Ing. Renzo Gennaro
Via Savoia, 2
14020 ROBELLA (AT)

Tel./fax 0141/998112
Mob. 340 9791775
P.I. 01333350054

COMUNE DI VAGLI SOTTO

Provincia di LUCCA

PROGETTO PRELIMINARE PER APERTURA CANTIERE IN SOTTERRANEO

CAVA PRUNELLI-PIASTRINA

Proprietà

TURBA CAVA ROMANA Srl

DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DELLA COLTIVAZIONE A CAMERE E PILASTRI

Committente	Progettista	Direzione lavori
TURBA CAVA ROMANA Srl	Ing. R. Gennaro	

ORDINE INGEGNERI PROV. ASTI
INGEGNERE
RENZO GENNARO
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
A 529
Settore civile ambientale, industriale, dell'informazione

Rev.	Data	Redazione	Descrizione
00	17/01/2020	Ing. R. Gennaro	Emissione
01	13/09/2021	Ing. R. Gennaro	Variazione percorso strada e modifiche al sotterraneo

Firmato digitalmente da
RENZO GENNARO
CN = GENNARO RENZO
T = Ingegnere
SerialNumber = TINIT-GNNRNZ72P15A479B
e-mail = renzo.gennaro@ingpec.eu
C = IT

INDICE

1. PREMESSA 5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI 5
3.1. Fasi di coltivazione in sotterraneo 9
3.1.1. Fase 1 9
3.1.2. Fase 2 10
3.1.3. Fase 3 11
3.1.4. Fase 4 12
4. ANALISI DEI CARICHI 13
4.1. Carichi permanenti 13
4.1.1. Ammasso roccioso 13
4.2. Carichi permanenti non strutturali 13
4.3. Carichi variabili 13
4.3.1. Sovraccarico accidentale in copertura 13
4.4. Azioni di calcolo 13
4.4.1. Stato Limite Ultimo 13
4.4.2. Stati Limite di Esercizio 14
4.4.3. Combinazione sismica/eccezionale 14
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE 15
5.1. Vita nominale, classe d'uso e Periodo di riferimento dell'opera 15
5.2. Definizione dell'azione sismica 15
6. DESCRIZIONE DELLE MODALITÀ DI CALCOLO 16
6.1. Tipo di analisi 16
6.2. Modello di calcolo 16
6.3. Criteri di calcolo 17
7. MODALITÀ DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE 17
7.1. Opere in sotterraneo 17
7.2. Definizione dei parametri geotecnici di calcolo 17
8. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PILASTRI DEI CANTIERI IN SOTTERRANEO 19
8.1.1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) 19
8.1.1.1. Pilastro P1 19
8.1.1.3. Pilastro P15 20
8.1.2. Verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) 20
8.1.2.1. Pilastro P1 21
8.1.2.2. Pilastro 15 21
9. CONCLUSIONI 22

1. PREMESSA

Nella presente nota è riportato lo studio preliminare e le verifiche di stabilità dei pilastri per l'apertura di un nuovo cantiere di coltivazione in sotterraneo, nell'ambito del progetto di ripresa delle attività estrattive presso la cava "Prunelli-Piastrina", ubicata all'interno del Bacino del Monte Pallerina nel comune di Vagli Sotto (LU).
L'area estrattiva in esame, attiva nei tempi passati, come testimoniato dalla presenza di fronti di cava e ravaneti, è ubicata nella valle di Arnetola, all'interno del bacino estrattivo sopra citato, tra le quote di 800m e 850m s.l.m. circa.
Il progetto di ripresa delle attività estrattive prevede l'apertura di un nuovo cantiere in sotterraneo, organizzato secondo il sistema di coltivazione a "camere e pilastri", come illustrato nei successivi paragrafi. Sono tuttavia previsti una serie di interventi preliminari "a cielo aperto", volti alla sistemazione dell'area, della viabilità e dei fronti (residui delle passate attività) su cui saranno impostati gli imbocchi del sotterraneo.

Le caratteristiche geometriche delle gallerie di coltivazione sono tratte dai disegni di progetto elaborati dal Dott. Geologo Brunello Forfori negli scorsi mesi da Luglio a Novembre 2019. Analogamente le caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso, nonché la giacitura e la posizione delle discontinuità sono tratte dalle relazioni redatte dallo stesso Geologo nel Novembre 2019, a cui si rimanda per maggiori dettagli circa lo stato globale della cava.

Le analisi riportate nei seguenti paragrafi sono volte alla verifica preliminare della stabilità dei pilastri nel medio e lungo termine al fine di definire la geometria dei canteri di coltivazione e la disposizione delle gallerie e dei pilastri.
I calcoli di progetto e le verifiche riportate nel seguito sono state effettuate con il metodo agli Stati Limite, secondo quanto disposto dal D.M. 17/01/2018.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[1] D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".
[2] Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 – "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
[3] L. 05/11/1971 n. 1086, "Disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche."
[4] Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture in acciaio".
[5] Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica".
[6] Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
[7] Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce"

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Come premesso il progetto prevede la riapertura di un vecchio sito estrattivo, all'interno dell'area in concessione alla Società Turba Cava Romana Srl, sita nella valle di Arnetola, nel bacino estrattivo del Monte Pallerina, nel Comune di Vagli Sotto (LU).
Nel dettaglio l'area interessata dai lavori è ubicata su di una porzione di versante esposta a Nord-Est, a monte della strada comunale asfaltata che collega Vagli Sotto con la Valle Arnetola.
Attualmente l'area della futura cava non è accessibile ai mezzi (cfr. Figura 1), pertanto nel progetto si prevede la realizzazione una strada di arroccamento che a partire dalla viabilità comunale sopra citata consenta di raggiungere il piazzale esistente a quota circa 805m s.l.m. e da qui prosegua per raggiungere i nuovi piazzali posti alle quote 824,20m e 821,20m s.l.m., ove saranno realizzati, rispettivamente, il primo e il secondo accesso al sotterraneo (Cfr. Figura 2 e Figura 3).
Ai lavori per la realizzazione della strada si aggiungeranno le attività per la messa in sicurezza dei fronti esistenti (disgaggio, chiodatura, fasciatura con reti paramassi in aderenza, ecc…) e la sistemazione dei piazzali esistenti, in modo da potervi installare le infrastrutture e gli impianti a servizio della cava.

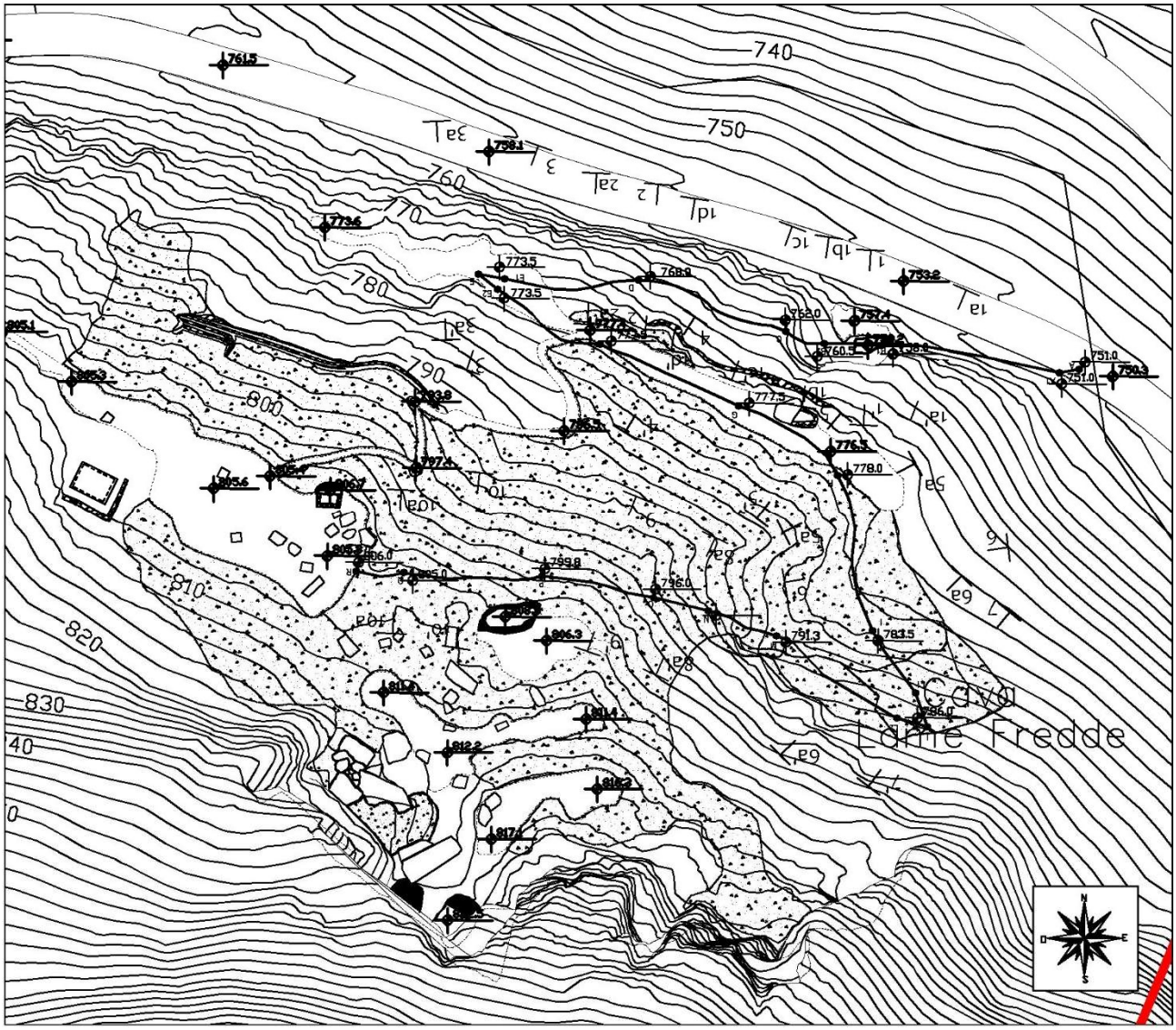


Figura 1. Planimetria generale di cava (Stato Attuale - scala 1:1000)

