sia non inferiore ad un valore $\Delta i_{\min}$ [%] dato da:

$$\Delta i_{\min} = 0,1 \times B_i \text{ [%]} \text{ ovvero } 0,1 \times 5,00 = 0,5\%.$$

Come si nota dal profilo altimetrico della rampa non si raggiunge mai tale valore minimo.

4.2. – Affiancamento alla sede autostradale

L'affiancamento della corsia di decelerazione della rampa alla piattaforma autostradale, riguarderà un tratto di 210 m con larghezza variabile da 2,00 in corrispondenza della punta "d'ago" agli 11 metri in corrispondenza della cuspidine di separazione della rampa dall'autostrada.

4.3. – Drenaggio delle acque

4.3.1. – Drenaggio delle acque di piattaforma autostradale

Allo scopo di assicurare l'allontanamento delle acque meteoriche afferenti alle superfici pavimentate, sia direttamente, che dai versanti dei tratti in scavo, risulta necessario progettare una rete di drenaggio a gravità in grado di smaltire, con un margine di sicurezza adeguato, precipitazioni di forte intensità e di breve durata con tempi di ritorno $T = 200$ anni.

I criteri progettuali ai quali ci si è ispirati sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio;
- scarico delle acque raccolte all'interno del canale Pagliarone.

Nelle diverse aree prese in esame si sono configurate, al fine del perseguimento degli obiettivi suesposti, problematiche specifiche affrontate con soluzioni costruttive apposite, come di seguito specificato.

4.3.2. – Sezioni in rilevato

Di norma nel caso specifico di piattaforma stradale in rilevato, che corre per parte del suo sviluppo al piede del rilevato autostradale, lo schema di smaltimento delle acque incidenti sulle superfici stradali, prevede un sistema di drenaggio, raccolta ed allontanamento delle acque di piattaforma mediante embrici, distribuiti ad intervalli regolari.

Nel caso specifico, le acque di pioggia vengono raccolte dal cordolo bituminoso a lato della piattaforma autostradale che convoglia l'acqua, in funzione della pendenza longitudinale della linea, al primo embrice disponibile, e da qui nella zanella posta al piede del rilevato stradale lungo il ciglio sx della rampa di uscita.

La geometria del manufatto di raccolta delle acque è di tipo cunetta alla francese di dimensioni in m 0,50 x 0,10 (come sezione idraulica) che uscita raccoglie e convoglia le acque zenitali superficiali cadenti sulla piattaforma stradale, nel tratto di svincolo in cui la piattaforma risulta ruotata verso il corpo autostradale.

Inoltre, lungo l'intero sviluppo del ciglio destro dell'intero svincolo, alle terga della barriera bordo laterale H3 W5 (a distanza comunque da quest'ultima idonea per assorbire le potenziali

deformazioni della stessa) verrà posto in opera un fosso di guardia di misure interne utili in m pari a 0,60 x 0,60.

Tale canale in cls sarà recapito diretto delle acque di piattaforma autostradale e della rampa nel tratto di rettilineo in cui la pendenza trasversale sarà verso il ciglio destro, mentre a valle della rotazione della piattaforma di svincolo verso l'autostrada le acque saranno raccolte dalla zanella, alla fine della quale, attraverso un piccolo tombino $\phi 500$ che attraverserà la strada dal ciglio sx al ciglio dx, verranno nuovamente riversate nel canale in ciglio dx.

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche dai corpi infrastrutturali in progetto prevede il recapito finale nel torrente Pagliarone.

5. – VIABILITÀ ORDINARIA

Gli interventi sulla viabilità ordinaria riguardano essenzialmente:

1. Allargamento della sede stradale del tratto finale della strada di accesso allo svincolo di Angri Sud.
2. Riprofilatura e/o riqualifica sottopasso di via Benedetto Croce.
3. Realizzazione nuova viabilità ciclo pedonale dal sottopasso di via Croce alla strada di accesso allo svincolo Angri Sud.
4. Realizzazione nuova intersezione a raso fra via Croce e via degli Aranci.

Il marciapiede verrà realizzato con un cordolo, costituito da elementi prefabbricati in conglomerato cementizio vibrato.

I percorsi pedonali saranno pavimentati con elementi modulari autobloccanti (betonelle), posati su letto di sabbia con sottostante massetto in cls armato con rete elettrosaldata.

Per le viabilità esterne di nuova realizzazione, o di modifiche alle esistenti, sarà realizzato il seguente pacchetto di pavimentazione dello spessore totale di cm 50:

- *strato di usura* 5 cm
- *binder* 5 cm
- *base in misto bituminoso* 15 cm
- *sottofondazione in misto granulare* 25 cm

6. – OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Le opere d'arte di una certa importanza, presenti nell'intervento in oggetto, possono così schematizzarsi:

- **Muro di sottoscarpa sottostante alla nuova rampa di uscita in direzione Napoli.**
- **Prolungamento sottopasso via Cupa del Feudo – progressiva km 32+115.**

Di seguito verrà data una descrizione sommaria di dette opere, rimandando agli appositi elaborati di progetto, per una descrizione più precisa.

In corrispondenza del prolungamento del sottopasso di via Cupa del Feudo verranno realizzate delle **opere di sostegno provvisorio**, mediante paratie di micropali, a protezione degli scavi.

6.1. – Muro di sottoscarpa sottostante alla nuova rampa di uscita

Allo scopo di contenere il più possibile le superfici di esproprio, si sono adottate **opere di sostegno** che consentono di ridurre gli ingombri delle scarpate dei rilevati e delle trincee.

Sono pertanto previsti muri di sostegno di sottoscarpa, in opera interamente rivestiti in pietra calcarea, nonché paratie di pali e micropali per la protezione dei soli scavi che interessano il rilevato stradale.

6.2. – Prolungamento sottopasso via Cupa del Feudo – km 32+115

Le dimensioni geometriche interne dell'opera esistente sono di 3,60 x 3,30 m e verrà realizzata in cemento armato gettato in opera con un prolungamento di 3,13 m.

Le solette inferiore e quella superiore ed i piedritti hanno spessore di 0,60 m.

Il ricoprimento viene assunto, ai fini dei calcoli di verifica, pari a 1,10 m.

Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione sono del tipo a tampone viscoelastico, il cui dispositivo di continuità e di supporto è costituito da una miscela di bitume modificato con materiali di sintesi di natura elastomerica e/o plastomerica ed inerti di granulometria compresa tra 15 – 20 mm.

Il giunto dovrà comprendere l'intera altezza del tappeto d'asfalto dell'impermeabilizzazione fino alla struttura in calcestruzzo, aderendo completamente alle facce verticali dell'asfalto ed al calcestruzzo sottostante.

7. – BARRIERE DI SICUREZZA ED ANTIRUMORE

7.1. – Breve cenno alla normativa vigente

Le autostrade con percentuale di mezzi pesanti compresa tra 5% e 15%, quale il caso in esame secondo le indicazioni fornite dai dati di traffico rilevati dalla Società Autostrade Meridionali S.p.A., dovranno prevedere le seguenti classi di contenimento:

- spartitraffico H3
- bordo laterale H3
- barriere bordo ponte H4

7.2. – Barriera di sicurezza sul bordo laterale della rampa

Per quanto riguarda le barriere per bordo laterale le considerazioni sulla tipologia di traffico previste e varie preesistenze a distanza ridotta dalla sede stradale, inducono a ritenere opportuno installare barriere per bordo di classe H3-W5.

Il progetto prevede per la messa in opera di una barriera metallica laterale tripla onda (H3, W5<1.7m), con certificazione CE rilasciata da Ente autorizzato.

7.3. – Attenuatore d'urto nel punto di diversione della rampa

Nel punto in cui la rampa si allontana del tutto dalla piattaforma stradale autostradale dovranno essere installati in tale punto un attenuatore d'urto redirettivi di classe 100, per velocità maggiori di 130 km/ora. La dimensione dell'attenuatore, di forma trapezia, è di 1.40 m sul lato retrostante e di 1.00 m sulla cuspide ed ha una lunghezza di 7.00 metri.

7.4. – Barriere antirumore

A seguito di rilievo diretto dei livelli di inquinamento acustico dell'autostrada esistente sono state individuate zone critiche (edifici ed aree particolarmente importanti) adiacenti alla sede autostradale che è necessario proteggere.

Lo studio specialistico riportato nell'elaborato delle "Barriere antirumore" ha consentito di dimensionare in altezza idonee opere di protezione (barriere fonoassorbenti) che saranno posizionate sui bordo dei muri di sottoscarpa della rampa.

Le barriere antirumore sono state calcolate per assicurare i limiti acustici di 60 dBA di giorno (6-22) e 50 dBA di notte (22-6) più bassi di quelli richiesti dal DPR 30/03/2004 n.142. "Disposizioni

per il contenimento e la prevenzione dell'inquinamento acustico derivante dal traffico veicolare", che, per le strade di nuova realizzazione, prescrive limiti di immissione di 65 dBA di giorno e 55 dBA di notte.

Si adottano barriere antirumore alte 2.00 m sul muro di sottoscarpa, dal picchetto 10 al picchetto 18 (100 m), con valori di contenimento del rumore di 11 dBA e barriere alte 5.00 m sul muro, dal picchetto 18 al picchetto 24 (70 m), con contenimento del rumore di 17 dBA, per le abitazioni poste a quota superiore a quelle della rampa.

8. – SEGNALETICA

Il progetto della segnaletica necessaria all'asse autostradale, alle rampe e alla viabilità ordinaria, è stato elaborato in conformità alle norme contenute nel vigente Codice della Strada, per le strade extraurbane principali.

Nella tavola e nell'elaborato specialistico sono illustrati i segnali adottati.

9. – ILLUMINAZIONE

Analogamente a quanto già realizzato negli altri rami di svincolo, il progetto prevede l'illuminazione del nuovo ramo di svincolo con pali alti 9.00 distanti tra loro 24.00 metri.

I livelli di illuminamento e le condizioni di uniformità da garantire debbono essere tali da consentire l'avvistamento di eventuali ostacoli e la corretta percezione della configurazione degli elementi dell'intersezione, nelle diverse condizioni che possono verificarsi durante l'esercizio diurno e notturno dell'infrastruttura. Per questo tipo di strada si è utilizzato un valore medio di luminanza pari ad 1,50 cd/mq, un grado di uniformità della luminanza media $>$ di 0,5, un grado di uniformità della luminanza $>$ di 0,7.

Verranno installati apparecchi illuminanti a 48 LED da 94 W nominali di colore giallo per uniformali al colore esistenti negli altri svincoli.

Anche sulla viabilità ordinaria, l'illuminazione sarà realizzata con pali distanti 24.00 m.

Nella tavola e nell'elaborato specialistico sono illustrati le caratteristiche illuminotecniche adottate.

10. – IMPIANTI TELEPASS

Al termine della rampa di uscita direzione Napoli verranno installati due portali a bandiera per sostenere le boe telepass necessarie per differenziare le tariffe per i possessori di carta telepass al loro passaggio.

I due portali distanti fra loro 20 m sono installati al termine della rampa autostradale prima dell'accesso delle strade urbane. La velocità su tali strade è di 30 km/ora.

11. – OPERE A VERDE

La progettazione delle opere in verde riguarda il tratto di muro di sottoscarpa della nuova rampa di svincolo di Angri Sud in direzione Napoli ed il tratto residuo di rilevato compreso tra la **nuova rampa di svincolo** e l'autostrada.

A tale scopo si sono ipotizzate diverse tipologie di intervento adattate alle diverse caratteristiche della rampa e del rilevato residuo.

Gli interventi unicamente arbustivi sono stati riservati ai tratti in cui la superficie disponibile per l'impianto (compresa fra il bordo stradale della rampa, il piede del rilevato e la zanella) sia limitata.

Negli altri casi costituita dallo sviluppo da muro di sottoscarpa rivestito in pietra, è stato previsto l'inserimento di un filare di individui arborei comunque scelti nell'ambito di specie tipiche o riconducibili all'ambiente.

Per la **viabilità ordinaria**, si prevedono interventi simili a quelli visti per la linea autostradale.

Fra le **specie arbustive** si utilizzeranno:

- *Berberis*.
- *Crataegus oxyacanta*.
- *Phillyrea angustifolia*.
- *Pistacia lentiscus*.
- *Spirea*.
- *Weigelia*.

Per le **alberature** si utilizza invece:

- *Acer campestre*.
- *Tilia platyphyllos*.
- *Ulmus*.

12. – RECINZIONI

La sede autostradale sarà protetta da una recinzione in maglia metallica, zincata e di colore verde.

Le dimensioni delle maglie della rete saranno tali da scoraggiare il passaggio della piccola fauna, onde evitare l'investimento di animali che invadano la piattaforma autostradale.

Per la recinzione laterale, sarà prevista la tipologia standard autostradale, ovvero recinzione tipo R1.B. – $h = 2.12\text{ m}$ – interasse pali 2.00 m .

13. – SPOSTAMENTO SOTTOSERVIZI

I sottoservizi interferenti ed interessati a spostamenti, in sede definitiva ed in alcuni casi anche in sede provvisoria, sono quelli che transitano per via Benedetto Croce e intersecano la nuova rampa autostradale:

- Rete fognaria comune di Sant'Egidio.
- Linea telefonica – Rete Telecom.
- Linee Enel (B.T. e M.T.).
- Pubblica illuminazione nel sottopasso di via Croce.

Per quanto attiene le condotte fognarie, e gli impianti telefonici, elettrici e di pubblica illuminazione, sono stati progettati e stimati gli interventi di opere civili necessari (scavi, demolizioni, formazione di pozzetti, etc.) che sono rappresentati soprattutto da protezione degli impianti esistenti e spostamenti a monte e/o valle della interferenza di pozzetti di accesso agli impianti che dovrebbero restare tutti in sede in quanto l'attraversamento di Via Croce avverrà con un rilevato, benché molto basso.

Per le linee Enel e Telecom si è invece redatto e stimato il progetto delle predisposizioni per gli spostamenti in sede provvisoria e finale. Per questi sottoservizi, infatti, gli spostamenti delle linee possono essere effettuati esclusivamente dagli enti titolari.

Data la grande varietà delle situazioni riscontrate e per la particolarità dei singoli spostamenti da effettuare, per maggiori chiarimenti sulle situazioni adottate si ritiene opportuno rimandare ai grafici progettuali.

Non è superfluo rammentare che prima dell'inizio di qualsiasi lavorazione in tratti interessati da interferenze è necessario richiedere l'assistenza - in particolare durante operazioni di scavo e demolizione - degli enti interessati.

14. – SVILUPPO ESECUTIVO DELL'INTERVENTO

14.1. – Ubicazione dei cantieri

Le aree possibili di cantiere sono individuate nei seguenti punti:

1. In prossimità dell'area libera da coltivazioni alle spalle della rampa con accesso dalla II traversa Giovanni XXIII.
2. Nell'area destinata all'attuale parcheggio.

14.2. – Segnaletica provvisoria

La realizzazione del progetto richiede una serie di interventi sulla segnaletica orizzontale e verticale, i più importanti dei quali sono i seguenti:

Prima dell'inizio dei lavori

- Tracciamento della segnaletica di cantiere con strisce gialle (2 corsie di marcia di larghezza ridotte).su via Benedetto Croce per l'accesso al cantiere.
- Posa della segnaletica verticale di cantiere, anche luminosa, quali restringimenti di carreggiata, riduzioni di velocità, cambi di direzione, uscita di automezzi da cantieri etc. sulle strade urbane interessate al movimento dei mezzi d'opera.

Durante l'esecuzione dei lavori

- Cancellazioni della segnaletica orizzontale costituita da strisce bianche nei tratti da variare.
- Tracciamento della segnaletica di cantiere con strisce gialle (1 corsie di marcia di larghezza) in direzione Napoli.
- Posa della segnaletica verticale di cantiere, anche luminosa, quali restringimenti di carreggiata, riduzioni di velocità, cambi di direzione, uscita di automezzi da cantieri etc..

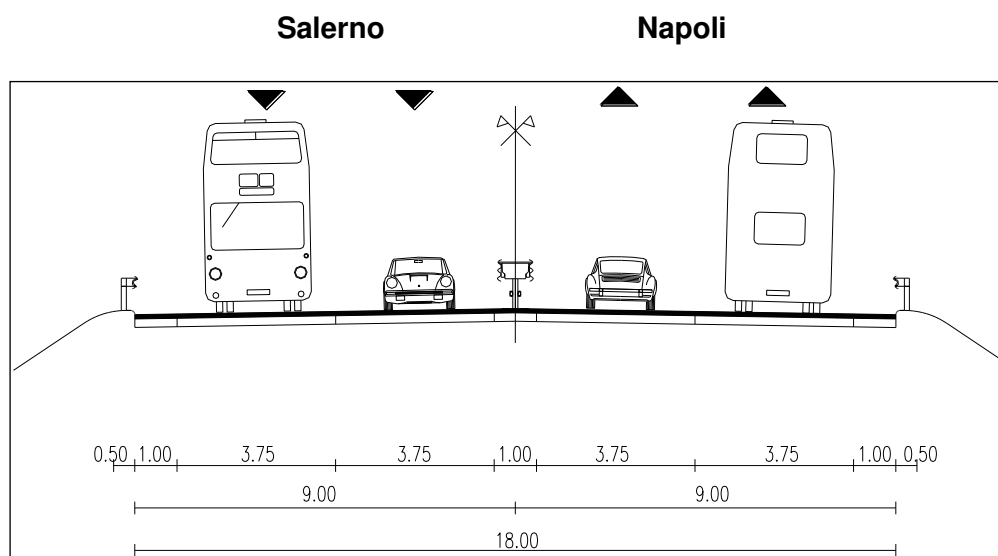
Al termine dei lavori

Tracciamento della segnaletica definitiva con strisce bianche (2 corsie di marcia + nuova rampa) sul nuovo strato di usura (drenante per la sede autostradale).

14.3. – Fasi di lavoro

STATO ATTUALE

La situazione attuale prevede due corsie di marcia per ogni carreggiata così come di seguito riportato.



A partire da tale situazione, le fasi di cantierizzazione si articolano come segue:

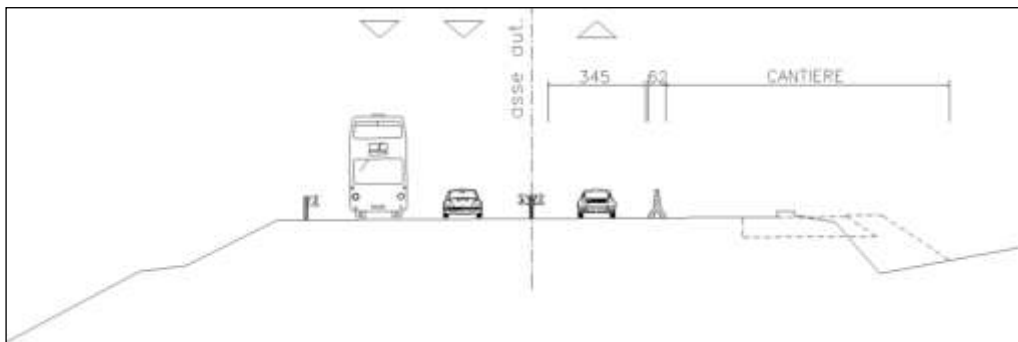
FASE 1: senza entrare con i lavori nella piattaforma autostradale

- Abbassamento della quota del torrente Pagliarone e realizzazione della soletta per realizzare il tratto della rampa in affiancamento alla strada di accesso allo svincolo.
- Realizzazione della nuova pista ciclo pedonale dal sottopasso autostradale di via Benedetto Croce alla strada di accesso allo svincolo.
- Realizzazione della nuova intersezione fra via Croce e via Degli Aranci.
- Realizzazione dei muri di sostegno sottostanti la nuova rampa.
- Prolungamento del sottopasso di via Cupa del Feudo.
- Realizzazione del rilevato alle terga del muro di sottoscarpa, fino a quota sottostante il pacchetto stradale.
- Completamento della nuova rampa fino al binder con dispositivi di ritenuta, barriere antirumore e pali di illuminazione.

FASE 2: con restringimento della carreggiata Nord

Salerno

Napoli



- Restringimento della carreggiata direzione Napoli ad una corsia.
- Rimozione delle barriere di sicurezza e delle recinzioni della autostrada per il tratto interessato alla tratto di uscita della rampa.
- Scarifica e realizzazione del tappeto drenante delle parti ampliate.
- Realizzazione della pavimentazione bituminosa sulla nuova rampa di svincolo, e sulle viabilità ordinarie.
- Realizzazione della segnaletica orizzontale e verticale per l'accesso alla nuova rampa di svincolo, e alle viabilità ordinarie.

I tempi stimati pertanto sono compatibili con le fasi sviluppate e la realizzazione delle opere; il programma prevede le fasi di lavoro riportate nel paragrafo precedente.

Il tempo complessivo stimato per l'esecuzione dei lavori è pari a **240 gg** naturali e consecutivi, suddiviso, a seconda delle fasi di lavorazione (parzialmente sovrapposte), nel seguente modo:

ATTIVITA' PRELIMINARI	30 gg
FASE 1	180 gg
FASE 2	30 gg



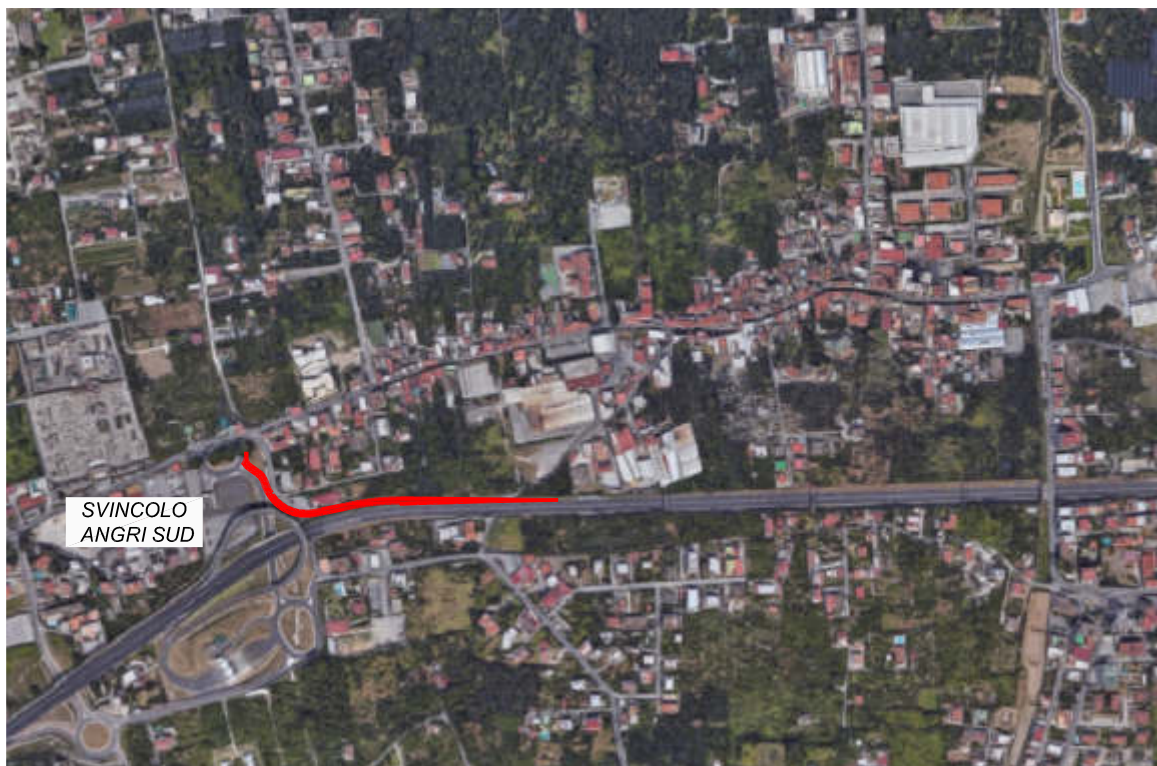
REGIONE CAMPANIA

COMUNE DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO



PROVINCIA DI SALERNO

*INTERVENTO INFRASTRUTTURALE INTEGRATO DEL SISTEMA DELLA VIABILITA'
DEL TERRITORIO DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO E DELL'AGRO NOCERINO
CONNESSO ALLA REALIZZAZIONE DELLA RAMPA DI USCITA ANGRI SUD
SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3*



PROGETTO ESECUTIVO

0	Maggio 2018	Emissione			
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Verificato	Approvato

Progetto Ufficio Tecnico Comunale:

Ing. Carmine Stanzone
Geom. Diodato Abbagnara
Geom. Giovanni Lentisco
Geom. Aniello Tortora

Supporto al Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Antonio Pauciulo

Geologia:

Dott. Ignazio Vitiello

Archeologia:

Dott.ssa Serenella Scala

Il Responsabile Unico del Procedimento:

Arch. Vito D'Ambrosio

Cavallaro & Mortoro srl
Verifica Progetto Esecutivo
RAMPA DI USCITA ANGRI SUD A3
cod. 2018V12 data 25.05.2018

RAMPA DI USCITA ANGRI SUD SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3

ELABORATO	RELAZIONE GEOLOGICA E SULLE INDAGINI	
PE_ED_02		

Sommario

PREMESSA.....	2
INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
Geomorfologia	4
Geologia	4
Idrogeologia	5
INDAGINI GEOGNOSTICHE	7
Sondaggi meccanici a carotaggio continuo	7
Standard Penetration Test (SPT).....	9
Prelievo dei campioni e prove di laboratorio.....	10
Prove penetrometriche dinamiche (PPD)	11
Prospezioni geofisiche	12
SISMICITA'	14
Stima della pericolosità sismica.....	15
Misura della massima accelerazione locale	24
DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI DAL MASTERPLAN.....	26
CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DI DETTAGLIO	32
Tipologia fondale e capacità portante.....	36
Calcolo del coefficiente di sottofondazione	37
Verifica alla liquefazione	38
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	42
ALLEGATI	44

PREMESSA

Il presente studio per la definizione del modello geologico a corredo del progetto esecutivo di un *"Intervento infrastrutturale integrato del sistema della viabilità del territorio di Sant'Egidio del Monte Albino connesso alla realizzazione dello svincolo dell'autostrada A3 – corsia nord – Angri sud"*, è stato eseguito dal sottoscritto dott. geol. Ignazio Vitiello, iscritto all'Albo Professionale dei Geologi della Regione Campania al n. 1470, per incarico ricevuto dall'Amministrazione del Comune di Sant'Egidio del Monte Albino.

A tale scopo, lo scrivente ha articolato il lavoro secondo le fasi e nell'ordine illustrato nella presente relazione.

Nella fase iniziale è stata condotta una campagna di rilevamento geologico, unita alla ricerca di dati bibliografici esistenti in letteratura, la quale ha permesso una caratterizzazione "a grande scala" dell'area oggetto di studio.

Inoltre, sono state prese in considerazione le n. 20 stratigrafie relative a sondaggi meccanici a carotaggio continuo condotti nel territorio comunale in occasione della redazione del vigente Piano Regolatore Generale nonché i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in tale occasione. Particolare attenzione è stata posta nell'analisi ed elaborazione delle successioni litologiche nelle aree del territorio comunale interessate dagli interventi.

Successivamente è stata condotta una campagna di prospezioni geognostiche puntuale, ad integrazione e completamento dei dati acquisiti, ritenuta adeguata all'estensione del territorio ed agli interventi in progetto e così articolata:

- esecuzione di n. 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo;
- realizzazione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche – tipo P.P.D.;
- realizzazione di n. 2 prospezioni geofisiche con indagine M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves);

Le indagini hanno avuto lo scopo di:

- caratterizzare dal punto di vista geologico e geomorfologico generale le aree interessate dagli interventi;
- caratterizzare dal punto di vista idrogeologico i siti e le aree;
- caratterizzare sismicamente l'area.

L'insieme dei dati raccolti, uniti alle conoscenze dirette acquisite in occasioni diverse dal presente lavoro, hanno permesso di tracciare un modello geologico sufficientemente completo; la costruzione del modello geologico è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione di opera generale.

Il presente lavoro è stato redatto secondo le disposizioni della normativa vigente e, in particolare:

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 - Testo Unitario – *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica - Parte I: Regole Generali - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) - Progettazione geotecnica - Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica - Parte II: Progettazione assistita da prove in sito (2002). UNI

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Geomorfologia

Gran parte dell'area comunale di S. Egidio Monte Albino presenta una morfologia sub-pianeggiante, con pendenze da 0 a 20%, comprendente sia il centro urbano, sia le zone a Nord, ad Ovest e ad Est.

Questa porzione di territorio è costituita da depositi alluvionali e prodotti piroclastici in sede e/o rimaneggiati.

La fascia meridionale del Comune, al di sopra della isoipsa dei 100 metri s. l. m., è caratterizzata da pendenze più acclivi, comprese tra 25 e 50 %, che fanno da raccordo tra il settore pianeggiante ed i rilievi dei Monti Lattari, attraverso una fascia di depositi detritici e piroclastici.

Proprio quest'ultima porzione di territorio è quella più sensibile ai fenomeni erosivi superficiali, poiché al di sopra del substrato costituito da rocce di natura calcarea, si ritrova uno strato costituito da prodotti piroclastici, che in particolari condizioni di pendenza e di contenuto d'acqua, può dar luogo a veri e propri fenomeni franosi.

Dal punto di vista idrografico, l'area fa parte del bacino del Fiume Sarno. Le acque di precipitazione meteorica si infiltrano generalmente nel sottosuolo, grazie alla buona permeabilità dei terreni superficiali; solo durante gli eventi pluviometrici di maggiore intensità si registrano aliquote d'acqua di ruscellamento che vengono generalmente drenate dalla rete di canali e fossi presenti nella zona.

Gli aspetti morfologici esaminati indicano che detta area, in tempi geologici differenti è stata interessata da episodi alluvionali alternati ad episodi piroclastici.

In definitiva, tuttavia, si può affermare l'assenza di dissesti in atto o potenziali per i luoghi di interesse: infatti la scarsa pendenza e la modesta erosione dei terreni superficiali conferiscono ai terreni stessi una condizione di generale stabilità.

L'area di studio, inoltre, non ricade all'interno delle cosiddette "aree a rischio frana o alluvioni", così come si è potuto riscontrare dal Piano per l'Assetto Idrogeologico redatto dall'Autorità di Bacino Regionale Campania Centrale.

Geologia

Come precedentemente accennato, il territorio del Comune di S. Egidio del Monte Albino ricade nella Piana del Sarno, pertanto per inquadrare l'ambiente geologico di riferimento è stato necessario analizzarne il contesto di riferimento a grande scala.

La Piana del Sarno occupa la parte meridionale della depressione strutturale della Piana Campana individuata, a partire dal Pleistocene

inferiore, tra le unità meso-cenozoiche dell'Appennino meridionale e colmata, successivamente, per alcune migliaia di metri da depositi vulcanoclastici, alluvionali e marini.

Il territorio compreso tra l'edificio vulcanico del Somma-Vesuvio, a Nord-Ovest, e le dorsali carbonatiche dei Monti di Sarno e dei Monti Lattari, rispettivamente ad Est ed a Sud, individua una piana costiera di circa 200 Km² di estensione, caratterizzata da modeste pendenze convergenti, nel settore centrale, verso il corso del Fiume Sarno. In questa porzione il riempimento del graben peri-tirrenico comprende, a tetto del substrato carbonatico ribassato a gradinate da più sistemi di faglie, oltre a conglomerati e sedimenti marini, soprattutto depositi vulcanoclastici intercalati da depositi alluvionali e detritici.

La successione di riempimento ha potenza crescente dalle pendici dei rilievi carbonatici bordieri verso Nord-Ovest, raggiungendo lo spessore di circa 2000 metri, nella parte centrale della piana, ed ancora maggiore, al di sotto del Somma-Vesuvio, in conseguenza dell'articolato andamento del substrato carbonatico.

Le stratigrafie delle perforazioni, che interessano il primo centinaio di metri del sottosuolo della Piana del Sarno, hanno evidenziato la presenza di sedimenti di natura ed ambienti deposizionali estremamente diversificati.

E' possibile, tuttavia, nell'ambito delle profondità d'interesse del presente studio, differenziare nel settore meridionale della Piana, più zone aventi caratteristiche lito-stratigrafiche più o meno omogenee a grande scala.

Nel settore della Piana compreso tra Scafati, Poggiomarino, S. Marzano, S. Egidio del Monte Albino, Pagani, Angri e S. Antonio Abate, a tetto e a letto dell'orizzonte tufaceo, riferibile alla formazione dell'Ignimbrite Campana (35000 anni fa), sono presenti strati di spessore variabile, di depositi piroclastici, costituiti da pomici, cineriti e pozzolane, intercalati da frequenti episodi alluvionali, palustri e marini, a granulometria prevalentemente sabbiosa e limosa.

Il settore che borda i rilievi carbonatici dei Monti Lattari è costituito da depositi piroclastici, comprendenti pomici, cineriti e pozzolane, che passano inferiormente ad orizzonti tufacei di spessore variabile. Intercalati e soprattutto alla base dei precedenti, sono presenti successioni detritiche e conglomeratiche, con clasti di natura calcarea, correlabili a diverse generazioni di conoidi alluvionali, prodotte dal disfacimento dei rilievi carbonatici bordieri.

Idrogeologia

Anche per la ricostruzione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio comunale sono stati utilizzati tutti i dati bibliografici disponibili, oltre che studi e ricerche, editi ed inediti, reperiti presso Enti pubblici e privati.

I litotipi che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono caratterizzati da una permeabilità relativa estremamente differenziata, sia in senso verticale, sia in senso orizzontale, in funzione delle frequenti variazioni granulometriche dei depositi sciolti e del grado di fessurazione degli orizzonti litoidi.

Si distinguono, in particolare, orizzonti più produttivi quali gli strati di pomici, lapilli, scorie, pozzolane, ghiaie e detriti (permeabili per porosità) ed orizzonti semipermeabili o impermeabili quali le formazioni tufacee, cineritiche, limose ed argillose.

Ciò da luogo, localmente, ad un evidente frazionamento della circolazione idrica sotterranea a causa delle caratteristiche deposizionali e granulometriche dei sedimenti; a grande scala, invece, si rileva l'intercomunicazione delle diverse falde idriche per le frequenti soluzioni di continuità che interessano gli strati semipermeabili o impermeabili.

Quindi localmente si riconosce un acquifero multistrato, mentre a grande scala è stata riconosciuta un'unica morfologia piezometrica con andamento da Sud-Est verso Nord-Ovest, convergente verso il principale asse di drenaggio preferenziale che corrisponde con il corso del Fiume Sarno.

Nel territorio comunale di S. Egidio Monte Albino, il gradiente idraulico della falda, ricostruita a grande scala, varia da 0.2 a 0.5 %.

La trasmissività dell'acquifero detritico-alluvionale-piroclastico, è funzione della prevalenza dell'uno o degli altri litotipi presenti nel sottosuolo, oltre che del loro spessore. I valori riportati in bibliografia variano da $4.0 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{sec}$ a $6.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$. I valori di trasmissività più elevati caratterizzano la fascia detritica a ridosso dei rilievi carbonatici che bordano la Piana; invece, laddove sono presenti litotipi con prevalente frazione sabbioso-limosa, si hanno i valori più bassi.

L'acquifero della Piana trae alimentazione sia dalla ricarica diretta, sia dai considerevoli travasi laterali provenienti dall'acquifero fratturato e carsificato dei Monti Lattari, caratterizzato da ingenti risorse idriche sotterranee. Il recapito locale della falda della Piana è rappresentato dal mare, dal Fiume Sarno a valle di Scafati e dalle utenze irrigue, industriali e potabili presenti nel territorio, che captano le risorse attraverso numerosi pozzi.

Durante l'esecuzione della campagna di indagini geognostiche ai fini della redazione del P.R.G. comunale, la quota piezometrica della falda è stata verificata tra i 20.0 m slm nella fascia pedemontana, i 15.0 m slm nella frazione S. Lorenzo ed i 10.0 m slm nella frazione Orta Loreto.

Per quanto riguarda le oscillazioni del livello idrico dell'acquifero, bisogna rilevare che le oscillazioni stagionali nel territorio comunale di S. Egidio del Monte Albino sono comprese tra 1.0 e 5.0 m (Celico et alii, 1991), con picchi di massimo abbassamento rilevati generalmente tra fine luglio ed inizio settembre.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'indagine geognostica effettuata in questa sede, volta alla ricostruzione lito-stratigrafica del sottosuolo ed alla sua caratterizzazione fisico-meccanica e sismica, è consistita in:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo, con esecuzione di n. 4 prove SPT nel corso delle terebrazioni meccaniche e prelievo di n. 2 campioni indisturbati;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche (PPD con DPSH) con prelievo di n. 3 campioni indisturbati;
- prove di laboratorio per identificazione caratteristiche generali su n. 4 campioni indisturbati prelevati;
- n. 2 prospezioni geofisiche con indagine M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Sondaggi meccanici a carotaggio continuo

I sondaggi eseguiti sono consistiti in perforazioni del terreno effettuate con sonda TEREDO, che opera imprimendo una spinta assiale ad un utensile rotante (carotiere) con avanzamento idraulico.

I sondaggi sono stati eseguiti a carotaggio continuo con materiale di perforazione del diametro di 101 mm ed ha avuto come scopo principale: la definizione della stratigrafia e dei caratteri fisici generali del sottosuolo e la localizzazione della falda idrica, se esistente.

L'indagine è stata effettuata con attrezzature che hanno consentito di portare in superficie colonne di terreno continue (*carote*), la cui osservazione ha permesso il riconoscimento dei litotipi presenti e delle profondità entro le quali essi sono stati rinvenuti.

Il sondaggio ha attinto ad una profondità massima di - 30,00 metri a partire dalla quota del punto sondato (piano campagna).

Per quanto attiene la metodologia esecutiva adottata per le perforazioni geognostiche si è, in parte, ricorso ad un rivestimento metallico provvisorio installato man mano che la perforazione procedeva.

Il rivestimento è stato infisso a rotazione con scarsa circolazione di fluido.

La perforazione invece è stata condotta in genere senza l'impiego di fluido di circolazione con recupero integrale del terreno attraversato; la stabilità della parete del foro è stata garantita dal rivestimento metallico provvisorio, mentre quella del fondo del foro è stata assicurata mediante i seguenti accorgimenti:

- le manovre di estrazione dell'attrezzo di perforazione, campionamento, ecc. sono state eseguite con velocità molto bassa nel tratto iniziale per minimizzare "l'effetto pistone";

- la pulizia del fondo foro, prima di eseguire manovre di campionamento e/o prove in sito, è stata assicurata eseguendo apposite manovre di pulizia con attrezzo a fori radiali.

Le attrezzature di perforazione a rotazione impiegate hanno i seguenti requisiti:

- velocità di rotazione variabile da 0 a 500 giri/minuto primo;
- coppia massima non inferiore a 400 Kgm;
- spinta verso il basso non minore di 4000 Kg, continua per almeno 80 centimetri;
- "tiro" non minore di 4000 Kg.

Le attrezzature sono state corredate di tutti quegli accessori necessari per il corretto funzionamento. Il sistema, le modalità di perforazione e di rivestimento sono stati tali da minimizzare il disturbo provocato nei terreni attraversati ed al fondo del foro. Il diametro dell'utensile di perforazione è stato proporzionato a quello del rivestimento. L'utensile e le modalità d'impiego hanno garantito una percentuale di recupero sempre superiore al 90%.

Tale recupero è stato:

- per i *terreni coesivi* rappresentativo della composizione granulometrica e della struttura;
- per i *terreni sciolti* granulari rappresentativo della composizione granulometrica.

In base all'esame dei campioni rimaneggiati di cui sopra è stata compilata la stratigrafia dei sondaggi che comprende:

- spessore e profondità dal p.c. del tetto di ogni unità litostratigrafica. Sono state anche segnalate, nell'ambito dell'unità, eventuali alternanze o particolari tipi di deposizione (varve, laminazioni ritmiche, ecc.);
- colore prevalente;
- composizione granulometrica approssimata, nei termini correnti (trovanti, ciottoli, ghiaia, sabbia, limo, argilla), indicando il diametro massimo della ghiaia ed elencando per prima la frazione prevalente e, di seguito, le eventuali altre frazioni secondo importanza percentuale;
- caratteristiche di consistenza (*terreni coesivi*) nei termini correnti (tenero, plastico, compatto, molto compatto);
- caratteristiche di addensamento (*terreni non coesivi*) nei termini usuali (sciolto, mediamente compatto, compatto);
- presenza di inclusi organici (torbe, ecc.) e non (calcinacci, ecc.).

Tutti i campioni estratti sono stati sistemati in cassette catalogatrici aventi dimensioni 100x60x15 cm, munite di scomparti divisorii e di coperchio. Sulle cassette sono indicati il cantiere, il sondaggio e le quote di riferimento nonché i valori delle prove SPT eseguite alle varie profondità.

Sugli scomparti interni sono state chiaramente scritte le quote di riferimento di ciascuna manovra eseguita.

Standard Penetration Test (SPT)

Nel corso dei sondaggi meccanici, a diverse progressive dal piano di calpestio, sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche del tipo "*Standard Penetration Test*".

