

“TACCU SA PRUNA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio
ad alta flessibilità

Comune di Esterzili (SU)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /
MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai



**Relazione descrittiva e di calcolo della galleria idraulica
e delle gallerie di accesso**

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Mag. 22	VLDC	LV	PAC
1	REVISIONE 1 – INTEGRAZIONI	Giu. 23	AF - SP	LV	P. MACCHI

Codice commessa: 1351 Codifica documento: 1351-A-GD-R-03-1

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	4
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA.....	5
4.1 Caratterizzazione geologica.....	5
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	5
4.2.1 Caratterizzazione geotecnica per le opere di superficie	6
4.3 Caratterizzazione sismica	7
4.3.1 Caratterizzazione sismica per le opere di superficie	9
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	11
5.1 Galleria idraulica.....	11
5.1.1 Sezione tipo GI-1	12
5.1.2 Sezione tipo GI-2.....	12
5.1.3 Sezione tipo GI-3.....	13
5.1.4 Sezione tipo GI-4.....	14
5.1.5 Sezione tipo GI-5.....	15
5.2 Galleria di accesso al pozzo piezometrico	17
5.2.1 Sezione tipo P-Piez 1	18
5.2.2 Sezione tipo P-Piez 2	18
5.2.3 Sezione tipo P-Piez 3	19
5.3 Galleria cavi e ventilazione	20
5.3.1 Sezione tipo GV-1	21
5.3.2 Sezione tipo GV-2	22
5.3.3 Sezione tipo GV-3	23
5.3.4 Sezione tipo GV-4	24
5.3.5 Sezione tipo GV-lmb.....	25
5.4 Galleria di accesso alla caverna del Pozzo Paratoie.....	27
5.5 Discenderia.....	28
5.5.1 Sezione tipo D1	29
5.5.2 Sezione tipo D2	30
5.5.3 Sezione tipo D3	31
5.5.4 Sezione tipo D4	32
5.5.5 Sezione tipo Dlmb	34
5.6 Paratia di imbocco della galleria di accesso.....	35
5.7 Paratia di imbocco della discenderia.....	36

5.8	Materiali.....	37
6.	ANALISI NUMERICHE	40
6.1	Generalità.....	40
6.1.1	Modellazione gallerie	40
6.1.2	Modellazione delle paratie poste a sostegno degli scavi in superficie	47
6.2	Galleria idraulica.....	48
6.2.1	Sezione tipo GI-1	48
6.2.2	Sezione tipo GI-2.....	52
6.2.3	Sezione tipo GI-3.....	54
6.2.4	Sezione tipo GI-4.....	56
6.3	Galleria di accesso al Pozzo Piezometrico	58
6.3.1	Sezione tipo P-Piez 1	58
6.3.2	Sezione tipo P-Piez 2	60
6.3.3	Sezione tipo P-Piez 3	62
6.4	Galleria cavi.....	65
6.4.1	Sezione tipo GV-1	65
6.4.2	Sezione tipo GV-2	67
6.4.3	Sezione tipo GV-3	69
6.4.4	Sezione tipo GV-4	71
6.5	Discenderia.....	73
6.5.1	Sezione tipo D1	73
6.5.2	Sezione tipo D2	77
6.5.3	Sezione tipo D3	80
6.5.4	Sezione tipo D4	84
6.6	Paratia di imbocco della galleria di accesso.....	86
6.7	Paratia di imbocco della discenderia.....	87
7.	VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI	90
7.1	Approcci di calcolo.....	90
7.1.1	Verifiche dei rivestimenti delle gallerie	90
7.1.2	Verifiche della paratia	92
7.2	Galleria idraulica.....	93
7.2.1	Sezione tipo GI-1	93
7.2.2	Sezione tipo GI-2.....	97
7.2.3	Sezione tipo GI-3.....	101
7.2.4	Sezione tipo GI-4.....	104
7.3	Galleria di accesso al Pozzo Piezometrico	107
7.3.1	Sezione tipo P-Piez 1	107
7.3.2	Sezione tipo P-Piez 2	108
7.3.3	Sezione tipo P-Piez 3	110

7.4	Galleria cavi e ventilazione	114
7.4.1	Sezione tipo GV-1	114
7.4.2	Sezione tipo GV-2	117
7.4.3	Sezione tipo GV-3	119
7.4.4	Sezione tipo GV-4	121
7.5	Discenderia.....	123
7.5.1	Sezione tipo D1	123
7.5.2	Sezione tipo D2	126
7.5.3	Sezione tipo D3	129
7.5.4	Sezione tipo D4	132
7.6	Paratie di imbocco della galleria di accesso.....	134
7.6.1	Verifica di stabilità globale - Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite.....	134
7.6.2	Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	136
7.6.3	Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	137
7.6.4	Verifica della resistenza strutturale della paratia	139
7.6.5	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi	142
7.6.6	Verifica della resistenza strutturale della trave di ripartizione	143
7.6.7	Controllo degli spostamenti della paratia	145
7.7	Paratie di imbocco della discenderia.....	147
7.7.1	Verifica di stabilità globale - Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite.....	147
7.7.2	Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	149
7.7.3	Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	149
7.7.4	Verifica della resistenza strutturale della paratia	152
7.7.5	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi	156
7.7.6	Verifica della resistenza strutturale della trave di ripartizione	157
7.7.7	Controllo degli spostamenti della paratia	159

TABELLE

Tabella 4.1 – Parametri geotecnici Unità Geotecniche

Tabella 4.2 – Parametri criterio di Mohr-Coulomb

Tabella 4.3 – Riassunto dei dati di input sismico impiegati nei modelli di calcolo

Tabella 6.1 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

Tabella 6.2 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

Tabella 6.3 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

Tabella 6.4 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito in zona di faglia

Tabella 6.5 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

Tabella 6.6 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

Tabella 6.7 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito in zona di faglia