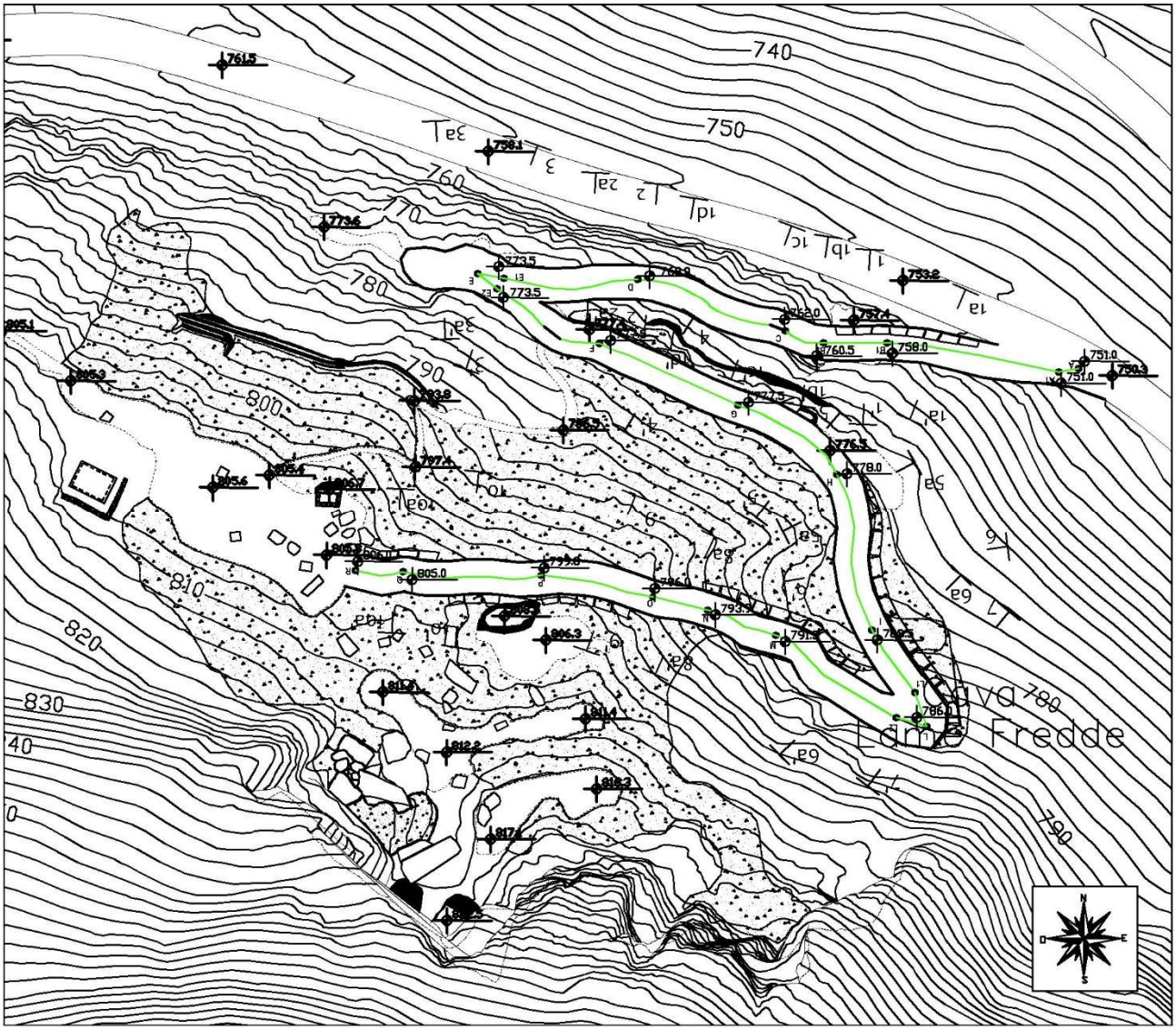


Figura 2. Planimetria generale di cava (Progetto- scala 1:1000)

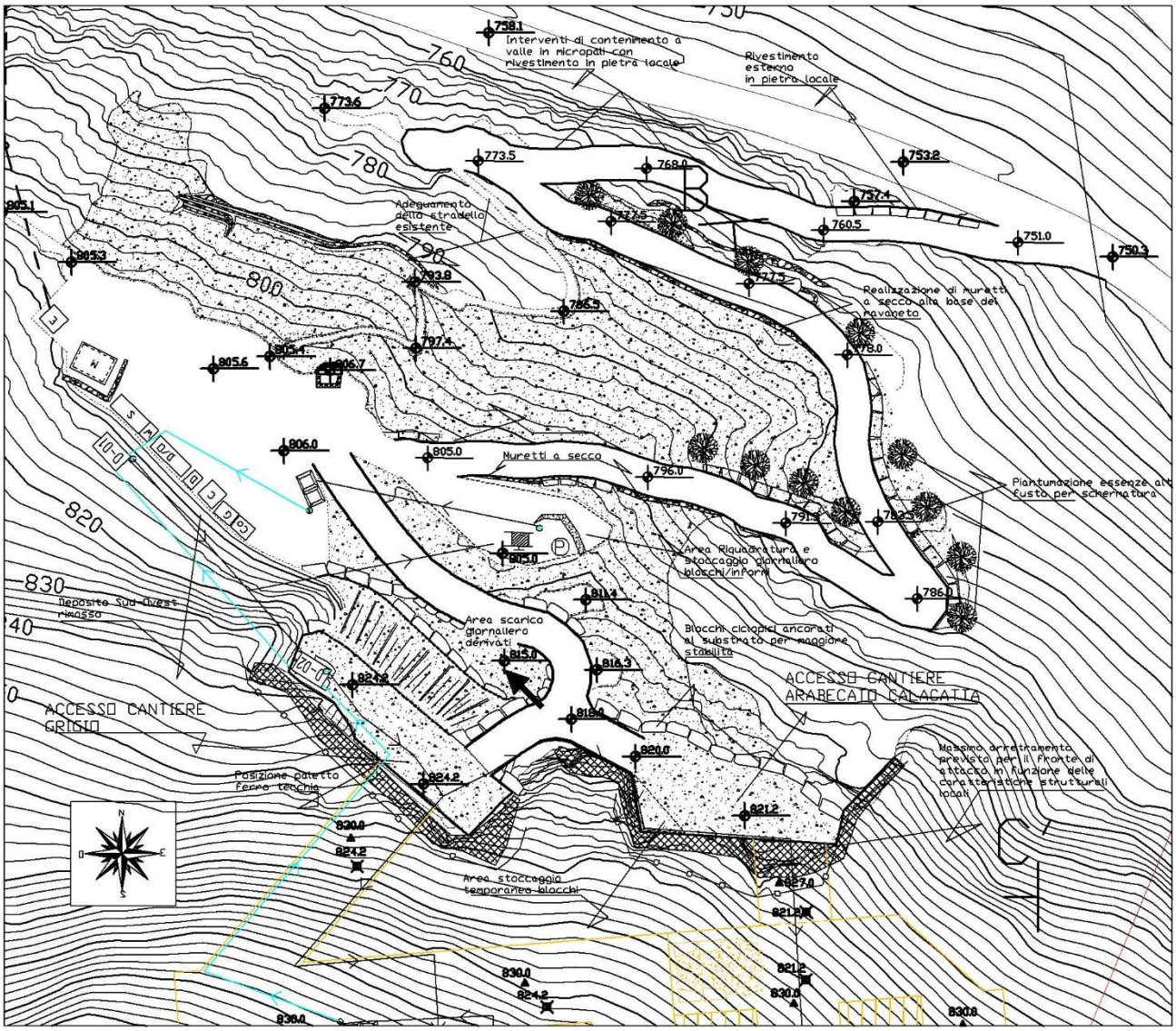


Figura 3. Planimetria generale sistemazioni esterne e imbocchi del cantiere in sotterraneo (Scala 1:1000)

3.1. Fasi di coltivazione in sotterraneo

La coltivazione sarà sviluppata lungo due direzioni principali ortogonali, orientate rispettivamente N85 e N175, secondo il sistema a "camere e pilastri", con pilastri di dimensioni 12x12m (h=5,8-12,0m), posti ad interasse di 12m in entrambe le direzioni principali. L'avanzamento dei fronti e i successivi ribassi si articoleranno in quattro fasi successive, come illustrato nelle seguenti Figura 4÷Figura 7.