La prova S.P.T. consiste nell'infissione a percussione di uno speciale campionatore, che a seconda dei terreni potrà essere di tipo chiuso (*punta conica chiusa*) o di tipo aperto (*campionatore Raymond*) e che, penetrando nel terreno sotto i colpi di maglio di peso pari a 63,5 Kg e con volata di 76 cm, consente di valutarne la resistenza meccanica alla penetrazione, per un tratto di 45 cm.

Più dettagliatamente, posato il campionatore S.P.T. su fondo del foro, accuratamente pulito e confrontato con la quota raggiunta dalla perforazione, si registra il numero di colpi necessario per farlo avanzare di 15 cm.

Se l'infissione (i) dopo 50 colpi è inferiore a 15 cm, ossia:

$$N_1 = 50 \text{ colpi; } i < 15 \text{ cm}$$

si sospende la prova indicando il rifiuto dell'attrezzatura alla penetrazione.

Se $N_1 < 50$ colpi si procede con l'avanzamento registrando il numero di colpi N_2 e N_3 necessari all'infissione del campionatore nel secondo e terzo tratto di lunghezza pari a 15 cm ciascuno.

Se non si ha un nuovo rifiuto alla penetrazione da parte dell'attrezzatura (N_2 o $N_3 > 50$), si assume:

$$N_{\text{SPT}} = (N_2 + N_3) \text{ colpi; } i = 30 \text{ cm}$$

In sintesi, si assume come valore di N_{SPT} la somma dei colpi necessari per ottenere gli ultimi 2 tratti di penetrazione (30 cm).

Il ritmo delle percussioni nel corso della prova deve essere compreso fra 20 e 25 colpi/minuto in modo da fornire sempre la stessa energia di battitura.

Le prove, eseguite in parte in termini coesivi ed, in parte, in terreni a granulometria medio-grossa hanno richiesto l'utilizzo di entrambi i tipi di punte.

Dalla prova SPT è possibile trarre utili informazioni sullo stato di addensamento nei terreni granulari e sul grado di consistenza in quelli coesivi.

A supporto dei valori ottenuti durante l'esecuzione di una prova SPT sono a disposizione diversi grafici e diverse tabelle riportati in allegato, che permettono una prima individuazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati. Tuttavia occorre ricordare che in essi non si tiene conto dello stato tensionale efficace agente che, invece, ha notevole influenza sulla resistenza del terreno alla penetrazione; il valore di N_{SPT} , infatti, oltre che con D_r cresce con la pressione litostatica e con la dimensione dei granuli, mentre diminuisce in presenza d'acqua.

Giova ricordare inoltre che la prova penetrometrica S.P.T perde di significato nel caso di acqua rapidamente risaliente nel foro e che ad N_2 ed N_3 può attribuirsi un significato simile a quello di R_p ed R_l delle prove penetrometriche statiche: più N_3 è maggiore di N_2 più il terreno è addensato. Le risultanze di tali prove sono riportate in apposite tabelle allegate in successione alle colonne stratigrafiche oltre che nelle stesse stratimetrie.

Prelievo dei campioni e prove di laboratorio

Durante l'esecuzione delle indagini geognostiche sono stati prelevati n. 5 campioni considerati caratteristici dei litotipi incontrati e di seguito elencati:

Sondaggio: S1	Campione: C1	Profondità: - 1.50 m
Sondaggio: S1	Campione: C2	Profondità: - 9.00 m
DPSH: P1	Campione: C1	Profondità: - 1.50 m
DPSH: P2	Campione: C1	Profondità: - 1.50 m
DPSH: P3	Campione: C1	Profondità: - 2.50 m

I campioni estratti sono stati immediatamente sigillati e catalogati al fine di non permetterne alcuna trasformazione; per i campioni estratti in forma indisturbata si è ricorso all'impiego di un «carotiere» metallico a parete sottile, munito di fustelle contenitrici in acciaio, infisso a pressione nel terreno.

I campioni indisturbati, opportunamente paraffinati, hanno le seguenti dimensioni:

- diametro di base: 80 mm
- altezza del campione: 350 mm

Sono stati sottoposti ad analisi i seguenti n. 4 provini:

Sondaggio: S1	Campione: C2	Profondità: - 9.00 m
DPSH: P1	Campione: C1	Profondità: - 1.50 m
DPSH: P2	Campione: C1	Profondità: - 1.50 m
DPSH: P3	Campione: C1	Profondità: - 2.50 m

I risultati ed i grafici delle prove di laboratorio sono allegati alla presente relazione.

Non sono stati sottoposti ad analisi altri campioni prelevati nel corso dei sondaggi poiché essi evidenziavano caratteristiche geotecniche simili a quelle dei campioni analizzati oppure presentavano caratteristiche granulometriche tali da non consentire né un opportuno "campionamento" del litotipo né condizioni di "disturbo" di prelievo tali da poter sottoporre il campione stesso a prove geotecniche di "routine". Pertanto nuove serie di prove sarebbero state, in questo caso, non giustificate ed inopportune.

Le profondità di prelievo sono state dettate dall'esigenza di conoscere con particolare precisione i parametri meccanici dei litotipi entro cui si risentiranno le sollecitazioni statiche delle opere a realizzarsi qualora si volesse optare per una soluzione di sistema fondale di tipo diretto superficiale o, in alternativa, propendere per una fondazione profonda su pali.

Prove penetrometriche dinamiche (PPD)

Le prove penetrometriche sono state effettuate con l'ausilio di un Penetrometro Dinamico Pesante (classificato "DPSH" secondo l'I.S.S.M.F.E., 1998), della ditta costruttrice Pagani Srl.

Le prove penetrometriche effettuate sono state eseguite sotto la mia direzione e sono state spinte fino alla profondità massima di 12.0 metri rispetto alla quota di inizio prova.

Le caratteristiche strumentali principali che vale la pena di ricordare sono:

- maglio di caduta del peso di kg. 63.5
- altezza caduta libera $H = 0.75$ m
- peso sistema di battuta $P_p = 97$ kg
- punta conica del diametro di 50.8 mm con angolo di penetrazione di 90° ed area di 20 cm^2 ;
- sistema di aste in acciaio di lunghezza $L = 1$ m, di peso al metro lineare $P = 6.3$ kg /ml e di diametro $d = 32$ mm;
- tratto di penetrazione standard $p_s = 20$ cm

Il sistema di aste è collegato ad un motore a quattro tempi comandato tramite pulsantiera elettronica ed è provvisto di carrello trasportatore che, durante il funzionamento, viene fissato a terra mediante quattro piedi metallici.

L'apparecchiatura utilizzata consente, mediante il sistema di infissione delle aste e la contemporanea lettura del numero di colpi "N", il riconoscimento indiretto della natura e delle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

In particolare, l'elaborazione dei valori di N registrati e la correlazione esistente tra la natura dei terreni attraversati e la loro consistenza

(rilevabile dal numero di colpi necessari per approfondire la punta di tratti costanti pari a ps) consentono la definizione di Rpd.

Nello specifico per il calcolo della Resistenza dinamica alla punta (Rpd), si è adottata la seguente relazione:

$$Rpd = M^2 * H / [A * e * (M+P+Pp)]$$

dove :

M = peso massa battente;

e = infissione per colpo;

H = altezza caduta libera

P = peso aste per metro

Pp = peso totale aste e sistema di battuta

In allegato sono riportati i penetrogrammi con i relativi listati numerici dei valori di N e Rpd in relazione alla profondità che offrono la visione d'insieme delle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Prospezioni geofisiche

L'indagine eseguita è stata condotta sulla base di n. 2 prospezioni sismiche MASW con n. 2 stendimenti geofonici di 31.2 m ubicati in posizioni ritenute particolarmente significative al fine di una completa individuazione delle caratteristiche del sottosuolo nelle aree di progetto.

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali, strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali [Re.Mi. (Refraction Microtremor) - M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) - S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves)].

L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale. Tali indagini risultano particolarmente adatte in aree fortemente antropizzate (aree urbane e industriali) con notevole presenza di rumore di fondo (noise).

La gestione dell'apparecchiatura è notevolmente semplificata dall'interfaccia grafica e dall'interazione con essa tramite il sistema di puntamento touch-screen, che consente di eseguire tutte le operazioni toccando con un pennino gli oggetti interessati direttamente sullo schermo.

L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP. Tutte le operazioni possono essere gestite in modo intuitivo toccando lo schermo con l'apposito stilo che sostituisce il mouse normalmente utilizzato sui PC desk.

L'operatore, per una migliore fruibilità dello strumento può collegare una tastiera ed un mouse alla porta PS2 presente sul pannello frontale.

La sorgente sismica è costituita da una massa battente (mazza dal peso di 8 kg) che batte su una piastra di alluminio. Il martello funge contemporaneamente da starter poiché collegato a mezzo di trigger al sismografo.

Quando la battuta sulla superficie della piastra non era netta o la si colpiva due volte erroneamente, la prova veniva ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo il profilo di indagine con offset di 1.50 m (totale lunghezza stendimento = 42 m considerando anche i 2 spostamenti lungo la linea di indagine di sorgente e ricevitori). La lunghezza dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni fino alla profondità di 45 m in area di progetto.

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma (SurfSeis 2.0 della Kansas Geological Survey) per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.

SISMICITA'

Il territorio oggetto di studio era incluso fra le aree classificate, dal punto di vista sismico, come di seconda categoria con $S=9$ (*dichiarazione di zone sismiche nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia, all'art. 1 del D. M. LL.PP del 07/03/81*), ed è stato di recente incluso nelle *aree a media sismicità* con Delibera di Giunta Regionale della Campania n. 5447 del 07/11/02.

Con l'applicazione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003, che riclassifica l'intero territorio nazionale, il territorio del Comune di S. Egidio del Monte Albino ricade in *zona sismica 3*: tale classificazione deriva dalla valutazione dei valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riportati nella Tabella che segue.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_{ag}/g)
1	>0.25	0.35
2	0.15 - 0.25	0.25
3	0.05 - 0.15	0.15
4	<0.05	0.05

La nuova classificazione introduce ad un nuovo approccio allo studio della sismicità locale che, dall'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, stima la *pericolosità sismica* mediante un criterio "*sito dipendente*" e non più "*zona dipendente*".

Pertanto, l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *Stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla "*pericolosità di base*" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Le prospezioni sismiche MASW effettuate, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30 m al di sotto del piano fondale, hanno fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine, in entrambi i casi, in *categoria C* del D.M. 17 gennaio 2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto sabbiosi o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente sabbiosi o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente sabbiosi o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Categorie Suoli di fondazione (D.M. 17 gennaio 2018).

Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

$$V_{S30} = \frac{30m}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

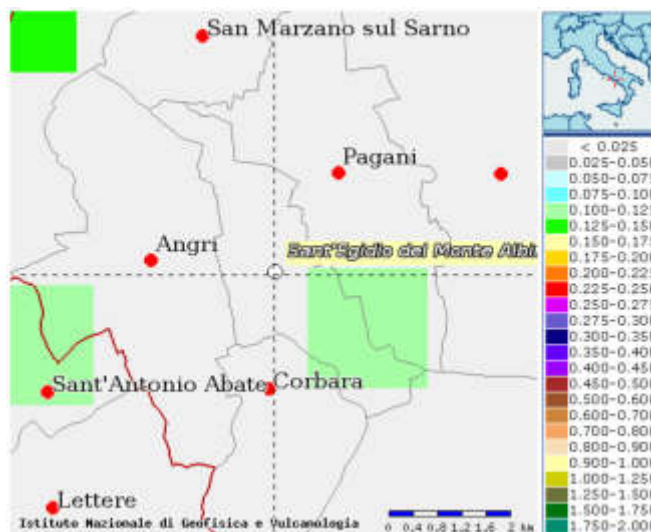
dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30 metri di profondità al di sotto del piano fondale.

Prospezione sismica	V_{S0-30} (m/s)	Categoria Suoli di Fondazione (D.M. 17/01/2018)
MASW n. 1	[297 ÷ 300]	C
MASW n. 2	[276]	C

Stima della pericolosità sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" (PVR).

La pericolosità sismica del sito viene effettuata sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).



Mappa della pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) Punti della griglia riferiti a parametro dello scuotimento ag, probabilità in 50 anni 10%, percentile 50

In particolare, il territorio comunale di S. Egidio del Monte Albino, come visibile dalla figura precedente, rientra nella cella contraddistinta da valori di a_g di riferimento compresi tra 0.100 e 0.125 (Punti della griglia riferiti a parametro dello scuotimento a_g , probabilità in 50 anni 10%, percentile 50).

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A, ecc.), con superficie topografica orizzontale (categoria T1, ecc.);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

In seguito sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici ed i parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

La valutazione è stata effettuata tramite l'utilizzo del software sperimentale *Spettri NTC 1.0.3* sviluppato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed utilizzando le risultanze della prospezione sismica effettuata e precedentemente descritta.

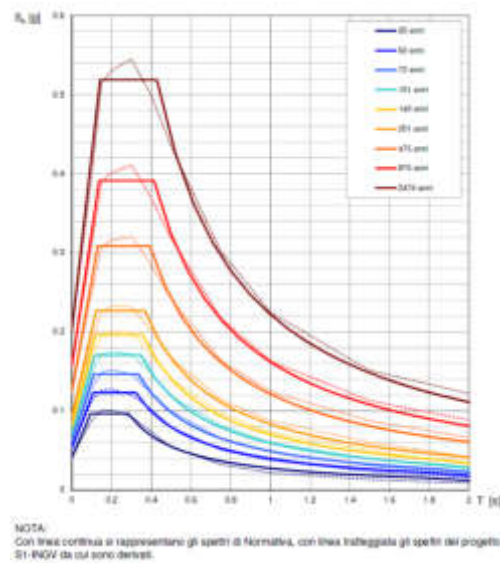
La definizione degli spettri di risposta ottenuti sono relativi allo Stato Limite di Esercizio ed allo Stato Limite Ultimo.

Di seguito vengono riportati tutti gli spettri elastici rilevati per il sito in ordine alle coordinate ricavate.

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

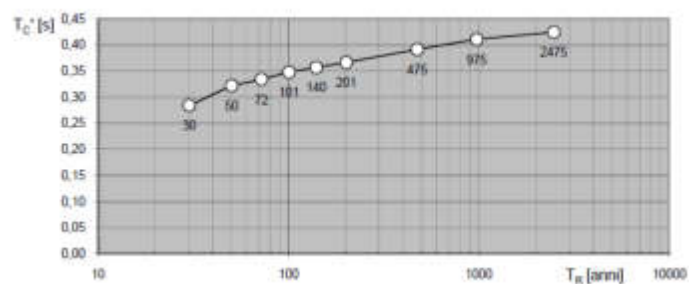
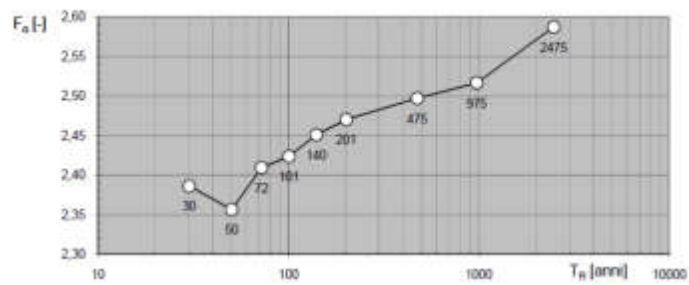
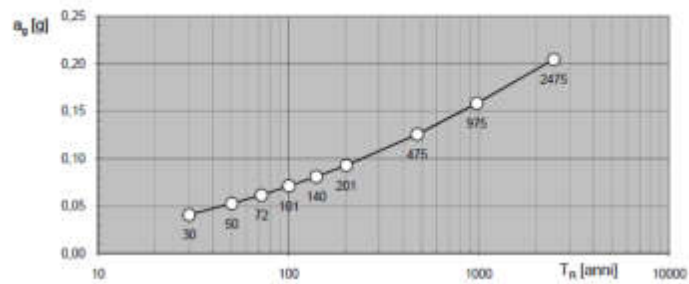
T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,041	2,386	0,284
50	0,053	2,356	0,322
72	0,061	2,409	0,334
101	0,071	2,424	0,348
140	0,081	2,451	0,357
201	0,093	2,470	0,366
475	0,125	2,497	0,391
975	0,158	2,517	0,411
2475	0,204	2,587	0,424

Prospetto dei valori dei parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R di riferimento. a_g = accelerazione orizzontale massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale



Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento per categoria di suolo A

Valori dei parametri a_g , F_a , T_C : variabilità col periodo di ritorno T_R



Condizioni topografiche

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 metri.

Categoria sottosuolo	Caratteristiche delle superfici topografiche
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $i > 15^\circ$

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee o provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classi d'uso

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 05/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e ad impianti di produzione di energia elettrica.

Vita di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

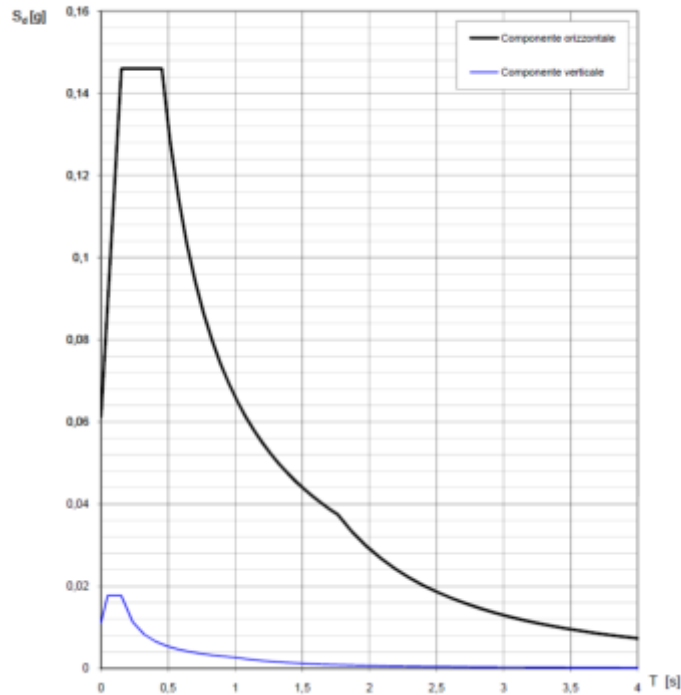
$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato dalla Tabella 2.4.II delle NTC08, riportata di seguito

Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1	1,5	2

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO

STATO LIMITE	SLO
a_{24}	0.041 g
F_a	2.396
T_a	0.284 s
S_a	1.500
C_a	1.590
S_T	1.000
η	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	1.763 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_a \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_{24} / g + 1.0 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_d(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.061
0.151	0.148
0.452	0.140
0.515	0.128
0.577	0.114
0.640	0.103
0.702	0.094
0.764	0.086
0.827	0.080
0.889	0.074
0.952	0.069
1.014	0.065
1.077	0.061
1.139	0.058
1.201	0.055
1.264	0.052
1.326	0.050
1.389	0.048
1.451	0.046
1.514	0.044
1.576	0.042
1.638	0.040
1.701	0.039
1.763	0.037
1.870	0.033
1.976	0.030
2.083	0.027
2.189	0.024
2.296	0.022
2.402	0.020
2.509	0.019
2.615	0.017
2.722	0.016
2.828	0.015
2.935	0.014
3.041	0.013
3.148	0.012
3.254	0.011
3.361	0.010
3.467	0.010
3.574	0.009
3.680	0.009
3.787	0.008
3.893	0.008
4.000	0.007

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLO

STATO LIMITE	SLO
a_{24}	0.011 g
S_a	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_a	0.651
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_a = 1.35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_{24}}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

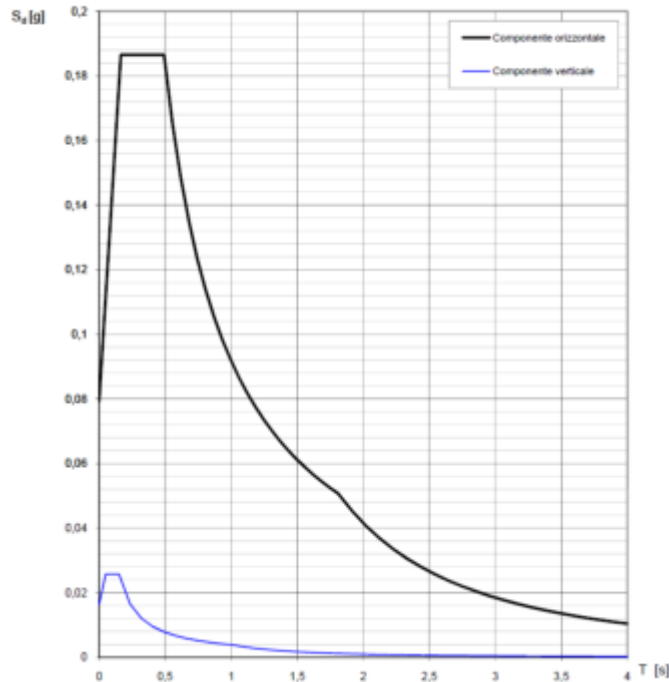
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.011
0.050	0.018
0.150	0.018
0.235	0.011
0.320	0.008
0.405	0.007
0.490	0.005
0.575	0.005
0.660	0.004
0.745	0.004
0.830	0.003
0.915	0.003
1.000	0.003
1.094	0.002
1.188	0.002
1.281	0.002
1.375	0.001
1.469	0.001
1.563	0.001
1.656	0.001
1.750	0.001
1.844	0.001
1.938	0.001
2.031	0.001
2.125	0.001
2.219	0.001
2.313	0.000
2.406	0.000
2.500	0.000
2.594	0.000
2.688	0.000
2.781	0.000
2.875	0.000
2.969	0.000
3.063	0.000
3.156	0.000
3.250	0.000
3.344	0.000
3.438	0.000
3.531	0.000
3.625	0.000
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti	SLD
β_a	0.053 g
β_b	2.357
β_c	0.322 s
β_d	1.500
β_e	1.526
β_f	1.500
β_g	1.000

Parametri dipendenti	
S_d	1.500
S_v	1.000
T_b	0.164 s
T_c	0.492 s
T_d	1.811 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_d \cdot S_v \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(3 + \frac{1}{\beta_a})} \geq 0.55; \eta = 1/\eta \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_1 \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4.0 \cdot \eta \cdot \beta_d / \beta_g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_d(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_d(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/\eta$, dove η è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e [g]$
0.000	0.079
0.164	0.187
0.492	0.187
0.555	0.165
0.617	0.149
0.680	0.135
0.743	0.123
0.806	0.114
0.869	0.106
0.931	0.096
0.994	0.086
1.057	0.087
1.120	0.082
1.183	0.078
1.246	0.074
1.308	0.070
1.371	0.067
1.434	0.064
1.497	0.061
1.560	0.059
1.623	0.057
1.686	0.054
1.748	0.052
1.811	0.051
1.915	0.045
2.019	0.041
2.124	0.037
2.228	0.033
2.332	0.031
2.436	0.028
2.541	0.026
2.645	0.024
2.749	0.022
2.853	0.020
2.958	0.019
3.062	0.018
3.166	0.017
3.270	0.016
3.375	0.015
3.479	0.014
3.583	0.013
3.687	0.012
3.792	0.012
3.896	0.011
4.000	0.010

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti	SLD
β_a	0.016 g
β_b	1.000
β_c	1.000
β_d	1.500
β_e	0.050 s
β_f	0.150 s
β_g	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_v	0.731
S_v	1.000
η	0.607

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_d \cdot S_v \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/\eta \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_s \left(\frac{\beta_b}{\beta_f} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_b \quad S_v(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_v(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

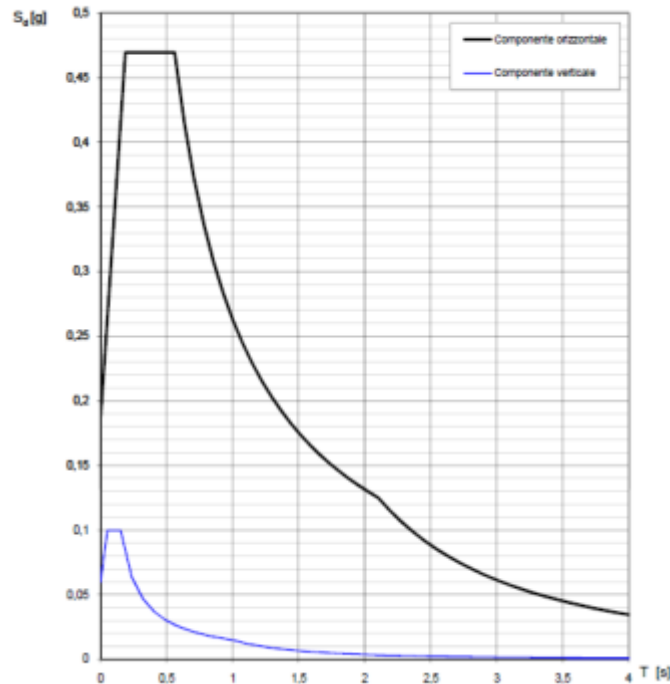
$$T_c \leq T < T_d \quad S_v(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_v(T) = a_b \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e [g]$
0.000	0.016
0.050	0.026
0.100	0.026
0.235	0.016
0.320	0.012
0.405	0.010
0.490	0.008
0.575	0.007
0.660	0.006
0.745	0.005
0.830	0.005
0.915	0.004
1.000	0.004
1.094	0.003
1.189	0.003
1.281	0.002
1.375	0.002
1.469	0.002
1.563	0.002
1.656	0.001
1.750	0.001
1.844	0.001
1.938	0.001
2.031	0.001
2.125	0.001
2.219	0.001
2.313	0.001
2.406	0.001
2.500	0.001
2.594	0.001
2.688	0.001
2.781	0.000
2.875	0.000
2.969	0.000
3.063	0.000
3.156	0.000
3.250	0.000
3.344	0.000
3.438	0.000
3.531	0.000
3.625	0.000
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.125 g
F_a	2.497
T_g	0.391 s
S_a	1.500
C_a	1.431
S_b	1.000
η	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_g	0.167 s
T_c	0.560 s
T_b	2.100 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_f \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10} \cdot (S + T_g) \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_g = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_a \cdot T_g^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_g \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left[\frac{T}{T_g} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_g} \right) \right]$$

$$T_g \leq T < T_c \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c \cdot T_b}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_b(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_a(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_a [g]
0.000	0.125
0.167	0.470
0.560	0.470
0.633	0.415
0.707	0.372
0.780	0.337
0.854	0.308
0.927	0.284
1.000	0.263
1.074	0.245
1.147	0.229
1.221	0.215
1.294	0.203
1.367	0.192
1.441	0.182
1.514	0.174
1.588	0.166
1.661	0.158
1.734	0.152
1.808	0.145
1.881	0.140
1.955	0.135
2.028	0.130
2.102	0.125
2.176	0.118
2.250	0.109
2.323	0.098
2.397	0.091
2.470	0.085
2.544	0.079
2.617	0.074
2.691	0.069
2.765	0.065
2.838	0.061
2.912	0.058
2.985	0.054
3.059	0.051
3.132	0.048
3.206	0.044
3.279	0.042
3.353	0.040
3.426	0.038
3.500	0.036
3.573	0.035
3.647	0.034
3.720	0.033
3.794	0.032
3.867	0.031
3.941	0.030
4.014	0.029

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.090 g
F_a	1.000
S_a	1.000
η	1.500
T_g	0.250 s
T_c	0.150 s
T_b	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_s	1.194
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_f \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_s = 1.35 \cdot F_a \left(\frac{a_g}{g} \right)^{1/3} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_g \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left[\frac{T}{T_g} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_g} \right) \right]$$

$$T_g \leq T < T_c \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

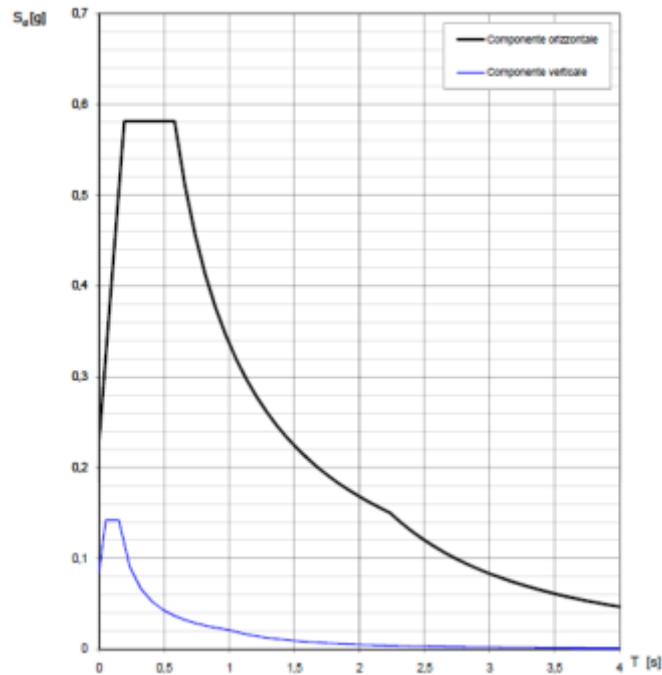
$$T_c \leq T < T_b \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_b(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_c \cdot T_b}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_a [g]
0.000	0.090
0.250	0.100
0.335	0.094
0.320	0.087
0.405	0.083
0.490	0.081
0.575	0.078
0.660	0.075
0.745	0.072
0.830	0.069
0.915	0.066
1.000	0.063
1.084	0.061
1.168	0.059
1.253	0.056
1.337	0.054
1.422	0.051
1.506	0.049
1.591	0.046
1.675	0.044
1.760	0.042
1.844	0.040
1.929	0.038
2.013	0.036
2.100	0.033
2.189	0.031
2.279	0.029
2.369	0.027
2.459	0.025
2.549	0.023
2.639	0.021
2.729	0.019
2.819	0.017
2.909	0.015
3.000	0.013
3.090	0.011
3.181	0.009
3.271	0.007
3.362	0.005
3.452	0.003
3.543	0.001
3.633	0.001
3.724	0.001
3.814	0.001
3.905	0.001
4.000	0.001

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

STATO LIMITE	SLC
a_{Bz}	0.15g
F_B	2.517
T_B	0.411 s
C_B	1.461
S_B	1.406
S_z	1.000
η	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.461
η	1.000
T_B	0.183 s
T_C	0.578 s
T_D	2.232 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(3 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/\xi \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_B \cdot T_B \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_B / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \left(\frac{T_C \cdot T_B}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le vertiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/\xi$, dove ξ è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.231
0.183	0.581
0.578	0.581
0.657	0.512
0.736	0.457
0.815	0.413
0.894	0.376
0.972	0.346
1.051	0.320
1.130	0.298
1.209	0.278
1.287	0.261
1.366	0.246
1.445	0.233
1.524	0.221
1.602	0.210
1.681	0.200
1.760	0.191
1.839	0.183
1.917	0.175
1.996	0.168
2.075	0.162
2.154	0.156
2.232	0.151
2.317	0.140
2.401	0.130
2.485	0.122
2.569	0.114
2.653	0.107
2.737	0.100
2.822	0.094
2.906	0.089
2.990	0.084
3.074	0.079
3.158	0.075
3.242	0.071
3.327	0.068
3.411	0.065
3.495	0.061
3.579	0.059
3.663	0.056
3.747	0.053
3.832	0.051
3.916	0.049
4.000	0.047

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLC

STATO LIMITE	SLC
a_{Bz}	0.085 g
F_B	1.000
S_B	1.000
η	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti	
F_z	1.351
S	1.000
η	0.687

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/\xi \quad (\text{NTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_z = 1.35 \cdot F_B \cdot \left(\frac{a_B}{g} \right)^{0.3} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_z \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_z} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_z$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_z \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_B \cdot S \cdot \eta \cdot F_z \left(\frac{T_C \cdot T_B}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.085
0.050	0.142
0.150	0.142
0.235	0.091
0.320	0.067
0.405	0.051
0.490	0.044
0.575	0.037
0.660	0.032
0.745	0.029
0.830	0.026
0.915	0.023
1.000	0.021
1.084	0.018
1.168	0.015
1.251	0.013
1.335	0.011
1.419	0.010
1.503	0.009
1.586	0.008
1.670	0.007
1.754	0.006
1.838	0.006
2.031	0.005
2.126	0.005
2.219	0.004
2.313	0.004
2.406	0.004
2.500	0.003
2.594	0.003
2.688	0.003
2.781	0.003
2.875	0.003
2.969	0.002
3.063	0.002
3.156	0.002
3.250	0.002
3.344	0.002
3.438	0.002
3.531	0.002
3.625	0.002
3.719	0.002
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Misura della massima accelerazione locale

Le azioni di filtro e di amplificazione, esercitate localmente dagli strati più superficiali del terreno sovrapposti ad un basamento roccioso sono detti effetti di sito. L'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (substrato o bedrock), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti (deposito di copertura) fino alla superficie, determinano l'entità della massima accelerazione locale (PGA).

Amplificazione stratigrafica

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E il coefficiente di Amplificazione stratigrafica (S_s) ed il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (C_c) possono essere calcolati in funzione dei valori di F_0 (Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente tabella, nella quale g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 \text{ (ag/g)} \leq 1.20$	$1.10 \times (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 \text{ (ag/g)} \leq 1.50$	$1.05 \times (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 \text{ (ag/g)} \leq 1.80$	$1.25 \times (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 \text{ (ag/g)} \leq 1.60$	$1.15 \times (T_c^*)^{-0.40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella, in funzione delle categorie topografiche definite prima e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Accelerazione massima attesa in superficie

L'elaborazione dei dati è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, da cui sono stati ottenuti i seguenti parametri sito—specifici:

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Vita nominale V_N	50
Coefficiente d'uso C_u	1.0
Classe d'uso	II

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR vengono calcolati i valori a_g , F_o , T_c^* e del periodo di ritorno:

Stato limite	T_R (anni)	a_g	F_o	T_c^*
SLO	30	0.041	2.386	0.284
SLD	50	0.053	2.356	0.322
SLV	475	0.125	2.497	0.391
SLC	975	0.158	2.517	0.411

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale (*RSL*) è possibile valutare l'accelerazione massima attesa al sito mediante la relazione:

$$a_{\max} = S_s \times S_T \times a_g$$

in cui:

S_s = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica

a_g = accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria A

Nel caso in esame potrà essere assunto:

$V_N = 50$ anni

Classe d'Uso: II

Stato limite SLV e $T_R = 475$ anni (Paragrafo 7.1 D.M. 14.01.2008)

$S_s = 1.51$ (Categoria sottosuolo C)

$S_T = 1.0$ (Categoria topografica T1)

$a_g = 0.125$ g

Sulla base dei dati sopra riportati risulta pertanto che:

$$a_{\max} = S_s \times S_T \times a_g = 1.51 \times 1.0 \times 0.125 = 0.188 \text{ g}$$

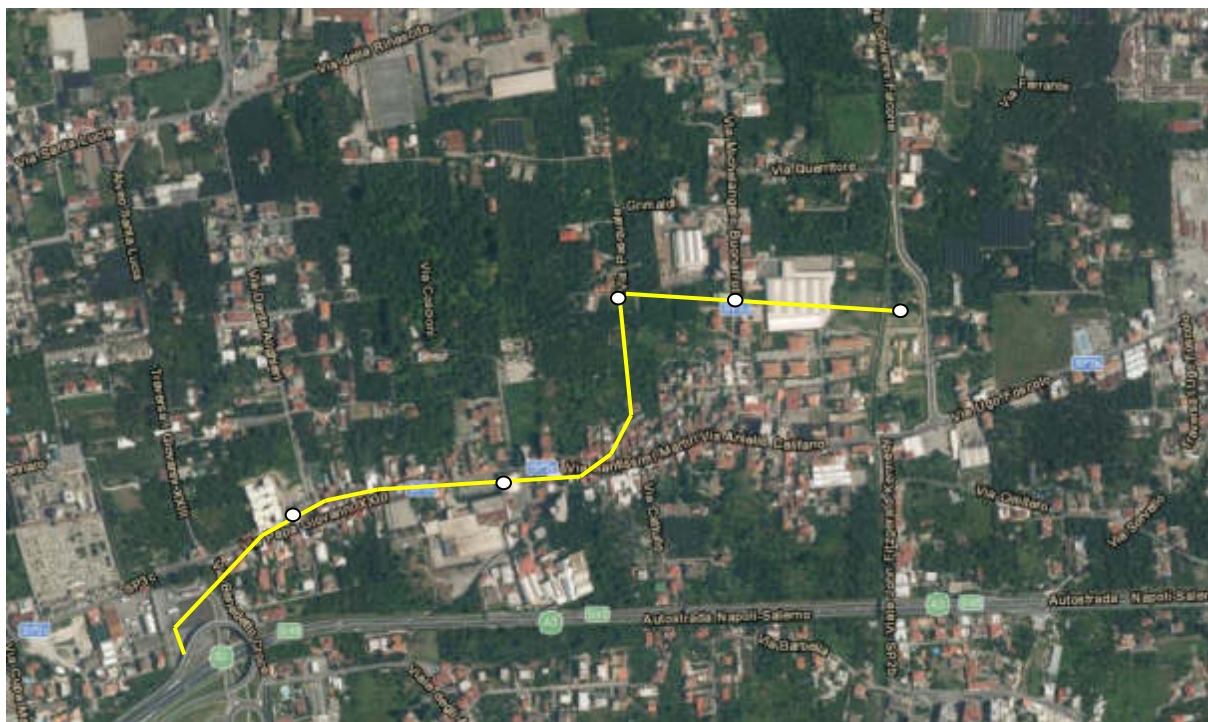
DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI DAL MASTERPLAN

Gli interventi stradali di progetto riguardano l'adeguamento strutturale (nuova pavimentazione e adeguamento recapiti pluviali) di via Dante Alighieri, via della Rinascita, via Nazionale, Cavalcavia Santa Lucia, via M. Buonarroti, via B. Croce, via Califano, via Pisacane, via Coscioni e via degli Aranci, la ripavimentazione di via Guglielmo Pepe, la riqualificazione funzionale di via Giovanni XXIII e via Santissimi Martiri, la nuova strada urbana di quartiere per il riequilibrio della mobilità territoriale del Comune di Sant'Egidio del Monte Albino, dall'anello di via Adriana (svincolo Angri Sud) fino alla via G. Falcone, con intersezioni a rotatoria con le via D. Alighieri, via Coscioni, via Grimaldi e via M. Buonarroti, la nuova rampa uscita dall'A3 e la nuova rotatoria su via Nazionale ed i Cavalcavia Santa Lucia.

L'ubicazione degli interventi in progetto è riportata nella cartografia allegata (Fig. 8).

- *La nuova strada di riequilibrio della mobilità territoriale*

La nuova strada per il riequilibrio della mobilità territoriale del Comune di Sant'Egidio del Monte Albino, collega l'anello viario di via Adriana (svincolo Angri Sud implementato anche della rampa in uscita da Salerno sulla corsia Nord) con la nuova strada di via G. Falcone, con intersezioni a rotatoria con via D. Alighieri, via Coscioni, via Grimaldi e via M. Buonarroti.



La nuova strada viene classificata come strada urbana interquartiere (intermedia fra le strade di scorrimento e quelle di quartiere - tipo E del Codice della Strada).

La sezione stradale prevista dalla Norme geometriche vigenti è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.50 m con banchine di 0.50 m e marciapiedi larghi 1.50 m. Il marciapiede dal lato dell'abitato di San Lorenzo sarà allargato a 4.50 m per inserire una fascia di 0.50 m, per posizionare dopo il ciglio del marciapiede pali di illuminazione, i pali di segnaletica stradale, i parapedonali e i dissuasori di sosta, e il disegno della pista ciclabile a doppio senso di marcia, larga 2.50 m, posta a ridosso della suddetta fascia.

La obbligatorietà della costruzione della pista ciclabile nelle strade di nuova costruzione di tipo E, per l'intero sviluppo della strada, è previsto nel comma 4bis dell'art. 13 del Codice della Strada.

- Adeguamento strutturale di Via Coscioni

L'adeguamento di via Coscioni prevede l'allargamento della sede stradale dal lato opposto al marciapiede esistente. La strada, a senso unico di marcia, è considerata strada locale urbana. La sede stradale sarà composta di una corsia, larga 3.00 m con banchina laterale di 0.50 m da un lato e stalli di sosta larghi 2.00 m dal lato destro del senso di marcia; il marciapiede dal lato della sede scolastica sarà largo 4.50 m, con uno spazio pedonale di 1.50 m, una pista ciclabile a doppio senso di marcia larga 2.50 m e una fascia di 0.50 m, per posizionare sul ciglio del marciapiede i pali di illuminazione, i pali di segnaletica stradale, i parapedonali ed i dissuasori di sosta; il marciapiede dal lato opposto sarà largo 1.50.

- Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud per i veicoli provenienti da Salerno

La rampa di uscita in direzione Napoli, per i veicoli provenienti da Salerno, avrà, in affiancamento alla piattaforma autostradale, le normali corsie su cui impegnare la manovra di deviazione dal flusso veicolare principale (tronco di manovra di 75.00 m) e di variazione della velocità operativa (tronco di decelerazione parallela di 120.0 m). La rampa esterna, obliqua rispetto al rilevato autostradale, di collegamento alla rotatoria di via Adriana, avrà un pendenza del 4% e sarà lunga 150 m. La piattaforma pavimentata della rampa sarà larga, come le altre rampe già realizzate, 6.50 m e sarà composta da una corsia da 4.00 m, fiancheggiata in sinistra da una banchina da 1.00 m ed in destra da una banchina da 1.50 m.