Tabella 6.8 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

- Tabella 6.9 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate
- Tabella 6.10 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia
- Tabella 6.11 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia
- Tabella 6.12 – Sezione tipo D1: condizioni di analisi
- Tabella 6.13 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi
- Tabella 6.14 – Sezione tipo D2: condizioni di analisi
- Tabella 6.15 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi
- Tabella 6.16 – Sezione tipo D3: condizioni di analisi
- Tabella 6.17 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi
- Tabella 6.18 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia
- Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)
- Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)
- Tabella 7.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (Tabella 6.8.I NTC2018)
- Tabella 7.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (Tabella 6.5.I NTC2018)
- Tabella 7.5 – Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite - Valori del FS minimo secondo Bishop
- Tabella 7.6 – Riepilogo delle spinte agenti e delle resistenze del terreno a valle
- Tabella 7.7 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α
- Tabella 7.8 – Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti
- Tabella 7.9 – Massime sollecitazioni di progetto agenti sulle paratie
- Tabella 7.10 – Resistenze e azioni di trazione dei tiranti
- Tabella 7.11 – Travi di ripartizione in acciaio della paratia - Verifiche strutturali
- Tabella 7.12 – Verifiche degli spostamenti in esercizio
- Tabella 7.13 – Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite - Valori del FS minimo secondo Bishop
- Tabella 7.14 – Riepilogo delle spinte agenti e delle resistenze del terreno a valle
- Tabella 7.15 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α
- Tabella 7.16 – Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti
- Tabella 7.17 – Massime sollecitazioni di progetto agenti sulle paratie
- Tabella 7.18 – Resistenze e azioni di trazione dei tiranti
- Tabella 7.19 – Travi di ripartizione in acciaio della paratia - Verifiche strutturali
- Tabella 7.20 – Verifiche degli spostamenti in esercizio

FIGURE

- Figura 1.1 – Lago Flumendosa visto dall'altopiano Sa Pruna
- Figura 4.1 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero
- Figura 4.2 – Parametri adottati per la definizione dell'azione sismica
- Figura 5.1 – Profilo in asse galleria (riquadro fucsia)

- Figura 5.2 – Sezione tipo GI-1: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.3 – Sezione tipo GI-2: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.4 – Sezione tipo GI-3: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.5 – Sezione tipo GI-4: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.6 – Sezione tipo GI-5: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.7 – Sezione tipo GI-5: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale
- Figura 5.8 – Profilo galleria di accesso al Pozzo Piezometrico (riquadro fucsia)
- Figura 5.9 – Sezione tipo P-Piez 1: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.10 – Sezione tipo P-Piez 2: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.11 – Sezione tipo P-Piez 3: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.12 – Profilo galleria cavi e ventilazione (riquadro fucsia)
- Figura 5.13 – Sezione tipo GV-1: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.14 – Sezione tipo GV-2: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.15 – Sezione tipo GV-3: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.16 – Sezione tipo GV-4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.17 – Sezione tipo GV-4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale
- Figura 5.18 – Sezione tipo GV-lmb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.19 – Sezione tipo GV-lmb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale
- Figura 5.20 – Sezione tipo GPar: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.21 – Fasi esecutive per lo scavo della Caverna del Pozzo Paratoie: durante la fase 1 viene scavata la galleria di accesso con la sua sezione standard (GPar); durante la fase 2 viene scavata la porzione superiore della caverna; durante la fase 3 il tratto terminale della galleria di accesso alla caverna viene progressivamente ribassato per consentire lo scavo della caverna fino alla quota di testa pozzo.
- Figura 5.22 – Profilo discenderia (riquadro fucsia)
- Figura 5.23 – Sezione tipo D1: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.24 – Sezione tipo D2: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.25 – Sezione tipo D3: geometria del cavo e interventi di sostegno
- Figura 5.26 – Sezione tipo D4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.27 – Sezione tipo D4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

- Figura 5.28 – Sezione tipo DImb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale
- Figura 5.29 – Sezione tipo DImb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale
- Figura 5.30 – Sezione tipo della paratia di imbocco della galleria di accesso
- Figura 5.31 – Planimetria e sezione tipo della paratia di imbocco della discenderia
- Figura 6.1 – Sezione tipo GI-1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.2 – Sezione tipo GI-1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio (a) copertura massima, 490 m (b) copertura medio-bassa, 78 m
- Figura 6.3 – Sezione tipo GI-1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio) (a) copertura massima, 490 m (b) copertura medio-bassa, 78 m
- Figura 6.4 – Sezione tipo GI-2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.5 – Sezione tipo GI-2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.6 – Sezione tipo GI-2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)
- Figura 6.7 – Sezione tipo GI-3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.8 – Sezione tipo GI-3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.9 – Sezione tipo GI-3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)
- Figura 6.10 – Sezione tipo GI-4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.11 – Sezione tipo GI-4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.12 – Sezione tipo GI-4: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)
- Figura 6.13 – Sezione tipo P-Piez 1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.14 – Sezione tipo P-Piez 1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.15 – Sezione tipo P-Piez 1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)
- Figura 6.16 – Sezione tipo P-Piez 2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.17 - Sezione tipo P-Piez 2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.18 – Sezione tipo P-Piez 2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)
- Figura 6.19 – Sezione tipo P-Piez 3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo
- Figura 6.20 – Sezione tipo P-Piez 3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

- Figura 6.21 – Sezione tipo P-Piez 3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.22 – Sezione tipo GV-1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa allo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.23 – Sezione tipo GV-1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.24 – Sezione tipo GV-1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.25 – Sezione tipo GV-2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.26 – Sezione tipo GV-2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.27 – Sezione tipo GV-2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.28 – Sezione tipo GV-3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.29 – Sezione tipo GV-3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.30 – Sezione tipo GV-3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.31 – Sezione tipo GV-4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.32 – Sezione tipo GV-4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.33 – Sezione tipo GV-4: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.34 – Sezione tipo D1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa allo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.35 – Sezione tipo D1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.36 – Sezione tipo D1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.37 – Sezione tipo D2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.38 – Sezione tipo D2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.39 – Sezione tipo D2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.40 – Sezione tipo D3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.41 – Sezione tipo D3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio
- Figura 6.42 – Sezione tipo D3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.43 – Sezione tipo D4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell’intorno del cavo
- Figura 6.44 – Sezione tipo D4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