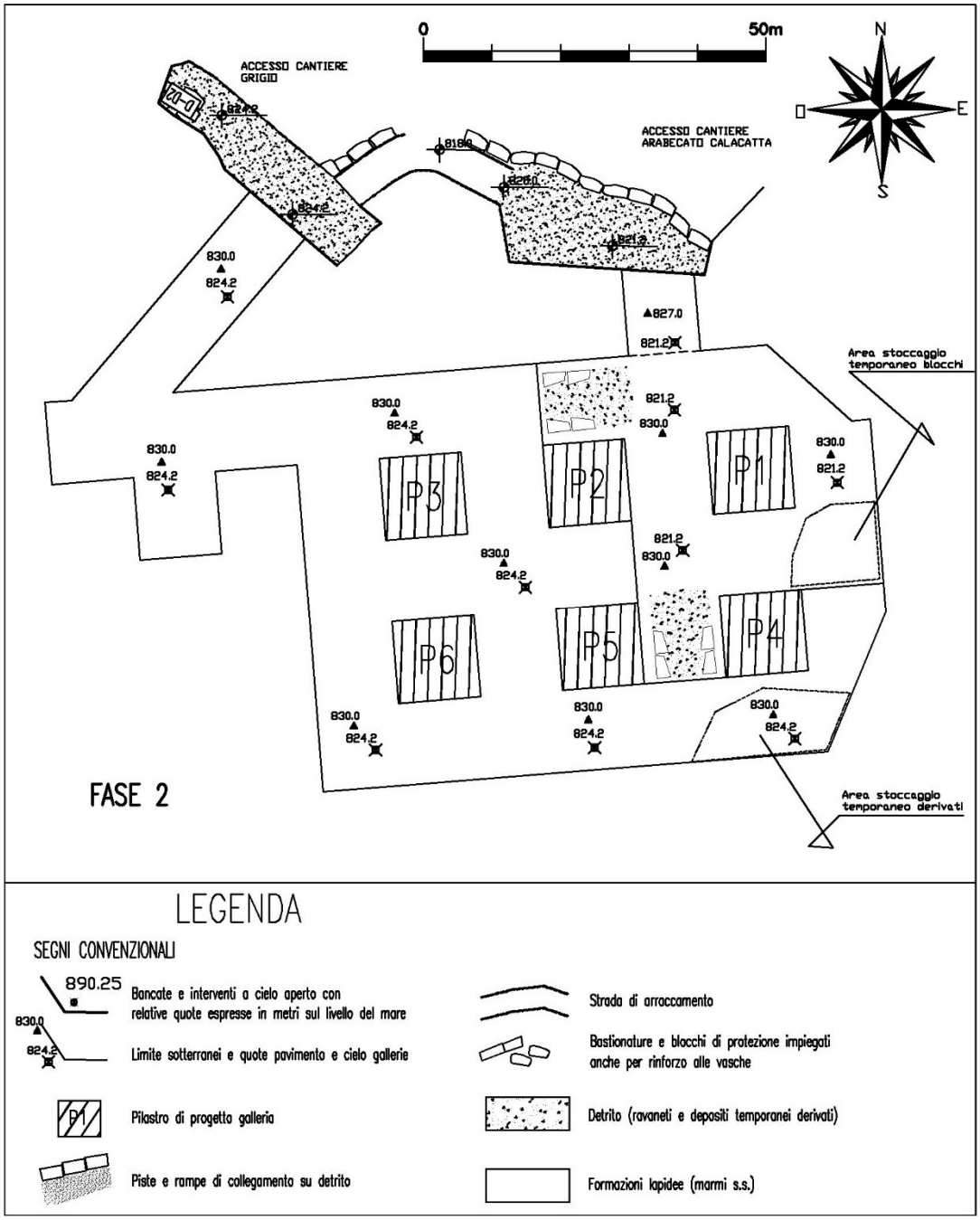


Figura 4. Pianta del cantiere sotterraneo – Fase 1

3.1.1. Fase 1

Il progetto prevede l'apertura di una galleria di accesso al sotterraneo, di lunghezza complessiva par a 43m circa, con imbocco posto in corrispondenza del "cantiere Grigio" dal piazzale di quota 824,20m s.l.m. (cfr. Figura 4), mediante avanzamenti a piena sezione (10,5x5,8m) eseguiti con tagliatrice a catena.
Ultimata la galleria di imbocco, la coltivazione proseguirà in direzione Est (N85), con l'apertura della prima galleria di coltivazione, al termine della quale sarà aperto il secondo accesso, per la messa in comunicazione con il piazzale di quota 821,20m s.l.m. in prossimità del "cantiere Arabescato Calacatta". I successivi avanzamenti avverranno in direzione Sud (N175), realizzando le quattro gallerie poste ai lati dei pilastri P1-P4, P2-P5 e P3 P3. In ultimo saranno asportate le porzioni di marmo residue comprese tra gli

allineamenti dei pilastri P1/P2/P3 e P4/P5/P6. Completata la fase di coltivazione tra le quote 824,20 e 830,00m s.l.m., dall'imbocco secondario, si procederà al ribasso dell'area al contorno del pilastro P1, asportando uno spessore della potenza di circa 3m dal pavimento.

3.1.2. Fase 2

Nella seconda fase sono previste:

- l'apertura di una nuova galleria di coltivazione in direzione sud (N175), tra il limite Ovest della coltivazione e i pilastri P7 e P8;
- L'estensione verso sud dell'intero cantiere di coltivazione tra le quote 824,20 e 830m s.l.m..

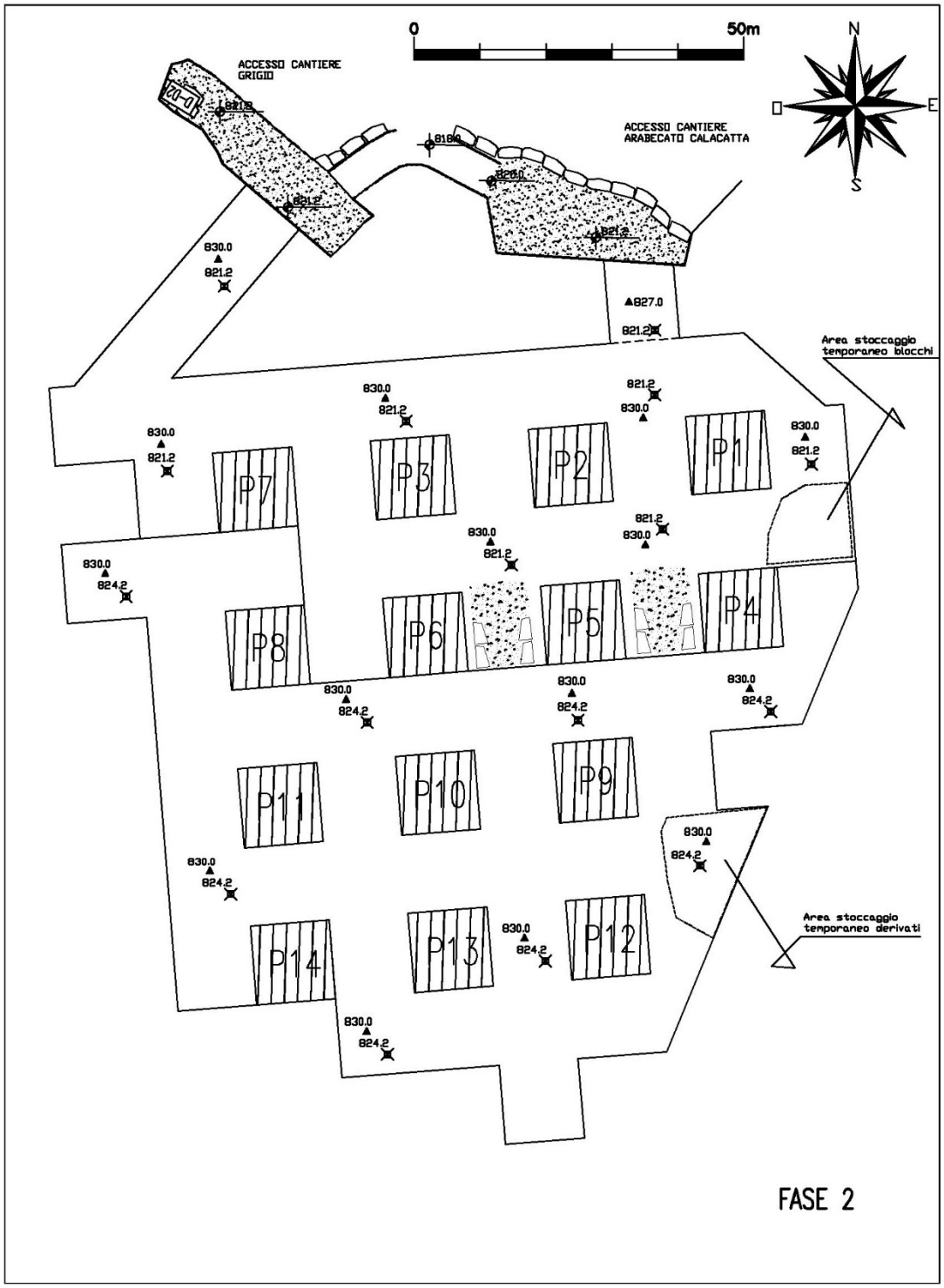


Figura 5. Pianta del cantiere sotterraneo – Fase 2

3.1.3. *Fase 3*

Nella terza fase sono previsti:

- Un ulteriore avanzamento verso sud della coltivazione, al contorno dei pilastri P17 e P18 tra le quote 824,20 e 830m s.l.m.;
- Un ribasso di 3/6m sull'area nord della coltivazione, tra il limite settentrionale del sotterraneo e il filo sud dei pilastri dell'allineamento P4/P8, così da raggiugere una quota inferiore di 818,00m s.l.m.