- Adeguamento strutturale e prolungamento di Via Benedetto Croce

La strada a traffico limitato ai soli veicoli leggeri (auto e moto) di via Giovanni XXII e via Santissimi Martiri porta a prolungare la Via Benedetto Croce fino a via 1 luglio 1946, per poter rendere accessibile questa strada anche ai veicoli pesanti. La strada locale urbana a doppio senso di

circolazione avrà una sede stradale composta da due corsie larghe 2.75 m con banchine di 0.50 m e marciapiedi larghi 1.50 da entrambi i lati.

- Adeguamento strutturale di Via Coscioni

L'adeguamento di via Coscioni prevede l'allargamento della sede stradale dal lato opposto al marciapiede esistente. La strada, a senso unico di marcia, è considerata strada locale urbana. La sede stradale sarà composta di una corsia, larga 3.00 m con banchina laterale di 0.50 m da un lato e stalli di sosta larghi 2.00 m dal lato destro del senso di marcia; il marciapiede dal lato della sede scolastica sarà largo 4.50 m, con uno spazio pedonale di 1.50 m, una pista ciclabile a doppio senso di marcia larga 2.50 m e una fascia di 0.50 m, per posizionare sul ciglio del marciapiede i pali di illuminazione, i pali di segnaletica stradale, i parapetonali ed i dissuasori di sosta; il marciapiede dal lato opposto sarà largo 1.50.

- Riqualificazione funzionale di Via Giovanni XXIII, Via Santissimi Martiri e Via Califano

La riqualificazione funzionale delle tre strade è finalizzata a migliorare la sicurezza pedonale attraverso l'allargamento dei marciapiedi, ad aumentare l'offerta degli spazi di sosta temporanei, a limitare il transito dei mezzi commerciali e a limitare la velocità di percorrenza delle auto e delle moto.



L'intera riqualificazione stradale si divide in tre tratti.

Il primo tratto (in celeste) riguarda il tronco di Via Giovanni XXIII compreso fra via B. Croce e via D. Alighieri. La strada è considerata urbana di quartiere (transito consentito a autobus, autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli) con limite di velocità di 40 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.00 m con banchina di 0.50 m da un lato, accosto all'unico

marciapiede esistente (largo da 1.00 a 1.50 m), e passaggio pedonale consentito dal lato opposto nella altra banchina larga da 0.75 a 1.5 m.

Il secondo tratto (in giallo) riguarda il tronco terminale di Via Giovanni XXIII dopo via D. Alighieri e via Santissimi Martiri. La strada è considerata locale urbana a traffico limitato ai soli mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli, con limite di velocità di 30 km/ora. La carreggiata stradale è composta da una sola corsia larga 3.00, a senso unico di marcia da via D. Alighieri a via M. Buonarroti, con spazi laterali di larghezza variabile da 0.75 a 2.50 m destinati al passaggio pedonale o alla sosta temporanea in corrispondenza di muri privi di aperture. La corsia di marcia, realizzata in asfalto bitumato, ed i recapiti pluviali sono ubicati a centro strada; i passaggi pedonali e gli stalli di sosta, realizzati con cubetti di porfido, sono delimitati da listoni di pietra vesuviana completamente a raso, senza alcuna discontinuità altimetrica superficiale, per consentire all'occorrenza fermate laterali fuori dall'unica corsia di marcia per emergenza, per servizio o per carico e scarico merci dei veicoli in transito.

Il terzo tratto (in rosso) riguarda via A. Califano da via M. Buonarroti a viale J. Kennedy. La strada è considerata locale urbana interzonale, intermedia fra quelle di quartiere e quelle locali, per permettere il transito degli autobus oltre agli altri componenti della circolazione consentita sulle strade locali (autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli) con limite di velocità di 40 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 2.75 m con banchine di 0.50 m, accosto da un lato all'unico marciapiede esistente (largo da 1.00 a 1.50 m), e dal lato opposto al nuovo marciapiede da realizzare largo da 1.00 a 1.5 m.

- *Adeguamento strutturale di Via Degli Aranci*

L'adeguamento della strada interquartiere di Viale degli Aranci prevede la sistemazione dell'intera piattaforma stradale composta da due corsie, una per senso di marcia, larghe ciascuna 3.00 m e dalle banchine laterali variabili da 0.75 a 1.50 m, in cui scorrono anche le acque pluviali. Il transito pedonale è consentito sulle banchine, con senso di marcia pedonale dal lato opposto al senso di marcia veicolare. E' ammessa la circolazione di autobus, autotreni, autoarticolati, autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli. E' ammessa la fermata ma non la sosta sulla linea di margine della carreggiata. I passi carrai sono ammessi, senza arretramento del cancello di ingresso, solo se presentano meccanismi motorizzati di chiusura comandati a distanza.

- *Adeguamento strutturale di Via Dante Alighieri*

L'adeguamento di via Dante Alighieri prevede la sistemazione dell'intera sede stradale. La strada è considerata urbana di quartiere (transito consentito a autobus, autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli) con limite di velocità di 40 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.00 m con banchina di 0.50 m da un lato, accosto all'unico marciapiede esistente

(largo da 1.00 a 1.50 m), e passaggio pedonale consentito dal lato opposto nella altra banchina larga da 0.75 a 1.5 m.

- *Adeguamento strutturale di Via M. Buonarroti*

L'adeguamento di via Michelangelo Buonarroti prevede la sistemazione dell'intera sede stradale. La strada è considerata locale urbana interzonale, intermedia fra quelle di quartiere e quelle locali, per permettere il transito degli autobus oltre agli altri componenti della circolazione consentita sulle strade locali (autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli) con limite di velocità di 40 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe ciascuna 2.75 m con banchine di 0.50 m accoste agli edifici ed alle recinzioni esistenti nel tratto più stretto (circa 200 m a ridosso degli incroci con via della Rinascita e con via Califano) ed accosto da un lato all'unico marciapiede esistente (largo da 1.00 a 1.50 m) e dal lato opposto al nuovo marciapiede da realizzare largo da 1.00 a 1.5 m, nel tratto centrale più largo. Gli stalli di sosta sono previsti nelle aree private laterali aperti al pubblico transito.

- *Adeguamento strutturale di Via della Rinascita*

L'adeguamento di via della Rinascita prevede la sistemazione dell'intera sede stradale. La strada è considerata strada urbana interquartiere (intermedia fra le strade di scorrimento e quelle di quartiere - tipo E del Codice della Strada) ad alto flusso di veicoli commerciali. La strada consente il transito di autobus, autotreni, autoarticolati, autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli, con limite di velocità di 50 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.00 m con banchina di 0.50 m da un lato, accosto all'unico marciapiede esistente (largo da 1.00 a 1.50 m), e passaggio pedonale consentito dal lato opposto nella altra banchina larga da 0.75 a 1.5 m. I passi carrai sono ammessi, senza arretramento del cancello di ingresso, solo se presentano meccanismi motorizzati di chiusura comandati a distanza ed adeguati spazi di visibilità fra i conducenti.

- *Adeguamento strutturale di Via Nazionale*

L'adeguamento di via Nazionale prevede la sistemazione dell'intera sede stradale. La strada è considerata strada urbana interquartiere (intermedia fra le strade di scorrimento e quelle di quartiere - tipo E del Codice della Strada) ad alto flusso di veicoli commerciali con limite di velocità di 50 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.25 m con banchina di 0.50 m laterali adiacenti ai due marciapiedi esistenti (larghi da 0.75 a 1.50 m). La piattaforma stradale del tratto compreso fra le intersezioni con il cavalcavia Santa Lucia e con via G. Pepe si allarga in modo da aggiungere una corsia larga 3.25 nella direzione di marcia verso Pagani, in modo da riservare la corsia centrale per la svolta a sinistra dei veicoli diretti verso via G. Pepe.

- Ripavimentazione di Via Guglielmo Pepe

L'intervento infrastrutturale previsto su via Guglielmo Pepe prevede la ripavimentazione della piattaforma stradale. La strada è considerata strada urbana interquartiere (transito consentito a autobus, autotreni, autoarticolati, autocarri, mezzi d'opera, furgoni, auto e motocicli) con limite di velocità di 50 km/ora. La carreggiata stradale è composta di due corsie, una per senso di marcia, larghe 3.00 m con banchina di 0.50 m da un lato, accosto all'unico marciapiede esistente (largo da 0.75 a 1.50 m), e passaggio pedonale consentito dal lato opposto nella altra banchina larga da 0.75 a 1.5 m. La piattaforma stradale del tratto compreso fra le intersezioni con via Nazionale e con via Quarto viene regolato a senso unico di marcia con una sola corsia larga 4.50 m e stalli di sosta posti sul lato destro larghi 2.00 m adiacenti al marciapiede esistente.

- Adeguamento strutturale di Via Carlo Pisacane

L'adeguamento di via Carlo Pisacane prevede l'allargamento della sede stradale dal lato opposto al marciapiede esistente. La strada, a senso unico di marcia, è considerata strada urbana interquartiere (intermedia fra le strade di scorrimento e quelle di quartiere - tipo E del Codice della Strada) ad alto flusso di veicoli commerciali con limite di velocità di 50 km/ora. La sede stradale sarà composta di una corsia, larga 3.50 m con banchine laterali di 1.00 m e due marciapiedi larghi 1.50 m.

- Adeguamento strutturale del cavalcavia Santa Lucia

L'adeguamento del Cavalcavia Santa Lucia prevede l'allargamento della attuale sede stradale, larga circa 6.00 m, in modo da poter allargare le corsie di marcia a 3.50 m e realizzare da un lato una via ciclo-pedonale.

- Nuova rotatoria sulla Via Nazionale all'intersezione con il cavalcavia S. Lucia e Via Pisacane

All'intersezione fra il cavalcavia Santa Lucia, via Carlo Pisacane e Via Nazionale si prevede di realizzare una rotatoria avente un raggio interno di 4.00 m e esterno di 13.00 m, con una sola corsia nell'anello larga 8.00 m e banchine di 0.50 m, per consentire sempre anche la manovra di inversione di marcia degli autoarticolati, debbono occupare nelle rotatorie al massimo una corona circolare di raggio esterno 12.50 m e raggio interno 5.30 m.

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DI DETTAGLIO

Le caratteristiche litostratigrafiche dell'area direttamente interessata dalle opere in progetto, in base ai risultati delle prove geognostiche effettuate, già descritte precedentemente, indicano la presenza nel sottosuolo (*volume significativo*) di depositi piroclastici più o meno pedogenizzati e caotici, che si sovrappongono ed intercalano depositi alluvionali, su substrato carbonatico.

L'area oggetto di studio è compresa, dal punto di vista topografico, nella Tavoletta Nocera Inferiore del Foglio n. 466 Sez. I della Carta Topografica d'Italia edita dall'I.G.M. in scala 1:25.000, (ripresa aerofotogrammetria anno 1984, ricognizione anno 1987). Essa ricade inoltre nel Foglio n. 185 Salerno della Carta Geologica d'Italia, edita dall'I.G.M. in scala 1:100.000 che riporta, per le aree di interesse, la presenza di

- **dt³** *Detrito di falda sciolto o debolmente cementato frammisto a materiale piroclastico dilavato*
- **av** *Prodotti delle eruzioni vesuviane e materiali di dilavamento più o meno pedogenizzati del Monte Somma. Lapilli chiari non differenziati, depositi piroclastici e loro suoli rossicci, grigiastri talora commisti a detrito calcareo, piccole scorie (S. Valentino)*
- **C⁵₄** *Calcari grigi, bianchi, avana, detritici, a luoghi cristallini (monti di Avella), compatti, raramente conglomeratici, con livelli biostromali; calcari avana o bianchi con rare rudiste ed abbondanti Diceratidi e gasteropodi*

Il territorio del Comune di S. Egidio del Monte Albino è, inoltre, rappresentata nella Cartografia Geologica Regionale in scala 1:10.000 - Progetto C.A.R.G. - alle Tavole n. 46604 e n. 46606 evidenziando, per i luoghi di interesse, la presenza diffusa di

- **P₁** *Depositi addensati, solitamente massivi per alterazione spinta (argillificazione), con presenza di minerali (solitamente pirosseni), rare scorie e pomici millimetriche e centimetriche molto alterate di colore grigio e sub-arrotondate; tessitura limoso argillosa e debolmente sabbiosa, colore dal giallo ocra scuro al bruno-rossiccio scuro, clasti carbonatici rari o assenti; alla base talora, sono presenti episodi cineritici in posizione primaria e/o rimaneggiata, livelli dolomitici clasto-sostenuti ad elementi carbonatici (detriti di falda e/o debris flow); geometria e spessore variabile solitamente da qualche decimetro a circa 6 metri, poggianti su substrato carbonatico e/o del Quaternario antico (brecce di falda e/o conglomerati di conoide; per la successione stratigrafica esposta costituisce un importante livello impermeabile di base, localmente noto come "creta". Localmente (Castel S. Giorgio) il deposito è costituito da pomici subarrotondate, sabbie vulcaniche laminate colore nero, con spessori di circa 2 metri, alternati a livelli cineritici grigiastri con evidenti laminazioni di flusso, di colore grigio nocciola*
- **e1a** *Limi, sabbie ed argille con pomici e scorie di canale fluviale con spessore di qualche metro alternati a livelli torbosi di circa 1 – 1.5 metri di ambiente fluvio-palustre intercalati a paleosuoli e livelli*

vulcanici ricoperti da prodotti dell'eruzione del 79 d.C. e delle eruzioni successive, con spessore variabile da alcuni metri a circa 15 metri. Nella zona più prossima alla costa i depositi fluvio-palustri e lagunari sono più recenti dell'eruzione del 79 d.C. e spessi qualche metro

Tutti i siti interessati dalle opere ed interventi previsti in progetto sono ubicati nella fascia mediana del territorio comunale di S. Egidio del Monte Albino, e le informazioni desumibili dal Piano Regolatore Generale vigente indicano, nella *Carta Geolitologica* in scala 1:5.000, la presenza di:

- **P** *Depositi piroclastici in giacitura primaria e più spesso rimaneggiati, formanti la parte bassa delle conoidi di deiezione e la piana alluvionale. Contiene intercalazioni di conglomerati a matrice piroclastica prevalente e di lenti sabbiose conglomeratiche fluviali*
e, subordinatamente
- **Cd** *Conglomerati a clasti carbonatici arrotondati con matrice da scarsa a prevalente, di natura essenzialmente piroclastica. Contiene intercalazioni cospicue e frequenti di piroclastiti pedogenizzate e dilavate talora con strutture da colata fangosa. L'appoggio sul substrato roccioso nel Vallone del Lupo è marcato da un paleosuolo argilloso bruno rossastro che riempie tasche carsiche. La potenza della successione è di almeno 35 m in località Pignatano esso decresce rapidamente verso monte, e con ogni probabilità cresce verso valle (nord) dove potrebbe raggiungere e superare il centinaio di metri*

Alla luce dei risultati ottenuti dagli studi ed indagini effettuate, si ritiene che gli interventi previsti dal progetto "Intervento infrastrutturale integrato del sistema della viabilità del territorio di S. Egidio del Monte Albino e dell'agro nocerino connesso alla realizzazione dello svincolo dell'autostrada A3 Angri Sud", sono compatibili con le caratteristiche geologiche, geotecniche, geomorfologiche e sismiche dei luoghi di interessati dalla realizzazione della *Nuova strada di riequilibrio della mobilità territoriale* (collegamento Via Coscioni – Via Dante Alighieri) e *Nuova rotatoria sulla Via Nazionale all'intersezione con il cavalcavia S. Lucia e Via Pisacane*.

Relativamente all'intervento per la realizzazione di *Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud per i veicoli provenienti da Salerno*, le indagini (Sondaggio S1, MASW n.1, DPSH 2) e studi effettuati permettono di affermare che, nei luoghi di interesse la parte superficiale della successione è caratterizzata dalla presenza, al di sotto del terreno di copertura agraria a granulometria sabbiosa e ghiaiosa, da depositi piroclastici.

Essi sono costituiti, dapprima, da piroclastiti cineritiche alterate con inclusioni pomicee e clasti carbonatici poggianti su piroclastiti arenitiche leggermente pedogenizzate con inclusi poligenici e, successivamente, da strati di pomici grigio scure millimetriche o centimetriche mediamente addensate in matrice sabbioso-limosa; la successione piroclastica si chiude con un cospicuo orizzonte (circa 4.00 m) di cineriti colore ocra o marroncino, senza inclusi, che raggiunge la profondità di circa 10.00 m.

A partire da tale profondità, è possibile riconoscere una sequenza costituita da prodotti rimaneggiati, incoerenti, provenienti dalle attività eruttive del Somma Vesuvio, intercalati a letti ed orizzonti conglomeratici e sabbiosi calcareo-dolomitici di natura alluvionale, sempre in matrice piroclastica e che si ritrova fino a profondità di circa 18.00 m.

Alla base della sequenza ora descritta, è possibile riconoscere il tetto di una successione detritico-alluvionale: trattasi di alternanza di brecce di falda e/o conglomerati di conoide in matrice sabbioso-ghiaiosa ed alluvioni limose, argillose e/o sabbiose, caotiche e con inclusi poligenici. I depositi presenti a partire dai circa – 25.00 m dal piano campagna (*Ghiaie medio-grossolane e ciottoli arrotondati di natura carbonatica in matrice poligenica sabbiosa e limo-sabbiosa*) rappresenta il substrato del Quaternario antico.

In altri termini è possibile affermare che i terreni di sottofondo, a meno di intercalazioni di materiale cedevole nella successione stratigrafica, possono essere considerati litotipi con *discrete* proprietà meccaniche.

Dal punto di vista idrogeologico, per quanto attiene i terreni superficiali, si tratta di terreni caratterizzati da una permeabilità per porosità, variabile in relazione alla prevalenza delle diverse classi granulometriche mentre per quanto attiene al substrato carbonatico, ben stratificato, si registra una permeabilità per fessurazione.

Fino alla profondità investigata con indagini dirette – 30.0 m non è stata rilevata la presenza della falda freatica.

La correlazione tra i risultati delle prove eseguite in sito ed in laboratorio, unitamente alle informazioni di carattere stratigrafico, ha consentito di discriminare nella zona oggetto di studio, ad esclusione dello strato di copertura con caratteristiche geotecniche scadenti e che pertanto dovrà essere rimosso, la presenza di quattro complessi siglati come Complesso A, Complesso B, Complesso C e Complesso D caratterizzati secondo quanto riportato di seguito.

- Complesso A: definito come complesso delle *Piroclastiti superficiali in giacitura primaria e più spesso rimaneggiate, contenenti intercalazioni di conglomerati a matrice piroclastica prevalente e/o lenti sabbiose conglomeratiche fluviali*, si spinge fino ad una profondità massima pari a circa 8.00 m dal piano campagna (sondaggio S1). I parametri geotecnici del campione analizzato (sigla *P2C1*), attribuiscono a questo complesso peso di volume secco (Y_{dry}) compresi nell'intervallo $0,84 \div 1,02$ (t/m³), contenuti d'acqua nell'intervallo $27,7 \div 43,8$ % e grado di saturazione compreso tra $90 \div 93$; inoltre sono stati definiti valori di Densità Relativa (D_r) compresa tra $40\% \div 45$ % ed angoli di attrito (ϕ) compresi tra $28^\circ \div 32^\circ$
- Complesso B: si tratta di depositi descritti come *Depositi detritici calcareo-dolomitici alterati in matrice piroclastica abbondante o prevalente a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa* che si rinvencono a partire dalla profondità di circa $6.00 \div 8.00$ m dal

piano campagna. Le prove SPT eseguite in sito (profondità 12.0-12.45 e 15.0-15.45) forniscono valori pari a 20-35, a cui si associa una Densità Relativa (D_r) compresa tra 45% ÷ 50 % ed angoli di attrito (ϕ) compresi tra 28° ÷ 30°. Le analisi di laboratorio condotte sul campione *S1C2*, prelevato all'interno di questo complesso, mostra peso di volume secco (Y_{dry}) pari a 1,22 ÷ 1,53 (t/m³), contenuto d'acqua nell'intervallo 20,77 ÷ 37,96 % e caratterizzati da $V_s = 334$ m/s.

- **Complesso C** : depositi identificati come alternanza di *brecce di falda e/o conglomerati di conoide in matrice sabbioso-gliaiosa* ed orizzonti di *alluvioni limose, argillose e/o sabbiose, caotiche e con inclusi poligenici in matrice piroclastica* che si presentano, nella zona indagata dal sondaggio S1, con valori di Densità Relativa (D_r) compresa tra 55% ÷ 60%, pesi di volume secco (Y_{dry}) compresi nell'intervallo 1,43 ÷ 1,83 (t/m³) ed angoli di attrito (ϕ) pari a 35°. Questo complesso si rinviene a partire dalla profondità di circa 18.0 ÷ 19.00 m dal piano campagna attuale fino alla profondità di circa – 25.00 m ed è caratterizzato da $V_s = 461$ m/s.
- **Complesso D**: questo complesso di natura detritico-alluvionale comprende le *Ghiaie medio-grossolane e ciottoli arrotondati di natura carbonatica in matrice poligenica sabbiosa e limo-sabbiosa*, caratterizzato da $V_s = 581$ m/s, che si rinvencono fino alle profondità massime investigate, pari a 30 m dal p.c. attuale. I parametri geotecnici ricavati per via indiretta dalle prove SPT mostrano, per questi terreni, un numero di colpi maggiore di 35 a cui si associa un grado di consistenza "*Durissimo*" ($D_r > 65\%$), pesi di volume secco (Y_{dry}) compresi nell'intervallo 1,84 ÷ 2,34 (t/m³) ed angoli di attrito (ϕ) superiori a 35°.

Parametri geotecnici																	
N.	Profondità (m)	Complesso	Natura	N _{SPT}	NATURA GRANULARE							NATURA COESIVA					
					D _r	φ	E _{ed}	E	G _s	Y _{dry}	Y _{sat}	C _u	E _{ed}	OCR	G _o	Y _{sat}	W
1	0,00 - 6,00	A	Piroclastico	13	45	30,8	84	114	8303	0,84 + 1,02	1,54 + 1,63	-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	6,00 - 18,00	B	Detritico - Piroclastico	25	55	29,6	127	178	13647	1,22 + 1,53	1,59 + 1,78	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	18,00 - 25,00	C	Detritico - Alluvionale	30	60	35,6	393	432	15900	1,43 + 1,83	2,06 + 2,36	-----	-----	-----	-----	-----	-----
4	25,00 - 30,00	D	Detritico - Alluvionale	35	65	37	452	492	18388	1,44 + 1,92	2,05 + 2,38	-----	-----	-----	-----	-----	-----

N_{SPT} = numero colpi prova SPT (correlazione da prova DPSH) E = Modulo di deformazione o Modulo di Young (Kg/cmq)
 D_r = Densità relativa (%) G_s = Modulo deformazione a taglio (t/mq)
 ϕ = Angolo di attrito (°) Y_{dry} = peso di volume secco (Kg/cm³)
 E_{ed} = Modulo Edometrico (Kg/cmq) Y_{sat} = peso di volume saturo (Kg/cm³)

C_u = coesione non drenata (Kg/cm²)
 OCR = rapporto di sovraconsolidazione
 W = contenuto in acqua (%)
 e = indice dei vuoti (-)

VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

Tipologia fondale e capacità portante

Con l'elaborazione dei dati acquisiti riguardanti le caratteristiche meccaniche dei terreni, è stato possibile determinare l'incremento netto di pressione sul piano di fondazione, relativo alle diverse tipologie di muro previste dall'intervento *Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud per i veicoli provenienti da Salerno*, secondo il metodo Terzaghi - Peck - Meyerhoff (carico verticale centrato), ipotizzando uno schema di rottura del terreno di tipo globale (Vesic).

L'obiettivo di tale calcolo è la determinazione del massimo carico applicato (P_{lim}) sopportabile dal terreno di fondazione previa conoscenza di alcuni parametri fondamentali quali

- $\gamma' = \text{peso di volume equivalente efficace}$
- $c' = \text{coesione efficace}$
- $\phi = \text{angolo di attrito efficace}$
- $B = \text{larghezza della fondazione}$
- $L = \text{lunghezza della fondazione}$
- $D = \text{profondità del piano di posa}$
- $N_q, N_c, N_y = \text{coefficienti di carico limite (in funzione di } \phi \text{)}$
- $\xi_q, \xi_c, \xi_y = \text{coefficienti di forma}$

L'elaborazione dei dati acquisiti, con coesione che viene in ogni caso considerata nulla al fine di poter garantire maggiore sicurezza, permetterà l'applicazione della relazione:

$$P_{lim} = \xi_q * N_q * \gamma' * D + \xi_c * N_c * c' + \xi_y * N_y * 0.5 * \gamma' * B * 0.5$$

Nel caso in esame, le indicazioni progettuali fornite allo scrivente prevedono fondazioni superficiali del tipo "*nastriforme*" con carichi di esercizio modesti, i cui parametri di calcolo sono riportati di seguito:

<i>Tipologia muro</i>	γ' (Kg/cm ³)	c' (g/cm ²)	ϕ	B (m)	L (m)	D (m)	P_{lim} (Kg/cm ²)
<i>A</i>	1.12	0.0	30°	4.40	30.0	1.50	10.44
<i>B</i>	1.12	0.0	30°	3.75	80.0	1.30	8.95
<i>C</i>	1.12	0.0	30°	3.10	23.5	1.20	7.72
<i>D</i>	1.12	0.0	30°	2.40	67.0	1.00	6.15
<i>E</i>	1.12	0.0	30°	1.10	49.23	1.00	4.18

Calcolo del coefficiente di sottofondazione

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno:

$$k = Q/s.$$

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e di uguale semplicità.

In questa sede il calcolo del coefficiente di sottofondazione K è stato effettuato utilizzando la metodologia proposta da Terzaghi (1955), che ha suggerito di correlare il coefficiente di sottofondazione con il valore del modulo di reazione k_p calcolato con una prova su piastra di lato uguale a 30 cm. La correlazione proposta è la seguente:

$$k \text{ (kg/cm}^2\text{)} = k_p \times [(B + 30)/(2 \times B)]^2 \text{ per terreni incoerenti;}$$

$$k \text{ (kg/cm}^2\text{)} = k_p/(1.5 \times B) \text{ per terreni coesivi.}$$

Il metodo applicato suggerisce, nei casi in cui non si dispone di determinazioni sperimentali dirette di k_p e purché il carico agente non superi 1/3 del carico limite, di far riferimento ai valori indicativi di k_p , noti in bibliografia, e di seguito riportati

Valori di k_p (kg/cm ³) per terreni incoerenti				
Tipo di sabbia	Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Secca o umida	Campo	0.7 ÷ 2.1	2.1 ÷ 10.8	10.8 ÷ 36
	Valore consigliato	1.4	4.7	18
Satura	Valore consigliato	0.9	2.9	11

Valori di k_p (kg/cm ³) per argille sovraconsolidate			
Consistenza	Compatta ($\sigma_r = 1 \div 2$ kg/cm ³)	Molto compatta ($\sigma_r = 2 \div 4$ kg/cm ³)	Dura ($\sigma_r > 4$ kg/cm ³)
Campo	1,8 ÷ 3,6	3,6 ÷ 7,2	>7,2
Valore consigliato	2,7	5,4	10,8

Essendo il terreno di fondazione classificabile come terreno incoerente ed ascrivibile alle sabbie secche o umide mediamente addensate, si assumeranno in questa sede per fattori d'influenza i seguenti valori:

<i>Tipologia muro</i>	B (m)	kp	K
A	4.40	4.7	1.34
B	3.75	4.7	1.37
C	3.10	4.7	1.41
D	2.40	4.7	1.48
E	1.10	4.7	1.90

Verifica alla liquefazione

Il fenomeno di vibrazione prodotto da un evento sismico in un sito è il risultato della propagazione a distanza dalla sorgente di onde di volume che in profondità attraversano ammassi di roccia lapidea e in superficie interessano formazioni di terreni sciolti.

I caratteri del moto sismico in un determinato sito dipendono quindi sia dal meccanismo focale del terremoto sia dalle proprietà dei materiali interessati dalla propagazione delle onde sismiche. La varietà dei meccanismi di generazione e propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo e la natura granulare e multifase dei terreni rendono dunque estremamente difficoltosa la caratterizzazione del comportamento meccanico di un deposito soggetto ad azioni sismiche.

Innanzitutto il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalla complessa interazione tra le onde sismiche e le particolari condizioni locali (caratteristiche morfologiche e stratigrafiche di depositi di terreno e ammassi rocciosi e proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono). Questa interazione determina una specifica risposta sismica locale (insieme delle modifiche in termini di ampiezza, frequenza e durata che un moto sismico subisce propagandosi attraverso un deposito di materiali sciolti e degli spostamenti indotti dal moto ondoso nel deposito stesso) rispetto a quella che si avrebbe in un sito di riferimento ideale (rigido con piano campagna orizzontale).

Siti con differenti condizioni locali manifestano quindi differenti risposte sismiche ad uno stesso terremoto e uno stesso sito risponde in maniera diversa a terremoti differenti.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali vengono indicate come effetti di sito.

Gli effetti di sito possono riguardare sia i terreni a comportamento sismico stabile, i quali sotto le sollecitazioni dinamiche si mantengono lontani dalla rottura e sono soggetti a deformazioni permanenti limitate, sia i terreni a comportamento instabile, che viceversa giungono a rottura e si deformano permanentemente in maniera significativa.

Nel primo caso si parla di effetti stratigrafici (amplificazione sismica dovuta a fenomeni di risonanza tra onde sismiche e terreni) e topografici (modifiche del moto sismico causate da fenomeni di focalizzazione delle onde a causa delle irregolarità del terreno) e risulta oggetto di studio l'entità dell'amplificazione che le onde possono subire propagandosi verso la superficie, ma non il grado di sicurezza rispetto ad una eventuale condizione di rottura.

Nel caso di terreni a comportamento instabile, per effetti di sito si intendono invece i cedimenti per liquefazione ed addensamento ed i fenomeni di instabilità dei versanti, ed il compito preminente della verifica sismica risulta essere la valutazione del grado di sicurezza nei riguardi della rottura.

La previsione delle modificazioni locali del moto sismico e degli spostamenti e deformazioni che il passaggio delle onde sismiche può indurre nel terreno risulta perciò di particolare interesse per la progettazione e la verifica sismica delle opere dell'ingegneria civile.

In particolare, relativamente ai terreni a comportamento instabile, il termine *liquefazione* indica una considerevole o addirittura totale riduzione della resistenza a taglio delle terre sabbiose sature con conseguente accumulo di deformazioni plastiche permanenti.

La causa eccitatrice è da ricondurre ad azioni di carattere dinamico, quali quelle indotte dai terremoti che, agendo in condizioni non drenate, determinano l'accumulo di sovrappressioni interstiziali positive ed una conseguente riduzione della tensione media efficace. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzato e definitivo.

Quando il fenomeno di liquefazione è innescato, la riduzione di capacità portante ed il prodursi di deformazioni significative sono funzioni di diversi parametri, tra cui lo spessore e l'estensione areale dello strato liquefatto, lo spessore del materiale non soggetto a liquefazione che ricopre lo strato liquefatto, la pendenza del terreno e l'eventuale prossimità di una superficie libera.

Per i terreni a grana grossa sopra falda, per i quali è possibile escludere l'evenienza che si verifichino fenomeni di liquefazione, possono comunque verificarsi fenomeni di addensamento del terreno per effetto delle vibrazioni sismiche e conseguenti cedimenti e deformazioni permanenti.

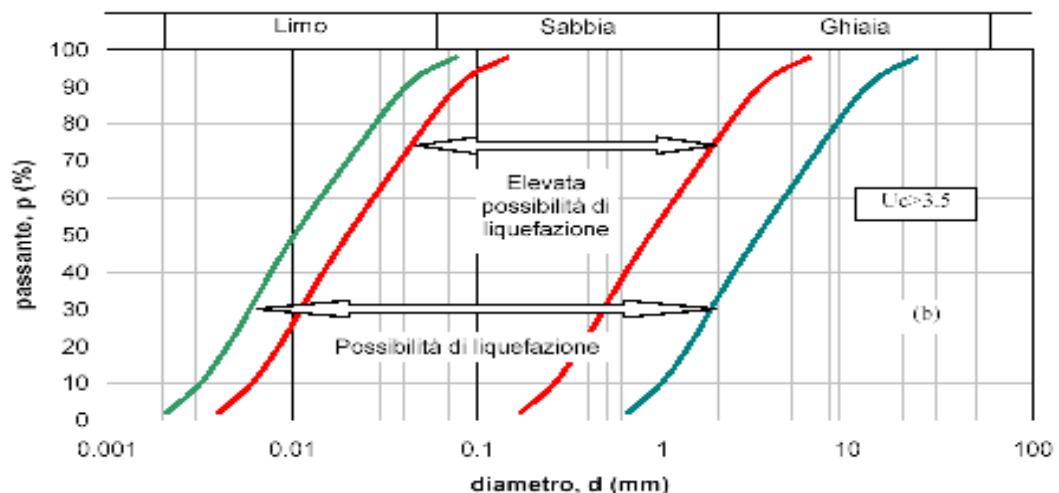
Allo stesso modo in depositi di terreni a grana fine molto soffici e plastici durante uno scuotimento sismico è possibile prevedere un consistente incremento delle pressioni interstiziali e quindi conseguenti cedimenti di riconsolidazione in fase post-sisma dovuti alla dissipazione delle sovrappressioni accumulate.

Il D.M. 14.01.2008 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 617/2009 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata

la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche od a carattere semiempirico.

Tali verifiche, secondo le NTC 2008, devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato; nel contempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza dei seguenti casi:

- eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5 ($M < 5$);
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a 0.1g ($a < 1 \text{ m/sec}^2$);
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure se q_{c1N} è maggiore di 180 (dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura che segue nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (dove U_c è il rapporto D_{60}/D_{10} , con D_{60} e D_{10} che sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% ed al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).



Per quanto attiene il sito di interesse, è possibile affermare che:

- gli eventi sismici attesi, considerando quale sorgente sismogenetica la ITCS034 Irpinia - Val d'Agri, hanno valori di magnitudo M superiori a 5 ($M_{max}=6.8$);
- l'analisi microsismica ha consentito di affermare che il Comune di S. Egidio del Monte Albino viene riportato tra quelli di *zona 3* con $0.05 \text{ g} < a_g < 0.15 \text{ g}$;

- storicamente con gli eventi sismici sul sito in esame non sono noti fenomeni di liquefazione;
- la falda si rinviene ad una profondità variabile, ma comunque non inferiore ai 15 metri dal piano campagna, come misurata in diversi pozzi limitrofi;

Quest'ultimo carattere (profondità media della falda > 15 m dal p.c.), consente di omettere studi di dettaglio sulla suscettibilità alla liquefazione, secondo la normativa vigente.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il programma di indagini esperite in sito ed in laboratorio e l'elaborazione dei dati acquisiti in occasioni diverse dalla presente hanno permesso di arrivare a conclusioni così di seguito sintetizzabili:

- l'area oggetto di studio è parte integrante di un contesto morfologico sub — pianeggiante nel settore meridionale della piana del Sarno, estremo margine sud della Piana Campana, caratterizzata da modeste pendenze convergenti, nel settore centrale, verso il corso del Fiume Sarno;
- non sono stati rilevati, specificatamente nell'area oggetto degli interventi, fenomeni significativi di movimenti gravitativi in atto, per cui risulta che essa è sostanzialmente stabile;
- i terreni fondali di tutti gli interventi in progetto compresi nel volume significativo, sono attribuibili a depositi piroclastici più o meno pedogenizzati e caotici, che si sovrappongono ed intercalano depositi alluvionali, su substrato carbonatico;
- sono stati investigati, con sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche dinamiche e prospezioni sismiche, i terreni tra il piano campagna ed i – 32.0 m riscontrando la presenza di litotipi che, date le loro caratteristiche meccaniche, possono essere considerati *discreti* terreni di fondazione. La correlazione tra i risultati delle prove in sito ed in laboratorio, unitamente alle informazioni di carattere stratigrafico, ha consentito di discriminare nella zona oggetto di studio quattro complessi (Complesso A, Complesso B, Complesso C e Complesso D) le cui principali caratteristiche fisico-meccaniche sono illustrate nei capitoli precedenti e negli allegati;
- la quota piezometrica della falda è stata verificata tra i 20.0 m slm nella fascia pedemontana, i 15.0 m slm nella frazione S. Lorenzo ed i 10.0 m slm nella frazione Orta Loreto;
- il territorio del Comune di S. Egidio del Monte Albino ricade in *zona sismica 3*: tale classificazione deriva dalla valutazione dei valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, rientrando nella cella contraddistinta da valori di a_g di riferimento compresi tra 0.100 e 0.125. Le prospezioni sismiche MASW effettuate fino alla profondità di 30 m al di sotto del piano fondale, hanno fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine in *categoria C* del D.M. 17 gennaio 2018;
- compatibilmente con le scelte progettuali e subordinatamente a quanto sancito dallo strutturista incaricato, è stata calcolata la pressione limite P_{lim} applicabile a fondazioni di tipo superficiale "*nastriforme*", impostate a circa – 1.50 m di profondità rispetto al piano campagna relativamente agli interventi di contenimento afferenti alla realizzazione della Nuova rampa di svincolo autostradale: i risultati ottenuti sono illustrati nei capitoli precedenti e negli allegati;

- in relazione al rischio alluvioni e/o frane, non sono stati eseguiti studi di dettaglio, poiché l'area non rientra tra quelle definite "*a rischio*", così come sancito dalle disposizioni contenute negli Allegati Tecnici e nelle Norme di Attuazione del Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Regionale Campania Centrale.