- Figura 6.45 – Sezione tipo D4: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)
- Figura 6.46 – Stage di calcolo del modello ParatiePlus
- Figura 6.47 – Stage di calcolo del modello ParatiePlus
- Figura 7.1 – Sezione tipo GI-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
(a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa
- Figura 7.2 – Sezione tipo GI-1: verifica a trazione per la chiodatura (a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa
- Figura 7.3 – Sezione tipo GI-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa
- Figura 7.4 – Sezione tipo GI-1: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale per la copertura massima
- Figura 7.5 – Sezione tipo GI-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
(a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia
- Figura 7.6 – Sezione tipo GI-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia
- Figura 7.7 – Sezione tipo GI-2: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale delle tensioni geostatiche per la zona di faglia
- Figura 7.8 – Sezione tipo GI-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.9 – Sezione tipo GI-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.10 – Sezione tipo GI-3: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale delle tensioni geostatiche per l’ammasso intensamente fratturato
- Figura 7.11 – Sezione tipo GI-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.12 – Sezione tipo GI-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (riquadro rosso: elementi arco rovescio)
- Figura 7.13 – Sezione tipo GI-4: Sollecitazione di taglio fase di scarico totale delle tensioni geostatiche per l’ammasso intensamente fratturato
- Figura 7.14 – Sezione tipo P-Piez 1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.15 – Sezione tipo P-Piez 1: verifica a trazione per la chiodatura
- Figura 7.16 – Sezione tipo P-Piez 2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.17 – Sezione tipo P-Piez 2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.18 – Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.19 - Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (calotta e piedritti)
- Figura 7.20 – Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (arco rovescio)

- Figura 7.21 – Sezione tipo GV-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.22 – Sezione tipo GV-1: verifica a trazione per la chiodatura
- Figura 7.23 – Sezione tipo GV-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.24 – Sezione tipo GV-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.25 – Sezione tipo GV-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.26 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.27 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.28 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase (a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia
- Figura 7.29 – Sezione tipo GV-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.30 – Sezione tipo D1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.31 – Sezione tipo D1: verifica a trazione per la chiodatura
- Figura 7.32 – Sezione tipo D1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.33 – Sezione tipo D2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.34 – Sezione tipo D2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.35 – Sezione tipo D3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.36 – Sezione tipo D3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.37 – Sezione tipo D4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase
- Figura 7.38 – Sezione tipo D4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo
- Figura 7.39 – Verifica di stabilità globale in campo statico
- Figura 7.40 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_v^-)
- Figura 7.41 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_v^+)
- Figura 7.42 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s in ammassi rocciosi fratturati
- Figura 7.43 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)
- Figura 7.44 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)
- Figura 7.45 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)
- Figura 7.46 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)
- Figura 7.47 – Diagramma del momento flettente (condizioni SISM-STR)
- Figura 7.48 – Diagramma di taglio (condizioni SISM-STR)
- Figura 7.49 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato dal software Paratie Plus
- Figura 7.50 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus
- Figura 7.51 – Diagramma degli spostamenti in campo statico (SLE)
- Figura 7.52 – Diagramma degli spostamenti in campo pseudo-statico (SLD)
- Figura 7.53 – Verifica di stabilità globale in campo statico
- Figura 7.54 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_v^-)

Figura 7.55 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_v+)

Figura 7.56 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s in ammassi rocciosi fratturati

Figura 7.57 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

Figura 7.58 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

Figura 7.59 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

Figura 7.60 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

Figura 7.61 – Diagramma del momento flettente (condizioni SISM-STR)

Figura 7.62 – Diagramma di taglio (condizioni SISM-STR)

Figura 7.63 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato dal software Paratie Plus

Figura 7.64 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

Figura 7.65 – Diagramma degli spostamenti in campo statico (SLE)

Figura 7.66 – Diagramma degli spostamenti in campo pseudo-statico (SLD)

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto di autorizzazione dell'impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità denominato "Taccu Sa Pruna", nel comune di Esterzili (SU) (Figura 1.1). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale a monte dell'esistente invaso di Nuraghe Arrubiu (Flumendosa) e di un impianto di pompaggio delle acque del lago verso il nuovo bacino.



Figura 1.1 – Lago Flumendosa visto dall'altopiano Sa Pruna

A seguito di nuove ottimizzazioni progettuali (le più importanti delle quali riguardano la realizzazione di una discenderia per l'accesso alla centrale ed un differente posizionamento della Sottostazione Elettrica d'utenza) è stato necessario eseguire un aggiornamento complessivo degli elaborati di progetto al fine di renderli conformi all'attuale layout di progetto. Questa relazione costituisce quindi ad un aggiornamento (Revisione 1) della precedente.

La presente relazione ha lo scopo di illustrare la metodologia di dimensionamento e verifica, in riferimento alle condizioni statiche e sismiche, dei rivestimenti delle galleria (idraulica e di accesso) in progetto, della paratia di imbocco della galleria di accesso al pozzo paratoie ed alla galleria cavi/ventilazione e della paratia di imbocco della Discenderia. Data l'importanza dell'opera, infatti, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata, in modo semplificato, nelle simulazioni numeriche effettuate volte al predimensionamento delle opere in progetto.

Per la verifica sismica ci si riferirà a riferimenti specifici di letteratura e alle raccomandazioni AGI in quanto ad oggi la verifica sismica di manufatti sotterranei non è normata in modo specifico né a livello nazionale (il D.M. 17 gennaio 2018 contiene solo indicazioni di indirizzo generale), né internazionale.

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica delle unità geotecniche previste in corrispondenza delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nei mesi compresi tra novembre 2021 e febbraio 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, il Capitolo 6 illustra le strategie di analisi impiegate ed i principali risultati delle analisi numeriche condotte. Nel Capitolo 7 infine sono esposti i risultati delle verifiche strutturali condotte per le opere in progetto in ottemperanza alla normativa vigente.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento per i calcoli e le verifiche è costituita da:

- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC 2018
- Circolare 11 febbraio 2019, n. 617/C.S.LL.PP.

3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

I programmi di calcolo utilizzati per le analisi e le verifiche delle sezioni tipo sono:

- Rocscience Inc. - Phase2 Versione 8.024
- Midas Information Technology - MidasGen 2022
- Harpaceas - ParatiePlus 22.0.8

Tutti i software sono largamente impiegati a livello globale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico relativo alle zone in cui risultano ubicate le diverse opere in sottoterraneo. Per una trattazione più esaustiva si rimanda ai seguenti elaborati:

- 1351-A-OP-R-01-1 - Relazione geologica generale;
- 1351-A-GD-R-01-1 - Relazione geotecnica generale;
- 1351-A-OP-D-01-1 - Carta geologica;
- 1351-A-OP-D-02-1 - Sezioni geologiche interpretative.