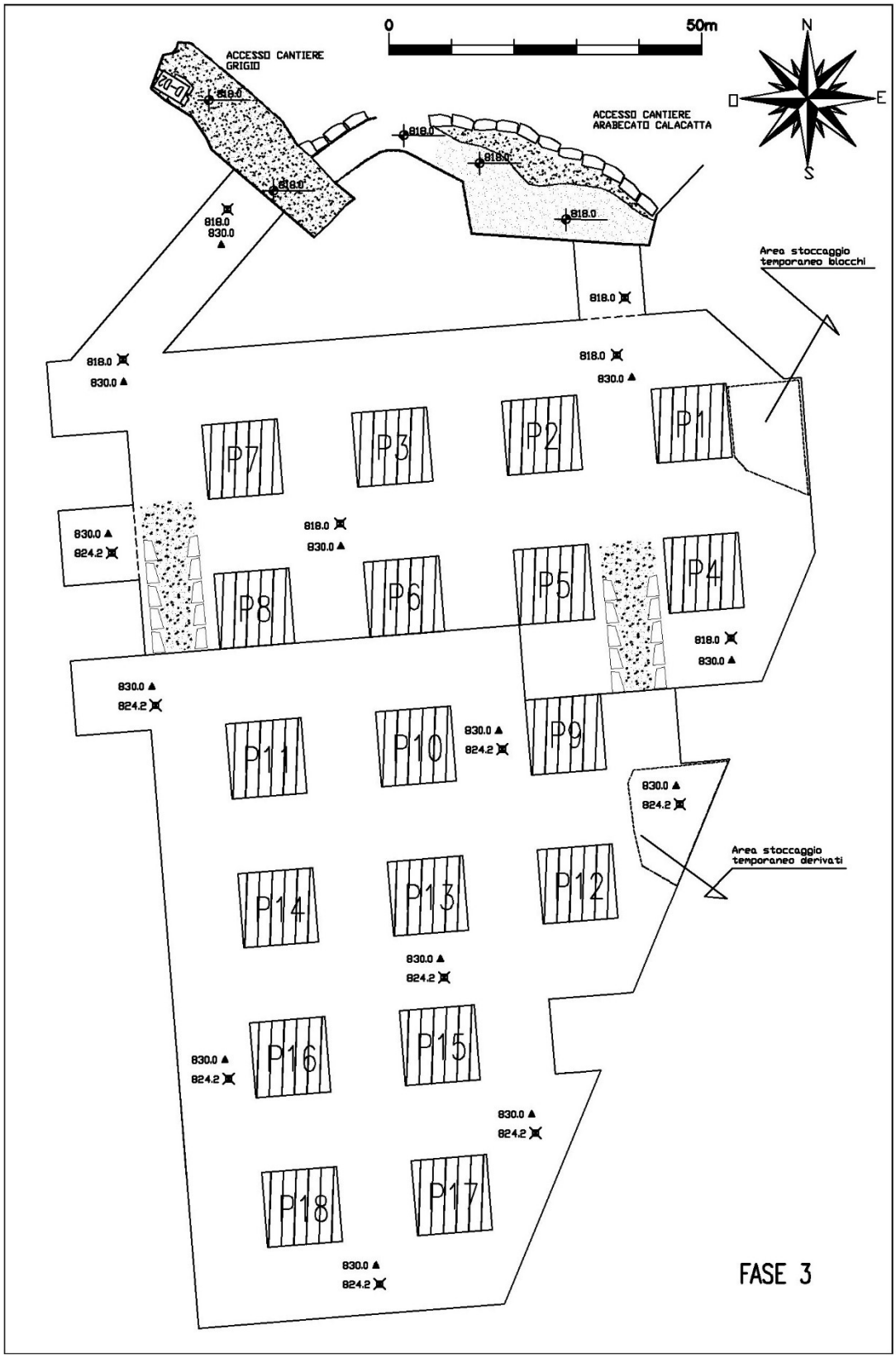


Figura 6. Pianta del cantiere sotterraneo – Fase 3

3.1.4. Fase 4

Nella quarta ed ultima fase e previsto il ribasso di 6m dell'area compresa tra i pilastri dell'allineamento P4/P8 e quelli sull'allineamento P 15/P16, sino al raggiungimento della quota di pavimento di 818,00m s.l.m.

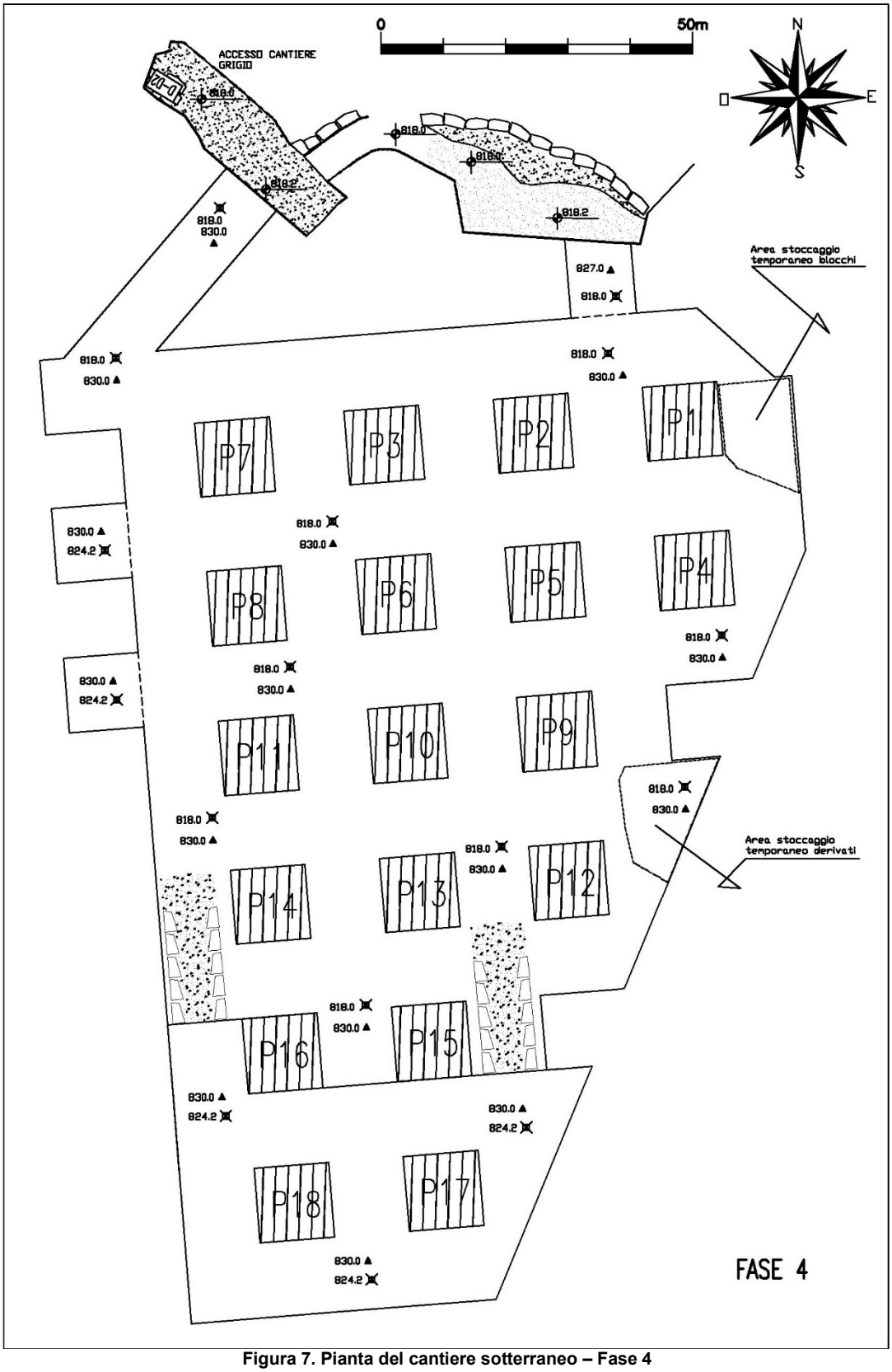


Figura 7. Pianta del cantiere sotterraneo – Fase 4

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. Carichi permanenti

4.1.1. Ammasso roccioso

a) Blocchi di roccia g_{k1A} = 27,0kN/m^3

4.2. Carichi permanenti non strutturali

Data la configurazione del sito e la tipologia di opera in esame non sono previsti carichi permanenti di natura non strutturale di intensità rilevante ai fini del calcolo

4.3. Carichi variabili

4.3.1. Sovraccarico accidentale in copertura

a) Sovraccarico q_{k1} = 15,0kN/m^2

4.4. Azioni di calcolo

4.4.1. Stato Limite Ultimo

Il progetto e la verifica delle strutture sono effettuale in condizioni di Stato Limite di resistenza della struttura (SLU – STR), con la seguente combinazione di carico:

Combinazione fondamentale $$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n}(\psi_{0i}Q_{k1})$$

dove: G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
P = valore caratteristico della forza di precompressione;
Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base;
Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti;
γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
γ_P = coefficiente parziale della precompressione (1,0);
γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili;
ψ_{0i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

Tabella 1. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2(1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

4.4.2. *Stati Limite di Esercizio*

Combinazione Caratteristica (rara) $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{0j} Q_{kj})$

Combinazione Frequente $F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Combinazione Quasi Permanente $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

4.4.3. *Combinazione sismica/eccezionale*

Combinazione Sismica $F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Combinazione Eccezionale $F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

dove: E = azione sismica;
A_d = azione eccezionale di progetto;
ψ_{0j} = coefficiente atto a definire i valori rari (di breve durata) ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ_{1j} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2j} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.
Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti di combinazione (ψ_{ij}) sono riportati nella seguente Tabella 2

Tabella 2. Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili

Categoria / Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il territorio del comune di Vagli Sotto (LU), rientra nell'elenco dei comuni classificati in zona 2 (cfr. D.G.R. Toscana n. 421 del 26/05/2014).