Scafati, maggio 2018

Dott. Geol. Ignazio Vitiello

ALLEGATI

- Fig. 1 - *Corografia in scala 1:25.000*
- Fig. 2 - *Stralcio aerofotogrammetrico in scala 1:5.000*
- Fig. 3 - *Stralcio aerofotografico dell'area in oggetto*
- Fig. 4 - *Stralcio Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000*
- Fig. 5 - *Stralcio della Carta Geologica Regionale*
- Fig. 6 - *Carta idrogeologica delle Piane del Sarno e Solofrana*
- Fig. 7 - *Carta delle isopiezometriche della Piana del Sarno*
- Fig. 8 - *Ubicazione degli interventi in progetto*
- Fig. 9 - *Stralcio Carta Geolitologica del P.R.G. comunale*
- Fig.10 - *Stralcio Carta Idrogeologica del P.R.G. comunale*
- Fig.11 - *Stralcio della Carta degli scenari del Rischio idrogeologico R3 ed R4 relativo alle principali strutture ed infrastrutture antropiche*
- Fig.12 - *Grafici di progetto muri contenimento Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud*
- Fig.13 - *Sezione geotecnica area di intervento Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud*
- Fig.14 - *Sismogrammi
Certificati di prova*



Fig. 1 - Corografia in scala 1:25.000

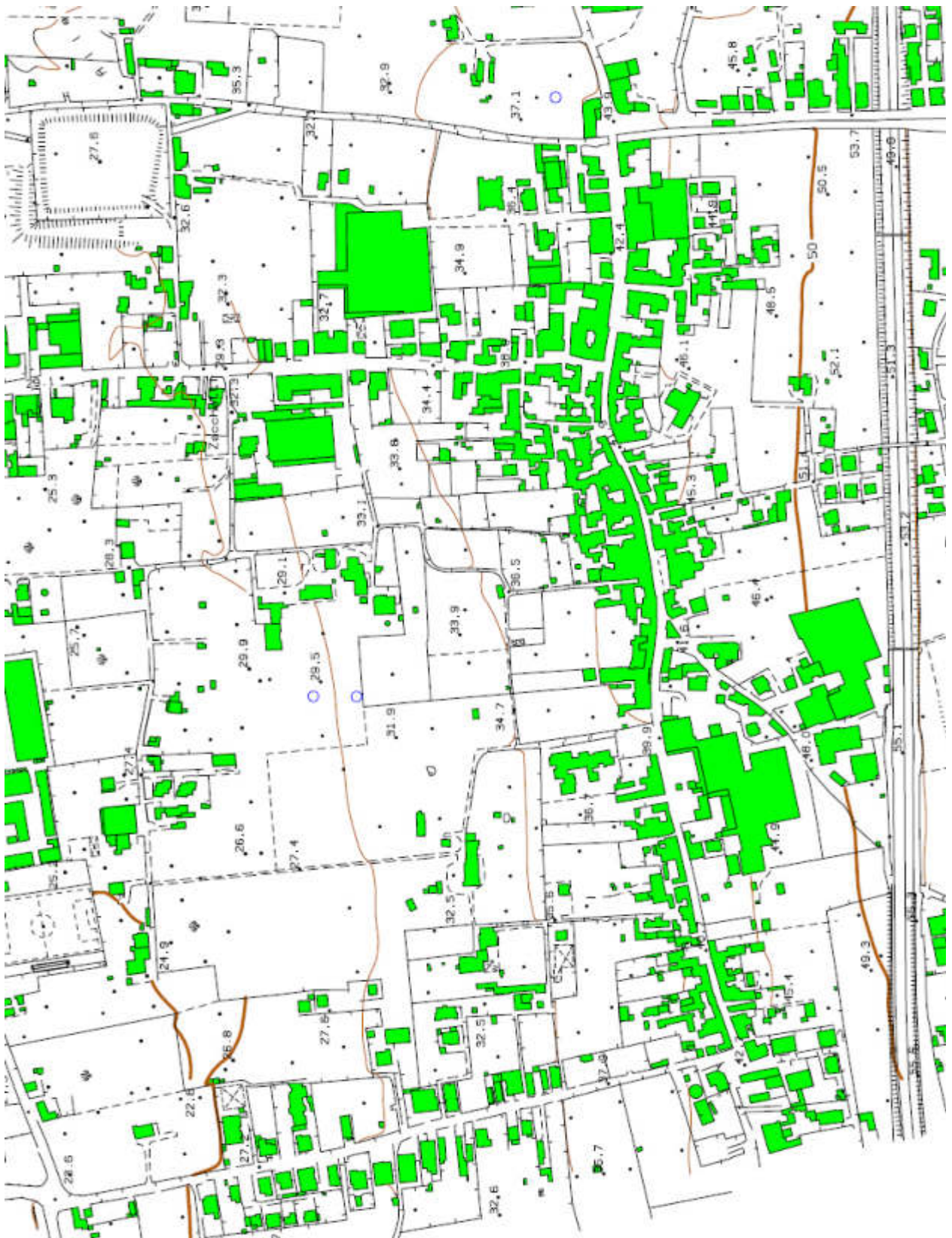


Fig. 2 - Stralcio aerofotogrammetrico in scala 1:5.000

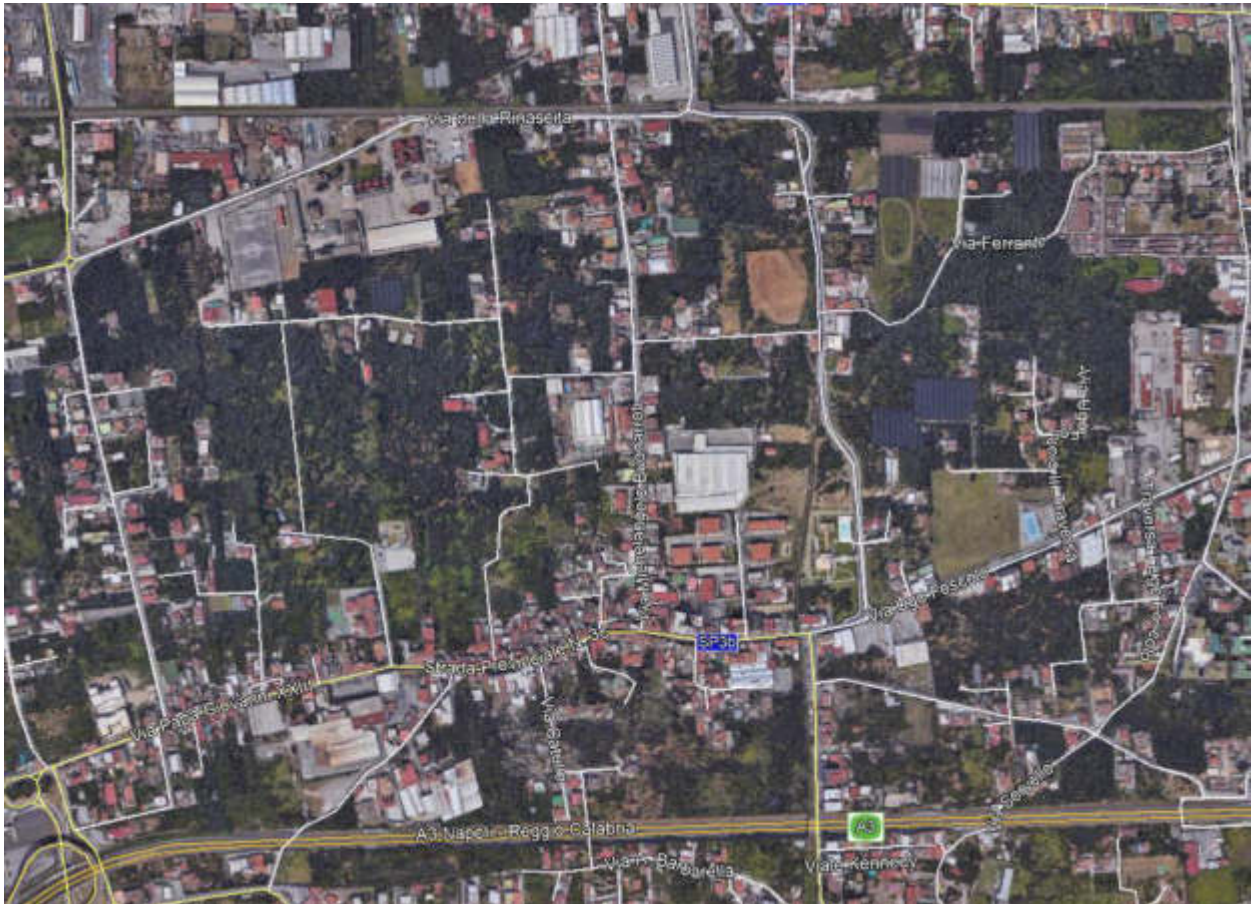


Fig. 3 - Stralcio aerofotografico dell'area in oggetto (non in scala)

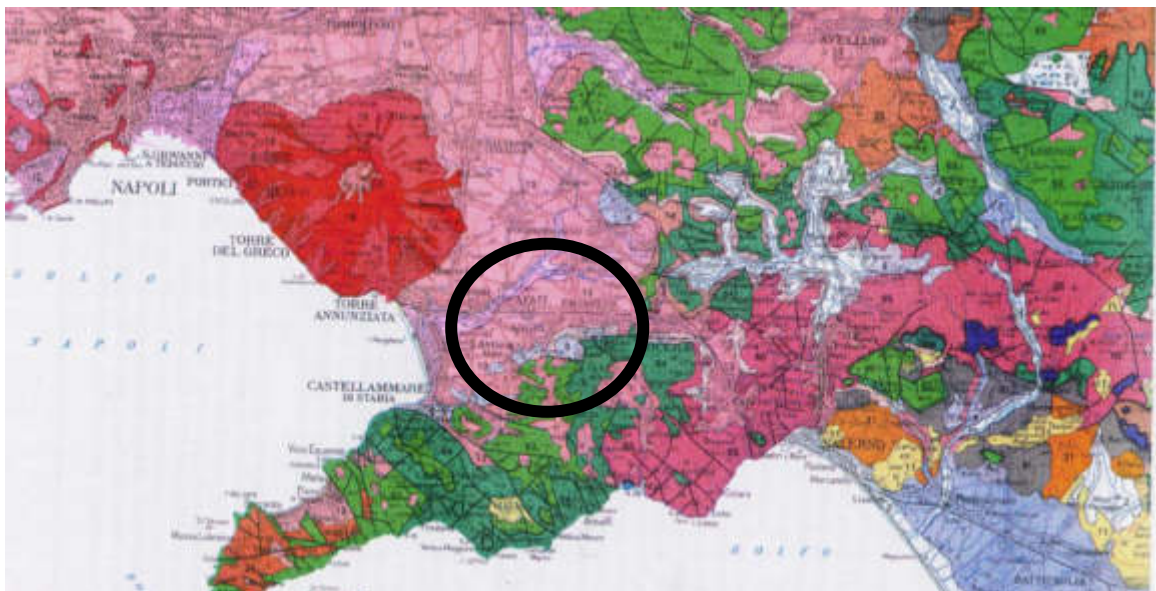


Fig. 4 – Stralcio Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000

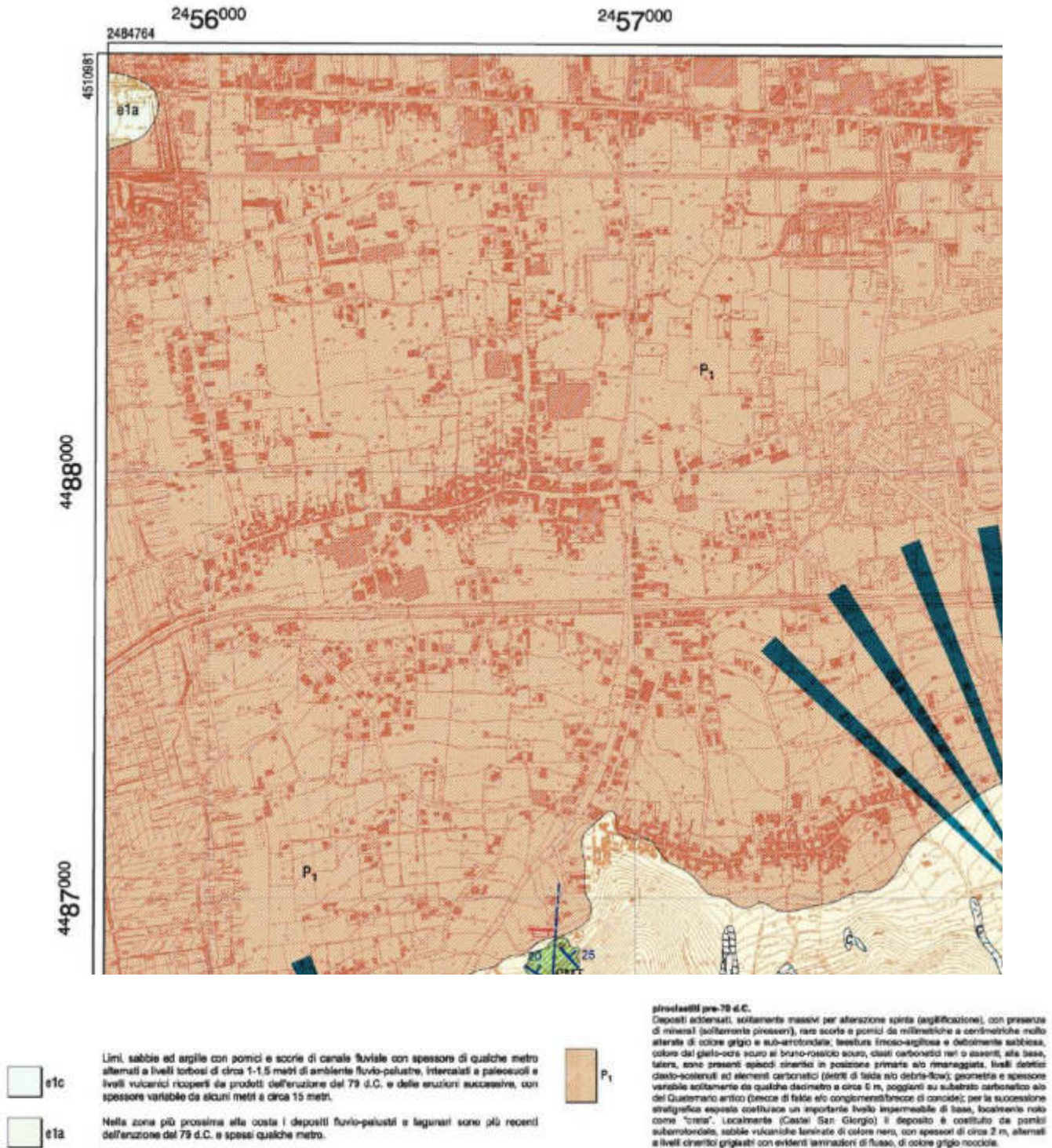
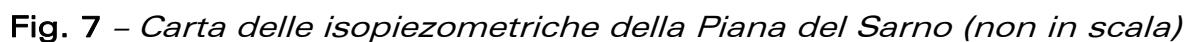


Fig. 5 – Stralcio della Carta Geologica Regionale in scala 1:10.000



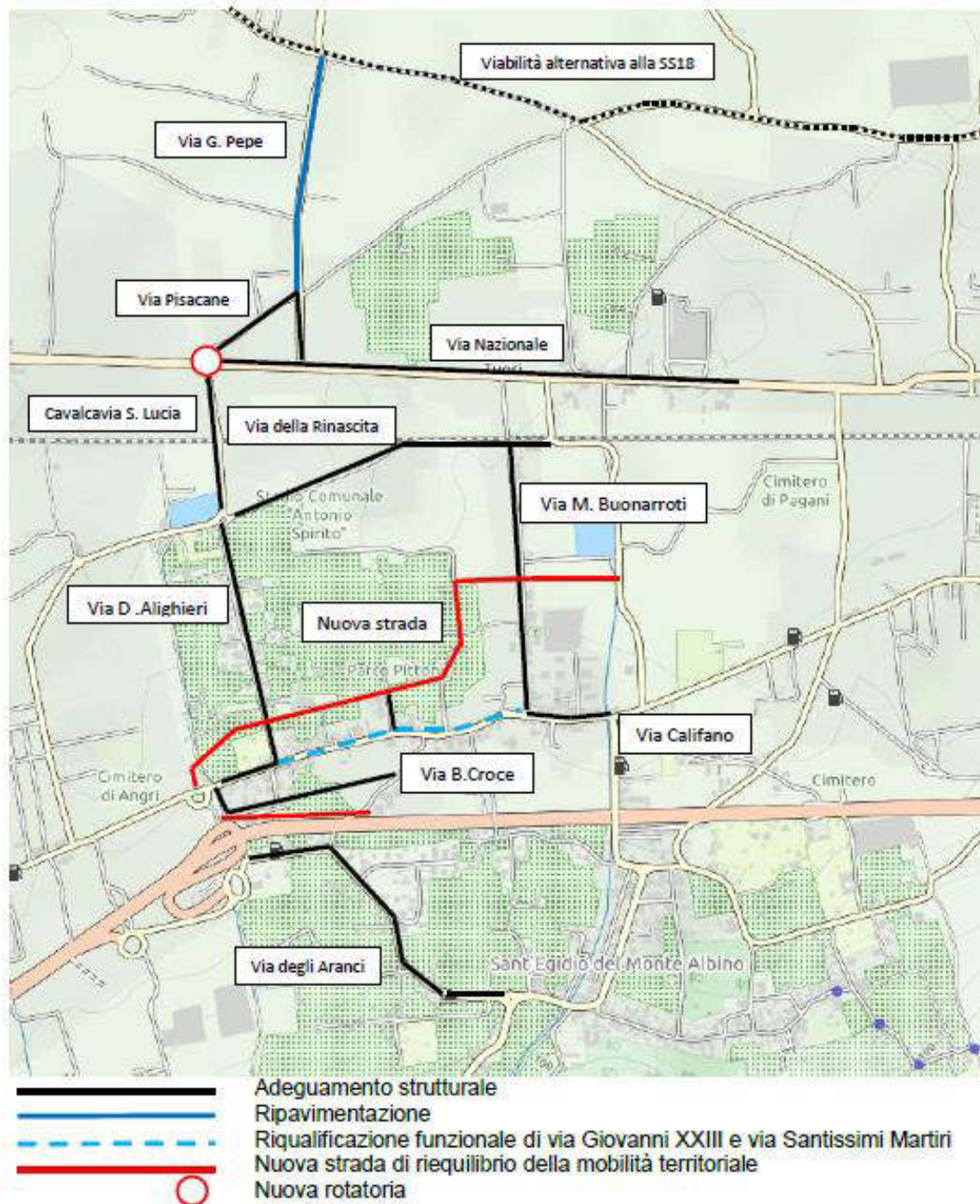


Fig. 8 – Ubicazione degli interventi in progetto

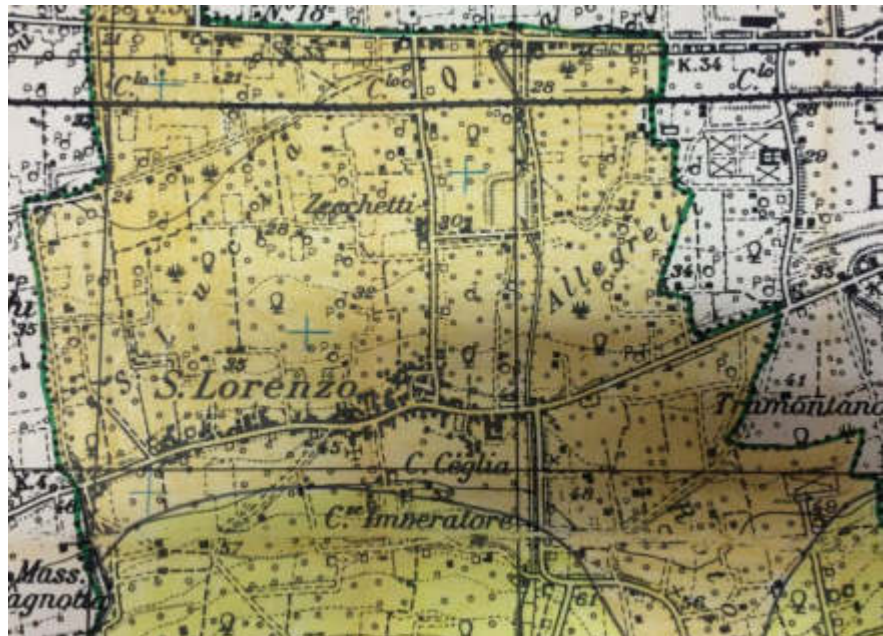


Fig. 9 – Stralcio della Carta Geologica del P.R.G. (non in scala)



Fig. 10 – Stralcio della Carta Idrogeologica del P.R.G. (non in scala)

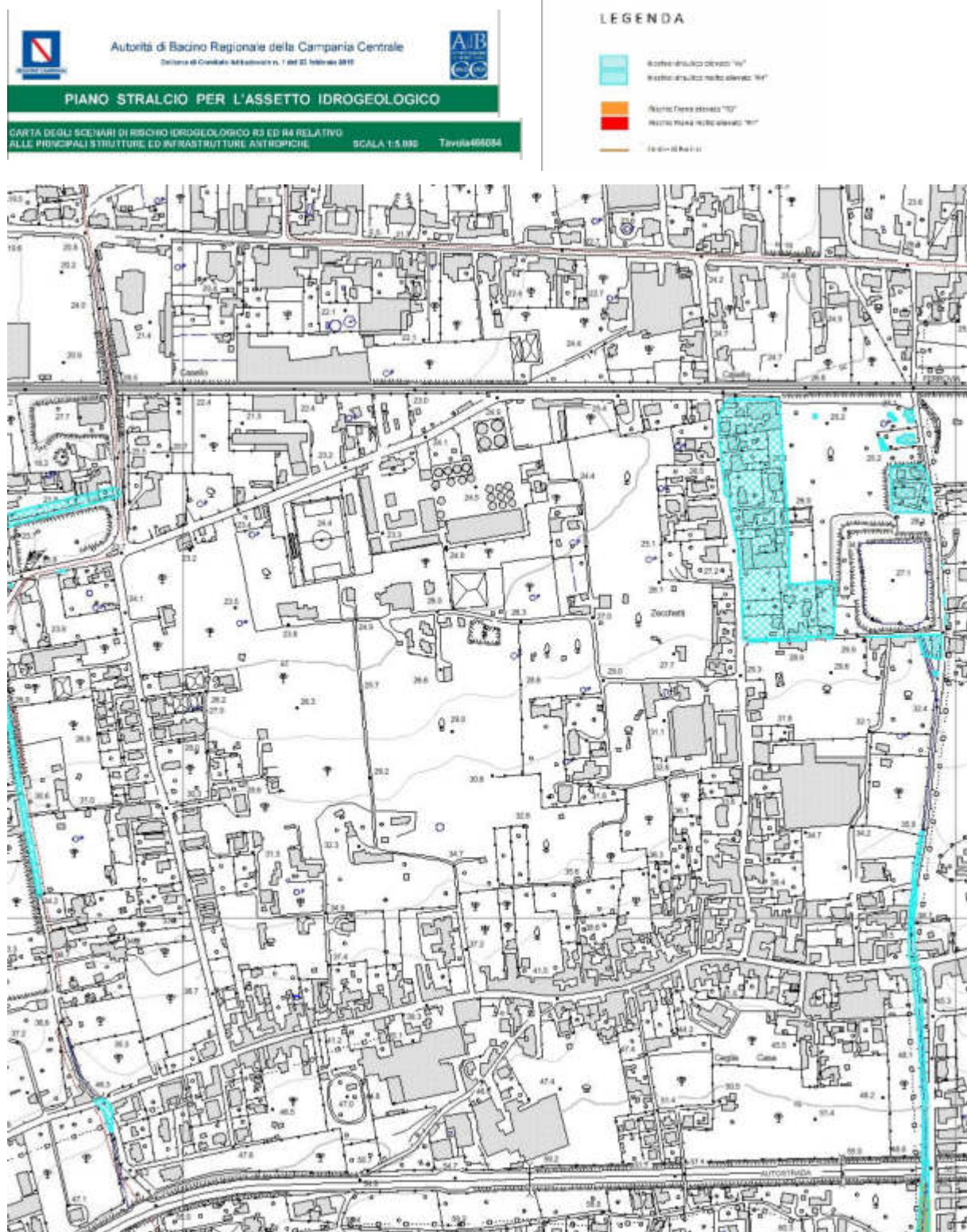


Fig. 11 – Stralcio della Carta degli scenari del Rischio idrogeologico R3 ed R4 relativo alle principali strutture ed infrastrutture antropiche (PAI dell'AdB Regionale Campania Centrale)

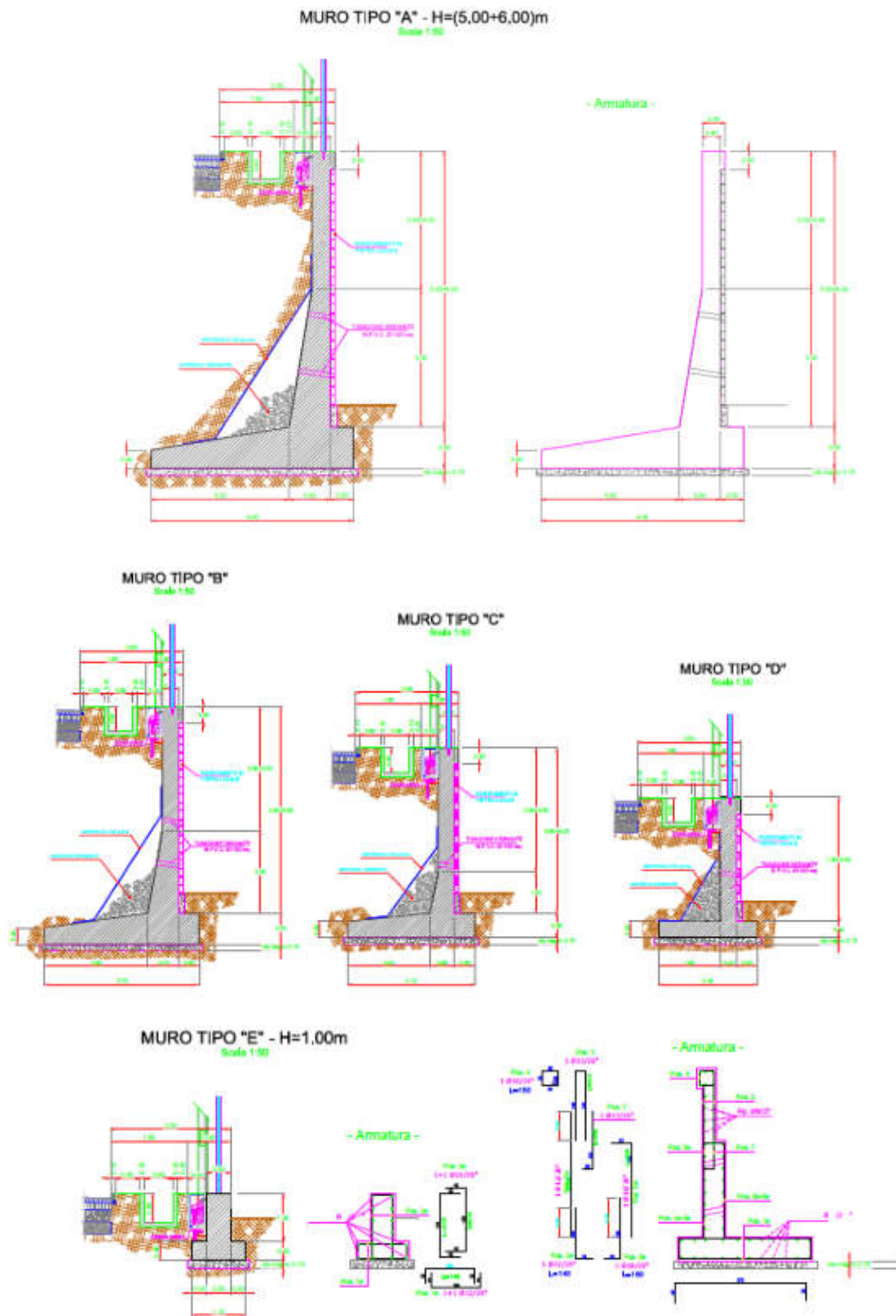
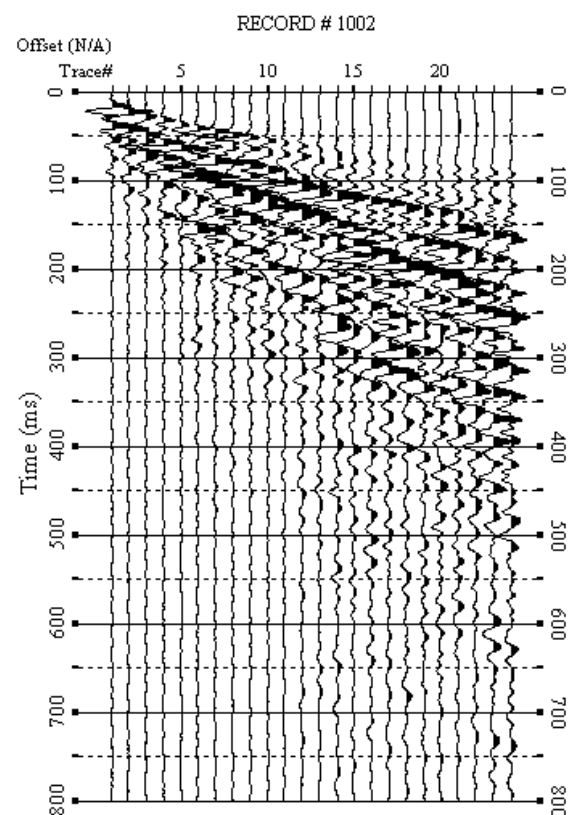
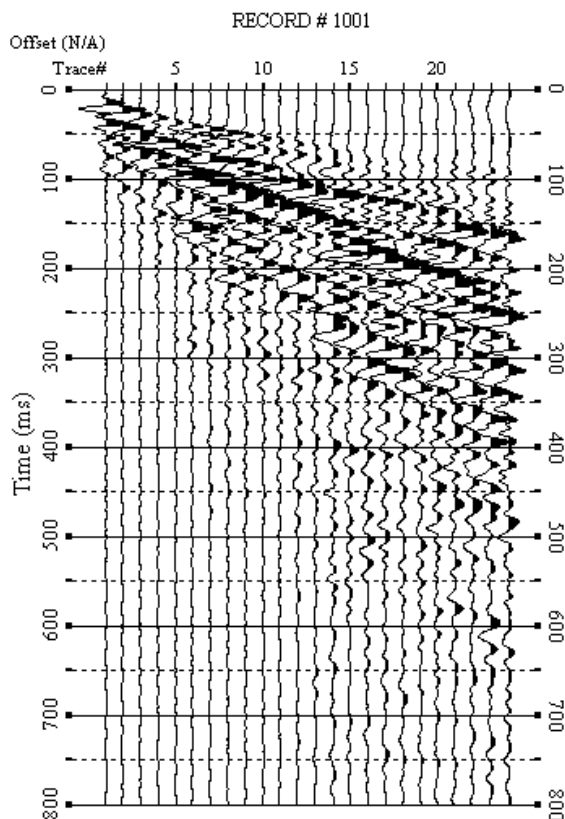


Fig. 13 – *Sezione geotecnica area di intervento Nuova rampa di uscita dello svincolo Angri Sud*

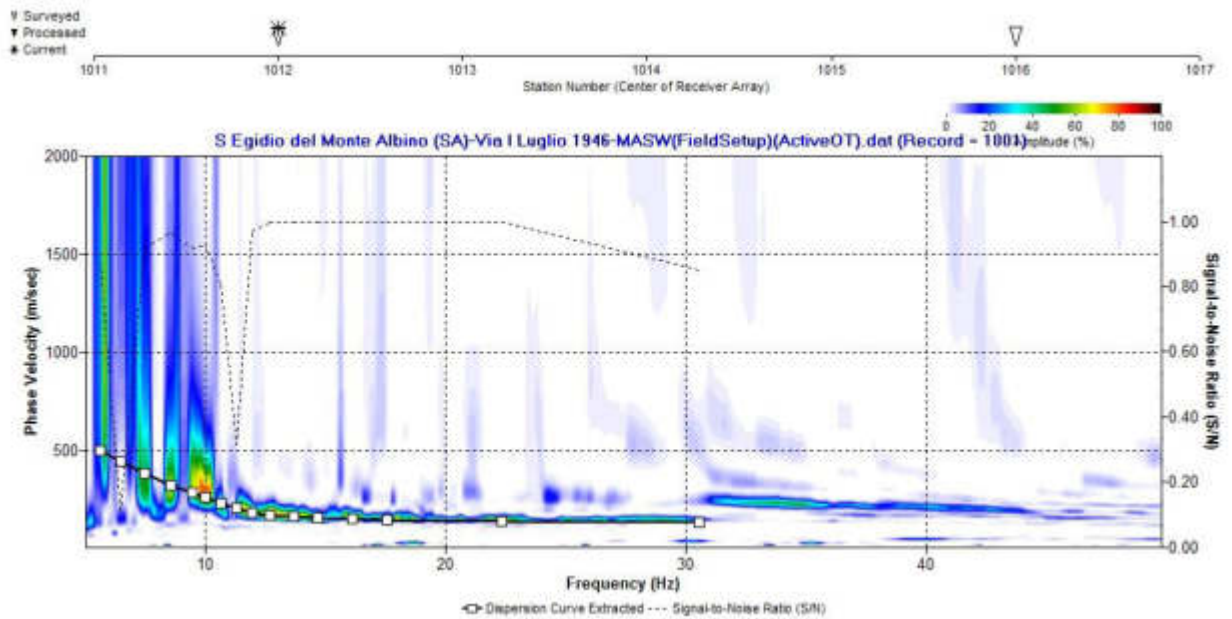
Prospezione sismica MASW n.1 effettuata in via I Luglio 1946



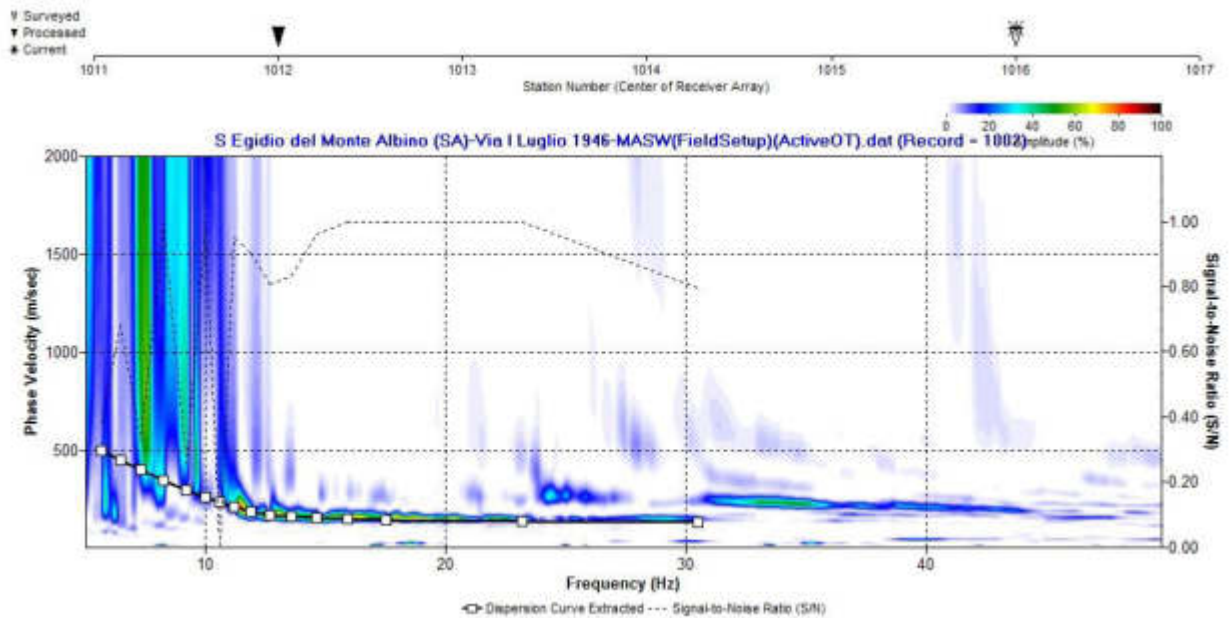
Prospezione sismica	Lunghezza standimento (m)	Offset e spacing (m)	Direzione	Coordinate Geografiche WGS84	
				N	E
MASW n.1	30.0	1.25	N 352° E	40.737318°	14.587732°



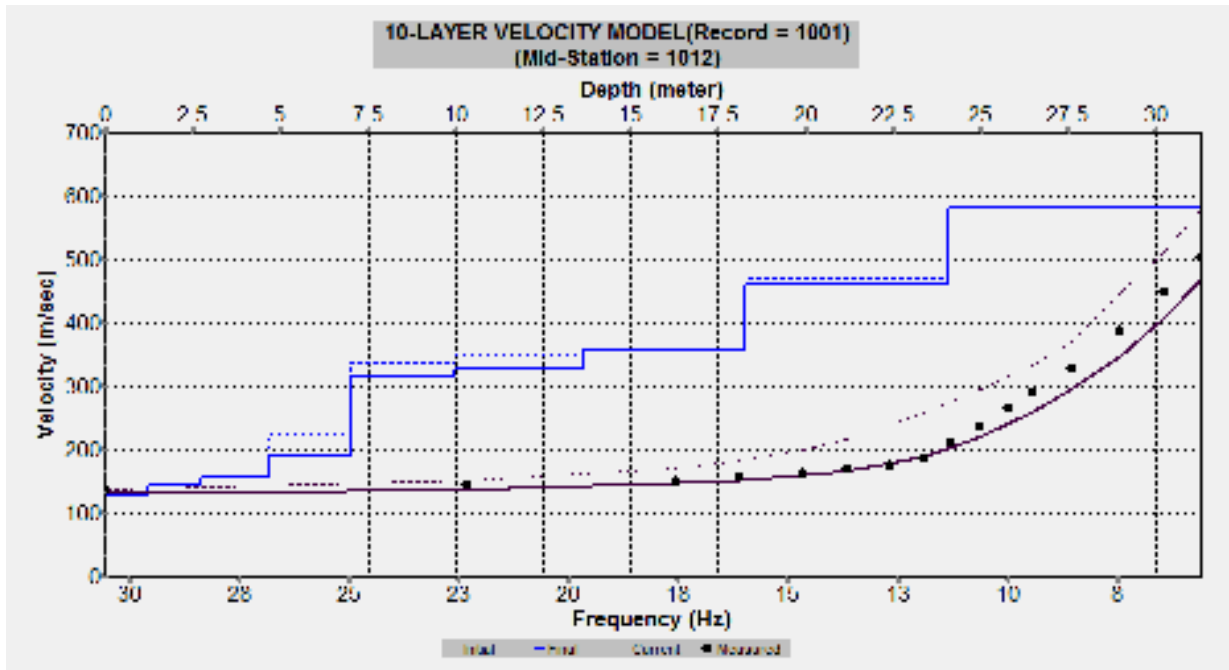
Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 1 e n. 2
Finestra temporale [0-800] ms



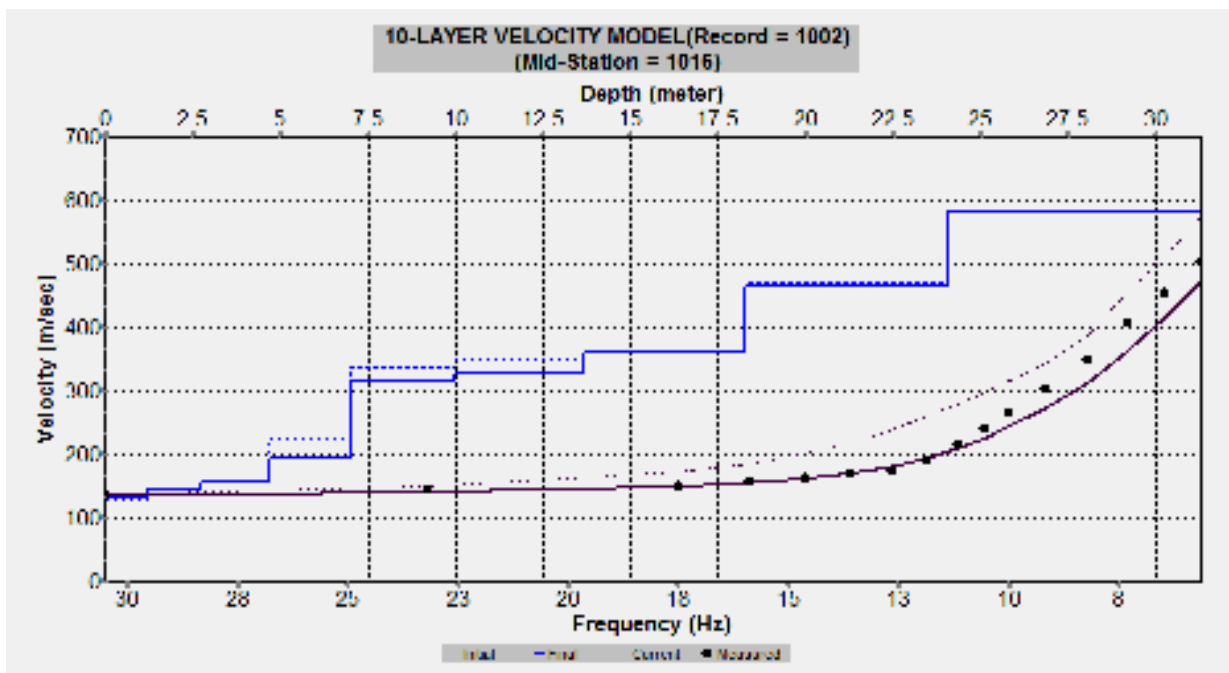
Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 1



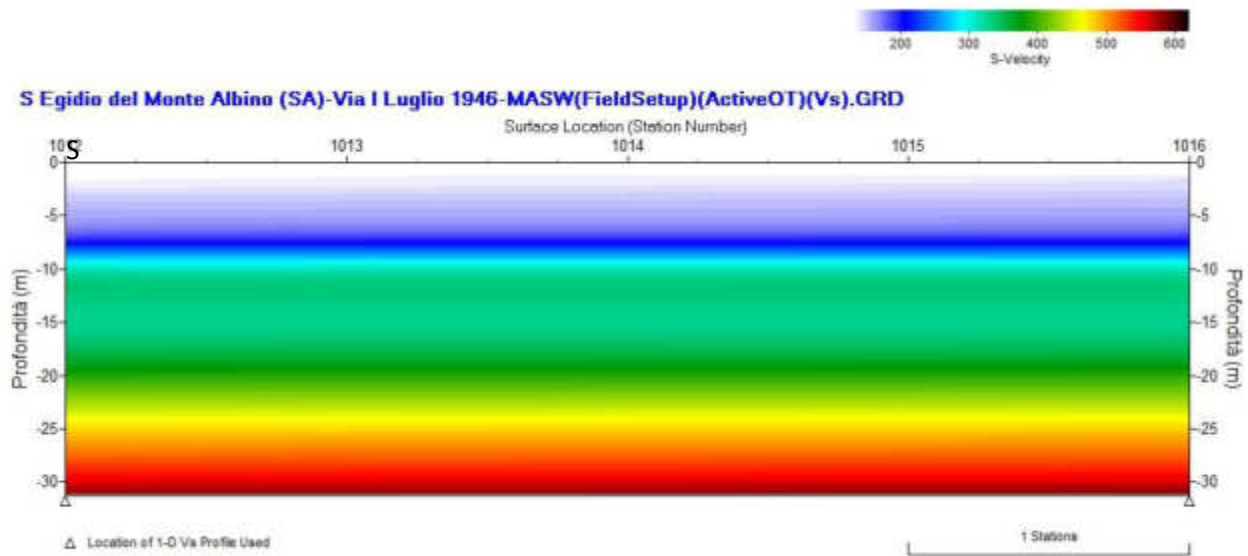
Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 2.