4.1 Caratterizzazione geologica

Dalla planimetria geologica e dalle sezioni geologiche interpretative, riportate negli allegati 1 e 2 della *Relazione geologica generale*, è possibile osservare che:

- gli scavi della galleria idraulica, della galleria cavi e ventilazione, del pozzo paratoie e del pozzo piezometrico interesseranno unicamente l'unità geologica delle Arenarie di San Vito;
- la condotta forzata (pozzo verticale) e la discenderia attraverseranno, in successione dal piano campagna fino alla quota di piede della Centrale idroelettrica:
 - la Formazione di Dorgali (Dolomie)
 - la Formazione di Genna Selole (Siltiti)
 - la Formazione di Monte Santa Vittoria (Metaconglomerati)
 - le Arenarie di San Vito;
- le caverne che ospiteranno la Centrale e la Sottostazione Elettrica saranno interamente ricavate all'interno delle Arenarie di San Vito.
- la paratia di imbocco discenderia interesserà esclusivamente le dolomie appartenenti alla Formazione di Dorgali.

4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche illustrate al paragrafo precedente sono state caratterizzate da un punto di vista geotecnico al fine di determinare le caratteristiche fisiche e le proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità utili per lo svolgimento dei calcoli di progetto.

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini preliminari. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione dell'unità geotecnica in oggetto. La caratterizzazione è stata effettuata basandosi sui sondaggi esplorativi, sulle prove effettuate in situ e sulle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati in situ. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna prove e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale (Elaborato 1351-A-GD-R-01-1).

Le proprietà geotecniche assunte in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunte nel seguito in Tabella 4.1, ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i litotipi presenti in sito:

Tabella 4.1 – Parametri geotecnici Unità Geotecniche

Litotipo			Dolomia alterata	Dolomia integra	Siltiti	Metaconglomerati	Arenarie S.Vito	Arenarie S.Vito (intensa fratturazione)	Arenarie S.Vito (faglia)
peso di volume	γ	kN/m ³	27.5	27.5	25.6	25	26	26	26
Criterio Hoek-Brown	σ_{ci}	MPa	50	64	43.0	11.3	70	26	26
	GSI		45	65	65	60	55	40	30
	m_i		9	9	7	5.006	13	12	12
	m_b		1.262	2.579	2.006	1.2	2.606	1.408	0.985
	s		0.0022	0.0205	0.0205	0.0117	0.0067	0.0013	0.0004
	a		0.507	0.502	0.502	0.503	0.504	0.511	0.522
	v		0.25	0.25	0.25	0.3	0.25	0.3	0.35
	E_i	MPa	35310	35310	26670	5050	-	-	-
	MR		-	-	-	-	275	675	675
	E_m	MPa	7900	22310	16850	2630	7860	2800	1430

4.2.1 Caratterizzazione geotecnica per le opere di superficie

Le paratie di imbocco della galleria di accesso alla Caverna del pozzo paratoie e di accesso alla discenderia sono state progettate utilizzando il software Paratie Plus che richiede, come parametri di resistenza del terreno, la coesione e l'angolo di attrito secondo il criterio lineare di Mohr-Coulomb. Tali parametri sono stati ottenuti linearizzando il criterio non lineare di Hoek-Brown, relativo alle Arenarie di San Vito molto fratturate e alle Dolomie alterate, nell'intorno di uno stato tensionale compatibile con le opere in esame.

Nella modellazione della paratia di imbocco della galleria di accesso, in superficie, entro il primo metro dal piano campagna, è stata ipotizzata inoltre la presenza di detrito derivante dalle Arenarie di San Vito e avente caratteristiche più scarse.

Nella modellazione della paratia di accesso alla discenderia, in considerazione della modesta profondità raggiunta dall'opera, si è ipotizzata la presenza di uno strato superficiale di Dolomie maggiormente alterate ed aventi caratteristiche peggiori di quelle che vengono intercettate dalle opere profonde.

I parametri caratteristici delle Arenarie di San Vito molto fratturate, del detrito di superficie e delle Dolomie alterate utilizzati per le analisi sono riportati in Tabella 4.2 seguente.

Tabella 4.2 – Parametri criterio di Mohr-Coulomb

	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	E MPa
Arenarie di S. Vito fratturate	26	50	200	2800
Detrito superficiale	20	35	50	500
Dolomie fratturate	27.5	57	311	2231

4.3 Caratterizzazione sismica

Considerata l'importanza dell'opera in progetto si è ritenuto di considerare l'azione sismica agente sulle gallerie già dalle primissime fasi del progetto. In particolare, per quanto si riferisce ai rivestimenti delle gallerie, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata nelle simulazioni numeriche effettuate.

Come illustrato nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo* (Elaborato 1351-A-GD-R-02-1), cui rimanda per ulteriori dettagli, gli effetti tensionali e deformativi dovuti all'evento sismico sono stati considerati mediante una analisi semplificata di tipo pseudo-statico in cui si è applicato il *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. Tale metodo consente di simulare gli effetti di ovalizzazione del cavo in direzione trasversale mediante l'applicazione di uno spostamento a farfalla sui bordi del modello, come indicato in Figura 4.1.

L'entità degli spostamenti applicati è stata definita in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno e dello studio di pericolosità sismica effettuato per il sito in cui si intende realizzare l'opera.

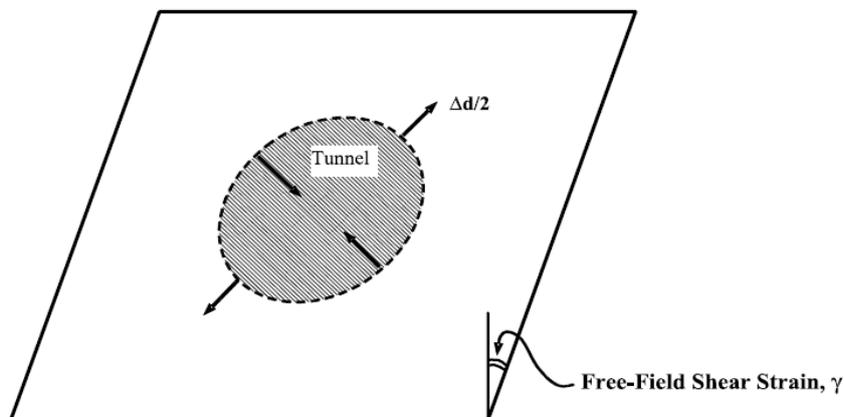


Figura 4.1 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Si riportano di seguito i principali parametri impiegati per la caratterizzazione sismica delle diverse opere, mentre per un approfondimento circa la loro definizione si rimanda alla *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*.