5.1. Vita nominale, classe d'uso e Periodo di riferimento dell'opera

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.
La struttura in progetto rientra nella categoria delle "*Costruzioni con livelli di prestazione ordinari*" (tab. 2.4.I – D.M. 17/01/2018), per cui la vita nominale di progetto è:

$$V_N \geq 50 \text{ [anni]}$$

Data la destinazione d'uso la struttura può essere classificata in classe d'uso II (par. 2.4.2. D.M. 17/01/2018): "*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*".

Il periodo di riferimento (V_R) per le azioni sismiche è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove: C_U =coefficiente d'uso funzione della classe d'uso

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

Per il caso in esame: $V_R = 50 \cdot 1{,}0 = 50$anni

5.2. Definizione dell'azione sismica

Le verifiche analitiche in presenza di azioni sismiche sono effettuate con metodo pseudo statico secondo il principio dell'equilibrio limite, rappresentando l'azione sismica con una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente simico. I valori dei coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) possono essere valutati mediante le seguenti relazioni (§ 7.11.4 – D.M. 17/01/2018):

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \qquad \text{e} \qquad k_v = 0{,}5 \cdot k_h$$

dove: a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

- 0,38 nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV);
- 0,47 nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLD).

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione orizzontale massima è valutata con la seguente espressione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove: a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
S = coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T).

Per il sito in esame si ha (cfr. Appendice 1):

$a_g = 0{,}192 \cdot g$ – per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);

$a_g = 0{,}075 \cdot g$ – per un sisma con periodo di ritorno di 50 anni, corrispondente allo Stato Limite di Danno (SLD);

S_S = 1,00 - coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) per suolo di tipo A "*Ammassi 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"* (Tabella 3.2.IV – D.M. 17/01/2018);

S_T = 1,40 - coefficiente di amplificazione topografica (S_T) per "*Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°*" (Tabella 3.2.V – D.M. 17/01/2018);

da cui si ricavano i seguenti coefficienti sismici:

- SLV: $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}192 \cdot g = 0{,}269g$

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0{,}38 \frac{0{,}269 \cdot g}{g} \cong 0{,}102 \qquad \text{e} \qquad k_v = 0{,}5 \cdot k_h = 0{,}5 \cdot 0{,}10 = 0{,}05$$

- SLD: $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}0{,}075 \cdot g = 0{,}105 \cdot g$

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0{,}47 \frac{0{,}105 \cdot g}{g} = 0{,}049 \qquad \text{e} \qquad k_v = 0{,}5 \cdot k_h = 0{,}5 \cdot 0{,}049 = 0{,}025$$

6. DESCRIZIONE DELLE MODALITÀ DI CALCOLO

6.1. Tipo di analisi

L'analisi di stabilità e il calcolo delle sollecitazioni indotte al sulle strutture del sotterraneo in progetto saranno effettuati con metodi analitici.
L'azione del sisma sarà implementata come una forza statica equivalente, data dal prodotto delle forze di gravità per il relativo coefficiente sismico.

6.2. Modello di calcolo

Per il calcolo preliminare di progetto si considera un modello bidimensionale semplificato, ipotizzando che ogni singolo pilastro sia indipendente e gravato dall'intero peso della copertura che grava sulla propria area di competenza (porzione di solaio compresa tra due pilastri consecutivi), come rappresentato nella seguente Figura 8.

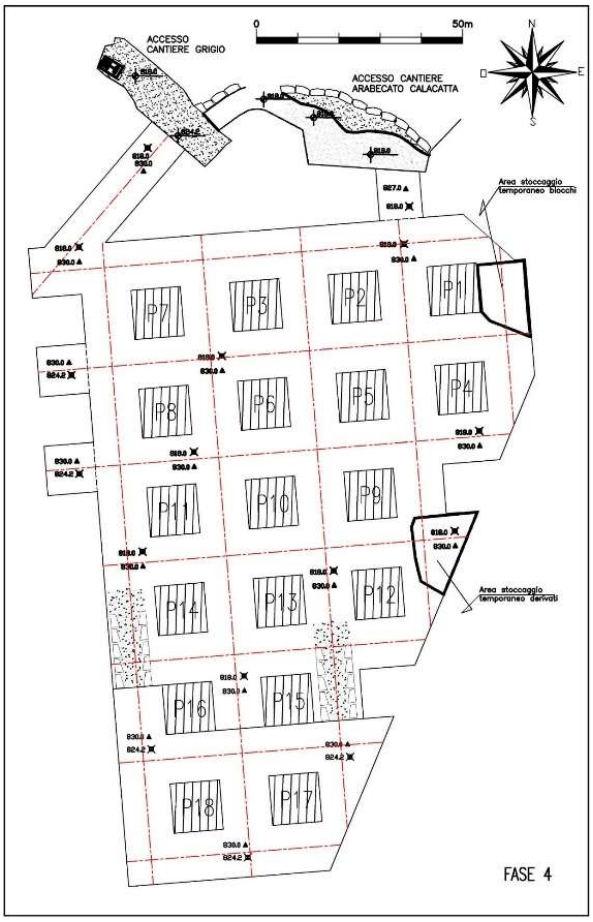


Figura 8. Pianta dei futuri cantieri in sotterraneo con indicazione dei pilastri e delle relative aree di competenza

6.3. Criteri di calcolo

I calcoli di progetto e verifica delle strutture saranno condotti con i consueti criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Le azioni saranno cumulate nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, considerando tutte le possibili combinazioni di carico e comprendendo tutte le azioni prevedibili sulla costruzione.
L'azione del sisma sarà implementata come una forza statica equivalente, data dal prodotto delle forze di gravità per il relativo coefficiente sismico.

7. MODALITÀ DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

7.1. Opere in sotterraneo

Con riferimento alle indicazioni fornite dalle NTC 2018 (§ 6.7. – D.M. 14/08/2018) le verifiche agli SLU saranno eseguite con l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II del suddetto D.M. e con i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.
Le verifiche saranno effettuate con metodi analitici, utilizzando i coefficienti di amplificazione dei carichi e di riduzione dei parametri geotecnici previsti dalla Normativa e menzionati sopra.

Tabella 3. Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 4. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

7.2. Definizione dei parametri geotecnici di calcolo

I valori caratteristici dei parametri geotecnici dell'ammasso, desunti dalla Relazione Geomeccanica[1], redatta dal Dott. Geologo Brunello Forfori nel novembre 2019, sono riportati nella seguente Tabella 5.

Tabella 5. Parametri geotecnici caratteristici dell'ammasso roccioso

Settore	Resistenza a compressione	Resistenza globale	Resistenza a trazione	Modulo di deformazione
	σ_{ck}	σ_{cmk}	σ_{tk}	E
	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]
Cava PRUNELLI-PIASTRINA	8,04	18,56	-0,37	13.335

[1] *Relazione Geomeccanica ed analisi di stabilità previsionale di supporto al progetto di coltivazione della cava "Prunelli-Piastrina" sita nel bacino dei Monte Pallerina – Comune di Vagli Sotto (LU)* – Novembre 2019 – dott. Geologo Brunello Forfori.

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza previsti per l'approccio 1 dal D.M. 17/01/2018 (cfr. cap. 6.7), si hanno i seguenti parametri di calcolo:

Tabella 6. Valori di calcolo dei parametri geotecnici dell'ammasso

Combinazione 1 (γ_{M1}=1; γ_{R1}=1)	Combinazione 2 (γ_{M2}=1,6; γ_{R2}=1)
$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{8,04}{1,0 \cdot 1,0}$ = 8,04N/mm^2	$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{8,04}{1,6 \cdot 1,0}$ = 5,03N/mm^2
$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{18,56}{1,0 \cdot 1,0}$ = 18,56N/mm^2	$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{18,56}{1,6 \cdot 1,0}$ = 11,60N/mm^2
$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{-0,37}{1,0 \cdot 1,0}$ = -0,37N/mm^2	$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{-0,37}{1,6 \cdot 1,0}$ = -0,23N/mm^2

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale si applica un coefficiente parziale γ_{M2}=1,6, come previsto dalle precedenti NTC 2008 (D.M. 14/01/2008), non essendo specificato nel D.M. vigente il relativo fattore di sicurezza parziale.

con: γ_M = coefficiente di sicurezza parziale sui materiali;
γ_R = coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza globale del sistema.

Sulla base delle indicazioni reperite in letteratura[2], nei calcoli che seguiranno sarà utilizzato il valore di resistenza a compressione globale (σ_{cm}).