Profilo verticale 1D delle VS ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 1



Profilo verticale 1D delle VS ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 2



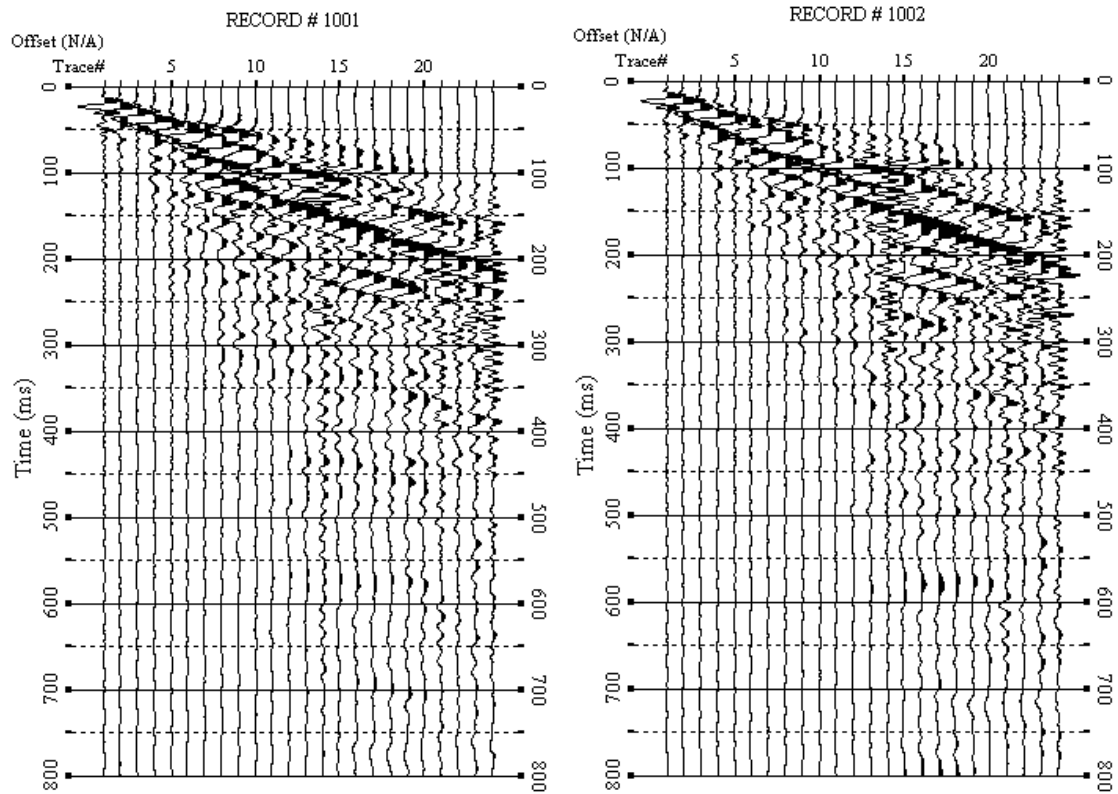
0.625

Modello sismostratigrafico 2D delle VS ottenuto dall'indagine Sismica MASW n. 1

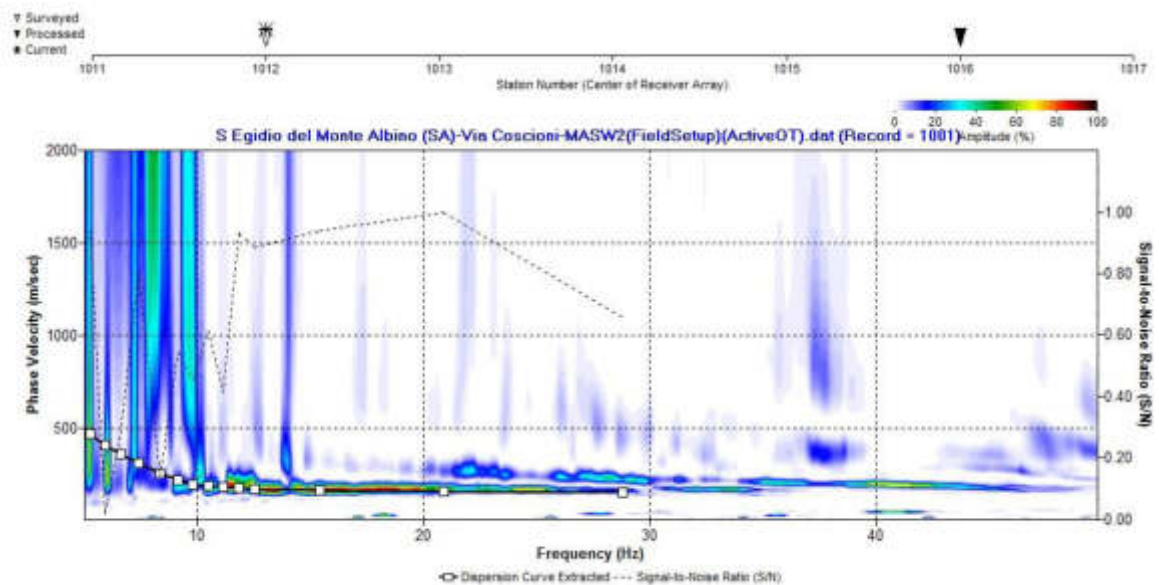
Prospezione sismica MASW n.2 effettuata in via Coscioni.



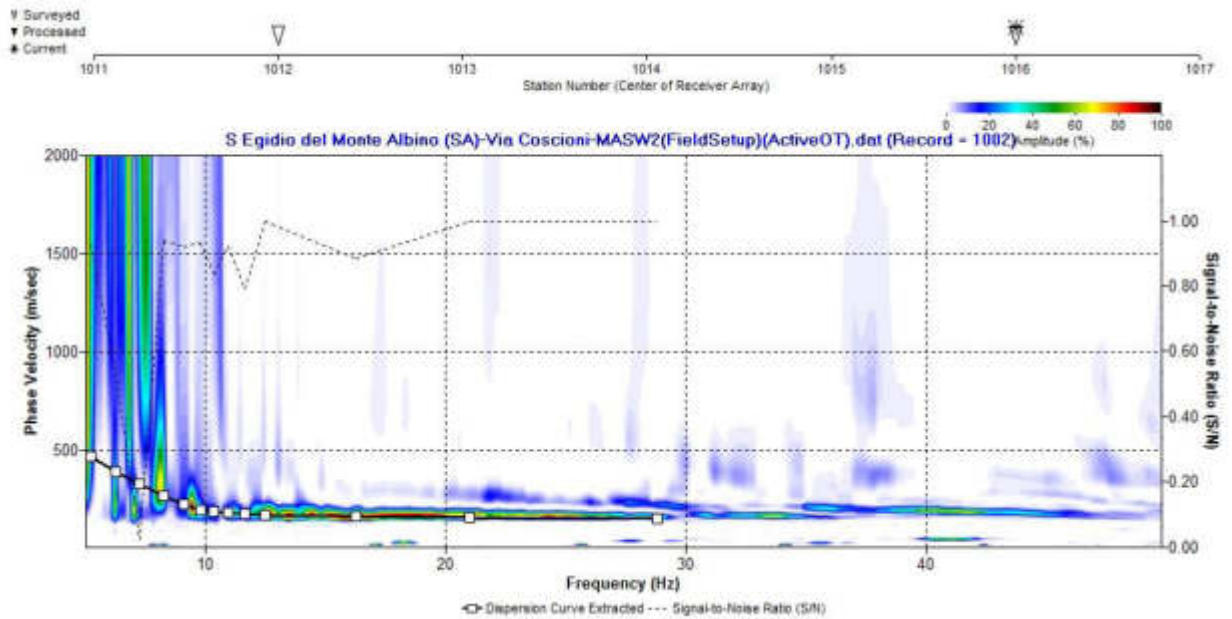
Prospezione sismica	Lunghezza stendimento (m)	Offset e spacing (m)	Direzione	Coordinate Geografiche WGS84	
				N	E
MASW n.2	30.0	1.25	N 278° E	40.740898°	14.589329°



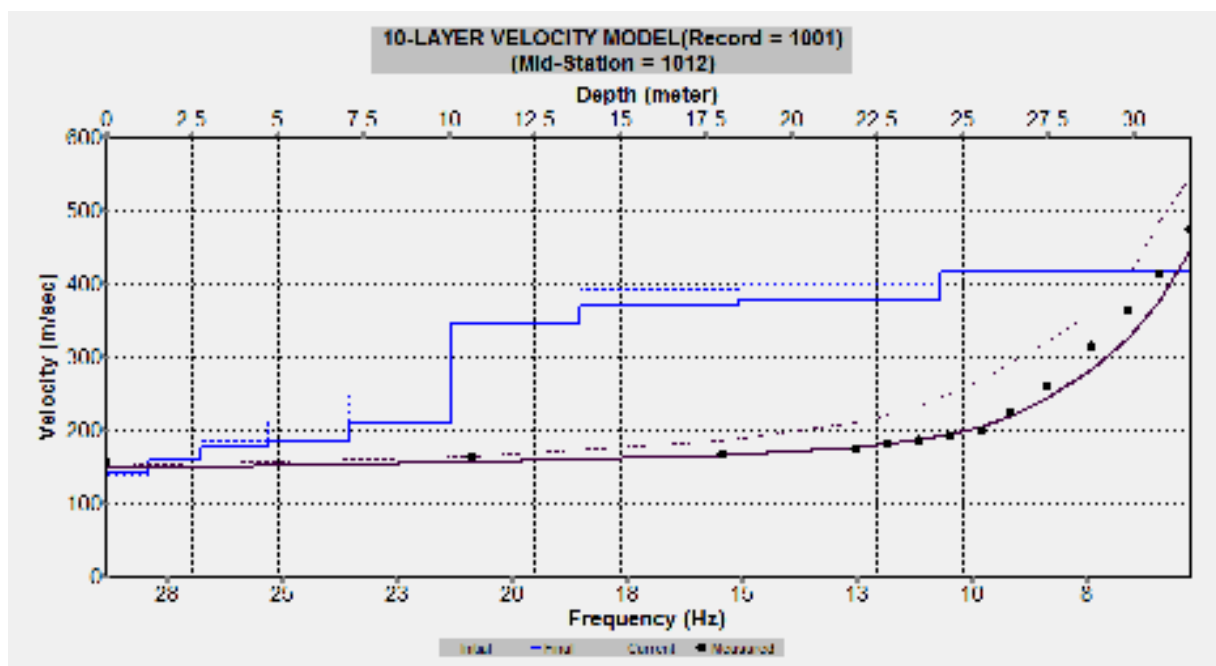
Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 1 e n. 2.
Finestra temporale [0-800] ms



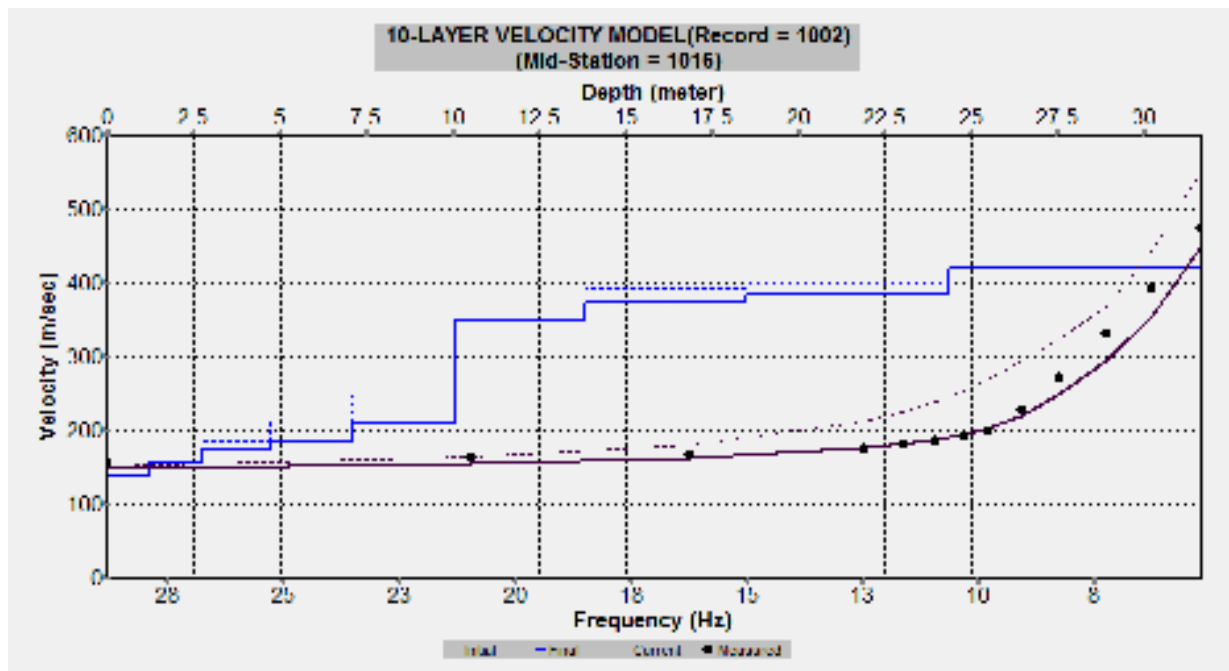
Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 1



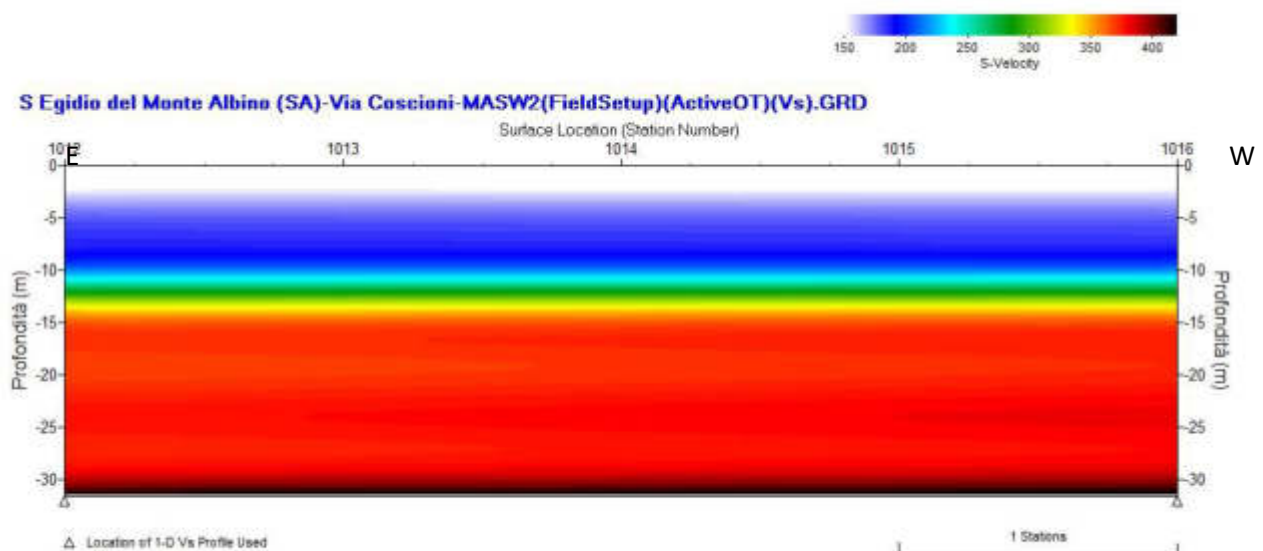
Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 2: acquisizione n. 2



Profilo verticale 1D delle VS ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 2 - acquisizione n. 1



Profilo verticale 1D delle VS ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 2 - acquisizione n. 2



0.625

Modello sismostratigrafico 2D delle VS ottenuto dall'indagine Sismica MASW n. 2

Fig.14 – Sismogrammi



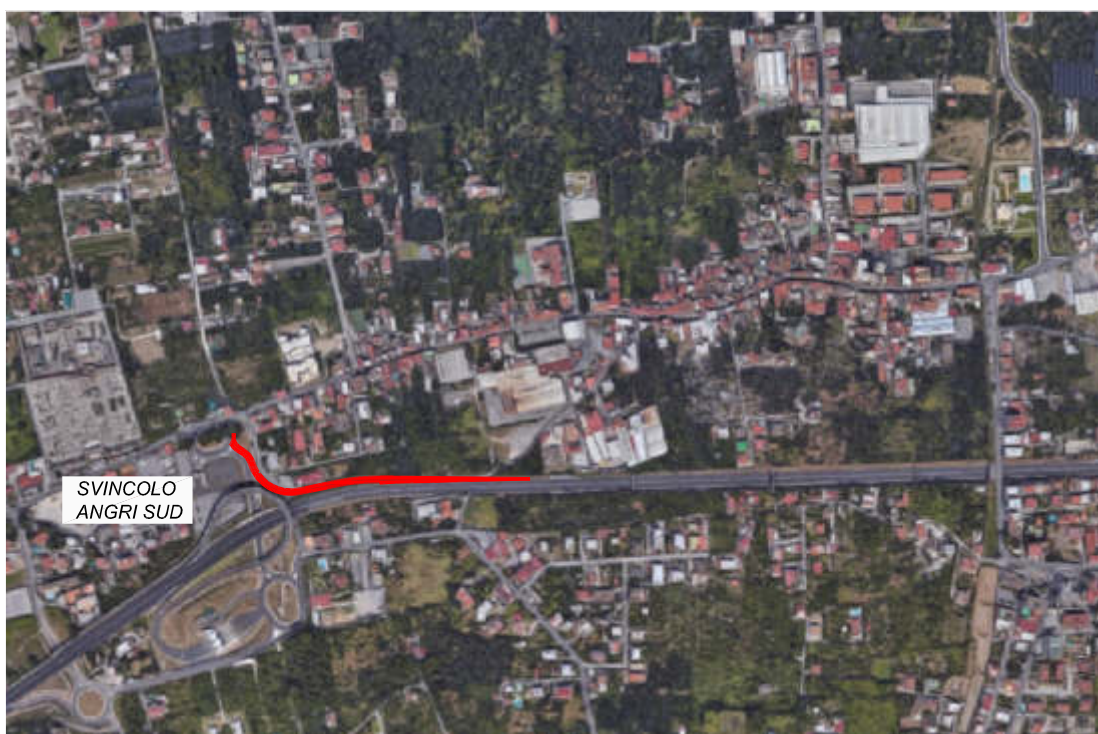
REGIONE CAMPANIA

COMUNE DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO

PROVINCIA DI SALERNO



INTERVENTO INFRASTRUTTURALE INTEGRATO DEL SISTEMA DELLA VIABILITA'
DEL TERRITORIO DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO E DELL'AGRO NOCERINO
CONNESSO ALLA REALIZZAZIONE DELLA RAMPA DI USCITA ANGRI SUD
SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3



PROGETTO ESECUTIVO

0	Maggio 2018	Emissione			
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Verificato	Approvato

Progetto Ufficio Tecnico Comunale:

Ing. Carmine Stanzione
Geom. Diodato Abbagnara
Geom. Giovanni Lentisco
Geom. Aniello Tortora

Geologia:

Dott. Ignazio Vitiello

Archeologia:

Dott.ssa Serenella Scala

Supporto al Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Antonio Pauciulo

Il Responsabile Unico del Procedimento:
Arch. Vito D'Ambrosio

Cavallaro & Mortoro srl
Verifica Progetto Esecutivo
RAMPA DI USCITA ANGRI SUD A3
cod. 2018V12 data 25.05.2018

RAMPA DI USCITA ANGRI SUD SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3

ELABORATO

PE_ED_03

RELAZIONE GEOTECNICA

Sommario

1. – PREMESSA.....	1
1.1 - Generalità.....	1
1.2 – Normative di riferimento	1
1.3 - Materiali.....	1
2. - CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	3
3. - DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	4
4. - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, SISMICA E TOPOGRAFICA DEL SITO	5
4.1 - Parametri geotecnici di calcolo	5
4.2 - Categoria di suolo	5
4.3 - Condizioni topografiche del sito	5
5. – CARICHI AGENTI	7
6. - PROCEDURE E METODI DI CALCOLO.....	8
7. - DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (punto 10.2).....	10
7.1 - Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo	10
7.1.1 - Tipo di analisi svolta	10
7.1.2 - Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	10
7.1.3 - Affidabilità dei codici di calcolo	10
7.1.4 - Modalità di presentazione dei risultati.....	10
7.1.5 - Informazioni generali sull'elaborazione	10
7.1.6 - Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	11
8. - FASCICOLO DEI CALCOLI	12
8.1 – Muri a mensola in c.a.	12
8.1.1 – Metodi di analisi	12
8.1.2 – Muro tipo “A”	22
8.1.3 – Muro tipo “B”	54
8.1.4 – Muro tipo “C”	89

8.1.5 – Muro tipo “D”	123
8.2 – Manufatto scatolare.....	158
8.2.1 – Metodi di analisi	158
8.2.2 – Canale tombato $H=2.00m$	163
8.2.3 – Canale a cielo aperto $H=4.00m$	181
8.2.4 – Canale tombato $H=2.50 m$	194
8.2.5 – Sottopasso via Cupa del Feudo	212
8.3 – Paratia provvisoria.....	229
8.3.1 – Metodi di analisi	229
8.3.2 – Paratia $H=3.50m$	233

1. – PREMESSA

1.1 - Generalità

La presente relazione ha per oggetto i calcoli statici delle opere in c.a. previste nell'ambito del progetto esecutivo "Intervento infrastrutturale integrato del sistema della viabilità del territorio di Sant'Egidio del Monte Albino e dell'Agro Nocerino connesso alla realizzazione della rampa di uscita Angri Sud sulla corsia nord dell'autostrada A3".

I manufatti previsti consistono in dei muri di sottoscampa a mensola in c.a. che si sviluppano per circa 396 m lungo il ciglio destro della nuova corsia di decelerazione dello svincolo, in dei manufatti scatolari in c.a. per il nuovo tracciato del canale Pagliarone, in un manufatto scatolare in c.a. per l'allungamento del sottopasso via Cupa del Feudo ed in una paratia provvisoria di pali in c.a. propedeutica alla realizzazione dello scavo per lo scaolare del nuovo tracciato del canale Pagliarone.

Le opere sono state progettate nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 e sono state verificate con il metodo degli stati limite.

1.2 – Normative di riferimento

La progettazione degli interventi sarà tale da rispettare le normative vigenti ed in particolare:

- Legge 05-11-1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.
- Legge 02-02-1974 n. 64 - Normativa tecnica relativa alle costruzioni in zona sismica.
- Circolare Ministero LL.PP. del 14-02-1974 n. 11951 - Istruzioni per l'applicazione delle norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e le strutture metalliche.
- D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008".

1.3 - Materiali

I materiali che verranno utilizzati per la realizzazione delle opere strutturali in progetto sono:
PE_ED_03_rampa

- Calcestruzzo C25/30:
 - *Resistenza cubica a compressione (valore caratteristico), $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Resistenza cilindrica a compressione (valore caratteristico), $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Modulo di elasticità (valore medio), $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Densità (valore nominale), $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$;*
- Acciaio per c.a. B450C:
 - *Tensione caratteristica di snervamento (valore nominale), $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Tensione caratteristica di rottura (valore nominale), $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Modulo elastico (valore nominale), $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;*
 - *Densità (valore nominale), $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$.*

2. - CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La pericolosità sismica del sito su cui verrà attuato il progetto oggetto della presente relazione è stata valutata sulla base dei dati pubblicati in allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 ed in condizioni ideali di campo libero, su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale.

Per le opere in progetto è stata definita una vita nominale, V_N , di 100 anni (*"Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza"*) ed un coefficiente d'uso, CU , pari a 2,0 (Classe d'Uso IV – *"Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...] Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. [...]"*) in quanto un loro eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche, comporterebbe una interruzione dell'operatività dell'intera infrastruttura. Pertanto, il periodo di riferimento, V_R , per l'azione sismica è pari a 200 anni.

I parametri caratteristici delle forme spettrali di progetto corrispondenti ai su indicati periodi di riferimento sono riassunti nella tabella che segue:

Stato Limite	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[anni]	[g]	[-]	[s]
Stato limite di operatività, SLO	120	0.074	2.433	0.355
Stato limite di danno, SLD	201	0.090	2.482	0.369
Stato limite di salvaguardia della vita, SLV	1898	0.182	2.541	0.431
Stato limite di prevenzione del collasso, SLC	2475	0.196	2.602	0.437

3. - DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

I muri a mensola in c.a. hanno un'altezza del paramento variabile da 6.00 m a 1.00 m ed uno spessore costante di 0.40 m nella parte sommitale che aumenta fino a 0.95 m all'attacco con la fondazione per i muri di dimensione maggiore. La fondazione dei muri prevede una mensola di valle lunga 0.50 m di spessore pari allo spessore massimo del paramento verticale; la mensola di monte ha lunghezza variabile tra 3.00 m e 1.50 m e spessore variabile tra a 0.40 m e il massimo spessore del paramento verticale.

Il manufatto scatolare del torrente Pagliarone ha una larghezza interna costante di 3.50 ed una sezione chiusa di altezza 2.00 m nel tratto iniziale per uno sviluppo di circa 48.0 m, una sezione aperta di altezza 4.00 m nel tratto intermedio per uno sviluppo di 27.0 m ed una sezione chiusa di altezza 2.50 m nel tratto finale per uno sviluppo di 38,0 m. La fondazione del manufatto ha spessore di 0.40 m, le pareti e la soletta di copertura hanno uno spessore di 0.30 m.

Nel tratto finale del manufatto scatolare è prevista una paratia di pali provvisoriale per ridurre la larghezza dello scavo in prossimità dei fabbricati. La paratia si sviluppa per 20.90 in destra e per 5.90 m in sinistra del manufatto, ha un'altezza fuori terra, misurata dal piano di posa dello scatolare, di 3.50 m ed è realizzata con pali in c.a. di diametro 0.40 m lunghi 9.00 m e disposti ad interasse di 0.60m.

Il manufatto scatolare in c.a. per l'allungamento del sottopasso via Cupa del Feudo ha uno sviluppo di circa 3.0 m ed una sezione retta interna pari a 3.60 m x 2.80 m; la fondazione del manufatto ha spessore di 0.90 m, la soletta di copertura ha uno spessore di 0.60 m e le pareti hanno spessore 0.50 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole PE.EG.13.1, PE.EG.13.2, PE.EG.14.1 e PE.EG.14.2.

4. - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, SISMICA E TOPOGRAFICA DEL SITO

4.1 - Parametri geotecnici di calcolo

Per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni interessati dalle opere, si sono assunti a base dei calcoli per il dimensionamento e le verifiche delle opere, i seguenti valori dei parametri geotecnici di cui alla Relazione Geologica.

	Angolo di attrito	Peso dell'unità di volume	Coesione
Piroclastico	$\phi = 30^\circ$	$\gamma = 11.2 \text{ kN/mc};$	$c=0,000 \text{ MPa}$
Detritico - Piroclastico	$\phi = 34^\circ$	$\gamma = 15.5 \text{ kN/mc};$	$c=0,000 \text{ MPa}$

4.2 - Categoria di suolo

Per quanto concerne l'attribuzione alla categoria di suolo, sulla base della tabella 3.2.II delle NTC-08, per il sito in esame si deve considerare la seguente categoria di sottosuolo:

- **Categoria C:** *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)”.*

4.3 - Condizioni topografiche del sito

Per quanto concerne, invece, le condizioni topografiche deve essere assunto un coefficiente di amplificazione topografica, S_T , corrispondente a condizioni topografiche del sito ove dovrà essere ubicata l'opera:

Categoria topografica T1 – *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*

I coefficienti sismici di amplificazione stratigrafica per il sito di che trattasi sono riportati nella tabella che segue:

Categoria sottosuolo	T_R	S_S	C_C	T_C
	[anni]	[g]	[-]	[s]
Stato limite di operatività, SLO	120	1.500	1.478	0.525
Stato limite di danno, SLD	201	1.500	1.459	0.538
Stato limite di salvaguardia della vita, SLV	1898	1.423	1.386	0.597
Stato limite di prevenzione del collasso, SLC	2475	1.394	1.380	0.603

5. – CARICHI AGENTI

Come carico agente sui manufatti si considera la spinta del terreno; i valori di tali azioni saranno determinati facendo riferimento alle caratteristiche fisico-meccaniche desunte dalla relazione geologica allegata e riportate al § 4.1 della presente relazione applicando, per le combinazioni statiche e sismiche, gli specifici coefficienti parziali così come previsto dalle NTC2008 e riportati nei tabulati allegati.

Le azioni accidentali considerate sono i carichi variabili da traffico definiti dagli schemi di carico indicati al §5.1.3.3 delle NTC 2008 considerando lo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Nello specifico sono state considerate fino a 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.00 m; la prima corsia prevede un carico tandem pari a 300 kN e carico distribuito pari a 9.00 kN/mq, la seconda rispettivamente 200kN e 2.50 kN/mq e la terza rispettivamente 100 kN e 2.50 kN/mq. Le spinte dei carichi tandem sulle opere sono state valutate secondo quanto indicato al § C5.1.3.3.7.1 della Circolare Ministeriale del 02/02/2009, ovvero considerando un carico equivalente distribuito su una superficie di dimensioni in pianta 3,00 x 2,20 m.

6. - PROCEDURE E METODI DI CALCOLO

Il codice di calcolo automatico utilizzato per l'analisi e la verifica i muri in c.a. è "MAX v. 10.10", licenza d'uso AIU3838C0, prodotto dalla AZTEC INFORMATICA s.r.l., con sede in C.so Umberto 43, Casole Bruzio (CS).

Il codice è dedicato al calcolo ed all'analisi di muri di sostegno. E' basato sui metodi dell'equilibrio limite applicato alle sezioni piane. In generale il software una volta definite tipologia e geometria delle opere, nonché la stratigrafia del sottosuolo procede a calcolare le azioni delle terre e ad eseguire le necessarie verifiche geotecniche e strutturali.

Per il calcolo delle spinte delle terre viene implementato il metodo di Culmann noto nella versione numerica come metodo del cuneo di tentativo. Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il codice di calcolo automatico utilizzato per i manufatti scatolari è "SCAT v. 11.0", licenza d'uso AIU3838C0, prodotto dalla AZTEC INFORMATICA s.r.l., con sede in C.so Umberto 43, Casole Bruzio (CS).

Il codice è dedicato al calcolo ed all'analisi di strutture scatolari sia completamente che parzialmente interrate. La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddivisa in tre strati: ricoprimento, rinfiando e fondazione. Il terreno sia di fondazione che di rinfiando è schematizzato secondo il modello di Winkler modificato con l'eliminazione, durante l'analisi al passo, delle molle in trazione.

Il codice di calcolo automatico utilizzato per le paratie è "PAC v. 12.0", licenza d'uso AIU3838C0, prodotto dalla AZTEC INFORMATICA s.r.l., con sede in C.so Umberto 43, Casole Bruzio (CS).

Il codice è dedicato al calcolo ed all'analisi di paratie ed è basato sui metodi dell'equilibrio limite applicato alle sezioni piane. In generale il software una volta definite tipologia e geometria delle opere, nonché la stratigrafia del sottosuolo procede a calcolare le azioni delle terre e ad eseguire le necessarie verifiche geotecniche e strutturali.

Per il calcolo delle spinte delle terre viene implementato il metodo di Culmann noto nella versione numerica come metodo del cuneo di tentativo.

Per il dimensionamento strutturale della paratia viene adoperato il metodo della trave su suolo elastico, nell'ambito del quale l'interazione terreno opera viene modellata attraverso la teoria di Winkler. In particolare il terreno è considerato come un letto di molle indipendenti fra di loro, reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*), definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Tutte le molle hanno rigidezza flessionale e tagliente nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione.

La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno è data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliente ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti-puntoni (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale). Quest'ultime vengono schematizzate con comportamento elasto - plastico perfetto, assumendo la curva sforzi-deformazioni del terreno con andamento bilatero e con una resistenza della molla crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} è imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche).

Il sistema non lineare è risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 fino a raggiungere il carico totale p . Per ogni incremento di carico vengono controllate eventuali plasticizzazioni delle molle.

7. - DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (punto 10.2)

7.1 - Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

7.1.1 - Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

7.1.2 - Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU3838C0

7.1.3 - Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

7.1.4 - Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

7.1.5 - Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi

non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

7.1.6 - Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

8. - FASCICOLO DEI CALCOLI

8.1 – Muri a mensola in c.a.

8.1.1 – Metodi di analisi

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i_\gamma}$$

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;

ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;

γ peso di volume del terreno in fondazione;

B larghezza della fondazione;

D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^\phi \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,30	1,35	1,35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

PE_ED_03_rampa

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

8.1.2 – Muro tipo “A”

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)

Bs base superiore del gradone espressa in [m]

Bi base inferiore del gradone espressa in [m]

Hg altezza del gradone espressa in [m]

α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]

α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0,40	0,40	3,00	0,00	0,00
2	0,40	0,90	3,00	0,00	9,40

Altezza del paramento 6,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	4,40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0,90 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0,90 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0,90 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0,40 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25,000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30,00 [MPa]
Modulo elastico E	31447,048 [MPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449,94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,40 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [MPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Piroclastico	11,20	16,00	30,00	20,00	0,0000	0,0000
Secondo strato	17,00	17,00	27,00	18,00	0,0020	0,0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	6,00	0,00	0,00	0,00	Piroclastico
2	5,00	0,00	2,73	0,00	Piroclastico

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Traffico distribuito)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=3,00$	$Q_i=9,0000$	$Q_f=9,0000$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=9,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$

Condizione n° 2 (Traffico tandem)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,20$	$Q_i=45,4500$	$Q_f=45,4500$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=5,20$	$Q_i=30,3000$	$Q_f=30,3000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=8,20$	$Q_i=15,1500$	$Q_f=15,1500$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico tandem	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

PE_ED_03_rampa

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite***Impostazioni verifiche SLU***Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di MeyerhofCoefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

PE_ED_03_rampa

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{sco} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{rib} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{qlim} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{stab} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,76	--	2,94	--
2	EQU - [1]	--	--	3,83	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,60
4	A1-M1 - [2]	--	1,65	--	1,90	--
5	EQU - [2]	--	--	2,96	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,36
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,55	--	2,42	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,53	--	2,51	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,16	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,93	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,41
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,39
13	SLEQ - [1]	--	2,25	--	3,66	--
14	SLEF - [1]	--	2,25	--	3,58	--
15	SLEF - [1]	--	2,01	--	2,76	--
16	SLER - [1]	--	2,02	--	2,65	--
17	SLER - [1]	--	1,96	--	2,51	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.81 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.89 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

PE_ED_03_rampa

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.45$		
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.23$		
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico		
Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0		
Lunghezza del muro	10,00 [m]		
Peso muro	158,7988 [kN]		
Baricentro del muro	X=0,46 Y=-5,01		
<u>Superficie di spinta</u>			
Punto inferiore superficie di spinta	X = 3,50 Y = -6,90		
Punto superiore superficie di spinta	X = 3,50 Y = 0,00		
Altezza della superficie di spinta	6,90 [m]		
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]		
 <u>COMBINAZIONE n° 1</u>			
Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole			
Valore della spinta statica	102,9603	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	96,7510	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	35,2145	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04 [m]
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	96,7510	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	429,0443	[kN]	
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	429,0443	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	96,7510	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,36	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]	
Risultante in fondazione	439,8179	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,71	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	153,5137	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	1260,5867	[kN]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14523	[MPa]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04994	[MPa]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 24.51$	$N'_q = 14.27$	$N'_\gamma = 5.47$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.76
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.94

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,78 Y[m]= 2,38

Raggio del cerchio R[m]= 10,67

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8,89

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 8,63

Larghezza della striscia dx[m]= 0,70

Coefficiente di sicurezza C= 1.60

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	8,0388	71.12	7,6061	0,0212	24.79	0,000	0,000
2	21,1535	61.55	18,5995	0,0144	24.79	0,000	0,000
3	30,0665	54.37	24,4384	0,0118	24.79	0,000	0,000
4	36,9912	48.31	27,6245	0,0103	24.79	0,000	0,000
5	42,6357	42.91	29,0311	0,0094	24.79	0,000	0,000
6	47,3377	37.96	29,1180	0,0087	24.79	0,000	0,000
7	51,2910	33.32	28,1770	0,0082	24.79	0,000	0,000
8	57,4748	28.92	27,7962	0,0079	24.79	0,000	0,000
9	62,5950	24.70	26,1590	0,0076	24.79	0,000	0,000
10	66,0242	20.62	23,2540	0,0073	24.79	0,000	0,000
11	69,0108	16.65	19,7722	0,0072	24.79	0,000	0,000
12	74,6330	12.76	16,4803	0,0070	24.79	0,000	0,000
13	108,1154	8.92	16,7719	0,0070	24.79	0,000	0,000
14	26,0238	5.13	2,3277	0,0069	24.79	0,000	0,000
15	21,0990	1.36	0,5013	0,0069	24.79	0,000	0,000
16	21,0490	-2.40	-0,8824	0,0069	24.79	0,000	0,000
17	20,6360	-6.18	-2,2205	0,0069	24.79	0,000	0,000
18	19,8545	-9.98	-3,4406	0,0070	24.79	0,000	0,000
19	18,6939	-13.83	-4,4674	0,0071	24.79	0,000	0,000
20	17,1375	-17.74	-5,2213	0,0072	24.79	0,000	0,000
21	15,1614	-21.74	-5,6153	0,0074	24.79	0,000	0,000
22	12,7324	-25.85	-5,5523	0,0076	24.79	0,000	0,000
23	9,8046	-30.12	-4,9199	0,0079	24.79	0,000	0,000
24	6,3139	-34.58	-3,5833	0,0083	24.79	0,000	0,000
25	2,1681	-39.29	-1,3731	0,0089	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 866,0415$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 260,3810$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 400,0074$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.68$

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	160,1407	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	150,4830	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	54,7713	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -3,92	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	57,11	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	428,4590	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	150,4830	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	642,0292	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	642,0292	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	150,4830	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	659,4290	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,19	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	233,4456	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1219,8538	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,21849	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,07357	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.20$	$N'_q = 14.09$	$N'_\gamma = 5.17$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.65
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.90

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	175,4667	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	168,4703	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	49,0545	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -3,86	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,76	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	404,9559	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	168,4703	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	596,9294	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-10,4094	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	512,7904	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1515,7778	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	596,9294	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	168,4703	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,52	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	620,2475	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,76	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	309,2564	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.96
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2,38 Y[m]= 1,78

Raggio del cerchio R[m]= 10,48

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -9,83

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,96

Larghezza della striscia dx[m]= 0,71

Coefficiente di sicurezza C= 1.36

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	25,7643	73.27	24,6738	0,0242	24.79	0,000	0,000
2	40,6399	62.47	36,0368	0,0151	24.79	0,000	0,000
3	46,6831	54.87	38,1812	0,0121	24.79	0,000	0,000
4	46,7150	48.55	35,0155	0,0105	24.79	0,000	0,000
5	77,2224	42.95	52,6207	0,0095	24.79	0,000	0,000
6	82,0655	37.83	50,3361	0,0088	24.79	0,000	0,000
7	88,6367	33.05	48,3390	0,0083	24.79	0,000	0,000
8	72,8384	28.51	34,7719	0,0079	24.79	0,000	0,000
9	114,8670	24.17	47,0296	0,0076	24.79	0,000	0,000
10	122,3328	19.97	41,7742	0,0074	24.79	0,000	0,000
11	130,7030	15.88	35,7528	0,0073	24.79	0,000	0,000
12	112,3989	11.87	23,1104	0,0071	24.79	0,000	0,000
13	27,8533	7.91	3,8349	0,0070	24.79	0,000	0,000
14	24,4584	4.00	1,7061	0,0070	24.79	0,000	0,000
15	24,6620	0.10	0,0452	0,0070	24.79	0,000	0,000
16	24,4793	-3.79	-1,6179	0,0070	24.79	0,000	0,000
17	23,9079	-7.70	-3,2041	0,0070	24.79	0,000	0,000
18	22,9395	-11.65	-4,6326	0,0071	24.79	0,000	0,000
19	21,5598	-15.66	-5,8185	0,0072	24.79	0,000	0,000
20	19,7470	-19.74	-6,6708	0,0074	24.79	0,000	0,000
21	17,4700	-23.94	-7,0886	0,0076	24.79	0,000	0,000
22	14,6853	-28.28	-6,9567	0,0079	24.79	0,000	0,000
23	11,3321	-32.80	-6,1385	0,0083	24.79	0,000	0,000
24	7,3229	-37.57	-4,4647	0,0088	24.79	0,000	0,000
25	2,5272	-42.67	-1,7128	0,0095	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 1203,8118 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 424,9230 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 556,0168 \text{ [kN]}$
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.63$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	79,2002	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	74,4239	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,0881	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Incremento sismico della spinta	13,3804	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,80	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]
Inerzia del muro	9,9367	[kN]		
Inerzia verticale del muro	4,9684	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,7069	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	7,3534	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	111,6410	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	437,8161	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	437,8161	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	111,6410	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,49	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]		
Risultante in fondazione	451,8259	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,31	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	214,6405	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	1059,7322	[kN]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,16620	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03296	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
PE_ED_03_rampa			

Fattori inclinazione

$i_c = 0,71$

$i_q = 0,71$

$i_\gamma = 0,27$

Fattori profondità

$d_c = 1,10$

$d_q = 1,05$

$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 23.50$

$N'_q = 13.68$

$N'_\gamma = 4.51$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.55

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.42

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	79,2002	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	74,4239	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,0881	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Incremento sismico della spinta	8,4755	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,55	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]
Inerzia del muro	9,9367	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-4,9684	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,7069	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-7,3534	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	107,0318	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	411,4948	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	411,4948	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	107,0318	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,50	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	425,1868	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	207,2046	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1033,5510	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15791	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02928	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,70$	$i_q = 0,70$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.33$	$N'_q = 13.58$	$N'_\gamma = 4.35$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