Parametri comuni

- metodo di calcolo dell'azione pseudo-statica: Free-field shear deformation method
- vita nominale: $V_N = 100$ anni
- classe d'uso: classe IV $C_U=2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N * C_U = 100*2.0 = 200$ anni
- Magnitudo prevista: <5.5
- Distanza dalla sorgente prevista: > 10 km

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

$$a_{\max,s} = S \cdot a_g$$

$$a_{z,\max} = C \cdot a_{\max,s}$$

$$V_s = k \cdot a_{z,\max}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s}$$

$$\Delta x_{\max} = \gamma_{\max} \frac{h_{\text{modello}}}{2}$$

In Tabella 4.3 sono stati riassunti i dati utilizzati per il calcolo della deformazione ed i valori dello spostamento Δx applicati ad ogni scatola di taglio.

Tabella 4.3 – Riassunto dei dati di input sismico impiegati nei modelli di calcolo

Opera	Sez. tipo	Litotipo	cat suolo	S	$a_{\max,s}$	copertura (m)	C	$a_{z,\max}$	k	V_s (m/s)	C_s (m/s)	γ_{\max}	h/2 (m)	Δx_{\max} (m)
Galleria Idraulica	GI1	Arenarie di S. Vito (medie)	A	1.0	0.0716	78 / 490	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	20	0.000232
	GI2	Arenarie di S. Vito (fratturate / faglia)	A	1.0	0.0716	78	0.7	0.0501	66	0.033	2500 / 1000	0.000013 / 0.000033	20	0.000232 / 0.000579
	GI3	Arenarie di S. Vito (fratturate)	A	1.0	0.0716	490	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	20	0.000232
	GI4	Arenarie di S. Vito (faglia)	A	1.0	0.0716	490	0.7	0.0501	66	0.033	1000	0.000033	20	0.000579
Galleria cavi e ventilazione	GV1	Arenarie di S. Vito (medie)	A	1.0	0.0716	35 / 490	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	15	0.000195
	GV2	Arenarie di S. Vito	A	1.0	0.0716	>300 /	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	15	0.000195

Opera	Sez. tipo	Litotipo	cat suolo	S	a _{max,s}	copertura (m)	C	a _{z,max}	k	V _s (m/s)	C _s (m/s)	γ _{max}	h/2 (m)	Δx _{max} (m)
		(medie / fratturate)				<300								
	GV3	Arenarie di S. Vito (fratturate / faglia)	A	1.0	0.0716	>300 / <300	0.7	0.0501	66	0.033	2500 / 1000	0.000013 / 0.000033	15	0.000195 / 0.000487
	GV4	Arenarie di S. Vito (faglia)	A	1.0	0.0716	>300	0.7	0.0501	66	0.033	1000	0.000033	15	0.000487
Galleria accesso al Pozzo Piezometrico	GPz1	Arenarie di S. Vito (medie)	A	1.0	0.0716	360	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	20	0.000232
	GPz2	Arenarie di S. Vito (fratturate)	A	1.0	0.0716	360	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	20	0.000232
	GPz3	Arenarie di S. Vito (faglia)	A	1.0	0.0716	360	0.7	0.0501	66	0.033	1000	0.000033	20	0.000579
Discenderia	D1	Dolomie / Siltiti / Arenarie di S. Vito medie	A	1.0	0.0716	30 / 55 / <300	0.8 / 0.7 / 0.7	0.0562 / 0.0501 / 0.0501		0.037 / 0.033 / 0.033	2500	0.000015 / 0.000013 / 0.000013	20	0.000297 / 0.000260 / 0.000260
	D2	Metaconglomerati / Arenarie di S. Vito Medie / Arenarie di S. Vito fratturate	A	1.0	0.0716	200 / >300 / <300	0.7	0.0501	66	0.033	2500	0.000013	20	0.000260
	D3	Arenarie di S. Vito (fratturate / faglia)	A	1.0	0.0716	>300 / <300	0.7	0.0501	66	0.033	2500 / 1000	0.000013 / 0.000033	20	0.000260 / 0.000649
	D4	Arenarie di S. Vito (faglia)	A	1.0	0.0716	>300	0.7	0.0501	66	0.033	1000	0.000033	20	0.000649

4.3.1 Caratterizzazione sismica per le opere di superficie

Le caratteristiche adottate per la definizione dell'azione sismica, secondo la NTC 2018, per le opere di superficie come la paratia di imbocco della galleria di accesso al pozzo paratoie e galleria cavi/ventilazione, sono riportate nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sottoterraneo* e riassunti nell'immagine seguente (Figura 4.2).

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Dati NTC

Latitudine Longitudine Esterzili (CA)

39° 46' 55.2" N 9° 17' 13.2" E Maps

Vita nominale (anni) Classe d'uso Cu 2

Stato Limite Cat. Sottosuolo Cat. topografica

a_g (g)

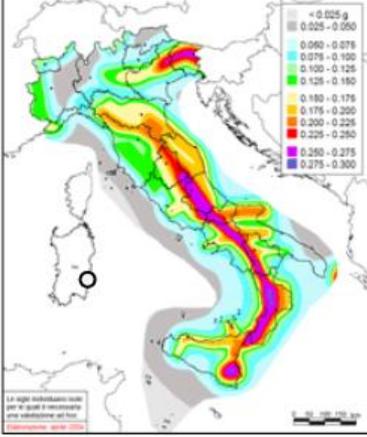
F_0

T^*_c

S_s

S_t

C_c



posizione indicativa (mappa INGV)

Sardegna

Comune	..
Cheremule	SS
Chiaromonti	SS
Codrongianos	SS
Collinas	VS
Cossoine	SS
Cuglieri	OR
Curcuris	OR
Decimomannu	CA
Decimoputzu	CA
Desulo	NU
Dolianova	CA
Domus de Maria	CA
Domusnovas	CI
Donori	CA
Dorgali	NU
Dualchi	NU
Elini	OG
Elmas	CA
Erula	SS
Escalaplano	CA
Escolca	CA
Esporlatu	SS
Esterzili	CA

Figura 4.2 – Parametri adottati per la definizione dell'azione sismica

L'accelerazione massima attesa in sito, espressa in termini di a_g/g , è pari a 0.0703 e viene utilizzata dal software ParatiePlus per l'applicazione dell'azione sismica secondo il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe.