La resistenza a taglio dell'ammasso è, invece, data dalla seguente espressione (Hoek & Brown):

$$\tau = A \cdot \sigma_{ci} \cdot \left(\frac{\sigma'_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

dalla quale, mediante elaborazioni con il programma di calcolo RocLab 1.0, si ottengono i valori riportati nel seguente prospetto in funzione della tensione nomale (σ_n), in condizioni litostatiche[3]. I valori ottenuti corrispondono alla resistenza a taglio su inviluppo lineare di Mohr-Coulomb per un valore di sforzo normale pari alla tensione agente alla base dei pilastri (cfr. Allegato 1), ossia, all'intersezione tra l'inviluppo curvilineo di Hoek & Brown e la retta tangente a quest'ultimo per valori di sforzo normale pari a:

- Pilastro P1: $\sigma_n = (h_c + h_p) \cdot g_{k1a} = (30,0 + 12,0) \cdot 27$ = 1.134kN/m^2 ≅ 1,10N/ mm^2 ➔ $\tau \cong$ 2,90N/mm^2
- Pilastro P15: $\sigma_n = (h_c + h_p) \cdot g_{k1a} = (110,0 + 12,0) \cdot 27$ = 3.294kN/m^2 ≅ 3,30N/mm^2 ➔ $\tau \cong$ 5,50N/mm^2

I relativi valori di calcolo, ridotti con i fattori parziali di sicurezza previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7. Valori di calcolo della resistenza a taglio dell'ammasso

Pilastro	Combinazione 1 (γ_{M1}=1; γ_{R1}=1)	Combinazione 2 (γ_{M2}=1,25; γ_{R2}=1)
P1	$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{2,90}{1,0 \cdot 1,0}$ = 2,90N/mm^2	$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{2,90}{1,25 \cdot 1,0} \cong$ 2,30N/mm^2
P15	$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{5,50}{1,0 \cdot 1,0}$ = 5,50N/mm^2	$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M \cdot \gamma_R} = \frac{5,50}{1,25 \cdot 1,0}$ = 4,40N/mm^2

dove: σ_{ci} = resistenza a compressione della roccia intatta (100MPa);
σ'_n = stato tensionale;
σ_{tm} = resistenza a trazione dell'ammasso;
A e *B* = costanti del materiale derivate da simulazioni di prove triassiali (effettuate dal programma RocLab 1.0 in automatico a partire dai valori di σ_{ci} e σ'_n, per iterazioni successive);
h_c = spessore copertura;
h_p = altezza pilastro;

[2] "Uniaxial compressive strength versus Global strenght in the Hoek-Brown criterion" – Dott. E Hoek - Vancouver 2005.
[3] I valori di resistenza al taglio sono determinati in condizioni di Stato Limite di Equilibrio, senza applicare fattori amplificativi dei carichi.

g_{k1a} = peso proprio dell'unità di volume dell'ammasso roccioso.

8. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PILASTRI DEI CANTIERI IN SOTTERRANEO

Come premesso, il progetto prevede l'apertura di un nuovo cantiere di coltivazione, con imbocco iniziale dal piazzale di quota 824,20m s.l.m. (quota intradosso tetto 830,00m), che si svilupperà per successivi avanzamenti e ribassi sino alla quota di 818,00m s.l.m., con una disposizione planimetrica regolare secondo uno schema a camere e pilastri, con le seguenti dimensioni:

- Larghezza gallerie di coltivazione: 12m;
- Dimensioni pilastri: 12x12m – h=5,8-12,0m.

8.1.1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche allo di SLU nei confronti della resistenza per compressione, secondo le due combinazioni di calcolo previste dalle NTC 2018 per l'approccio 1, nella configurazione di progetto prospettata al termine della 4ª fase di coltivazione.
Data la regolarità planimetrica, le aree di competenza dei singoli pilastri sono identiche per tutti i pilastri (24x24m); la copertura varia, invece, da un minimo di 30m, in prossimità dell'imbocco, ad un massimo di 110m sul fondo della galleria. A fronte di questa variabilità i calcoli saranno riferiti ai seguenti pilastri:

- Pilastro P1: h_p = 12,0m – h_c = 30,0m (pilastro con copertura minima)
- Pilastro P15: h_p = 12,0m – h_c = 110,0m (pilastro con copertura massima)

con: h_p = altezza pilastro;
h_c = spessore copertura.

8.1.1.1. Pilastro P1

Tabella 8. Carichi verticali alla base del pilastro P1

Elemento	Carico unitario	A_i	h_i	Combinazione 1			Combinazione 2		
						W_{id}			W_{id}
		[m²]	[m]			[kN]			[kN]
Pilastro	g_{k1a}	144,0	12,0	γ_{G1}	1,3	60.652,8	γ_{G1}	1,0	46.656,0
Copertura	g_{k1a}	576,0	30,0	γ_{G1}	1,3	606.528,0	γ_{G1}	1,0	466.560,0
Carico variabile	q_{k1}	576,0		γ_Q	1,5	12.960,0	γ_Q	1,3	11.232,0
TOTALE (W_{sd})						680.140,8			524.448,0

A fronte dei carichi agenti alla base del pilastro, riassunti nella precedente tabella, si ha:

- Comb. 1 $\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{680.140,8 \cdot 10^3}{144,0 \cdot 10^6}$ = 4,72N/mm² <18,56N/mm² = σ_{cmd} ➔ VERIFICATO
- Comb. 2 $\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{524.448,0 \cdot 10^3}{144 \cdot 10^6}$ = 3,64N/mm² < 11,60N/mm² = σ_{cmd} ➔ VERIFICATO

dove: W_{sd} = carico complessivo alla base del pilastro;
A_P = superficie di base del pilastro nella configurazione finale.

8.1.1.3. Pilastro P15

Tabella 9. Carichi verticali alla base del pilastro

Elemento	Carico unitario	A_i	h_i	Combinazione 1			Combinazione 2		
						W_{id}			W_{id}
		[m²]	[m]			[kN]			[kN]
Pilastro	g_{k1a}	144,0	12,0	γ_{G1}	1,3	60.652,8	γ_{G1}	1,0	46.656,0
Copertura	g_{k1a}	576,0	110,0	γ_{G1}	1,3	2.223.936,0	γ_{G1}	1,0	1.710.720,0
Carico variabile	q_{k1}	576,0		γ_Q	1,5	12.960,0	γ_Q	1,3	11.232,0
TOTALE (W_{sd})						2.297.548,8			1.768.608,0

A fronte dei carichi agenti alla base del pilastro, riassunti nella precedente tabella, si ha:

- Comb. 1 $\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{2.297.548,8 \cdot 10^3}{144,0 \cdot 10^6}$ = 15,96N/mm² <18,56N/mm² = σ_{cmd} ➔ VERIFICATO
- Comb. 2 $\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{1.768.608,0 \cdot 10^3}{144 \cdot 10^6}$ = 12,28N/mm² > 11,60N/mm² = σ_{cmd} ➔ **NON VERIFICATO**

dove: W_{sd} = carico complessivo alla base del pilastro;
A_P = superficie di base del pilastro nella configurazione finale.

La verifica in combinazione 2, con parametri geotecnici ridotti, evidenzia un potenziale scenario di superamento dei valori ammissibili di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso alla base del pilastro. Dato il ridotto scarto tra la tensione calcolata e il valore ammissibile, pari al 6% circa di quest'ultimo, si ritiene che le ipotesi circa la geometria e la mutua disposizione dei pilastri possano essere considerate valide, almeno per questa fase di progettazione preliminare.
Si consideri, inoltre, che in fase di caratterizzazione il dott. Geologo Brunello Forfori ha cautelativamente ridotto il valore del GSI (Geological Strenght Index) a 55, a fronte di un valore stimato pari a circa 60 (cfr. pag. 5 - § 3.2 "*Relazione Geomeccanica ed analisi di stabilità previsionale di supporto al progetto di coltivazione della cava "Prunelli-Piastrina" sita nel bacino dei Monte Pallerina – Comune di Vagli Sotto (LU)"*). A puro scopo di verifica, ripetendo i calcoli sopra effettuati con un valore di GSI pari a 58, si ottiene un valore caratteristico della resistenza a compressione globale dell'ammasso (σ_{cmk}) pari a 19,9N/mm², che ridotto con il coefficiente di sicurezza sulla resistenza dei materiali (γ_M=1,6) previsto per la combinazione 2 fornisce un valore di calcolo pari a 12,4N/mm², compatibile con la tensione di compressione calcolata al piede del pilastro P15.
A fronte di quanto sopra si ritiene che le dimensioni e la mutua disposizione dei pilastri assunte in progetto possano essere mantenute, a condizione che siano effettuate una serie di misurazioni in sito circa lo stato tensionale effettivo agente sui singoli pilastri. A tale scopo potranno essere utilizzati dei martinetti piatti disposti orizzontalmente e verticalmente, così da poter rilevare, rispettivamente, le tensioni verticali e orizzontali. Dette misure andranno effettuate e registrate periodicamente con l'avanzare del cantiere di coltivazione e il ribasso della quota di pavimento, così da mantenere sotto costante controllo l'evoluzione dello stato di sollecitazione dei singoli pilastri.

8.1.2. Verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche allo di Stato Limite di Salvaguardia della Vita nei confronti della resistenza per compressione e taglio alla base dei pilastri, nella configurazione prospettata al termine della 4ª fase.
L'azione sismica (V_s) è calcolata come una forza statica equivalente, ottenuta dal prodotto delle dei carichi gravitativi i relativi coefficienti di spinta sismica[4] orizzontale (k_h) e verticale (k_v):

k_h = 0,10 k_v = 0,05

[4] I coefficienti di spinta sismici sono stati definiti al precedente § 5.2.

La combinazione di carico per le verifiche in presenza di sisma, prevede che l'azione sismica (E) sia cumulata alle azioni allo Stato Limite di Esercizio, secondo la seguente formulazione (cfr. § 11.2.2.3):

$$F_d = E + G_{k1} + G_{k2} + P_k + \sum_{j=1}^{j=n} \left(\psi_{2j} Q_{kj} \right)$$

Va premesso che, in generale, la verifica sismica di opere in sotterraneo può essere omessa in quanto le strutture si muovono "in fase" con la massa all'interno della quale si propagano le onde sismiche.
Nel presente studio, a scopo puramente precauzionale, sarà effettuata la verifica nei confronti delle sollecitazioni indotte dal sisma, immaginando che il pilastro e la sovrastante copertura siano isolati dal resto dell'ammasso.

8.1.2.1. Pilastro P1

Le azioni orizzontali dovute al sisma danno origine a sforzi di taglio, come riassunto nella seguente Tabella 10.