PE_ED_03_rampa

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.53
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.51

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	96,9957	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	93,1282	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,1167	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	15,2420	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]
Inerzia del muro	9,9367	[kN]		
Inerzia verticale del muro	4,9684	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,7069	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	7,3534	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	132,4061	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	437,5295	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-11,5660	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	323,5839	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1022,3441	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	437,5295	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	132,4061	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,60	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]		
Risultante in fondazione	457,1252	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,84	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	263,0711	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.16
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	96,9957	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	93,1282	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,1167	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	9,2336	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,14	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]
Inerzia del muro	9,9367	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-4,9684	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	14,7069	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-7,3534	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	126,6372	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	411,2061	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-11,5660	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	337,1346	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	988,1283	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	411,2061	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	126,6372	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,62	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	430,2644	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,12	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	252,9703	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.93
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,78 Y[m]= 2,97

Raggio del cerchio R[m]= 11,19

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -9,00

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9,02

Larghezza della striscia dx[m]= 0,72

Coefficiente di sicurezza C= 1.41

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	7,6671	69.23	7,1689	0,0199	24.79	0,000	0,000
2	20,4655	60.46	17,8054	0,0143	24.79	0,000	0,000
3	29,5419	53.61	23,7807	0,0119	24.79	0,000	0,000
4	36,6887	47.76	27,1598	0,0105	24.79	0,000	0,000
5	42,5557	42.51	28,7551	0,0096	24.79	0,000	0,000
6	47,4664	37.68	29,0114	0,0089	24.79	0,000	0,000
7	51,6105	33.14	28,2170	0,0084	24.79	0,000	0,000
8	56,5283	28.83	27,2627	0,0081	24.79	0,000	0,000
9	63,0280	24.70	26,3364	0,0078	24.79	0,000	0,000
10	66,6582	20.70	23,5591	0,0076	24.79	0,000	0,000
11	69,8289	16.80	20,1818	0,0074	24.79	0,000	0,000
12	73,2230	12.98	16,4466	0,0073	24.79	0,000	0,000
13	112,7526	9.22	18,0635	0,0072	24.79	0,000	0,000
14	34,6965	5.50	3,3240	0,0071	24.79	0,000	0,000
15	21,0789	1.80	0,6619	0,0071	24.79	0,000	0,000
16	21,0742	-1.89	-0,6955	0,0071	24.79	0,000	0,000
17	20,6936	-5.59	-2,0156	0,0071	24.79	0,000	0,000
18	19,9323	-9.31	-3,2251	0,0072	24.79	0,000	0,000
19	18,7803	-13.07	-4,2483	0,0073	24.79	0,000	0,000
20	17,2218	-16.89	-5,0050	0,0074	24.79	0,000	0,000
21	15,2344	-20.80	-5,4087	0,0076	24.79	0,000	0,000
22	12,7866	-24.80	-5,3634	0,0078	24.79	0,000	0,000
23	9,8353	-28.94	-4,7591	0,0081	24.79	0,000	0,000
24	6,3209	-33.25	-3,4660	0,0085	24.79	0,000	0,000
25	2,1595	-37.79	-1,3233	0,0089	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 877,8292 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 262,2244 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 405,4519 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.58\end{aligned}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,78 Y[m]= 2,97

Raggio del cerchio R[m]= 11,19

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -9,00

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9,02

Larghezza della striscia dx[m]= 0,72

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	7,6671	69.23	7,1689	0,0199	24.79	0,000	0,000
2	20,4655	60.46	17,8054	0,0143	24.79	0,000	0,000
3	29,5419	53.61	23,7807	0,0119	24.79	0,000	0,000
4	36,6887	47.76	27,1598	0,0105	24.79	0,000	0,000
5	42,5557	42.51	28,7551	0,0096	24.79	0,000	0,000
6	47,4664	37.68	29,0114	0,0089	24.79	0,000	0,000
7	51,6105	33.14	28,2170	0,0084	24.79	0,000	0,000
8	56,5283	28.83	27,2627	0,0081	24.79	0,000	0,000
9	63,0280	24.70	26,3364	0,0078	24.79	0,000	0,000
10	66,6582	20.70	23,5591	0,0076	24.79	0,000	0,000
11	69,8289	16.80	20,1818	0,0074	24.79	0,000	0,000
12	73,2230	12.98	16,4466	0,0073	24.79	0,000	0,000
13	112,7526	9.22	18,0635	0,0072	24.79	0,000	0,000
14	34,6965	5.50	3,3240	0,0071	24.79	0,000	0,000
15	21,0789	1.80	0,6619	0,0071	24.79	0,000	0,000
16	21,0742	-1.89	-0,6955	0,0071	24.79	0,000	0,000
17	20,6936	-5.59	-2,0156	0,0071	24.79	0,000	0,000
18	19,9323	-9.31	-3,2251	0,0072	24.79	0,000	0,000
19	18,7803	-13.07	-4,2483	0,0073	24.79	0,000	0,000
20	17,2218	-16.89	-5,0050	0,0074	24.79	0,000	0,000
21	15,2344	-20.80	-5,4087	0,0076	24.79	0,000	0,000
22	12,7866	-24.80	-5,3634	0,0078	24.79	0,000	0,000
23	9,8353	-28.94	-4,7591	0,0081	24.79	0,000	0,000
24	6,3209	-33.25	-3,4660	0,0085	24.79	0,000	0,000
25	2,1595	-37.79	-1,3233	0,0089	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 877,8292$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 262,2244$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 405,4519$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.58$

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	79,2002	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	74,4239	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,0881	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,0310	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	74,4239	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	420,9179	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	420,9179	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	74,4239	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,29	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	427,4468	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,03	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	119,9818	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1538,7588	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13298	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,05849	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,44$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.24$	$N'_q = 15.27$	$N'_\gamma = 7.30$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.25
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.66

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	81,2514	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	76,3513	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,7896	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,57	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	246,3276	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	76,3513	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	432,9161	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	432,9161	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	76,3513	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	439,5974	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	119,0681	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1549,0673	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13542	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06151	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,44$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 26.25$	$N'_q = 15.28$	$N'_\gamma = 7.32$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.25
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.58

COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	107,1039	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	100,6447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	36,6317	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	321,3098	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	100,6447	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	516,7403	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	516,7403	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	100,6447	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,32	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	526,4503	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,02	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	165,2131	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1424,6494	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,16881	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06625	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.59$	$N'_q = 14.90$	$N'_\gamma = 6.59$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.76

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	112,2280	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	105,4598	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	38,3842	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -4,06	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,86	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	349,5514	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	105,4598	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	546,7345	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	546,7345	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	105,4598	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,30	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	556,8127	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,92	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	162,4937	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1450,6531	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,17479	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,07392	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.65$	$N'_q = 14.94$	$N'_\gamma = 6.66$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.02
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.65

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	118,4795	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	111,3343	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	40,5224	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,50	[m]	Y = -3,95	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	57,11	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	361,3660	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,83	[m]	Y = -3,04	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	111,3343	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	560,6872	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-14,1960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	560,6872	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	111,3343	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,32	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Risultante in fondazione	571,6340	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	180,7120	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1405,0047	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,18362	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,07143	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.45$	$N'_q = 14.82$	$N'_\gamma = 6.45$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.96
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.51

8.1.3 – Muro tipo “B”

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)

Bs base superiore del gradone espressa in [m]

Bi base inferiore del gradone espressa in [m]

Hg altezza del gradone espressa in [m]

α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]

α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0,40	0,40	3,00	0,00	0,00
2	0,40	0,75	2,00	0,00	10,00

Altezza del paramento 5,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,75 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0,75 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0,75 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0,75 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0,40 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25,000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30,00 [MPa]
Modulo elastico E	31447,048 [MPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449,94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [MPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Piroclastico	11,20	16,00	30,00	20,00	0,0000	0,0000
Secondo strato	17,00	17,00	27,00	18,00	0,0020	0,0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

Ks Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5,00	0,00	0,00	0,00	Piroclastico
2	5,00	0,00	2,26	0,00	Piroclastico

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Traffico distribuito)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=3,00$	$Q_i=9,0000$	$Q_f=9,0000$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=9,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$

Condizione n° 2 (Traffico tandem)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,20$	$Q_i=45,4500$	$Q_f=45,4500$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=5,20$	$Q_i=30,3000$	$Q_f=30,3000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=8,20$	$Q_i=15,1500$	$Q_f=15,1500$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico tandem	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

PE_ED_03_rampa

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite***Impostazioni verifiche SLU***Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di MeyerhofCoefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

PE_ED_03_rampa

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{sco} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{rib} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{qlim} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{stab} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,78	--	3,04	--
2	EQU - [1]	--	--	4,04	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,59
4	A1-M1 - [2]	--	1,58	--	1,72	--
5	EQU - [2]	--	--	2,86	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,29
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,57	--	2,50	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,54	--	2,60	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,32	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,07	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,40
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,39
13	SLEQ - [1]	--	2,28	--	3,77	--
14	SLEF - [1]	--	2,27	--	3,66	--
15	SLEF - [1]	--	1,95	--	2,63	--
16	SLER - [1]	--	1,97	--	2,51	--
17	SLER - [1]	--	1,86	--	2,31	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.81 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.89 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

PE_ED_03_rampa

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.45$		
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.23$		
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico		
Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0		
Lunghezza del muro	10,00 [m]		
Peso muro	118,2411 [kN]		
Baricentro del muro	X=0,32 Y=-4,11		
<u>Superficie di spinta</u>			
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,85 Y = -5,75		
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,85 Y = 0,00		
Altezza della superficie di spinta	5,75 [m]		
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]		
 <u>COMBINAZIONE n° 1</u>			
Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole			
Valore della spinta statica	71,5002	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	67,1882	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	24,4545	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53 [m]
<u>Risultanti</u>			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	67,1882	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	303,3945	[kN]	
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	303,3945	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	67,1882	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,27	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]	
Risultante in fondazione	310,7450	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,49	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	80,4087	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	921,4706	[kN]	
<u>Tensioni sul terreno</u>			
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11511	[MPa]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04659	[MPa]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_\gamma = 0,34$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 24.52$	$N'_q = 14.31$	$N'_\gamma = 5.60$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.78
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.04

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	74,0939	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	71,1396	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	20,7141	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	144,6290	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	71,1396	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	271,7602	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,7907	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	136,4673	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	551,1121	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	271,7602	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	71,1396	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,35	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	280,9171	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,67	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	95,2661	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.04
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,49 Y[m]= 1,98

Raggio del cerchio R[m]= 8,87

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,33

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,16

Larghezza della striscia dx[m]= 0,58

Coefficiente di sicurezza C= 1.59

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	5,4763	71.04	5,1791	0,0175	24.79	0,000	0,000
2	14,4351	61.61	12,6994	0,0120	24.79	0,000	0,000
3	20,5505	54.45	16,7195	0,0098	24.79	0,000	0,000
4	25,3034	48.40	18,9223	0,0086	24.79	0,000	0,000
5	29,1790	43.02	19,9062	0,0078	24.79	0,000	0,000
6	32,4091	38.07	19,9860	0,0072	24.79	0,000	0,000
7	35,1264	33.45	19,3612	0,0068	24.79	0,000	0,000
8	39,3139	29.06	19,0956	0,0065	24.79	0,000	0,000
9	43,2215	24.85	18,1647	0,0063	24.79	0,000	0,000
10	45,4566	20.78	16,1295	0,0061	24.79	0,000	0,000
11	47,3890	16.82	13,7144	0,0059	24.79	0,000	0,000
12	49,8334	12.94	11,1615	0,0058	24.79	0,000	0,000
13	79,6065	9.12	12,6219	0,0058	24.79	0,000	0,000
14	22,8706	5.34	2,1301	0,0057	24.79	0,000	0,000
15	14,1289	1.59	0,3916	0,0057	24.79	0,000	0,000
16	14,1101	-2.16	-0,5320	0,0057	24.79	0,000	0,000
17	13,8440	-5.92	-1,4276	0,0057	24.79	0,000	0,000
18	13,3272	-9.70	-2,2461	0,0058	24.79	0,000	0,000
19	12,5525	-13.53	-2,9368	0,0058	24.79	0,000	0,000
20	11,5092	-17.42	-3,4457	0,0060	24.79	0,000	0,000
21	10,1814	-21.40	-3,7144	0,0061	24.79	0,000	0,000
22	8,5470	-25.48	-3,6774	0,0063	24.79	0,000	0,000
23	6,5760	-29.72	-3,2598	0,0065	24.79	0,000	0,000
24	4,2260	-34.14	-2,3715	0,0069	24.79	0,000	0,000
25	1,4367	-38.81	-0,9004	0,0073	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 600,6102 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 181,6713 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 277,4100 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.74\end{aligned}$$

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	126,9866	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	119,3283	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	43,4320	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,16	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	67,73	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	330,3451	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	119,3283	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	492,0182	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	492,0182	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	119,3283	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	506,2817	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,63	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	139,6834	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	847,5310	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,19063	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,07160	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,72$	$i_q = 0,72$	$i_\gamma = 0,30$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.80$	$N'_q = 13.89$	$N'_\gamma = 4.89$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.72

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	139,1830	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	133,6333	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	38,9108	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	67,76	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	314,2753	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	133,6333	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	459,6031	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,7907	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	357,1850	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1022,5752	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	459,6031	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	133,6333	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,43	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	478,6365	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	196,9754	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.86
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,98 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 7,51

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,85

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,53

Larghezza della striscia dx[m]= 0,54

Coefficiente di sicurezza C= 1.29

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	18,1625	79.12	17,8359	0,0278	24.79	0,000	0,000
2	42,7685	63.64	38,3201	0,0118	24.79	0,000	0,000
3	48,3368	55.43	39,8033	0,0093	24.79	0,000	0,000
4	52,4958	48.73	39,4591	0,0080	24.79	0,000	0,000
5	51,2825	42.85	34,8772	0,0072	24.79	0,000	0,000
6	45,1963	37.49	27,5084	0,0066	24.79	0,000	0,000
7	72,6615	32.50	39,0366	0,0062	24.79	0,000	0,000
8	82,0633	27.77	38,2309	0,0059	24.79	0,000	0,000
9	84,1514	23.24	33,1995	0,0057	24.79	0,000	0,000
10	87,1255	18.86	28,1578	0,0055	24.79	0,000	0,000
11	90,0165	14.59	22,6716	0,0054	24.79	0,000	0,000
12	26,6485	10.40	4,8111	0,0053	24.79	0,000	0,000
13	16,6257	6.27	1,8159	0,0053	24.79	0,000	0,000
14	16,8026	2.17	0,6370	0,0053	24.79	0,000	0,000
15	16,8099	-1.91	-0,5615	0,0053	24.79	0,000	0,000
16	16,5872	-6.01	-1,7370	0,0053	24.79	0,000	0,000
17	16,1312	-10.14	-2,8396	0,0053	24.79	0,000	0,000
18	15,4343	-14.32	-3,8177	0,0054	24.79	0,000	0,000
19	14,4849	-18.58	-4,6160	0,0055	24.79	0,000	0,000
20	13,2653	-22.96	-5,1736	0,0057	24.79	0,000	0,000
21	11,7508	-27.47	-5,4213	0,0059	24.79	0,000	0,000
22	9,9056	-32.19	-5,2770	0,0062	24.79	0,000	0,000
23	7,6783	-37.17	-4,6387	0,0066	24.79	0,000	0,000
24	4,9905	-42.50	-3,3715	0,0071	24.79	0,000	0,000
25	1,7154	-48.34	-1,2816	0,0079	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 863,0910 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 327,6287 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 398,6447 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 4.04\end{aligned}$$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	55,0001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	51,6832	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	18,8112	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Incremento sismico della spinta	9,2920	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,80	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]
Inerzia del muro	7,3989	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3,6994	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,0556	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	5,0278	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	77,8693	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	309,6564	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	309,6564	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	77,8693	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	319,2973	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,12	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	116,4589	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	774,3623	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13214	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03290	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,71$	$i_q = 0,71$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.50$	$N'_q = 13.72$	$N'_\gamma = 4.61$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.57
PE_ED_03_rampa	

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.50

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	55,0001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	51,6832	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	18,8112	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Incremento sismico della spinta	5,8857	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,55	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]
Inerzia del muro	7,3989	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3,6994	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,0556	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-5,0278	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	74,6685	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	291,0370	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	291,0370	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	74,6685	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,39	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	300,4628	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,39	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112,6670	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	755,3477	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12556	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02955	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,71$	$i_q = 0,71$	$i_\gamma = 0,27$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.33$	$N'_q = 13.62$	$N'_\gamma = 4.45$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

PE_ED_03_rampa

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.54
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.60

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	67,3581	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	64,6723	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	18,8310	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	10,5848	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]
Inerzia del muro	7,3989	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3,6994	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,0556	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	5,0278	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	92,2895	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	309,4574	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-7,5453	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	188,0554	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	624,2041	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	309,4574	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	92,2895	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,47	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	322,9261	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,61	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	144,4946	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.32
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	67,3581	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	64,6723	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	18,8310	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	6,4122	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,14	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]
Inerzia del muro	7,3989	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3,6994	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	10,0556	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-5,0278	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	88,2833	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	290,8365	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-7,5453	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	196,8267	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	603,3703	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	290,8365	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	88,2833	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,48	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	303,9404	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,89	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	139,1607	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.07
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,49 Y[m]= 2,48

Raggio del cerchio R[m]= 9,30

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,42

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,49

Larghezza della striscia dx[m]= 0,60

Coefficiente di sicurezza C= 1.40

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	5,2368	69.19	4,8953	0,0165	24.79	0,000	0,000
2	13,9888	60.49	12,1735	0,0119	24.79	0,000	0,000
3	20,2087	53.66	16,2777	0,0099	24.79	0,000	0,000
4	25,1097	47.82	18,6077	0,0087	24.79	0,000	0,000
5	29,1353	42.59	19,7177	0,0079	24.79	0,000	0,000
6	32,5067	37.77	19,9116	0,0074	24.79	0,000	0,000
7	35,3537	33.25	19,3862	0,0070	24.79	0,000	0,000
8	38,5315	28.96	18,6563	0,0067	24.79	0,000	0,000
9	43,5730	24.84	18,3021	0,0064	24.79	0,000	0,000
10	45,9384	20.85	16,3491	0,0063	24.79	0,000	0,000
11	47,9898	16.96	14,0013	0,0061	24.79	0,000	0,000
12	49,7654	13.16	11,3280	0,0060	24.79	0,000	0,000
13	73,9596	9.41	12,0926	0,0059	24.79	0,000	0,000
14	36,4990	5.70	3,6272	0,0059	24.79	0,000	0,000
15	14,5190	2.02	0,5119	0,0058	24.79	0,000	0,000
16	14,1236	-1.65	-0,4077	0,0058	24.79	0,000	0,000
17	13,8803	-5.34	-1,2907	0,0059	24.79	0,000	0,000
18	13,3779	-9.04	-2,1018	0,0059	24.79	0,000	0,000
19	12,6099	-12.78	-2,7897	0,0060	24.79	0,000	0,000
20	11,5660	-16.58	-3,3005	0,0061	24.79	0,000	0,000
21	10,2312	-20.46	-3,5758	0,0062	24.79	0,000	0,000
22	8,5848	-24.43	-3,5510	0,0064	24.79	0,000	0,000
23	6,5984	-28.54	-3,1526	0,0067	24.79	0,000	0,000
24	4,2328	-32.82	-2,2940	0,0070	24.79	0,000	0,000
25	1,4330	-37.31	-0,8686	0,0074	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 608,9531 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 182,5058 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 281,2634 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.63\end{aligned}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,49 Y[m]= 2,48

Raggio del cerchio R[m]= 9,30

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,42

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,49

Larghezza della striscia dx[m]= 0,60

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	5,2368	69.19	4,8953	0,0165	24.79	0,000	0,000
2	13,9888	60.49	12,1735	0,0119	24.79	0,000	0,000
3	20,2087	53.66	16,2777	0,0099	24.79	0,000	0,000
4	25,1097	47.82	18,6077	0,0087	24.79	0,000	0,000
5	29,1353	42.59	19,7177	0,0079	24.79	0,000	0,000
6	32,5067	37.77	19,9116	0,0074	24.79	0,000	0,000
7	35,3537	33.25	19,3862	0,0070	24.79	0,000	0,000
8	38,5315	28.96	18,6563	0,0067	24.79	0,000	0,000
9	43,5730	24.84	18,3021	0,0064	24.79	0,000	0,000
10	45,9384	20.85	16,3491	0,0063	24.79	0,000	0,000
11	47,9898	16.96	14,0013	0,0061	24.79	0,000	0,000
12	49,7654	13.16	11,3280	0,0060	24.79	0,000	0,000
13	73,9596	9.41	12,0926	0,0059	24.79	0,000	0,000
14	36,4990	5.70	3,6272	0,0059	24.79	0,000	0,000
15	14,5190	2.02	0,5119	0,0058	24.79	0,000	0,000
16	14,1236	-1.65	-0,4077	0,0058	24.79	0,000	0,000
17	13,8803	-5.34	-1,2907	0,0059	24.79	0,000	0,000
18	13,3779	-9.04	-2,1018	0,0059	24.79	0,000	0,000
19	12,6099	-12.78	-2,7897	0,0060	24.79	0,000	0,000
20	11,5660	-16.58	-3,3005	0,0061	24.79	0,000	0,000
21	10,2312	-20.46	-3,5758	0,0062	24.79	0,000	0,000
22	8,5848	-24.43	-3,5510	0,0064	24.79	0,000	0,000
23	6,5984	-28.54	-3,1526	0,0067	24.79	0,000	0,000
24	4,2328	-32.82	-2,2940	0,0070	24.79	0,000	0,000
25	1,4330	-37.31	-0,8686	0,0074	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 608,9531$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 182,5058$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 281,2634$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.63$

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	55,0001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	51,6832	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	18,8112	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	51,6832	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	297,7512	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	297,7512	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	51,6832	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	302,2034	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	61,2542	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1121,7641	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10544	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,05325	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.22$	$N'_q = 15.30$	$N'_\gamma = 7.41$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.28
3.77

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	56,8859	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	53,4553	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	19,4561	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,79	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,05	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	170,9685	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	53,4553	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	308,6657	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	308,6657	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	53,4553	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	313,2602	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,83	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	60,4671	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1129,8415	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10802	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,05649	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 26.24$	$N'_q = 15.31$	$N'_\gamma = 7.43$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.27
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.66

COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	80,9054	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	76,0262	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27,6713	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,28	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	65,80	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	235,6914	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	76,0262	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	381,6038	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	381,6038	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	76,0262	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,25	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	389,1034	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,27	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	95,5983	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1002,2552	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14242	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06096	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.30$	$N'_q = 14.76$	$N'_\gamma = 6.41$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.95
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.63

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	85,6054	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	80,4428	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	29,2788	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,25	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	57,80	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	261,3653	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	80,4428	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	408,8852	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	408,8852	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	80,4428	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	416,7231	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,13	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	93,3238	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1024,5172	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,14872	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06920	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.39$	$N'_q = 14.82$	$N'_\gamma = 6.50$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.97
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.51

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	93,2210	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	87,5991	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	31,8835	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,85	[m]	Y = -3,19	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	67,73	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	270,9585	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,48	[m]	Y = -2,53	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	87,5991	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	421,0830	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-9,2610	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	421,0830	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	87,5991	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,25	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Risultante in fondazione	430,0983	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	106,4309	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	971,6483	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,15756	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06686	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,76$	$i_q = 0,76$	$i_\gamma = 0,37$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.99$	$N'_q = 14.58$	$N'_\gamma = 6.08$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.86
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.31

8.1.4 – Muro tipo “C”

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)

Bs base superiore del gradone espressa in [m]

Bi base inferiore del gradone espressa in [m]

Hg altezza del gradone espressa in [m]

α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]

α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0,40	0,40	3,00	0,00	0,00
2	0,40	0,60	1,00	0,00	11,50

Altezza del paramento 4,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0,60 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0,60 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0,60 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0,40 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25,000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30,00 [MPa]
Modulo elastico E	31447,048 [MPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449,94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [MPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Piroclastico	11,20	16,00	30,00	20,00	0,0000	0,0000
Secondo strato	17,00	17,00	27,00	18,00	0,0020	0,0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	4,00	0,00	0,00	0,00	Piroclastico
2	5,00	0,00	1,90	0,00	Piroclastico

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Traffico distribuito)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=3,00$	$Q_i=9,0000$	$Q_f=9,0000$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=9,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$

Condizione n° 2 (Traffico tandem)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,20$	$Q_i=45,4500$	$Q_f=45,4500$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=5,20$	$Q_i=30,3000$	$Q_f=30,3000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=8,20$	$Q_i=15,1500$	$Q_f=15,1500$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico tandem	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

PE_ED_03_rampa

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite***Impostazioni verifiche SLU***Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di MeyerhofCoefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

PE_ED_03_rampa

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{sco} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{rib} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{qlim} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{stab} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,85	--	3,41	--
2	EQU - [1]	--	--	4,36	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,63
4	A1-M1 - [2]	--	1,62	--	1,82	--
5	EQU - [2]	--	--	3,62	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,19
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,61	--	2,82	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,59	--	2,92	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,56	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,26	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,43
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,42
13	SLEQ - [1]	--	2,36	--	4,19	--
14	SLEF - [1]	--	2,31	--	3,96	--
15	SLEF - [1]	--	1,99	--	2,82	--
16	SLER - [1]	--	1,94	--	2,58	--
17	SLER - [1]	--	1,90	--	2,46	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.81 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.89 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.45$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.23$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	84,0949 [kN]
Baricentro del muro	X=0,18 Y=-3,20
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,20 Y = -4,60
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,20 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,60 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	45,7601	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	43,0004	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	15,6509	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	43,0004	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	199,5612	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	199,5612	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	43,0004	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	204,1414	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,16	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	34,6144	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	680,4488	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08587	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04274	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,75$	$i_q = 0,75$	$i_\gamma = 0,35$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 24.81$	$N'_q = 14.46$	$N'_\gamma = 5.82$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.85
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.41

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	47,4201	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	45,5293	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	13,2571	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	89,8338	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	45,5293	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	178,7763	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,9891	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	69,8713	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	304,3642	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	178,7763	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	45,5293	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,24	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	184,4827	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,29	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	42,9189	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.36
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,19 Y[m]= 1,19

Raggio del cerchio R[m]= 6,71

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,80

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,42

Larghezza della striscia dx[m]= 0,45

Coefficiente di sicurezza C= 1.63

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	3,6910	73.01	3,5298	0,0151	24.79	0,000	0,000
2	9,5499	62.51	8,4717	0,0095	24.79	0,000	0,000
3	13,3296	55.01	10,9207	0,0077	24.79	0,000	0,000
4	16,2281	48.76	12,2030	0,0067	24.79	0,000	0,000
5	18,5750	43.22	12,7208	0,0060	24.79	0,000	0,000
6	20,5213	38.15	12,6778	0,0056	24.79	0,000	0,000
7	22,1519	33.42	12,2009	0,0053	24.79	0,000	0,000
8	25,6752	28.93	12,4219	0,0050	24.79	0,000	0,000
9	27,5083	24.64	11,4669	0,0048	24.79	0,000	0,000
10	28,7249	20.48	10,0511	0,0047	24.79	0,000	0,000
11	29,7570	16.44	8,4204	0,0046	24.79	0,000	0,000
12	31,5586	12.48	6,8179	0,0045	24.79	0,000	0,000
13	53,0282	8.58	7,9072	0,0045	24.79	0,000	0,000
14	12,7362	4.71	1,0468	0,0044	24.79	0,000	0,000
15	9,4409	0.87	0,1441	0,0044	24.79	0,000	0,000
16	9,0891	-2.96	-0,4695	0,0044	24.79	0,000	0,000
17	8,8961	-6.81	-1,0549	0,0044	24.79	0,000	0,000
18	8,5484	-10.69	-1,5858	0,0045	24.79	0,000	0,000
19	8,0412	-14.62	-2,0299	0,0045	24.79	0,000	0,000
20	7,3667	-18.62	-2,3527	0,0046	24.79	0,000	0,000
21	6,5141	-22.73	-2,5165	0,0048	24.79	0,000	0,000
22	5,4681	-26.95	-2,4785	0,0049	24.79	0,000	0,000
23	4,2073	-31.35	-2,1888	0,0052	24.79	0,000	0,000
24	2,7019	-35.96	-1,5866	0,0054	24.79	0,000	0,000
25	0,9077	-40.86	-0,5939	0,0058	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 384,2167$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 114,1440$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 177,4621$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.79$

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	94,5610	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	88,8583	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32,3418	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,82	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	261,5738	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	88,8583	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	378,0105	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	378,0105	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	88,8583	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,06	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	388,3139	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	24,2442	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	687,6409	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,13691	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,10670	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.13$	$N'_q = 14.06$	$N'_\gamma = 5.14$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.62
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.82

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	106,0941	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	101,8637	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	29,6603	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,75	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,95	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	251,5922	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	101,8637	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	356,9380	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,9891	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	188,7354	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	682,5553	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	356,9380	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	101,8637	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	371,1885	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	60,0501	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.62
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,59 Y[m]= 1,19

Raggio del cerchio R[m]= 6,92

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,49

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,24

Larghezza della striscia dx[m]= 0,47

Coefficiente di sicurezza C= 1.19

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	22,5686	73.13	21,5974	0,0159	24.79	0,000	0,000
2	30,5154	62.49	27,0646	0,0100	24.79	0,000	0,000
3	34,6386	54.90	28,3384	0,0080	24.79	0,000	0,000
4	37,7914	48.58	28,3378	0,0070	24.79	0,000	0,000
5	36,9893	42.98	25,2180	0,0063	24.79	0,000	0,000
6	27,9265	37.86	17,1404	0,0058	24.79	0,000	0,000
7	45,7029	33.08	24,9454	0,0055	24.79	0,000	0,000
8	61,7983	28.55	29,5332	0,0052	24.79	0,000	0,000
9	63,3278	24.20	25,9639	0,0050	24.79	0,000	0,000
10	64,6353	20.00	22,1118	0,0049	24.79	0,000	0,000
11	66,2815	15.92	18,1756	0,0048	24.79	0,000	0,000
12	61,1392	11.91	12,6155	0,0047	24.79	0,000	0,000
13	14,8093	7.96	2,0506	0,0046	24.79	0,000	0,000
14	10,8653	4.05	0,7670	0,0046	24.79	0,000	0,000
15	10,6483	0.16	0,0290	0,0046	24.79	0,000	0,000
16	10,5712	-3.74	-0,6886	0,0046	24.79	0,000	0,000
17	10,3251	-7.64	-1,3734	0,0046	24.79	0,000	0,000
18	9,9066	-11.59	-1,9901	0,0047	24.79	0,000	0,000
19	9,3095	-15.59	-2,5021	0,0048	24.79	0,000	0,000
20	8,5243	-19.67	-2,8697	0,0049	24.79	0,000	0,000
21	7,5377	-23.86	-3,0493	0,0050	24.79	0,000	0,000
22	6,3309	-28.19	-2,9910	0,0052	24.79	0,000	0,000
23	4,8776	-32.71	-2,6356	0,0055	24.79	0,000	0,000
24	3,1401	-37.47	-1,9101	0,0058	24.79	0,000	0,000
25	1,0622	-42.56	-0,7184	0,0062	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 661,2229$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 263,1605$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 305,4058$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.63$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	35,2001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	33,0773	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,0391	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Incremento sismico della spinta	5,9469	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,80	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]
Inerzia del muro	5,2622	[kN]		
Inerzia verticale del muro	2,6311	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	6,2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	3,1229	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	50,1735	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	203,7374	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	203,7374	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	50,1735	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,26	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]		
Risultante in fondazione	209,8245	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,83	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	53,6199	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	573,5271	[kN]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09905	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03225	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
PE_ED_03_rampa			

Fattori inclinazione

$i_c = 0,72$

$i_q = 0,72$

$i_\gamma = 0,29$

Fattori profondità

$d_c = 1,10$

$d_q = 1,05$

$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 23.75$

$N'_q = 13.84$

$N'_\gamma = 4.78$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.61

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.82

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	35,2001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	33,0773	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,0391	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Incremento sismico della spinta	3,7669	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,55	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]
Inerzia del muro	5,2622	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-2,6311	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	6,2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-3,1229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	48,1250	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	191,4837	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	191,4837	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	48,1250	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,27	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]		
Risultante in fondazione	197,4387	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,11	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	52,0768	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	559,9419	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09414	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02926	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,71$	$i_q = 0,71$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.58$	$N'_q = 13.74$	$N'_\gamma = 4.62$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.59
PE_ED_03_rampa	

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.92

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	43,1092	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	41,3903	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,0519	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	6,7742	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]
Inerzia del muro	5,2622	[kN]		
Inerzia verticale del muro	2,6311	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	6,2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	3,1229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	59,4025	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	203,6100	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-5,5434	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	96,9326	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	344,8988	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	203,6100	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	59,4025	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,33	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	212,0983	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,26	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	67,9807	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.56
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	43,1092	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	41,3903	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,0519	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	4,1038	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,14	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]
Inerzia del muro	5,2622	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-2,6311	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	6,2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-3,1229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	56,8385	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	191,3554	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-5,5434	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	102,1483	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	333,4314	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	191,3554	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	56,8385	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,34	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	199,6184	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,54	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	65,6481	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.26
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,59 Y[m]= 3,17

Raggio del cerchio R[m]= 8,65

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,85

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,47

Larghezza della striscia dx[m]= 0,53

Coefficiente di sicurezza C= 1.43

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	3,2731	64.12	2,9449	0,0120	24.79	0,000	0,000
2	9,0059	57.16	7,5664	0,0096	24.79	0,000	0,000
3	13,4327	51.09	10,4526	0,0083	24.79	0,000	0,000
4	17,0298	45.75	12,1989	0,0075	24.79	0,000	0,000
5	20,0346	40.89	13,1143	0,0069	24.79	0,000	0,000
6	22,5783	36.36	13,3864	0,0065	24.79	0,000	0,000
7	24,7428	32.09	13,1439	0,0062	24.79	0,000	0,000
8	26,5828	28.01	12,4824	0,0059	24.79	0,000	0,000
9	31,2591	24.07	12,7514	0,0057	24.79	0,000	0,000
10	32,9569	20.26	11,4128	0,0056	24.79	0,000	0,000
11	34,4057	16.54	9,7942	0,0054	24.79	0,000	0,000
12	36,1753	12.89	8,0688	0,0054	24.79	0,000	0,000
13	56,9263	9.29	9,1894	0,0053	24.79	0,000	0,000
14	13,9694	5.73	1,3943	0,0052	24.79	0,000	0,000
15	10,5208	2.19	0,4018	0,0052	24.79	0,000	0,000
16	10,5442	-1.34	-0,2470	0,0052	24.79	0,000	0,000
17	10,3715	-4.88	-0,8820	0,0052	24.79	0,000	0,000
18	10,0006	-8.43	-1,4667	0,0053	24.79	0,000	0,000
19	9,4271	-12.02	-1,9634	0,0053	24.79	0,000	0,000
20	8,6439	-15.66	-2,3330	0,0054	24.79	0,000	0,000
21	7,6410	-19.36	-2,5332	0,0055	24.79	0,000	0,000
22	6,4041	-23.15	-2,5178	0,0057	24.79	0,000	0,000
23	4,9144	-27.05	-2,2350	0,0059	24.79	0,000	0,000
24	3,1461	-31.09	-1,6248	0,0061	24.79	0,000	0,000
25	1,0636	-35.32	-0,6149	0,0064	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 425,0501 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 121,8848 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 196,3223 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.20\end{aligned}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,59 Y[m]= 3,17

Raggio del cerchio R[m]= 8,65

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,85

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 6,47

Larghezza della striscia dx[m]= 0,53

Coefficiente di sicurezza C= 1.42

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	3,2731	64.12	2,9449	0,0120	24.79	0,000	0,000
2	9,0059	57.16	7,5664	0,0096	24.79	0,000	0,000
3	13,4327	51.09	10,4526	0,0083	24.79	0,000	0,000
4	17,0298	45.75	12,1989	0,0075	24.79	0,000	0,000
5	20,0346	40.89	13,1143	0,0069	24.79	0,000	0,000
6	22,5783	36.36	13,3864	0,0065	24.79	0,000	0,000
7	24,7428	32.09	13,1439	0,0062	24.79	0,000	0,000
8	26,5828	28.01	12,4824	0,0059	24.79	0,000	0,000
9	31,2591	24.07	12,7514	0,0057	24.79	0,000	0,000
10	32,9569	20.26	11,4128	0,0056	24.79	0,000	0,000
11	34,4057	16.54	9,7942	0,0054	24.79	0,000	0,000
12	36,1753	12.89	8,0688	0,0054	24.79	0,000	0,000
13	56,9263	9.29	9,1894	0,0053	24.79	0,000	0,000
14	13,9694	5.73	1,3943	0,0052	24.79	0,000	0,000
15	10,5208	2.19	0,4018	0,0052	24.79	0,000	0,000
16	10,5442	-1.34	-0,2470	0,0052	24.79	0,000	0,000
17	10,3715	-4.88	-0,8820	0,0052	24.79	0,000	0,000
18	10,0006	-8.43	-1,4667	0,0053	24.79	0,000	0,000
19	9,4271	-12.02	-1,9634	0,0053	24.79	0,000	0,000
20	8,6439	-15.66	-2,3330	0,0054	24.79	0,000	0,000
21	7,6410	-19.36	-2,5332	0,0055	24.79	0,000	0,000
22	6,4041	-23.15	-2,5178	0,0057	24.79	0,000	0,000
23	4,9144	-27.05	-2,2350	0,0059	24.79	0,000	0,000
24	3,1461	-31.09	-1,6248	0,0061	24.79	0,000	0,000
25	1,0636	-35.32	-0,6149	0,0064	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 425,0501$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 121,8848$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 196,3223$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.20$

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	35,2001	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	33,0773	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,0391	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	99,8153	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	33,0773	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	195,9494	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	195,9494	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	33,0773	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	198,7216	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	24,9903	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	820,3536	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07871	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04757	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,80$	$i_q = 0,80$	$i_\gamma = 0,46$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 26.48$	$N'_q = 15.43$	$N'_\gamma = 7.62$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.19

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	37,4879	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	35,2271	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,8216	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,48	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	107,7478	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35,2271	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	204,6643	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	204,6643	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35,2271	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	207,6739	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,77	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	26,5178	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	810,3692	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08247	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04943	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 26.36$	$N'_q = 15.36$	$N'_\gamma = 7.49$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.96

COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	57,9736	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	54,4774	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	19,8281	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,93	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	174,8078	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	54,4774	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	278,7309	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	278,7309	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	54,4774	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,06	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	284,0048	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	17,6664	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	785,4492	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10082	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,07881	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.52$	$N'_q = 14.87$	$N'_\gamma = 6.56$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.82

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	63,7470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	59,9026	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	21,8028	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,84	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	194,6389	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	59,9026	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	300,5366	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	300,5366	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	59,9026	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,07	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	306,4483	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,27	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	19,6161	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	774,4503	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,10906	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,08462	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.38$	$N'_q = 14.79$	$N'_\gamma = 6.41$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.94
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.58

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	67,8841	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63,7901	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	23,2177	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,20	[m]	Y = -2,87	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	207,7378	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,12	[m]	Y = -2,03	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63,7901	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	315,0504	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6,8040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	315,0504	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63,7901	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Risultante in fondazione	321,4435	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,45	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	16,1731	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	773,5559	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11159	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,09144	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,76$	$i_q = 0,76$	$i_\gamma = 0,38$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 25.27$	$N'_q = 14.72$	$N'_\gamma = 6.29$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.90
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.46

8.1.5 – Muro tipo “D”

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Altezza del paramento	3,00 [m]
Spessore in sommità	0,40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]

Muro a mensola in c.a.