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo si riporta una breve descrizione delle sezioni tipologiche previste per garantire un adeguato sostegno del cavo sia in fase di esecuzione che in fase di utilizzo. Ulteriori dettagli sono riportati sugli elaborati grafici di progetto.

5.1 Galleria idraulica

La galleria idraulica, come mostrato in Figura 5.1, inizia dalla centrale in caverna posta in profondità al di sotto del bacino di monte. La centrale è collegata con il nuovo invaso per mezzo di una condotta forzata (pozzo verticale) che termina in superficie con l'opera di presa di monte. Sia per la condotta forzata che per il tratto di galleria (circa 80 m) compresa fra la centrale ed il pozzo piezometrico è prevista una blindatura interna della condotta idraulica, da realizzarsi con virole metalliche.

Dal pozzo piezometrico la galleria idraulica prosegue per un tratto di circa 960 m con pendenza intorno all'8.0% ed un secondo tratto di circa 785 m fino al raggiungimento del lago di valle con pendenza attorno all'1%. Superato il pozzo piezometrico la via d'acqua prosegue fino all'opera di presa di valle senza la blindatura metallica, pertanto la pressione esercitata dal battente idraulico durante la fase di utilizzo dovrà essere interamente assorbita dal rivestimento della galleria stessa, il quale dovrà garantire la stabilità del cavo nei confronti delle forze esterne ed interne, sia durante la fase di scavo sia durante la fase di esercizio. Nei due tratti tra il pozzo piezometrico e l'opera di presa di valle sul lago Flumendosa si prevede l'alternanza delle diverse sezioni tipo a dipendenza delle condizioni geotecniche delle arenarie di S. Vito.

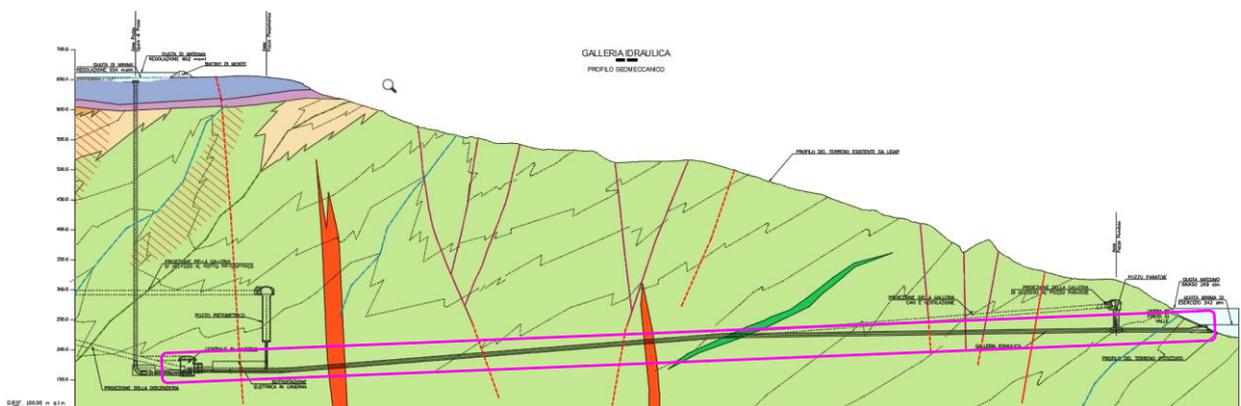


Figura 5.1 – Profilo in asse galleria (riquadro fucsia)

5.1.1 Sezione tipo GI-1

La sezione tipo GI-1 (Figura 5.2) è prevista per il 35.1 % di tutta la lunghezza della galleria idraulica per tutte le coperture dove l'ammasso roccioso presenta caratteristiche mediamente buone.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 con una corona di chiodi tipo GEWI B500B con interasse 1.5 m e passo 1 m lungo l'asse galleria

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

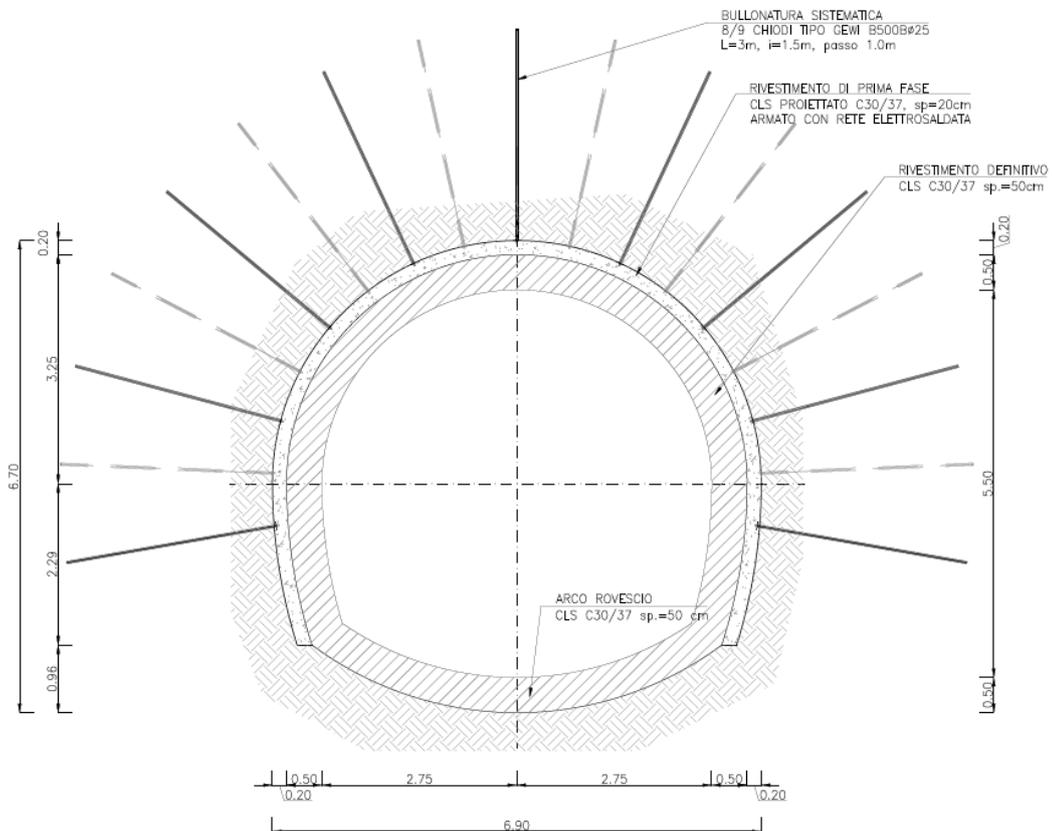


Figura 5.2 – Sezione tipo GI-1: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.1.2 Sezione tipo GI-2