Tabella 10. Sollecitazioni orizzontali dovute al sisma

	A_i	h_i	W_i	V_{sp}
	[m²]	[m]	[kN]	[kN]
Pilastro	144,0	12,0	46.656,0	4.665,6
Copertura	576,0	30,0	466.560,0	46.656,0
Carico variabile	576,0		8.640,0	864,0
		TOTALE	521.856,0	52.185,6

<u>Verifica a taglio</u>

Utilizzando cautelativamente la resistenza unitaria a taglio (τ_d) ottenuta con i parametri geotecnici ridotti (cfr. § 7.2), la resistenza a taglio alla base del pilastro è data da:

$V_{rd} = A_P \cdot \tau_d = 144{,}0 \cdot 10^6 \cdot 2{,}30$ =331,2x10⁶N =331.200kN >> 52.185,6kN = V_{sp} ➔ VERIFICATO

8.1.2.2. Pilastro 15

Le azioni orizzontali dovute al sisma danno origine a sforzi di taglio, come riassunto nella seguente Tabella 11.

Tabella 11. Sollecitazioni orizzontali dovute al sisma

	A_i	h_i	W_i	V_{sp}
	[m²]	[m]	[kN]	[kN]
Pilastro	144,0	12,0	46.656,0	4.665,6
Copertura	576,0	110,0	1.710.720,0	171.072,0
Carico variabile	576,0		8.640,0	864,0
		TOTALE	1.375.660,8	176.601,6

<u>Verifica a taglio</u>

Utilizzando cautelativamente la resistenza unitaria a taglio (τ_d) ottenuta con i parametri geotecnici ridotti (cfr. § 7.2), la resistenza a taglio alla base del pilastro è data da:

$V_{rd} = A_P \cdot \tau_d = 144{,}0 \cdot 10^6 \cdot 4{,}40$ =633,6x10⁶N =633.600kN > 176.601,6kN = V_{sp} ➔ VERIFICATO

9. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono riportai i calcoli di dimensionamento preliminare e verifica dei pilastri del futuro cantiere di coltivazione in sotterraneo della cava Prunelli-Piastrina.
La presente analisi rappresenta uno studio previsionale circa la possibilità di avere situazione critiche legate all'instabilità per compressione o alla rottura per taglio in presenza di sisma dei pilastri delle coltivazioni in sotterraneo.
Per questa fase preliminare di studio è stato adottato un modello di calcolo semplificato, senza tener conto dell'effetto arco e della capacità di auto-stentamento della copertura. I calcoli sono stati sviluppati considerando i pilastri indipendenti l'uno dall'altro, con l'ipotesi che tutta la copertura compresa nel perimetro dell'area di competenza gravasse sui relativi pilastri senza alcuna interazione con l'ammasso circostante.

A fronte di queste ipotesi cautelative e dei risultati positivi dei calcoli effettuati si ritiene che le dimensioni adottate per i pilastri (12x12m) e le gallerie di coltivazione siano sufficienti a garantire in adeguato livello di sicurezza globale della struttura.

Si raccomanda, tuttavia, di mantenere sotto costante osservazione i fronti di avanzamento ed in particolare il tetto, rilevando le discontinuità, la loro mutua disposizione ed eventuali fasce "deboli" o alterate, così da poter valutare l'effettiva sezione resistente dei pilastri e delle porzioni di copertura comprese tra questi ultimi e, se del caso, provvedere mediante interventi di consolidamento mirati;
Sarà, inoltre, necessario prevedere un adeguato sistema di monitoraggio e controllo dello stato tenso-deformativo dei pilastri, al fine di verificare le ipotesi assunte in questa fase di calcolo e trarre dati per ulteriori analisi più dettagliate da redigere in fase di avanzamento e/o rinnovo del piano di coltivazione.

Robella, 13/09/2021

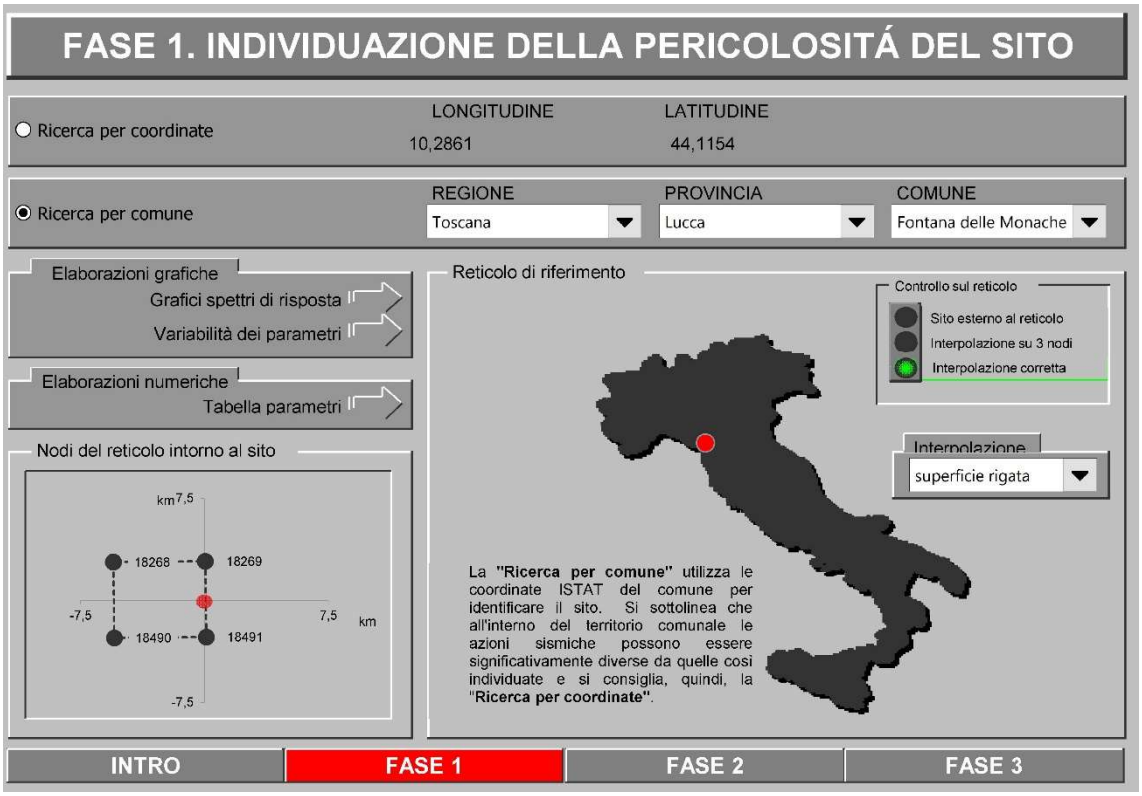
Ing. Renzo GENNARO

ORDINE INGEGNERI PROV. ASTI
INGEGNERE
RENZO GENNARO
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
A 529
Settore civile ambientale, industriale, dell'informazione

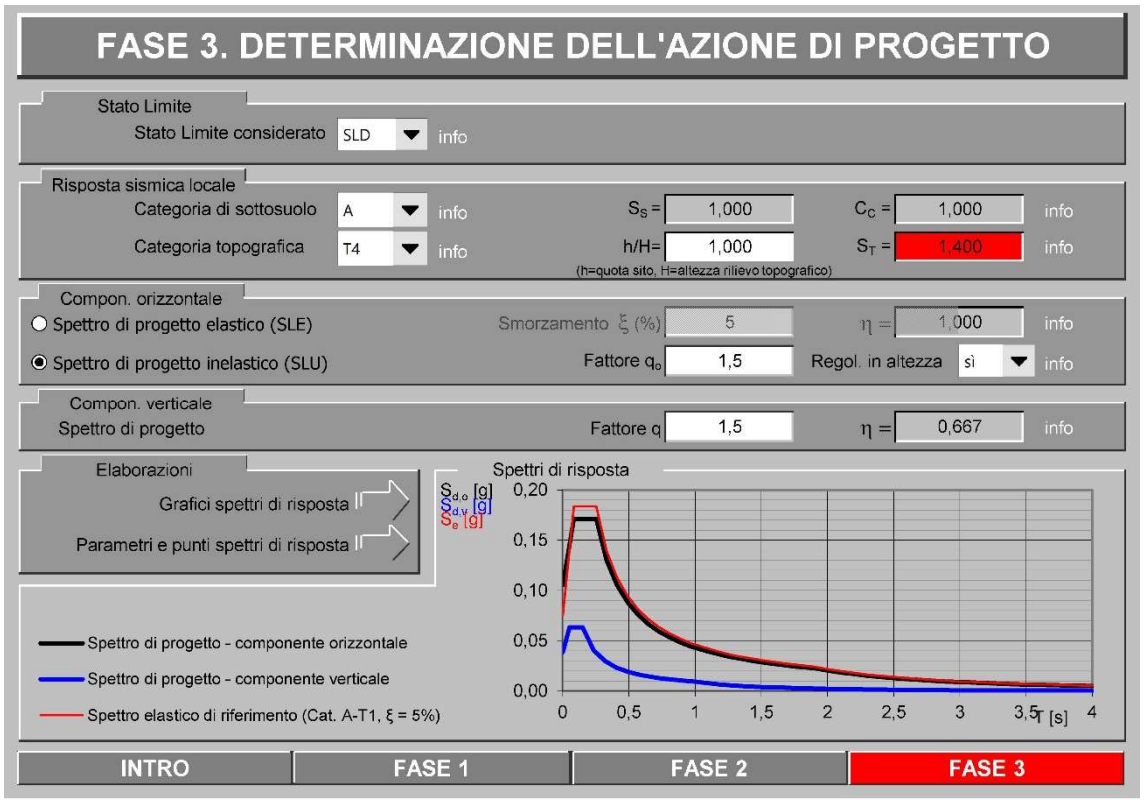
APPENDICE 1

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

INTRO
D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
Spettri di risposta ver. 1.0.2
Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.
La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:
FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.
La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo più scuro mentre quelle con sfondo più chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonchè i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
10,2861
LATITUDINE
44,1154
Ricerca per comune
REGIONE
Toscana
PROVINCIA
Lucca
COMUNE
Fontana delle Monache
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
km 7,5
18268
18269
-7,5
7,5
km
18490
18491
-7,5
Reticolo di riferimento
Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta
Interpolazione
superficie rigata
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 50 info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1 info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 50 info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81% 30
SLD - P_{VR} = 63% 50
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10% 475
SLC - P_{VR} = 5% 975
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
T_R [anni]
10000
1000
100
10
30
50
475
975
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato SLD info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo A info
S_S = 1,000
C_C = 1,000 info
Categoria topografica T4 info
h/H= 1,000
S_T = 1,400 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Smorzamento ξ (%) 5
η = 1,000 info
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Fattore q_o 1,5
Regol. in altezza sì info
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1,5
η = 0,667 info
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
$S_{d,o}$ [g]
$S_{d,V}$ [g]
S_e [g]
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
0
0,5
1
1,5
2
2,5
3
3,5
4
T [s]
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,192 g
F_o	2,426
T_C^*	0,279 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,400
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,400
η	0,667
T_B	0,093 s
T_C	0,279 s
T_D	2,367 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