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25,000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30,00 [MPa]
Modulo elastico E	31447,048 [MPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449,94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [MPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Piroclastico	11,20	16,00	30,00	20,00	0,0000	0,0000
Secondo strato	17,00	17,00	27,00	18,00	0,0020	0,0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

Ks Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	3,00	0,00	0,00	0,00	Piroclastico
2	5,00	0,00	1,47	0,00	Piroclastico

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Traffico distribuito)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=3,00$	$Q_i=9,0000$	$Q_f=9,0000$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=6,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=9,00$	$Q_i=2,5000$	$Q_f=2,5000$

Condizione n° 2 (Traffico tandem)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,20$	$Q_i=45,4500$	$Q_f=45,4500$
D	Profilo	$X_i=3,00$	$X_f=5,20$	$Q_i=30,3000$	$Q_f=30,3000$
D	Profilo	$X_i=6,00$	$X_f=8,20$	$Q_i=15,1500$	$Q_f=15,1500$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
Traffico distribuito	SFAV	1.35	1.00	1.35
Traffico tandem	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico tandem	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

PE_ED_03_rampa

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico tandem	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Traffico tandem	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	SFAV	1.00	0.40	0.40

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite***Impostazioni verifiche SLU***Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ Calcolo della portanza metodo di MeyerhofCoefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

PE_ED_03_rampa

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{sco} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{rib} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{qlim} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{stab} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,93	--	3,91	--
2	EQU - [1]	--	--	4,86	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,67
4	A1-M1 - [2]	--	1,43	--	1,47	--
5	EQU - [2]	--	--	2,63	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,12
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,34	--	2,39	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,28	--	2,47	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,17	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,73	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,32
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,28
13	SLEQ - [1]	--	2,46	--	4,75	--
14	SLEF - [1]	--	2,26	--	4,25	--
15	SLEF - [1]	--	1,84	--	2,59	--
16	SLER - [1]	--	1,70	--	2,23	--
17	SLER - [1]	--	1,70	--	2,12	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	42.823921
Longitudine	13.713953
Comune	Sant' Egidio Alla Vibrata
Provincia	Teramo
Regione	Abruzzo
Punti di interpolazione del reticolo	24312 - 24534 - 24535 - 24313

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.79 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.27
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 11.17$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 5.59$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	1.25 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S) = 4.60$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 2.30$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	54,0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0,02 Y=-2,26
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = -3,40
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,40 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	25,0013	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	23,4935	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	8,5509	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	23,4935	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	112,9509	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	112,9509	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	23,4935	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	115,3684	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	8,7049	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	441,1575	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,05613	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03800	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,76$	$i_q = 0,76$	$i_\gamma = 0,37$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 25.09$	$N'_q = 14.61$	$N'_\gamma = 6.09$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.93
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.91

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	25,9083	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	24,8752	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	7,2431	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	45,3600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	24,8752	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	101,2031	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-3,0181	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	28,2131	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	137,0474	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	101,2031	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	24,8752	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,12	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	104,2153	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,81	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	12,6094	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.86
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,17 Y[m]= 1,17

Raggio del cerchio R[m]= 5,29

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,79

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,00

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.67

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	2,0188	71.09	1,9098	0,0106	24.79	0,000	0,000
2	5,3119	61.51	4,6685	0,0072	24.79	0,000	0,000
3	7,5472	54.25	6,1254	0,0059	24.79	0,000	0,000
4	9,2803	48.14	6,9119	0,0052	24.79	0,000	0,000
5	10,6906	42.70	7,2497	0,0047	24.79	0,000	0,000
6	11,8635	37.70	7,2552	0,0044	24.79	0,000	0,000
7	12,8478	33.03	7,0022	0,0041	24.79	0,000	0,000
8	15,4099	28.59	7,3736	0,0039	24.79	0,000	0,000
9	16,3042	24.33	6,7173	0,0038	24.79	0,000	0,000
10	16,8716	20.21	5,8294	0,0037	24.79	0,000	0,000
11	17,3273	16.20	4,8349	0,0036	24.79	0,000	0,000
12	26,7964	12.27	5,6959	0,0035	24.79	0,000	0,000
13	20,1819	8.40	2,9484	0,0035	24.79	0,000	0,000
14	7,3330	4.57	0,5839	0,0035	24.79	0,000	0,000
15	5,5851	0.75	0,0735	0,0034	24.79	0,000	0,000
16	5,5573	-3.06	-0,2962	0,0035	24.79	0,000	0,000
17	5,4369	-6.88	-0,6512	0,0035	24.79	0,000	0,000
18	5,2223	-10.73	-0,9726	0,0035	24.79	0,000	0,000
19	4,9105	-14.64	-1,2409	0,0036	24.79	0,000	0,000
20	4,4969	-18.61	-1,4354	0,0036	24.79	0,000	0,000
21	3,9748	-22.69	-1,5329	0,0037	24.79	0,000	0,000
22	3,3349	-26.88	-1,5079	0,0039	24.79	0,000	0,000
23	2,5646	-31.24	-1,3302	0,0040	24.79	0,000	0,000
24	1,6458	-35.82	-0,9631	0,0043	24.79	0,000	0,000
25	0,5522	-40.67	-0,3599	0,0045	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 223,0658$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 64,8893$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 103,0297$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.53$

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	67,4604	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63,3920	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	23,0728	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,62	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,30	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	160,6612	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63,3920	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	237,7341	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	237,7341	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63,3920	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,12	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	246,0407	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	27,9073	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	349,1575	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12813	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06999	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,70$	$i_q = 0,70$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 23.09$	$N'_q = 13.45$	$N'_\gamma = 4.15$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.43
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.47

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	78,2071	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	75,0887	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	21,8640	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,61	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,14	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	155,6212	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	75,0887	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	226,0853	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-3,0181	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	134,4693	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	354,0688	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	226,0853	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	75,0887	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	238,2286	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,37	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	51,7029	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.63
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,75 Y[m]= 1,46

Raggio del cerchio R[m]= 5,85

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,88

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,92

Larghezza della striscia dx[m]= 0,39

Coefficiente di sicurezza C= 1.12

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	19,0169	69.56	17,8192	0,0110	24.79	0,000	0,000
2	22,8532	60.65	19,9190	0,0078	24.79	0,000	0,000
3	17,6605	53.50	14,1962	0,0065	24.79	0,000	0,000
4	15,5180	47.43	11,4285	0,0057	24.79	0,000	0,000
5	31,3253	42.01	20,9640	0,0052	24.79	0,000	0,000
6	41,8063	37.02	25,1707	0,0048	24.79	0,000	0,000
7	44,7786	32.34	23,9550	0,0045	24.79	0,000	0,000
8	46,1623	27.90	21,5982	0,0043	24.79	0,000	0,000
9	46,9938	23.63	18,8352	0,0042	24.79	0,000	0,000
10	47,6745	19.50	15,9108	0,0041	24.79	0,000	0,000
11	36,7607	15.47	9,8035	0,0040	24.79	0,000	0,000
12	9,7661	11.52	1,9496	0,0039	24.79	0,000	0,000
13	7,8201	7.62	1,0368	0,0039	24.79	0,000	0,000
14	7,3389	3.76	0,4810	0,0039	24.79	0,000	0,000
15	7,3941	-0.09	-0,0111	0,0038	24.79	0,000	0,000
16	7,3337	-3.93	-0,5027	0,0039	24.79	0,000	0,000
17	7,1569	-7.79	-0,9704	0,0039	24.79	0,000	0,000
18	6,8613	-11.69	-1,3903	0,0039	24.79	0,000	0,000
19	6,4425	-15.65	-1,7374	0,0040	24.79	0,000	0,000
20	5,8941	-19.68	-1,9848	0,0041	24.79	0,000	0,000
21	5,2069	-23.82	-2,1026	0,0042	24.79	0,000	0,000
22	4,3683	-28.09	-2,0569	0,0044	24.79	0,000	0,000
23	3,3604	-32.55	-1,8078	0,0046	24.79	0,000	0,000
24	2,1580	-37.23	-1,3058	0,0048	24.79	0,000	0,000
25	0,7235	-42.24	-0,4864	0,0052	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 452,3748$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 188,7116$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 208,9430$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.17$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	19,2318	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	18,0720	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,5777	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		
Incremento sismico della spinta	6,0697	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	50,17	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	6,0345	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3,0172	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	5,6322	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	2,8161	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35,4422	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	118,8869	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	118,8869	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35,4422	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]		
Risultante in fondazione	124,0575	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,60	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	26,0797	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	284,2574	[kN]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07670	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02237	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
PE_ED_03_rampa			

Fattori inclinazione

$i_c = 0,67$

$i_q = 0,67$

$i_\gamma = 0,20$

Fattori profondità

$d_c = 1,10$

$d_q = 1,05$

$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 22.07$

$N'_q = 12.86$

$N'_\gamma = 3.28$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.34

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.39

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	19,2318	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	18,0720	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,5777	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Incremento sismico della spinta	4,0000	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49,42	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	6,0345	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3,0172	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	5,6322	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-2,8161	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	33,4974	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	106,5124	[kN]		
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	106,5124	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	33,4974	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,24	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]		
Risultante in fondazione	111,6556	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,46	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	25,5816	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	263,2301	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07103	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,01773	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,65$	$i_q = 0,65$	$i_\gamma = 0,17$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 21.56$	$N'_q = 12.56$	$N'_\gamma = 2.88$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.28
PE_ED_03_rampa	

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.47

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	23,5530	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	22,6138	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,5846	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	6,9331	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46,39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	6,0345	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3,0172	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	5,6322	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	2,8161	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	40,9372	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	118,7562	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-3,3534	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	50,8054	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	160,8440	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	118,7562	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	40,9372	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,27	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	125,6140	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,02	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	32,4688	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.17
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	23,5530	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	22,6138	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,5846	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,23	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,95	[°]		
Incremento sismico della spinta	4,3988	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	45,51	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	6,0345	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3,0172	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	5,6322	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-2,8161	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	38,5038	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	106,3810	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-3,3534	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	55,4747	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	151,7144	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	106,3810	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	38,5038	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,30	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	113,1347	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,90	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	31,4175	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.73
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,17 Y[m]= 2,04

Raggio del cerchio R[m]= 6,06

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,55

Larghezza della striscia dx[m]= 0,38

Coefficiente di sicurezza C= 1.32

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	1,7694	65.41	1,6089	0,0090	24.79	0,000	0,000
2	4,8486	58.27	4,1239	0,0071	24.79	0,000	0,000
3	7,1926	51.94	5,6629	0,0060	24.79	0,000	0,000
4	9,0776	46.41	6,5753	0,0054	24.79	0,000	0,000
5	10,6427	41.41	7,0397	0,0050	24.79	0,000	0,000
6	11,9622	36.77	7,1608	0,0047	24.79	0,000	0,000
7	13,0813	32.40	7,0092	0,0044	24.79	0,000	0,000
8	14,0301	28.23	6,6366	0,0042	24.79	0,000	0,000
9	16,8852	24.22	6,9273	0,0041	24.79	0,000	0,000
10	17,5928	20.33	6,1133	0,0040	24.79	0,000	0,000
11	18,1334	16.54	5,1632	0,0039	24.79	0,000	0,000
12	19,1097	12.83	4,2420	0,0038	24.79	0,000	0,000
13	34,6171	9.16	5,5120	0,0038	24.79	0,000	0,000
14	8,0410	5.54	0,7758	0,0037	24.79	0,000	0,000
15	6,2855	1.93	0,2120	0,0037	24.79	0,000	0,000
16	5,5932	-1.66	-0,1623	0,0037	24.79	0,000	0,000
17	5,4950	-5.27	-0,5042	0,0037	24.79	0,000	0,000
18	5,2938	-8.89	-0,8179	0,0038	24.79	0,000	0,000
19	4,9868	-12.55	-1,0835	0,0038	24.79	0,000	0,000
20	4,5704	-16.26	-1,2798	0,0039	24.79	0,000	0,000
21	4,0386	-20.05	-1,3843	0,0040	24.79	0,000	0,000
22	3,3839	-23.92	-1,3723	0,0041	24.79	0,000	0,000
23	2,5953	-27.92	-1,2154	0,0042	24.79	0,000	0,000
24	1,6585	-32.08	-0,8808	0,0044	24.79	0,000	0,000
25	0,5530	-36.43	-0,3284	0,0046	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 231,4377 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 65,7340 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 106,8965 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.27\end{aligned}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,17 Y[m]= 2,34

Raggio del cerchio R[m]= 6,33

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,01

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,72

Larghezza della striscia dx[m]= 0,39

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	1,7313	63.90	1,5547	0,0087	24.79	0,000	0,000
2	4,7732	57.09	4,0073	0,0070	24.79	0,000	0,000
3	7,1328	51.04	5,5466	0,0061	24.79	0,000	0,000
4	9,0513	45.71	6,4796	0,0055	24.79	0,000	0,000
5	10,6546	40.86	6,9704	0,0050	24.79	0,000	0,000
6	12,0122	36.34	7,1184	0,0047	24.79	0,000	0,000
7	13,1677	32.07	6,9921	0,0045	24.79	0,000	0,000
8	14,1501	28.00	6,6425	0,0043	24.79	0,000	0,000
9	16,5468	24.07	6,7489	0,0042	24.79	0,000	0,000
10	17,8201	20.26	6,1714	0,0041	24.79	0,000	0,000
11	18,3852	16.54	5,2355	0,0040	24.79	0,000	0,000
12	18,8314	12.90	4,2036	0,0039	24.79	0,000	0,000
13	33,2632	9.30	5,3781	0,0039	24.79	0,000	0,000
14	11,8795	5.75	1,1897	0,0038	24.79	0,000	0,000
15	6,5301	2.21	0,2521	0,0038	24.79	0,000	0,000
16	5,6035	-1.31	-0,1285	0,0038	24.79	0,000	0,000
17	5,5122	-4.85	-0,4656	0,0038	24.79	0,000	0,000
18	5,3151	-8.40	-0,7760	0,0039	24.79	0,000	0,000
19	5,0099	-11.98	-1,0398	0,0039	24.79	0,000	0,000
20	4,5930	-15.61	-1,2359	0,0040	24.79	0,000	0,000
21	4,0589	-19.31	-1,3420	0,0040	24.79	0,000	0,000
22	3,4002	-23.09	-1,3335	0,0041	24.79	0,000	0,000
23	2,6067	-26.98	-1,1828	0,0043	24.79	0,000	0,000
24	1,6648	-31.02	-0,8579	0,0045	24.79	0,000	0,000
25	0,5558	-35.23	-0,3206	0,0047	24.79	0,000	0,000

PE_ED_03_rampa

$\Sigma W_i = 234,2495$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 65,8080$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 108,1952$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.19$

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	19,2318	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	18,0720	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,5777	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,98	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	50,4000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	18,0720	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	110,9777	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	110,9777	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	18,0720	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,04	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	112,4395	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,25	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,9237	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	526,6091	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,05137	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04111	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,81$	$i_q = 0,81$	$i_\gamma = 0,48$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.71$	$N'_q = 15.56$	$N'_\gamma = 7.88$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.46
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.75

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	22,0181	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	20,6902	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	7,5306	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -2,15	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	57,80	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	55,8000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	20,6902	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	117,3306	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	117,3306	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	20,6902	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,06	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	119,1409	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6,7390	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	498,2809	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,05591	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04187	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,44$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 26.22$	$N'_q = 15.27$	$N'_\gamma = 7.31$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.26
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.25

COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	37,8715	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	35,5875	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	12,9528	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,75	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53,86	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	101,5313	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35,5875	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	168,4841	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	168,4841	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35,5875	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	172,2015	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	12,6638	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	437,1868	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08339	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,05701	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,75$	$i_q = 0,75$	$i_\gamma = 0,36$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.97$	$N'_q = 14.55$	$N'_\gamma = 5.97$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.84
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.59

COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	44,5086	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	41,8244	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	15,2229	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,71	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,86	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	115,0313	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	41,8244	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	184,2541	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	184,2541	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	41,8244	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	188,9414	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	15,8098	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	410,8053	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09324	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06030	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.42$	$N'_q = 14.23$	$N'_\gamma = 5.42$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.70
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.23

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	46,7100	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	43,8930	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	15,9758	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,50	[m]	Y = -1,64	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,30	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	123,9750	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,75	[m]	Y = -1,50	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	43,8930	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	193,9508	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-4,1160	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	193,9508	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	43,8930	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Risultante in fondazione	198,8555	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	17,2803	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	410,5311	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09881	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,06281	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.45$	$N'_q = 14.24$	$N'_\gamma = 5.44$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.70
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.12

8.2 – Manufatto scatolare

8.2.1 – Metodi di analisi

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilo e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti **u**

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

8.2.2 – Canale tombato $H=2.00m$

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	2,70	[m]
Larghezza esterna	4,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,30	[m]
Spessore piedritto destro	0,30	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]
Spessore traverso	0,30	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0,50	[m]
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]
Tensione limite	1099	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	30000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	30976850	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 3,00$	$V_{nf} = 3,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 8 (Traffico distribuito)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 9 (Carico tandem)

Distr	Terreno	$X_i = 0,95$	$X_f = 3,15$	$V_{ni} = 45,45$	$V_{nf} = 45,45$
-------	---------	--------------	--------------	------------------	------------------

Impostazioni di progettoVerifica materiali:**Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di EsercizioCriteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck} Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck} Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk} Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1 = 0,20$ $w_2 = 0,30$ $w_3 = 0,40$ Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00

PE_ED_03_rampa

Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Carico tandem	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

PE_ED_03_rampa

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
PE_ED_03_rampa				

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

u_x spostamento direzione X espresso in cm

u_y spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **valore 30.00**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.81 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42

Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.89 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 2.45$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.23$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,297	0,000
2	0,297	0,000
3	0,297	0,330
4	0,297	0,348
5	0,297	0,330
6	0,297	0,348
7	0,297	0,000
8	0,297	0,000
9	0,297	0,000
10	0,297	0,000
11	0,297	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	40
Numero elementi trasverso	22
Numero elementi piedritto sinistro	26
Numero elementi piedritto destro	26
Numero molle fondazione	41
Numero molle piedritto sinistro	27
Numero molle piedritto destro	27

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	8,19	0,0115536
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0142110 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0142110 [MPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	0,66	0,0230924
0,66	3,44	0,0716951
3,44	8,19	0,0230924
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0064517 [MPa] Pressione inf. 0,0174348 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0064517 [MPa] Pressione inf. 0,0174348 [MPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0007046 [MPa] Pressione inf. 0,0007046 [MPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0011124 [MPa] Pressione inf. 0,0011124 [MPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

PE_ED_03_rampa

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0007046 [MPa] Pressione inf. 0,0007046 [MPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0011124 [MPa] Pressione inf. 0,0011124 [MPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Analisi della combinazione n° 8

PE_ED_03_rampa

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0117643 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0117643 [MPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0084491
0,66	3,44	0,0354505
3,44	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0108091 [MPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0169964
0,66	3,44	0,0439978
3,44	8,19	0,0169964
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0047485 [MPa] Pressione inf. 0,0131971 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0047485 [MPa] Pressione inf. 0,0131971 [MPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0118680
0,66	3,44	0,0478699
3,44	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0117643 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0117643 [MPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	49
1,08	45
2,05	44
3,02	45
3,95	49

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	100
1,08	92
2,05	88
3,02	92
3,95	100

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	36
1,08	34
2,05	33
3,02	34
3,95	36

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	38
1,08	35
2,05	34
3,02	35
3,95	38

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	36
1,08	34
2,05	33
3,02	34
3,95	36

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	38
1,08	35
2,05	34

3,02	35
3,95	38

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	37
1,08	35
2,05	33
3,02	35
3,95	37

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	41
1,08	38
2,05	37
3,02	38
3,95	41

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	59
1,08	54
2,05	52
3,02	54
3,95	59

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	68
1,08	63
2,05	60
3,02	63
3,95	68

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	70
1,08	64
2,05	61
3,02	64
3,95	70

8.2.3 – Canale a cielo aperto $H=4.00m$

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3,40	[m]
Larghezza esterna	4,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,30	[m]
Spessore piedritto destro	0,30	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfienco

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]
Tensione limite	1099	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	30000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	30976850	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
 M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b _w	larghezza minima sezione [mm]
σ _{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ _l	rapporto geometrico di armatura
A _{sw}	area armatura trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α _c	coefficiente maggiorativo, funzione di f _{cd} e σ _{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$$0.60 f_{ck}$$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$$0.45 f_{ck}$$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$$0.80 f_{yk}$$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w₁=0,20 w₂=0,30 w₃=0,40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00

PE_ED_03_rampa

Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

PE_ED_03_rampa

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	1.81 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 6.26$$

$$k_v = 0.50 * k_h = 3.13$$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)
 Coefficiente di amplificazione topografica (St)
 Coefficiente riduzione (β_m)
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)
 Forma diagramma incremento sismico

$$0.89 [m/s^2]$$

$$1.50$$

$$1.00$$

$$0.18$$

$$0.50$$

$$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 2.45$$

$$k_v = 0.50 * k_h = 1.23$$

Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

$$30,00 [^\circ]$$

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,297	0,000
2	0,297	0,348
3	0,297	0,330
4	0,297	0,348
5	0,297	0,330
6	0,297	0,000
7	0,297	0,000
8	0,297	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	40
Numero elementi piedritto sinistro	34
Numero elementi piedritto destro	34
Numero molle piedritto sinistro	35
Numero molle piedritto destro	35

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0138306 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0138306 [MPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0008987 [MPa] Pressione inf. 0,0008987 [MPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

PE_ED_03_rampa

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0005693 [MPa] Pressione inf. 0,0005693 [MPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0008987 [MPa] Pressione inf. 0,0008987 [MPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0005693 [MPa] Pressione inf. 0,0005693 [MPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-11,73	15,83	0,0000000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000000 [MPa] Pressione inf. 0,0106389 [MPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	29
1,08	29
2,05	29
3,02	29
3,95	29

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	21
1,08	22
2,05	23
3,02	24
3,95	25

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	20
1,08	21
2,05	22
3,02	22
3,95	23

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	25
1,08	24
2,05	23
3,02	22
3,95	21

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	23
1,08	22
2,05	22
3,02	21
3,95	20

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	22
1,08	22
2,05	22

3,02	22
3,95	22

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	22
1,08	22
2,05	22
3,02	22
3,95	22

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	22
1,08	22
2,05	22
3,02	22
3,95	22

8.2.4 – Canale tombato $H=2.50\text{ m}$

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	3,20	[m]
Larghezza esterna	4,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,30	[m]
Spessore piedritto destro	0,30	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]
Spessore traverso	0,30	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Piroclastico	
Spessore dello strato	0,50	[m]
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]
Tensione limite	1099	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

PE_ED_03_rampa

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	30000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	30976850	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato

Momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 3,00$	$V_{nf} = 3,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 8 (Traffico distribuito)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

PE_ED_03_rampa

Condizione di carico n° 9 (Carico tandem)

Distr	Terreno	$X_i = 0,95$	$X_t = 3,15$	$V_{ni} = 45,45$	$V_{nt} = 45,45$
-------	---------	--------------	--------------	------------------	------------------

Impostazioni di progettoVerifica materiali:**Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di EsercizioCriteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck} Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck} Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk} Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1 = 0,20$ $w_2 = 0,30$ $w_3 = 0,40$ Verifiche secondo :

PE_ED_03_rampa

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00

PE_ED_03_rampa

Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Carico tandem	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

PE_ED_03_rampa

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
PE_ED_03_rampa				

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

u_x spostamento direzione X espresso in cm

u_y spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **valore 30.00**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.81 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42

Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.89 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 2.45$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.23$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,297	0,000
2	0,297	0,000
3	0,297	0,330
4	0,297	0,348
5	0,297	0,330
6	0,297	0,348
7	0,297	0,000
8	0,297	0,000
9	0,297	0,000
10	0,297	0,000
11	0,297	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	40
Numero elementi trasverso	22
Numero elementi piedritto sinistro	30
Numero elementi piedritto destro	30
Numero molle fondazione	41
Numero molle piedritto sinistro	31
Numero molle piedritto destro	31

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	8,19	0,0115536
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0162449 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0162449 [MPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	0,66	0,0230924
0,66	3,44	0,0716951
3,44	8,19	0,0230924
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0064517 [MPa] Pressione inf. 0,0194687 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0064517 [MPa] Pressione inf. 0,0194687 [MPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0007886 [MPa] Pressione inf. 0,0007886 [MPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0012450 [MPa] Pressione inf. 0,0012450 [MPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0007886 [MPa] Pressione inf. 0,0007886 [MPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0012450 [MPa] Pressione inf. 0,0012450 [MPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Analisi della combinazione n° 8

PE_ED_03_rampa

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0133288 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0133288 [MPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0084491
0,66	3,44	0,0354505
3,44	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0123736 [MPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0169964
0,66	3,44	0,0439978
3,44	8,19	0,0169964
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0047485 [MPa] Pressione inf. 0,0147616 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0047485 [MPa] Pressione inf. 0,0147616 [MPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0118680
0,66	3,44	0,0478699
3,44	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0133288 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0133288 [MPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	51
1,08	48
2,05	46
3,02	48
3,95	51

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	103
1,08	95
2,05	91
3,02	95
3,95	103

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	38
1,08	36
2,05	34
3,02	36
3,95	38

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	40
1,08	37
2,05	36
3,02	37
3,95	40

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	38
1,08	36
2,05	34
3,02	36
3,95	38

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	40
1,08	37
2,05	36

3,02	37
3,95	40

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	39
1,08	36
2,05	35
3,02	36
3,95	39

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	43
1,08	40
2,05	38
3,02	40
3,95	43

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	61
1,08	56
2,05	54
3,02	56
3,95	61

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	70
1,08	64
2,05	62
3,02	64
3,95	70

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0,15	72
1,08	66
2,05	63
3,02	66
3,95	72

8.2.5 – Sottopasso via Cupa del Feudo

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	4,80	[m]
Larghezza esterna	4,60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	1,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	1,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,50	[m]
Spessore piedritto destro	0,50	[m]
Spessore fondazione	0,90	[m]
Spessore traverso	0,60	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Piroclastico	
Spessore dello strato	0,50	[m]
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiango

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Piroclastico	
Peso di volume	11,2000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	16,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	141	[kPa/cm]
Tensione limite	1099	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	30000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	30976850	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 3,00$	$V_{nf} = 3,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 8 (Traffico distribuito)

Distr	Terreno	$X_i = -3,00$	$X_f = 7,90$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 9 (Carico tandem)

Distr	Terreno	$X_i = 0,95$	$X_f = 3,15$	$V_{ni} = 45,45$	$V_{nf} = 45,45$
-------	---------	--------------	--------------	------------------	------------------

Impostazioni di progettoVerifica materiali:**Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di EsercizioCriteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck} Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck} Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk} Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1 = 0,20$ $w_2 = 0,30$ $w_3 = 0,40$ Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

- γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00

PE_ED_03_rampa

Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Carico tandem	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

PE_ED_03_rampa

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 10 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
PE_ED_03_rampa				

Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico distribuito	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

u_x spostamento direzione X espresso in cm

u_y spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **valore 30.00**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	40.732649
Longitudine	14.601998
Comune	Sant' Egidio Del Monte Albino
Provincia	Salerno
Regione	Campania

Punti di interpolazione del reticolo	33650 - 33428 - 33427 - 33649
--------------------------------------	-------------------------------

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera di importanza strategica
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.81 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.42

Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 6.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.13$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.89 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 2.45$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.23$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,297	0,000
2	0,297	0,000
3	0,297	0,330
4	0,297	0,348
5	0,297	0,330
6	0,297	0,348
7	0,297	0,000
8	0,297	0,000
9	0,297	0,000
10	0,297	0,000
11	0,297	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	71
Numero elementi trasverso	24
Numero elementi piedritto sinistro	42
Numero elementi piedritto destro	42
Numero molle fondazione	72
Numero molle piedritto sinistro	43
Numero molle piedritto destro	43

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	8,19	0,0115536
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0227535 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0032279 [MPa] Pressione inf. 0,0227535 [MPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0072800 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0072800
-3,29	0,66	0,0230924
0,66	3,44	0,0716951
3,44	8,19	0,0230924
8,19	18,19	0,0072800

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0084940 [MPa] Pressione inf. 0,0280196 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0064517 [MPa] Pressione inf. 0,0259772 [MPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0010564 [MPa] Pressione inf. 0,0010564 [MPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0016677 [MPa] Pressione inf. 0,0016677 [MPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

PE_ED_03_rampa

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0010564 [MPa] Pressione inf. 0,0010564 [MPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,0016677 [MPa] Pressione inf. 0,0016677 [MPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Analisi della combinazione n° 8

PE_ED_03_rampa

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0183354 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0183354 [MPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0084491
0,66	3,44	0,0354505
3,44	8,19	0,0084491
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0034952 [MPa] Pressione inf. 0,0185149 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0023605 [MPa] Pressione inf. 0,0173802 [MPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[MPa]
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0169964
0,66	3,44	0,0439978
3,44	8,19	0,0169964
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0058832 [MPa] Pressione inf. 0,0209028 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0047485 [MPa] Pressione inf. 0,0197682 [MPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0056000 [MPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{MPa}]$
-13,29	-3,29	0,0056000
-3,29	0,66	0,0118680
0,66	3,44	0,0478699
3,44	8,19	0,0118680
8,19	18,19	0,0056000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0048286 [MPa] Pressione inf. 0,0198483 [MPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0033157 [MPa] Pressione inf. 0,0183354 [MPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	89
1,69	88
3,30	87
5,00	88
6,60	89

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	131
1,69	122
3,30	115
5,00	110
6,60	106

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	67
1,69	66
3,30	65
5,00	66
6,60	66

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	70
1,69	69
3,30	68
5,00	68
6,60	69

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	66
1,69	65
3,30	65
5,00	66
6,60	67

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	69
1,69	68
3,30	68

5,00	69
6,60	70

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	68
1,69	67
3,30	66
5,00	67
6,60	68

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	71
1,69	70
3,30	70
5,00	70
6,60	72

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	85
1,69	81
3,30	76
5,00	74
6,60	71

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	93
1,69	88
3,30	84
5,00	81
6,60	80

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	94
1,69	88
3,30	83
5,00	79
6,60	76

8.3 – Paratia provvisoria

8.3.1 – Metodi di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinta

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb,

risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidità, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassembleggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

8.3.2 – Paratia H=3.50m

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di pali**

Altezza fuori terra	3,50	[m]
Profondità di infissione	5,50	[m]
Altezza totale della paratia	9,00	[m]
Lunghezza paratia	10,00	[m]

Numero di file di pali	1	
Interasse fra i pali della fila	0,60	[m]
Diametro dei pali	40,00	[cm]
Numero totale di pali	17	
Numero di pali per metro lineare	1.70	

Geometria cordoli

Simbologia adottata

n° numero d'ordine del cordolo

Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo

B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]

H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio

A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]

W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm³]

N°	Y	Tipo	B	H	A	W
	[m]		[cm]	[cm]	[cmq]	[cm ³]
1	0,00	Calcestruzzo	50,00	50,00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
2	10,00	0,00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-10,00	-3,50	0.00
2	0,00	-3,50	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kPa]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]
1	Piroclastico	11,200	16,000	30.00	30.00	0,0
2	Detritico - Priroclastico	15,000	17,000	34.00	34.00	0,0

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V:strato di valle)

Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	Kw _M	Kw _V	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq/cm]	[kg/cmq/cm]		
1	6,00	0.00	0.00	0.61	0.61	Piroclastico	Piroclastico
2	12,00	0.00	0.00	3.48	3.48	Detritico - Priroclastico	Detritico - Priroclastico

Caratteristiche materiali utilizzati

Calcestruzzo

Peso specifico 24,52 [kN/mc]

Classe di Resistenza C28/35

Resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 35000 [kPa]

Tensione di progetto a compressione σ_c 10957 [kPa]

Acciaio

Tipo B450C

Tensione di snervamento f_{yk} 450000 [kPa]

Caratteristiche acciaio cordoli in c.a.

Tipo B450C

PE_ED_03_rampa

Tensione di snervamento f_{yk}

450000

[kPa]

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle

F_y Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso

M Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante

Q_i, Q_f Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]

V_i, V_s Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle

R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1					
Carico distribuito sul profilo	$X_i = 0,00$	$X_f = 10,00$	$Q_i = 2,50$	$Q_f = 2,50$	

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [A1-M1]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.30	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.50	1.00

Combinazione n° 2 [A2-M2]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.30	1.00

Combinazione n° 3 [SLER]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	1.00

Combinazione n° 4 [SLEF]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	0.70

Combinazione n° 5 [SLEQ]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	0.60

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{fav}	1.00	1.00	1.00	1.00

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Ofav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Osfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Ofav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Osfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza

Laterale

γ_{st}

Tiranti

1,20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate

1

$\xi_3=1,80$

$\xi_4=1,80$

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni verifiche SLE

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura

PE_ED_03_rampa

A_{sw}	area armatura trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata
 Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$

$$w_2 = 0.30$$

$$w_3 = 0.40$$

Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2008 - II° Formulazione

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 70 elementi fuori terra e 110 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	3,50	[m]
Profondità di infissione	5,50	[m]
Altezza totale della paratia	9,00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Pa Spinta attiva, espressa in [kN]

Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]

Pw Spinta della falda, espressa in [kN]

Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]

Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa [kN]	Y _{Pa} [m]	Is [kN]	Y _{Is} [m]	Pw [kN]	Y _{Pw} [m]	Pp [kN]	Y _{Pp} [m]	Pc [kN]	Y _{Pc} [m]
1	[A1-M1]	28,81	2,38	--	--	--	--	-60,60	5,51	31,79	8,36
2	[A2-M2]	29,97	2,44	--	--	--	--	-71,08	5,89	41,12	8,41
3	[SLER]	21,74	2,38	--	--	--	--	-45,55	5,50	23,81	8,36
4	[SLEF]	21,01	2,40	--	--	--	--	-43,66	5,49	22,65	8,36
5	[SLEQ]	20,77	2,40	--	--	--	--	-43,03	5,48	22,26	8,36

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]

Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]

Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]

Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
3	[SLER]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
4	[SLEF]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
5	[SLEQ]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]

P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]

C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]

MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

Pp Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P _{NUL}	P _{INV}	C _{ROT}	MP	R/R _{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	3,85	6,05	7,19	19,82	8,68	349,53
2	[A2-M2]	4,08	6,10	7,30	32,43	18,77	175,57
3	[SLER]	3,85	6,05	7,19	19,82	8,47	349,53
4	[SLEF]	3,84	6,05	7,18	18,92	8,10	349,53
5	[SLEQ]	3,84	6,05	7,18	18,92	7,97	349,53

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della combinazione/fase

Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]

M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]

N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)

T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
		[kNm]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	
1	[A1-M1]	67,86	5,40	28,81	3,85	47,14	9,00	MAX
--	--	0,00	0,00	-31,79	7,15	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	82,31	6,00	29,97	4,05	47,14	9,00	MAX
--	--	0,00	0,00	-41,12	7,30	0,00	0,00	MIN
3	[SLER]	50,91	5,40	21,74	3,80	47,14	9,00	MAX
--	--	0,00	0,00	-23,81	7,15	0,00	0,00	MIN
4	[SLEF]	48,52	5,40	21,01	3,80	47,14	9,00	MAX
--	--	0,00	0,00	-22,65	7,15	0,00	0,00	MIN
5	[SLEQ]	47,73	5,40	20,77	3,80	47,14	9,00	MAX
--	--	0,00	0,00	-22,26	7,15	0,00	0,00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della combinazione/fase

Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]

U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle

V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
1	[A1-M1]	2,2976	0,00	0,0030	0,00	MAX
--	--	-0,0929	9,00	0,0000	0,00	MIN

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
2	[A2-M2]	2,8764	0,00	0,0030	0,00	MAX
--	--	-0,1310	9,00	0,0000	0,00	MIN
3	[SLER]	1,7213	0,00	0,0030	0,00	MAX
--	--	-0,0695	9,00	0,0000	0,00	MIN
4	[SLEF]	1,6369	0,00	0,0030	0,00	MAX
--	--	-0,0660	9,00	0,0000	0,00	MIN
5	[SLEQ]	1,6090	0,00	0,0030	0,00	MAX
--	--	-0,0648	9,00	0,0000	0,00	MIN

Stabilità globale

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _C , Y _C)	R	(X _V , Y _V)	(X _M , Y _M)	FS
		[m]	[m]	[m]	[m]	
2	[A2-M2]	(-0,90; 0,00)	9,04	(-9,25; -3,48)	(8,14; 0,00)	3.06

Combinazione n° 2

Numero di strisce 51

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)	
Le strisce sono numerate da monte verso valle	
N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	α(°)	W sin α	L	φ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]					[kPa]	[kPa]	[kN]
1	1,3109	-64.84	-1,1865	0,81	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)

PE_ED_03_rampa

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]					[kPa]	[kPa]	[kN]
2	3,8536	-60.11	-3,3409	0,69	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
3	5,9710	-55.99	-4,9497	0,61	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
4	7,7948	-52.28	-6,1654	0,56	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
5	9,4315	-48.85	-7,1022	0,52	26.57	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
6	11,2381	-45.65	-8,0364	0,49	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
7	12,9487	-42.62	-8,7687	0,47	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
8	14,4906	-39.74	-9,2636	0,45	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
9	15,8850	-36.97	-9,5529	0,43	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
10	17,1479	-34.30	-9,6626	0,41	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
11	18,2922	-31.71	-9,6141	0,40	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
12	19,3277	-29.19	-9,4261	0,39	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
13	20,2628	-26.73	-9,1143	0,38	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
14	21,1040	-24.33	-8,6931	0,38	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
15	21,8570	-21.96	-8,1752	0,37	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
16	22,5261	-19.64	-7,5720	0,36	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
17	23,1154	-17.35	-6,8943	0,36	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
18	23,6278	-15.09	-6,1520	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
19	24,0661	-12.86	-5,3544	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
20	24,4323	-10.64	-4,5103	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
21	24,7282	-8.44	-3,6281	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
22	24,9551	-6.25	-2,7160	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
23	25,1141	-4.07	-1,7819	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
24	25,2059	-1.90	-0,8336	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
25	25,2308	0.28	0,1214	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
26	25,1889	2.45	1,0755	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
27	25,0801	4.62	2,0210	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
28	39,0774	6.79	4,6223	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
29	38,8383	8.96	6,0515	0,34	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
30	38,5318	11.15	7,4498	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
31	38,1566	13.35	8,8092	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
32	37,7110	15.57	10,1215	0,35	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
33	37,1927	17.81	11,3783	0,36	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
34	36,5993	20.09	12,5703	0,36	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
35	35,9275	22.39	13,6879	0,37	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
36	35,1735	24.74	14,7208	0,37	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
37	34,3328	27.13	15,6575	0,38	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
38	33,3999	29.58	16,4857	0,39	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
39	32,3682	32.08	17,1915	0,40	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
40	31,2296	34.66	17,7590	0,41	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
41	29,9740	37.32	18,1703	0,43	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
42	28,5890	40.07	18,4041	0,44	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
43	27,0584	42.95	18,4348	0,46	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
44	25,3612	45.96	18,2310	0,49	28.35	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
45	23,6002	49.15	17,8518	0,52	26.57	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
46	21,9920	52.56	17,4620	0,56	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
47	20,1837	56.27	16,7854	0,61	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
48	18,0836	60.38	15,7201	0,69	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
49	15,5593	65.11	14,1138	0,81	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
50	12,3006	70.96	11,6276	1,04	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
51	5,7674	82.13	5,7131	2,48	24.79	0,0	0,0	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia= 0,0000 [kN]

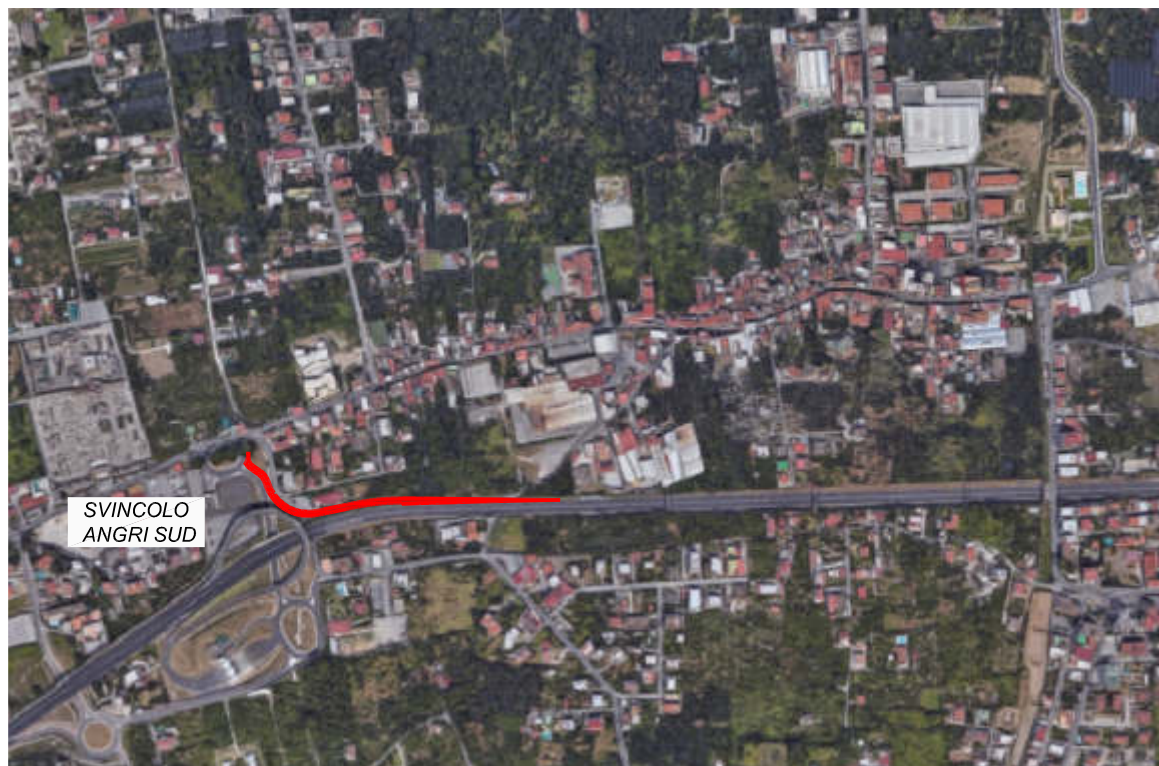
$\Sigma W_i = 1191,1944$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 179,7426$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 550,7525$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]

*INTERVENTO INFRASTRUTTURALE INTEGRATO DEL SISTEMA DELLA VIABILITA'
DEL TERRITORIO DI SANT'EGIDIO DEL MONTE ALBINO E DELL'AGRO NOCERINO
CONNESSO ALLA REALIZZAZIONE DELLA RAMPA DI USCITA ANGRI SUD
SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3*



PROGETTO ESECUTIVO

0	Maggio 2018	Emissione			
Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Verificato	Approvato

Progetto Ufficio Tecnico Comunale:

Ing. Carmine Stanzone
Geom. Diodato Abbagnara
Geom. Giovanni Lentisco
Geom. Aniello Tortora

Supporto al Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Antonio Pauciulo

Geologia:

Dott. Ignazio Vitiello

Archeologia:

Dott.ssa Serenella Scala

Il Responsabile Unico del Procedimento:

Arch. Vito D'Ambrosio

Cavallaro & Mortoro srl
Verifica Progetto Esecutivo
RAMPA DI USCITA ANGRI SUD A3
cod. 2018V12 data 25.05.2018

RAMPA DI USCITA ANGRI SUD SULLA CORSIA NORD DELL'AUTOSTRADA A3

ELABORATO	RELAZIONE IDROLOGICA, IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	
PE_ED_04		

Sommario

1.	– PREMESSA.....	1
2.	– INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	2
	2.1 – L’attuale organizzazione della circolazione viaria di Sant’Egidio del Monte Albino	2
3.	– INQUADRAMENTO NELL’AMBITO DELLA PIANIFICAZIONE DI BACINO	4
4.	– DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO	7
5.	– STUDIO IDROLOGICO	9
6.	– VERIFICA IDRAULICA DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE.....	10
7.	– CONCLUSIONI.....	14

1. – PREMESSA

La presente relazione idrologico - idraulica e di compatibilità idraulica riguarda la sistemazione idraulica del canale Pagliarone così come previsto all'interno del progetto *“Intervento infrastrutturale integrato del sistema della viabilità del territorio di Sant'Egidio del Monte Albino e dell'agro nocerino connesso alla realizzazione della rampa di uscita Angri sud sulla corsia nord dell'autostrada A3”* con particolare riferimento al canale Pagliarone.

2. – INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 – L'attuale organizzazione della circolazione viaria di Sant'Egidio del Monte Albino

A Sant'Egidio del Monte Albino, in pochi chilometri quadrati sono concentrate attività produttive quali l'Ex Sapis in fase di conversione, il polo di recupero e trattamento materiali ferrosi di Via della Rinascita, la Condea in fase di conversione, il caseificio Aurora, i conservieri Grimaldi e Imca, l'Eurocom, Sicom, le lavanderie industriali Langella, l'Area P.I.P. comprensoriale Taurana, piattaforme logistiche e depositi fiduciari, i centri commerciali Alice, Schiavone e Pegaso ed il mercato Ortofrutticolo comunale.

Queste attività, in uno con un diffuso complesso di attività piccolo artigianale, comportano un rilevante traffico di mezzi pesanti e una rinnovata necessità di connettere il sistema produttivo alla rete viaria nazionale. Obiettivo primario e strategico per la sopravvivenza di un sistema produttivo ancora vivo malgrado le crisi economiche e che comunque si è rimodellato sopravvivendo alla fase post-industriale.

I mezzi pesanti possono transitare liberamente nella frazione di San Lorenzo su via Giovanni XXIII (primo tratto), via D. Alighieri, via della Rinascita, via Califano ,via U. Foscolo e Giovanni Falcone.

Gli autobus del trasporto pubblico (linea 75 di Busitalia – Napoli-Angri-Pagani) provenienti dallo svincolo Angri Sud percorrono, all'interno del comune, via B. Croce, via Giovanni XXIII, via D. Alighieri, via della Rinascita, via M. Buonarroti, via Califano e via U. Foscolo, per poi proseguire verso Pagani.

Gli autobus diretti verso la Costiera Amalfitana attraverso il valico di Chiunzi provenienti dallo svincolo Angri Sud percorrono all'interno del comune via degli Aranci per poi proseguire con la Strada Provinciale n.2 verso Maiori e Ravello.

Il transito dei veicoli su via Giovanni XXIII, via Santissimi Martiri e via Califano risulta difficoltoso e lento per le ridotte dimensioni della sezione stradale, per la presenza dei pedoni su entrambi i lati e per la presenza del senso unico alternato semaforico nel tratto compreso fra l'intersezione fra via Coscioni ed il civ 95, prima dell'intersezione con via Attaianese e via Buonarroti.

Il collegamento fra l'area collinare e quella pianeggiante verso via Nazionale, con il superamento della linea ferroviaria, viene assicurata dal cavalcavia Santa Lucia e da quello recente di via U. Foscolo Giovanni Falcone.

La difficoltà principale dell'attuale circolazione urbana risiede nell'impossibilità di assegnare ad ogni strada del Comune di Sant'Egidio del Monte Albino una sola ed unica funzione di circolazione, di poter facilmente separare la rete stradale di Sant'Egidio da quella dei comuni adiacenti di Angri e di Pagani e dalla mancanza di strade parallele a quelle esistenti a cui riservare solo alcune specifiche funzioni.

Tutte le strade comunali offrono la stessa capacità di transito a tutti i veicoli, la stessa possibilità di fermarsi e sostare per poco tempo ai suoi bordi e la stessa poca sicurezza a tutti i ciclisti e pedoni.



Figura 1: Area in oggetto

3. – INQUADRAMENTO NELL'AMBITO DELLA PIANIFICAZIONE DI BACINO

I territori comunali di Sant'Egidio di Monte Albino e Angri appartengono all'ex Autorità di Bacino Campania Centrale, oggi afferente al Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale.

Nell'ambito della rivisitazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI), adottato e approvato il torrente Pagliarone nel tratto a valle dello svincolo è perimetrato a rischio R4 Pericolosità elevata P3.

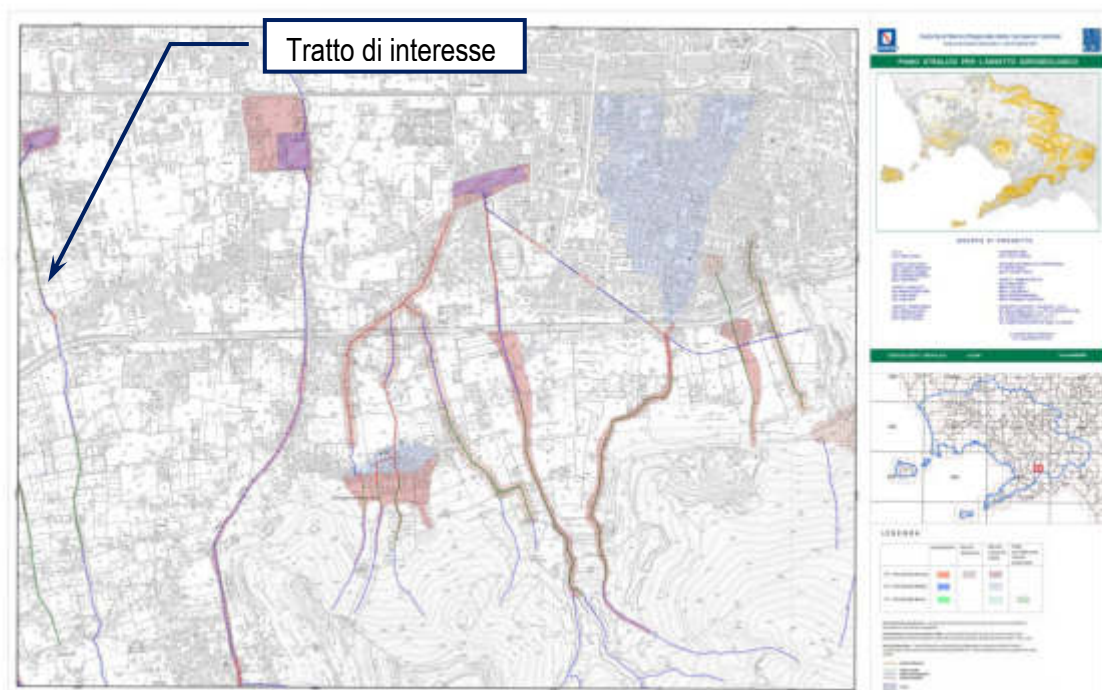


Figura 2: Pericolosità idraulica – tavola 466084

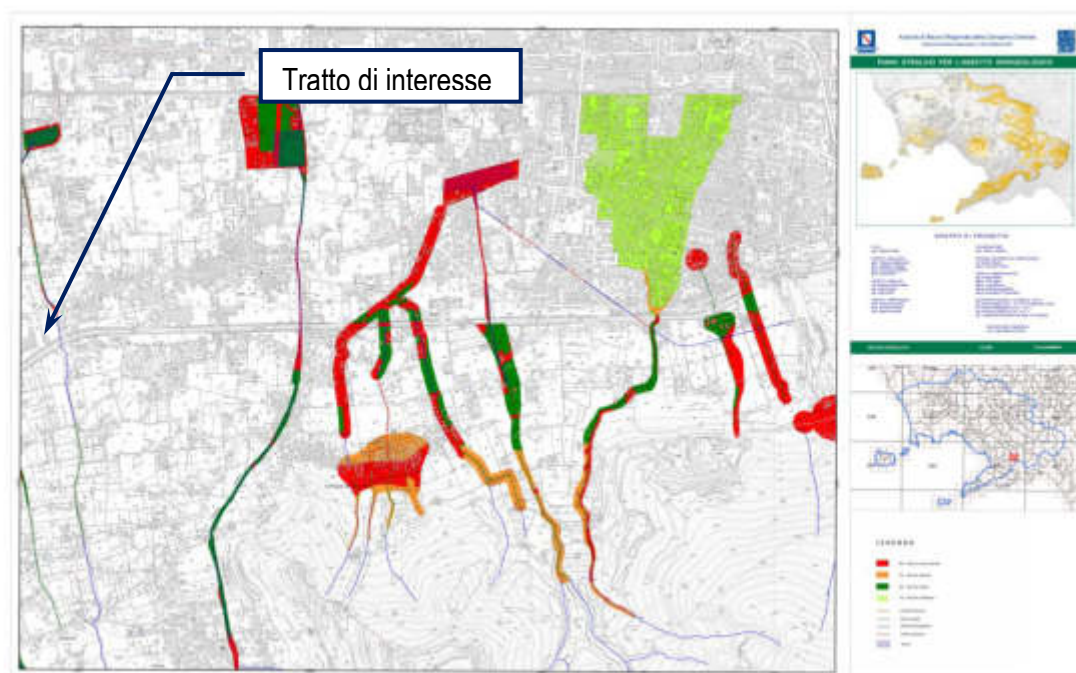


Figura 3: Rischio idraulico – tavola 466084

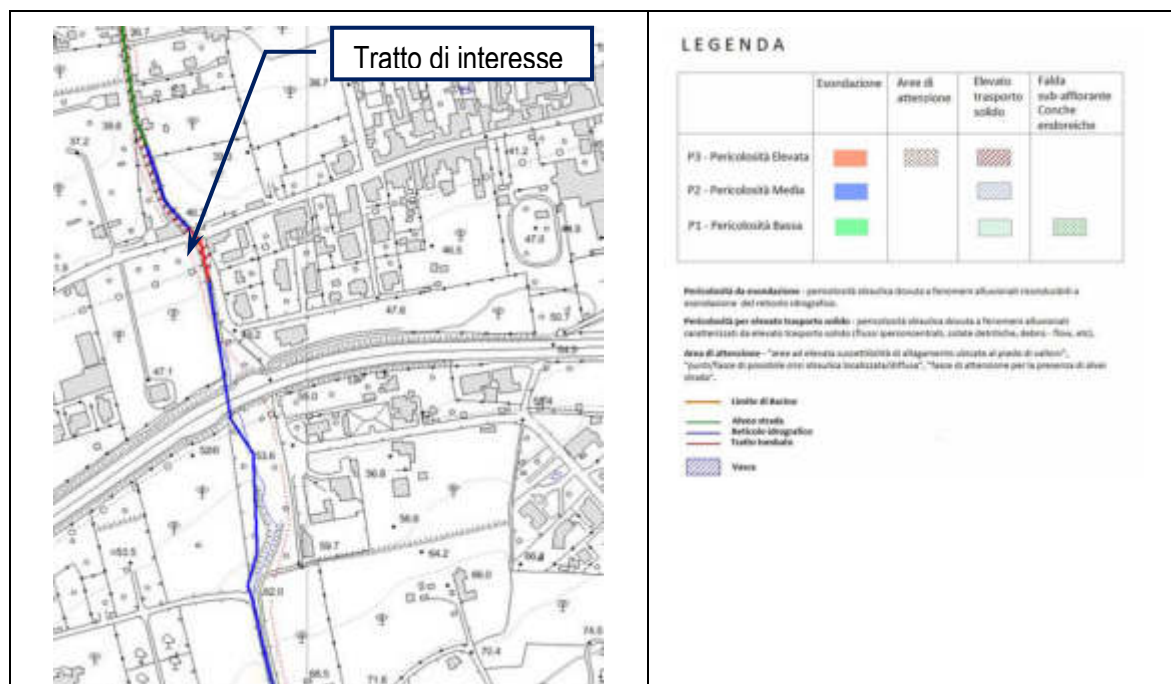


Figura 4: Pericolosità idraulica – tavola 466084 stralcio per l'area di interesse

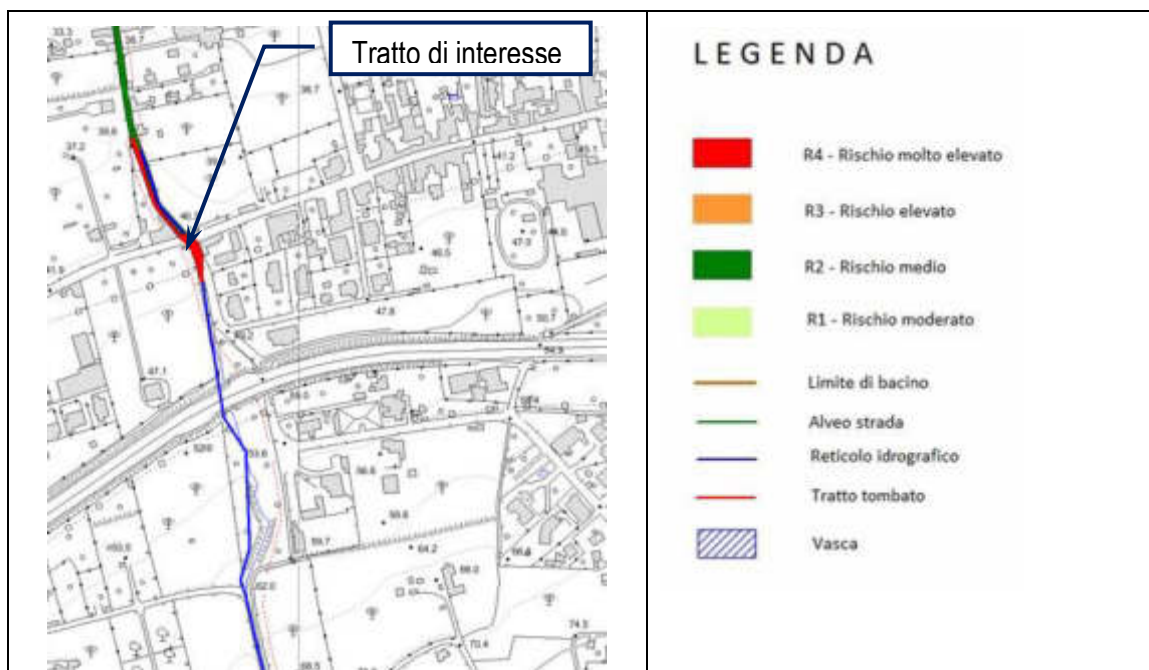


Figura 5: Rischio idraulico – tavola 466084 stralcio per l'area di interesse

Il presente studio viene effettuato anche in osservanza a quanto disposto Articolo 9. Interventi per la mitigazione del rischio idraulico:

1. *Nelle aree perimetrate a rischio idraulico sono ammessi:*
 - a) *gli interventi idraulici e le opere idrauliche per la messa in sicurezza delle aree e per la riduzione o l'eliminazione del rischio;*
 - b) *gli interventi di sistemazione e miglioramento ambientale finalizzati a ridurre il rischio idraulico.*

Ogni progetto di mitigazione del rischio idraulico deve essere corredato da uno studio che definisca la pericolosità e il rischio residui a seguito della realizzazione degli interventi proposti, da redigere secondo gli indirizzi di cui all'Allegato A delle presenti Norme.

Pertanto, il presente studio è altresì predisposto secondo le indicazioni dell'Allegato A "Compatibilità idraulica nelle aree a rischio idraulico" delle medesime NdA.

4. – DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La sistemazione idraulica del torrente Pagliarone nel tratto di interesse prevede la realizzazione di un canale in c.a. in parte a cielo aperto e in parte tombato le cui dimensioni sono tali da garantire, lungo l'intero tratto, il transito della portata duecentennale con adeguati franchi di sicurezza.

In particolare l'intervento inizia con uno scivolo tale da raccordare la sezione esistente di monte con quella di progetto di valle.



Figura 6: Planimetria intervento di progetto

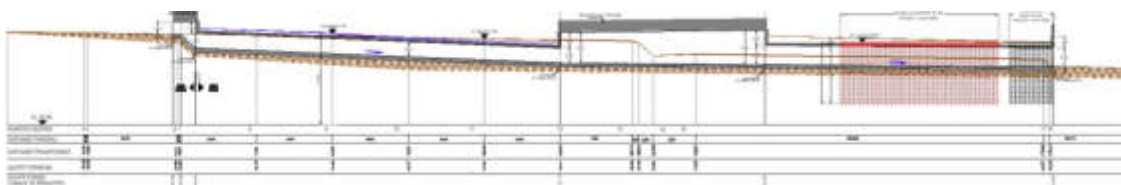


Figura 7: Profilo longitudinale intervento di progetto

A valle dell'imbocco inizia un tratto tombato di lunghezza pari a 48.00 metri di sezione rettangolare con base $B = 3.50$ m e altezza netta $h = 2.00$ metri e pendenza di fondo pari al 4% (Sezione tipo 1).

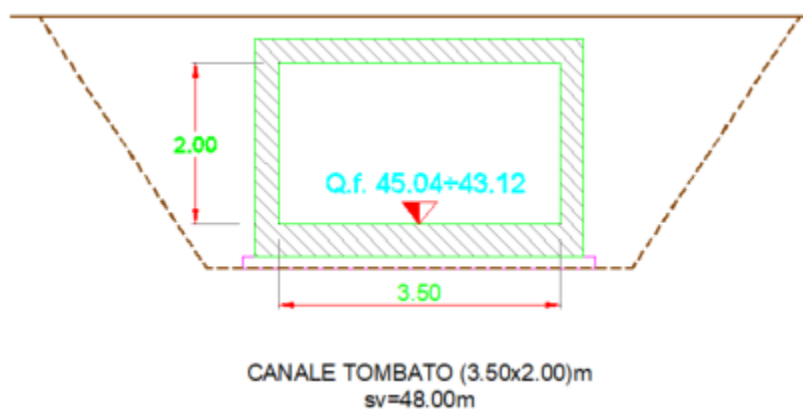


Figura 8: Sezione di progetto tipo 1

A seguire, per ulteriori 27 metri, il canale è a cielo aperto con sezione rettangolare con base $B = 3.50$ m e altezza netta $h = 4.00 - 4.50$ metri (Sezione tipo 2).

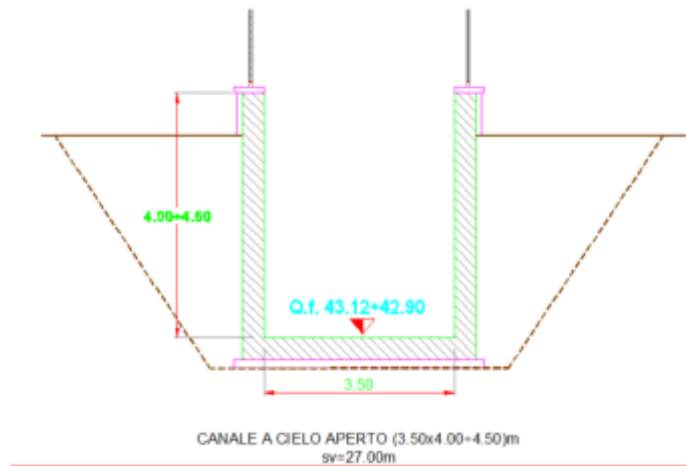


Figura 9: Sezione di progetto tipo 2

Il terzo e ultimo tratto di canale che si connette con l'alveo esistente, è nuovamente tombato per una lunghezza di 38.00 metri, pendenza di fondo pari allo 0.8% e sezione rettangolare con base $B = 3.50$ m e altezza netta $h = 2.50$ metri (Sezione tipo 3).

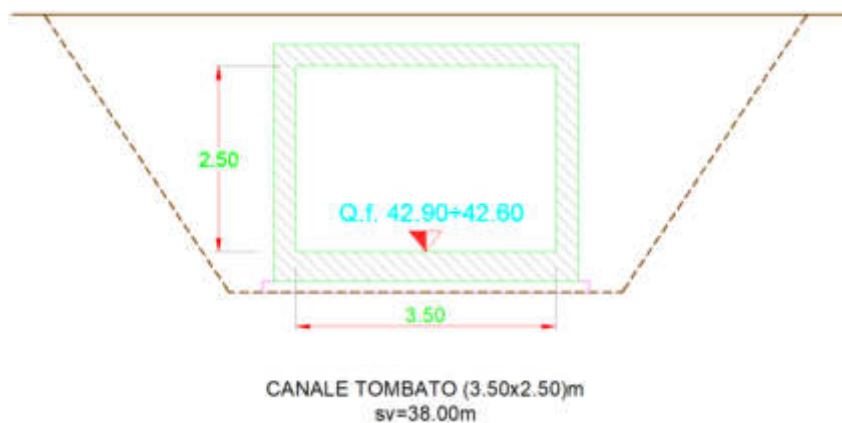


Figura 10: Sezione di progetto tipo 3

5. – STUDIO IDROLOGICO

Per quanto riguarda il calcolo delle massime portate pluviali, si è provveduto ad utilizzare lo studio idrologico riportato nel progetto di “Realizzazione nuovi svincoli di Angri – Sistemazione alveo Pagliarone” che ha ottenuto il parere favorevole da parte dell’Ex Autorità di Bacino del Sarno con prot. 444 del 01/03/2014.

Nella tabella che segue sono riportate le portate calcolate ed utilizzate nella successiva verifica idraulica.

T (anni)	K_T	Q_T
10	1.63	4.28
20	2.03	5.34
30	2.26	5.94
50	2.61	6.86
100	3.07	8.07
200	3.53	9.27
500	4.17	10.96

Tabella 1– Portate idrologiche al variare del periodo di ritorno

6. – VERIFICA IDRAULICA DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE

La soluzione progettuale descritta al paragrafo 4 è stata verificata attraverso l'utilizzo delle scale di deflusso in moto uniforme. Per costruire le scale di deflusso si utilizza la nota formula di Gauckler-Stricker:

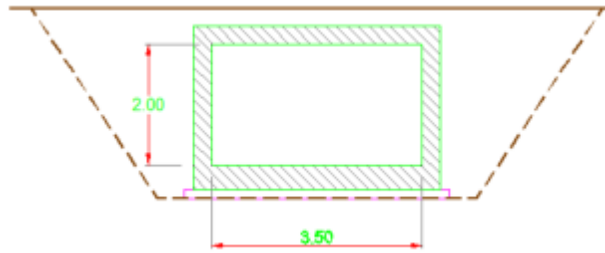
$$Q = K \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q è la portata;
- K è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata;
- R è il raggio idraulico pari al rapporto tra area della sezione bagnata e perimetro bagnato;
- i è la pendenza di fondo dell'alveo.

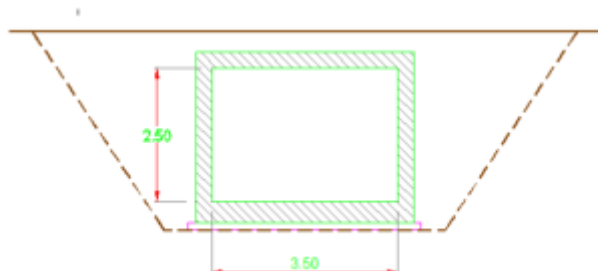
I risultati per le due sezioni tipologiche di progetto sono riportate di seguito.

Sezione tipo 1



SEZIONE RETTANGOLARE tipo 1 - SCALA DI DEFLUSSO																	
Base sezione (m)		3.500												1) K di Strickler		55	
Altezza sezione (m)		2.000												2) n di Manning			
Altezza iniziale ho (m)		0.000												3) G di Bazin			
Altezza finale hf (m)		2.000												4) m di Kutter			
Incremento dh (m)		0.0500												5) C di Hazen			
Pendenza (m/m)		0.04000												FORMULA		1	
h	h/H	Area	Ci	Ri	Qu	Vu	Vu ² /2g	1.5•Vu ² /2g	Hu	Qc	Vc	Vc ² /2g	1.5•Vc ² /2g	Hc			
[m]	-	[m2]	[m]	[m]	[m3/s]	[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]			
0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			
0.050	0.025	0.1750	3.6000	0.0486	0.256	1.465	0.109	0.164	0.159	0.123	0.700	0.025	0.038	0.075			
0.100	0.050	0.3500	3.7000	0.0946	0.799	2.284	0.266	0.399	0.366	0.347	0.990	0.050	0.075	0.150			
0.150	0.075	0.5250	3.8000	0.1382	1.543	2.940	0.440	0.661	0.590	0.637	1.213	0.075	0.113	0.225			
0.200	0.100	0.7000	3.9000	0.1795	2.450	3.500	0.624	0.937	0.824	0.980	1.401	0.100	0.150	0.300			
0.250	0.125	0.8750	4.0000	0.2188	3.494	3.994	0.813	1.219	1.063	1.370	1.566	0.125	0.188	0.375			
0.300	0.150	1.0500	4.1000	0.2561	4.658	4.436	1.003	1.504	1.303	1.801	1.716	0.150	0.225	0.450			
0.350	0.175	1.2250	4.2000	0.2917	5.926	4.838	1.193	1.789	1.543	2.270	1.853	0.175	0.263	0.525			
0.400	0.200	1.4000	4.3000	0.3256	7.288	5.206	1.381	2.072	1.781	2.773	1.981	0.200	0.300	0.600			
0.450	0.225	1.5750	4.4000	0.3580	8.734	5.546	1.567	2.351	2.017	3.309	2.101	0.225	0.338	0.675			
0.500	0.250	1.7500	4.5000	0.3889	10.256	5.861	1.751	2.626	2.251	3.876	2.215	0.250	0.375	0.750			
0.550	0.275	1.9250	4.6000	0.4185	11.847	6.154	1.930	2.896	2.480	4.471	2.323	0.275	0.413	0.825			
0.600	0.300	2.1000	4.7000	0.4468	13.501	6.429	2.107	3.160	2.707	5.095	2.426	0.300	0.450	0.900			
0.650	0.325	2.2750	4.8000	0.4740	15.213	6.687	2.279	3.418	2.929	5.745	2.525	0.325	0.488	0.975			
0.700	0.350	2.4500	4.9000	0.5000	16.977	6.930	2.447	3.671	3.147	6.420	2.620	0.350	0.525	1.050			
0.750	0.375	2.6250	5.0000	0.5250	18.792	7.159	2.612	3.918	3.362	7.120	2.712	0.375	0.563	1.125			
0.800	0.400	2.8000	5.1000	0.5490	20.651	7.375	2.772	4.159	3.572	7.844	2.801	0.400	0.600	1.200			
0.850	0.425	2.9750	5.2000	0.5721	22.553	7.581	2.929	4.394	3.779	8.591	2.888	0.425	0.638	1.275			
0.900	0.450	3.1500	5.3000	0.5943	24.494	7.776	3.082	4.623	3.982	9.360	2.971	0.450	0.675	1.350			
0.950	0.475	3.3250	5.4000	0.6157	26.472	7.961	3.231	4.846	4.181	10.151	3.053	0.475	0.713	1.425			
1.000	0.500	3.5000	5.5000	0.6364	28.484	8.138	3.376	5.064	4.376	10.962	3.132	0.500	0.750	1.500			
1.050	0.525	3.6750	5.6000	0.6563	30.528	8.307	3.517	5.276	4.567	11.795	3.209	0.525	0.788	1.575			
1.100	0.550	3.8500	5.7000	0.6754	32.602	8.468	3.655	5.482	4.755	12.647	3.285	0.550	0.825	1.650			
1.150	0.575	4.0250	5.8000	0.6940	34.704	8.622	3.789	5.684	4.939	13.519	3.359	0.575	0.863	1.725			
1.200	0.600	4.2000	5.9000	0.7119	36.833	8.770	3.920	5.880	5.120	14.410	3.431	0.600	0.900	1.800			
1.250	0.625	4.3750	6.0000	0.7292	38.987	8.911	4.048	6.071	5.298	15.320	3.502	0.625	0.938	1.875			
1.300	0.650	4.5500	6.1000	0.7459	41.165	9.047	4.172	6.258	5.472	16.249	3.571	0.650	0.975	1.950			
1.350	0.675	4.7250	6.2000	0.7621	43.365	9.178	4.293	6.440	5.643	17.195	3.639	0.675	1.013	2.025			
1.400	0.700	4.9000	6.3000	0.7778	45.585	9.303	4.411	6.617	5.811	18.159	3.706	0.700	1.050	2.100			
1.450	0.725	5.0750	6.4000	0.7930	47.826	9.424	4.526	6.790	5.976	19.141	3.772	0.725	1.088	2.175			
1.500	0.750	5.2500	6.5000	0.8077	50.086	9.540	4.639	6.958	6.139	20.139	3.836	0.750	1.125	2.250			
1.550	0.775	5.4250	6.6000	0.8220	52.364	9.652	4.749	7.123	6.299	21.154	3.899	0.775	1.163	2.325			
1.600	0.800	5.6000	6.7000	0.8358	54.658	9.760	4.856	7.283	6.456	22.186	3.962	0.800	1.200	2.400			
1.650	0.825	5.7750	6.8000	0.8493	56.969	9.865	4.960	7.440	6.610	23.234	4.023	0.825	1.238	2.475			
1.700	0.850	5.9500	6.9000	0.8623	59.295	9.966	5.062	7.593	6.762	24.298	4.084	0.850	1.275	2.550			
1.750	0.875	6.1250	7.0000	0.8750	61.636	10.063	5.161	7.742	6.911	25.378	4.143	0.875	1.313	2.625			
1.800	0.900	6.3000	7.1000	0.8873	63.991	10.157	5.259	7.888	7.059	26.473	4.202	0.900	1.350	2.700			
1.850	0.925	6.4750	7.2000	0.8993	66.360	10.249	5.353	8.030	7.203	27.584	4.260	0.925	1.388	2.775			
1.900	0.950	6.6500	7.3000	0.9110	68.741	10.337	5.446	8.169	7.346	28.710	4.317	0.950	1.425	2.850			
1.950	0.975	6.8250	7.4000	0.9223	71.134	10.423	5.537	8.305	7.487	29.851	4.374	0.975	1.463	2.925			
2.000	1.000	7.0000	7.5000	0.9333	73.539	10.506	5.625	8.438	7.625	31.006	4.429	1.000	1.500	3.000			

Sezione tipo 3



SEZIONE RETTANGOLARE tipo 3 - SCALA DI DEFLUSSO														
Base sezione (m)		3.500								1) K di Strickler		55		
Altezza sezione (m)		2.500								2) n di Manning				
Altezza iniziale ho (m)		0.000								3) G di Bazin				
Altezza finale hf (m)		2.500								4) m di Kutter				
Incremento dh (m)		0.0500								5) C di Hazen				
Pendenza (m/m)		0.00800								FORMULA		1		
h	h/H	Area	Ci	Ri	Qu	Vu	Vu ² /2g	1,5*Vu ² /2g	Hu	Qc	Vc	Vc ² /2g	1,5*Vc ² /2g	Hc
[m]	-	[m2]	[m]	[m]	[m3/s]	[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]
0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.050	0.020	0.1750	3.6000	0.0486	0.115	0.655	0.022	0.033	0.072	0.123	0.700	0.025	0.038	0.075
0.100	0.040	0.3500	3.7000	0.0946	0.357	1.021	0.053	0.080	0.153	0.347	0.990	0.050	0.075	0.150
0.150	0.060	0.5250	3.8000	0.1382	0.690	1.315	0.088	0.132	0.238	0.637	1.213	0.075	0.113	0.225
0.200	0.080	0.7000	3.9000	0.1795	1.096	1.565	0.125	0.187	0.325	0.980	1.401	0.100	0.150	0.300
0.250	0.100	0.8750	4.0000	0.2188	1.563	1.786	0.163	0.244	0.413	1.370	1.566	0.125	0.188	0.375
0.300	0.120	1.0500	4.1000	0.2561	2.083	1.984	0.201	0.301	0.501	1.801	1.716	0.150	0.225	0.450
0.350	0.140	1.2250	4.2000	0.2917	2.650	2.164	0.239	0.358	0.589	2.270	1.853	0.175	0.263	0.525
0.400	0.160	1.4000	4.3000	0.3256	3.259	2.328	0.276	0.414	0.676	2.773	1.981	0.200	0.300	0.600
0.450	0.180	1.5750	4.4000	0.3580	3.906	2.480	0.313	0.470	0.763	3.309	2.101	0.225	0.338	0.675
0.500	0.200	1.7500	4.5000	0.3889	4.587	2.621	0.350	0.525	0.850	3.876	2.215	0.250	0.375	0.750
0.550	0.220	1.9250	4.6000	0.4185	5.298	2.752	0.386	0.579	0.936	4.471	2.323	0.275	0.413	0.825
0.600	0.240	2.1000	4.7000	0.4468	6.038	2.875	0.421	0.632	1.021	5.095	2.426	0.300	0.450	0.900
0.650	0.260	2.2750	4.8000	0.4740	6.803	2.990	0.456	0.684	1.106	5.745	2.525	0.325	0.488	0.975
0.700	0.280	2.4500	4.9000	0.5000	7.593	3.099	0.489	0.734	1.189	6.420	2.620	0.350	0.525	1.050
0.750	0.300	2.6250	5.0000	0.5250	8.404	3.201	0.522	0.784	1.272	7.120	2.712	0.375	0.563	1.125
0.800	0.320	2.8000	5.1000	0.5490	9.235	3.298	0.554	0.832	1.354	7.844	2.801	0.400	0.600	1.200
0.850	0.340	2.9750	5.2000	0.5721	10.086	3.390	0.586	0.879	1.436	8.591	2.888	0.425	0.638	1.275
0.900	0.360	3.1500	5.3000	0.5943	10.954	3.477	0.616	0.925	1.516	9.360	2.971	0.450	0.675	1.350
0.950	0.380	3.3250	5.4000	0.6157	11.839	3.560	0.646	0.969	1.596	10.151	3.053	0.475	0.713	1.425
1.000	0.400	3.5000	5.5000	0.6364	12.738	3.640	0.675	1.013	1.675	10.962	3.132	0.500	0.750	1.500
1.050	0.420	3.6750	5.6000	0.6563	13.652	3.715	0.703	1.055	1.753	11.795	3.209	0.525	0.788	1.575
1.100	0.440	3.8500	5.7000	0.6754	14.580	3.787	0.731	1.096	1.831	12.647	3.285	0.550	0.825	1.650
1.150	0.460	4.0250	5.8000	0.6940	15.520	3.856	0.758	1.137	1.908	13.519	3.359	0.575	0.863	1.725
1.200	0.480	4.2000	5.9000	0.7119	16.472	3.922	0.784	1.176	1.984	14.410	3.431	0.600	0.900	1.800
1.250	0.500	4.3750	6.0000	0.7292	17.436	3.985	0.810	1.214	2.060	15.320	3.502	0.625	0.938	1.875
1.300	0.520	4.5500	6.1000	0.7459	18.409	4.046	0.834	1.252	2.134	16.249	3.571	0.650	0.975	1.950
1.350	0.540	4.7250	6.2000	0.7621	19.393	4.104	0.859	1.288	2.209	17.195	3.639	0.675	1.013	2.025
1.400	0.560	4.9000	6.3000	0.7778	20.386	4.160	0.882	1.323	2.282	18.159	3.706	0.700	1.050	2.100
1.450	0.580	5.0750	6.4000	0.7930	21.389	4.214	0.905	1.358	2.355	19.141	3.772	0.725	1.088	2.175
1.500	0.600	5.2500	6.5000	0.8077	22.399	4.266	0.928	1.392	2.428	20.139	3.836	0.750	1.125	2.250
1.550	0.620	5.4250	6.6000	0.8220	23.418	4.317	0.950	1.425	2.500	21.154	3.899	0.775	1.163	2.325
1.600	0.640	5.6000	6.7000	0.8358	24.444	4.365	0.971	1.457	2.571	22.186	3.962	0.800	1.200	2.400
1.650	0.660	5.7750	6.8000	0.8493	25.477	4.412	0.992	1.488	2.642	23.234	4.023	0.825	1.238	2.475
1.700	0.680	5.9500	6.9000	0.8623	26.518	4.457	1.012	1.519	2.712	24.298	4.084	0.850	1.275	2.550
1.750	0.700	6.1250	7.0000	0.8750	27.565	4.500	1.032	1.548	2.782	25.378	4.143	0.875	1.313	2.625
1.800	0.720	6.3000	7.1000	0.8873	28.618	4.543	1.052	1.578	2.852	26.473	4.202	0.900	1.350	2.700
1.850	0.740	6.4750	7.2000	0.8993	29.677	4.583	1.071	1.606	2.921	27.584	4.260	0.925	1.388	2.775
1.900	0.760	6.6500	7.3000	0.9110	30.742	4.623	1.089	1.634	2.989	28.710	4.317	0.950	1.425	2.850
1.950	0.780	6.8250	7.4000	0.9223	31.812	4.661	1.107	1.661	3.057	29.851	4.374	0.975	1.463	2.925
2.000	0.800	7.0000	7.5000	0.9333	32.887	4.698	1.125	1.688	3.125	31.006	4.429	1.000	1.500	3.000
2.050	0.820	7.1750	7.6000	0.9441	33.968	4.734	1.142	1.714	3.192	32.176	4.484	1.025	1.538	3.075
2.100	0.840	7.3500	7.7000	0.9545	35.053	4.769	1.159	1.739	3.259	33.360	4.539	1.050	1.575	3.150
2.150	0.860	7.5250	7.8000	0.9647	36.143	4.803	1.176	1.764	3.326	34.559	4.593	1.075	1.613	3.225
2.200	0.880	7.7000	7.9000	0.9747	37.237	4.836	1.192	1.788	3.392	35.771	4.646	1.100	1.650	3.300
2.250	0.900	7.8750	8.0000	0.9844	38.335	4.868	1.208	1.812	3.458	36.998	4.698	1.125	1.688	3.375
2.300	0.920	8.0500	8.1000	0.9938	39.438	4.899	1.223	1.835	3.523	38.238	4.750	1.150	1.725	3.450
2.350	0.940	8.2250	8.2000	1.0030	40.544	4.929	1.238	1.858	3.588	39.492	4.801	1.175	1.763	3.525
2.400	0.960	8.4000	8.3000	1.0120	41.654	4.959	1.253	1.880	3.653	40.759	4.852	1.200	1.800	3.600
2.450	0.980	8.5750	8.4000	1.0208	42.767	4.987	1.268	1.902	3.718	42.039	4.902	1.225	1.838	3.675
2.500	1.000	8.7500	8.5000	1.0294	43.884	5.015	1.282	1.923	3.782	43.332	4.952	1.250	1.875	3.750

Così come è possibile verificare dalle tabelle precedenti entrambe le sezioni di progetto sono sufficienti a far transitare la portata duecentennale di progetto (pari a $9.27 \text{ m}^3/\text{s}$) con franco di sicurezza pari a 1.50 m per la sezione tipo 1 e 1.70 m per la sezione tipo 1 nel rispetto di quanto prescritto dalla Circolare n. 1074199 del 11.12.2009 del Coordinatore A.G.C. LL.PP.OO.PP.

7. – CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati ottenuti attraverso il presente studio, condotto ai sensi dell'Allegato A alle NdA del PSAI vigente, si evince che le opere in progetto risultano sufficienti a garantire il transito della portata duecentennale di progetto con idoneo franco di sicurezza (pari a 1.50 m) e, pertanto sono **idraulicamente compatibili** ai sensi dell'articolo 9. Interventi per la mitigazione del rischio idraulico che prevede:

1. Nelle aree perimetrate a rischio idraulico sono ammessi:

- a) gli interventi idraulici e le opere idrauliche per la messa in sicurezza delle aree e per la riduzione o l'eliminazione del rischio;*
- b) gli interventi di sistemazione e miglioramento ambientale finalizzati a ridurre il rischio idraulico.*