La sezione tipo GI-2 (Figura 5.3) è prevista per 15.2% della lunghezza della galleria idraulica dove la copertura risulta medio-bassa (< 300 m) e l'ammasso roccioso si presenta più fratturato o in zona di faglia.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB120 con passo 1.5 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

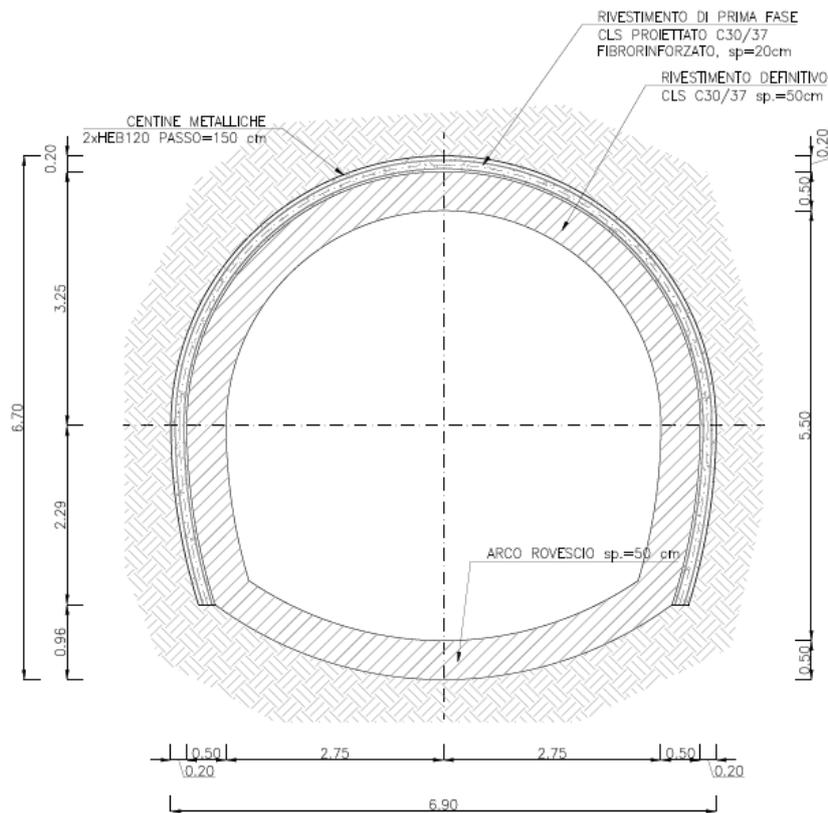


Figura 5.3 – Sezione tipo GI-2: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.1.3 Sezione tipo GI-3

La sezione tipo GI-3 (Figura 5.4) è prevista per circa il 39.8% della lunghezza della galleria, dove si ha copertura alta (>300 m) e l'ammasso si presenta più fratturato.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1.0 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

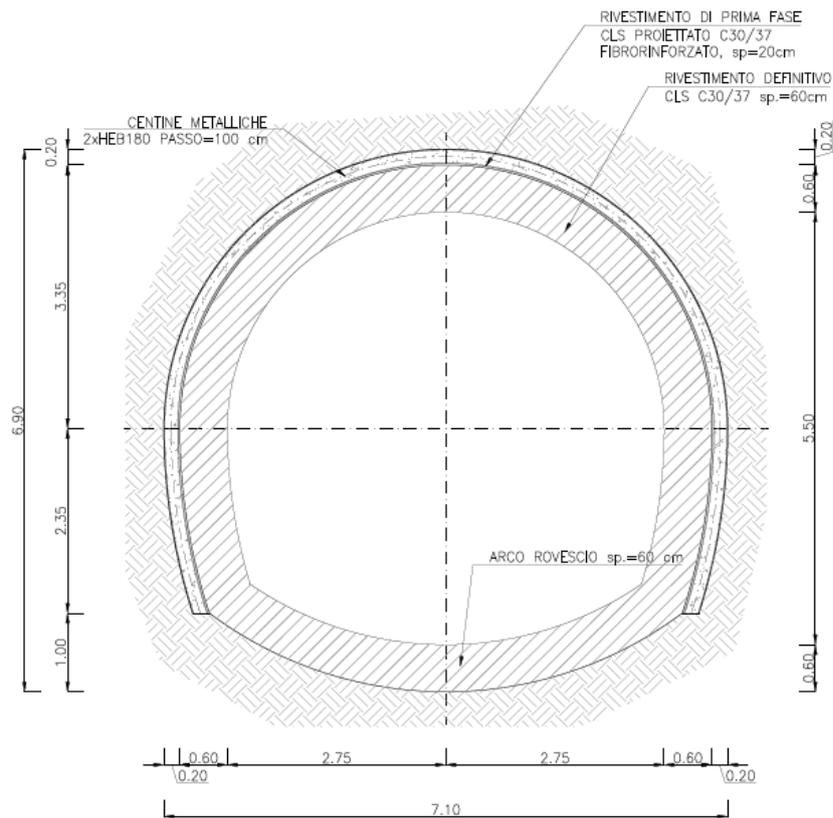


Figura 5.4 – Sezione tipo GI-3: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.1.4 Sezione tipo GI-4

La sezione tipo GI-4 (Figura 5.5) è prevista per circa il 4.6% della lunghezza della galleria, dove si ha copertura alta (>300 m) e si attraversa una zona di faglia.