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

$T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

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

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

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/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,268
T_B ←	0,093	0,434
T_C ←	0,279	0,434
	0,379	0,320
	0,478	0,253
	0,577	0,210
	0,677	0,179
	0,776	0,156
	0,876	0,138
	0,975	0,124
	1,074	0,113
	1,174	0,103
	1,273	0,095
	1,373	0,088
	1,472	0,082
	1,571	0,077
	1,671	0,073
	1,770	0,068
	1,870	0,065
	1,969	0,062
	2,068	0,059
	2,168	0,056
	2,267	0,053
T_D ←	2,367	0,051
	2,444	0,048
	2,522	0,045
	2,600	0,042
	2,678	0,040
	2,756	0,038
	2,833	0,038
	2,911	0,038
	2,989	0,038
	3,067	0,038
	3,144	0,038
	3,222	0,038
	3,300	0,038
	3,378	0,038
	3,456	0,038
	3,533	0,038
	3,611	0,038
	3,689	0,038
	3,767	0,038
	3,844	0,038
	3,922	0,038
	4,000	0,038

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,075 g
F_o	2,437
T_C^*	0,253 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,400
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,400
η	0,667
T_B	0,084 s
T_C	0,253 s
T_D	1,901 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

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

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

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

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

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/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,105
T_B ←	0,084	0,171
T_C ←	0,253	0,171
	0,331	0,131
	0,410	0,106
	0,488	0,089
	0,567	0,076
	0,645	0,067
	0,724	0,060
	0,802	0,054
	0,881	0,049
	0,959	0,045
	1,038	0,042
	1,116	0,039
	1,195	0,036
	1,273	0,034
	1,352	0,032
	1,430	0,030
	1,509	0,029
	1,587	0,027
	1,666	0,026
	1,744	0,025
	1,823	0,024
T_D ←	1,901	0,023
	2,001	0,021
	2,101	0,019
	2,201	0,017
	2,301	0,016
	2,401	0,014
	2,501	0,013
	2,601	0,012
	2,701	0,011
	2,801	0,010
	2,901	0,010
	3,001	0,009
	3,101	0,009
	3,200	0,008
	3,300	0,008
	3,400	0,007
	3,500	0,007
	3,600	0,006
	3,700	0,006
	3,800	0,006
	3,900	0,005
	4,000	0,005

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

ALLEGATO 1

CALCOLO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELL'AMMASSO ROCCIOSO

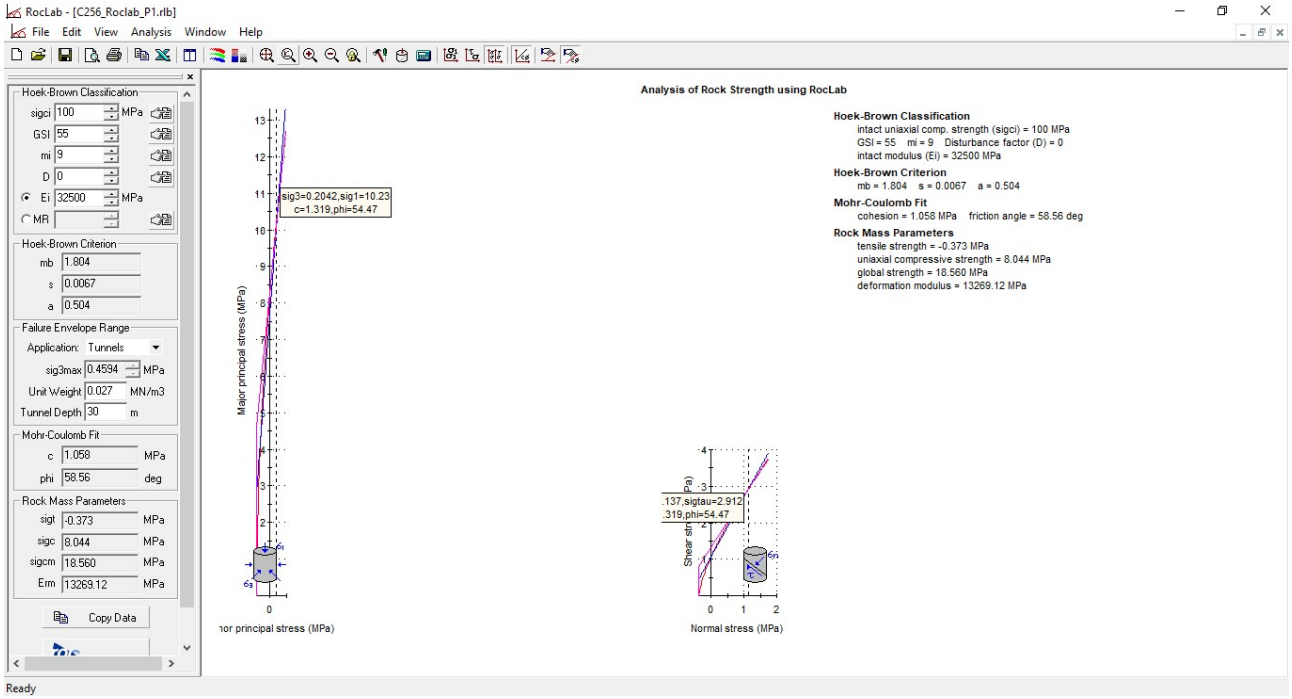


Figura 1. Linearizzazione del diagramma di Hoek e Brown (Base pilastro P1)

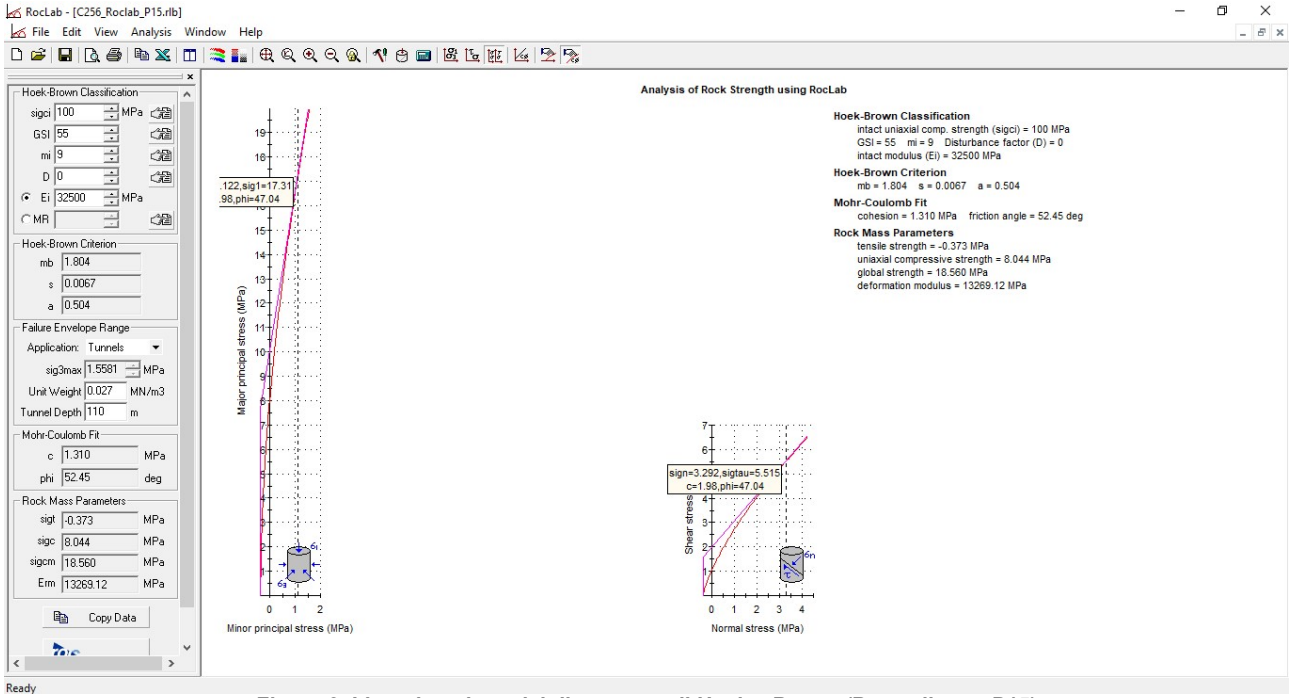


Figura 2. Linearizzazione del diagramma di Hoek e Brown (Base pilastro P15)

ORDINE INGEGNERI PROV. ASTI
INGEGNERE
RENZO GENNARO
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
A 529
Settore civile ambientale industriale, dell'informazione