Sul fronte in caso di particolari venute d'acqua possono essere posti in opera alcuni drenaggi a gravità con lunghezza 15 m ed in caso di particolare instabilità possono essere previsti dei consolidamenti in VTR di lunghezza 9 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1.0 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm in calotta e piedritti e spessore 70 cm in arco rovescio da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

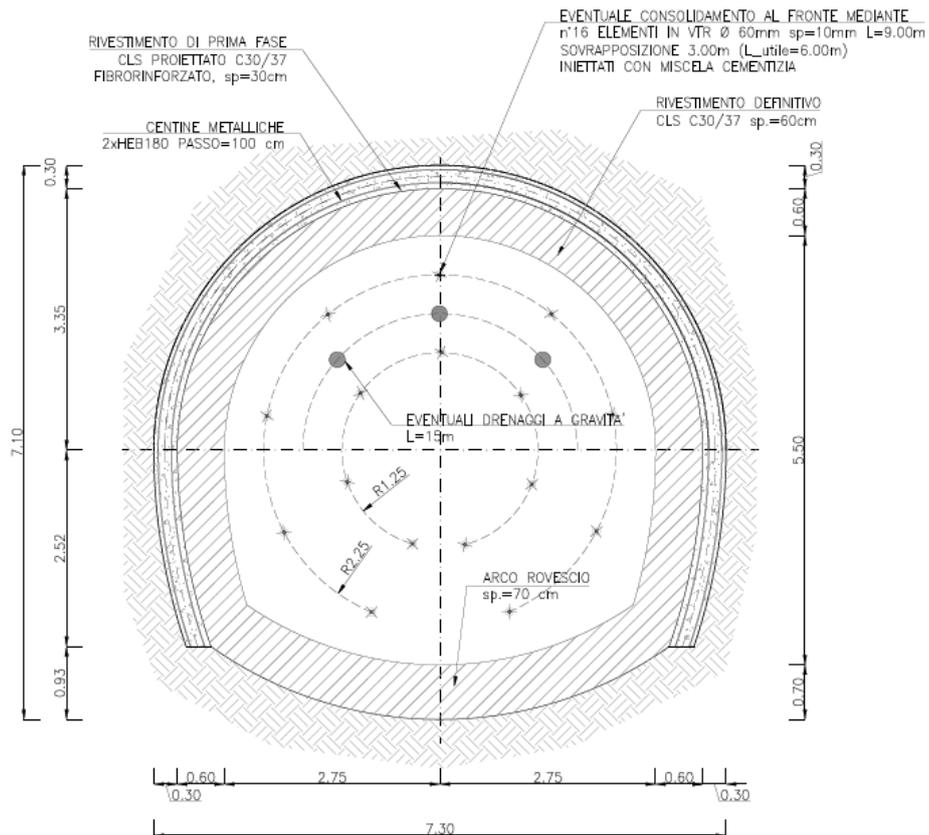


Figura 5.5 – Sezione tipo GI-4: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.1.5 Sezione tipo GI-5

Per la realizzazione dell'imbocco della galleria si prevede di impiegare la sezione tipologica GI-5 (Figura 5.6). Per garantire la stabilità del cavo in condizioni di bassissima copertura, si prevede di rinforzare il contorno di scavo, sulle reni e sulla calotta, mediante un ombrello di infilaggi, per un totale di 25, in tubi metallici iniettati con malta cementizia ed inclinati di 9°. La sezione di avanzamento avrà dunque una forma tronco-conica per quindici campi di avanzamento della lunghezza di 6 m ciascuno, per un totale di 90 m, collocati immediatamente prima dell'opera di presa di valle (Figura 5.7).

Si prevede, in caso di instabilità del fronte di scavo, la realizzazione di un preconsolidamento mediante 16 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia. Per garantire l'impermeabilizzazione del contorno del cavo e limitare le possibili venute d'acqua in prossimità del lago si prevede l'installazione di 44 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia su tutto il contorno di scavo.

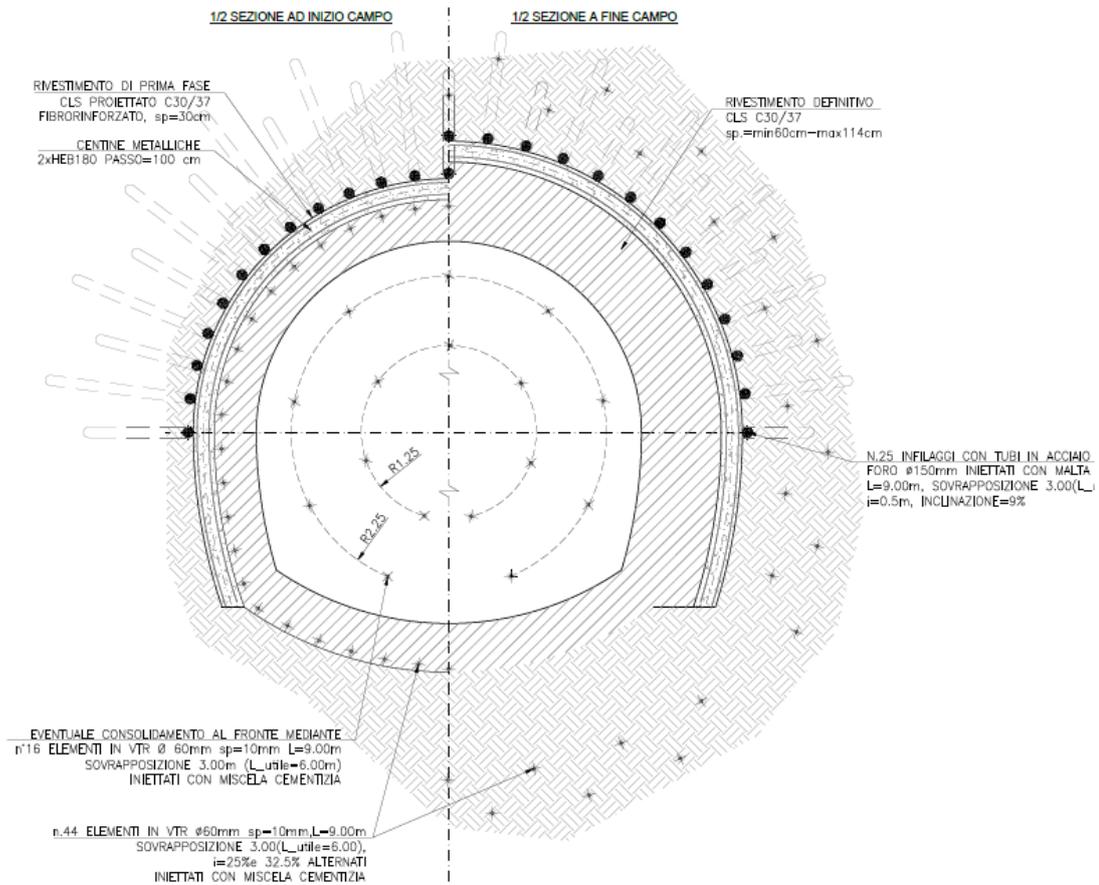


Figura 5.6 – Sezione tipo GI-5: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore variabile, minimo 60 cm, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

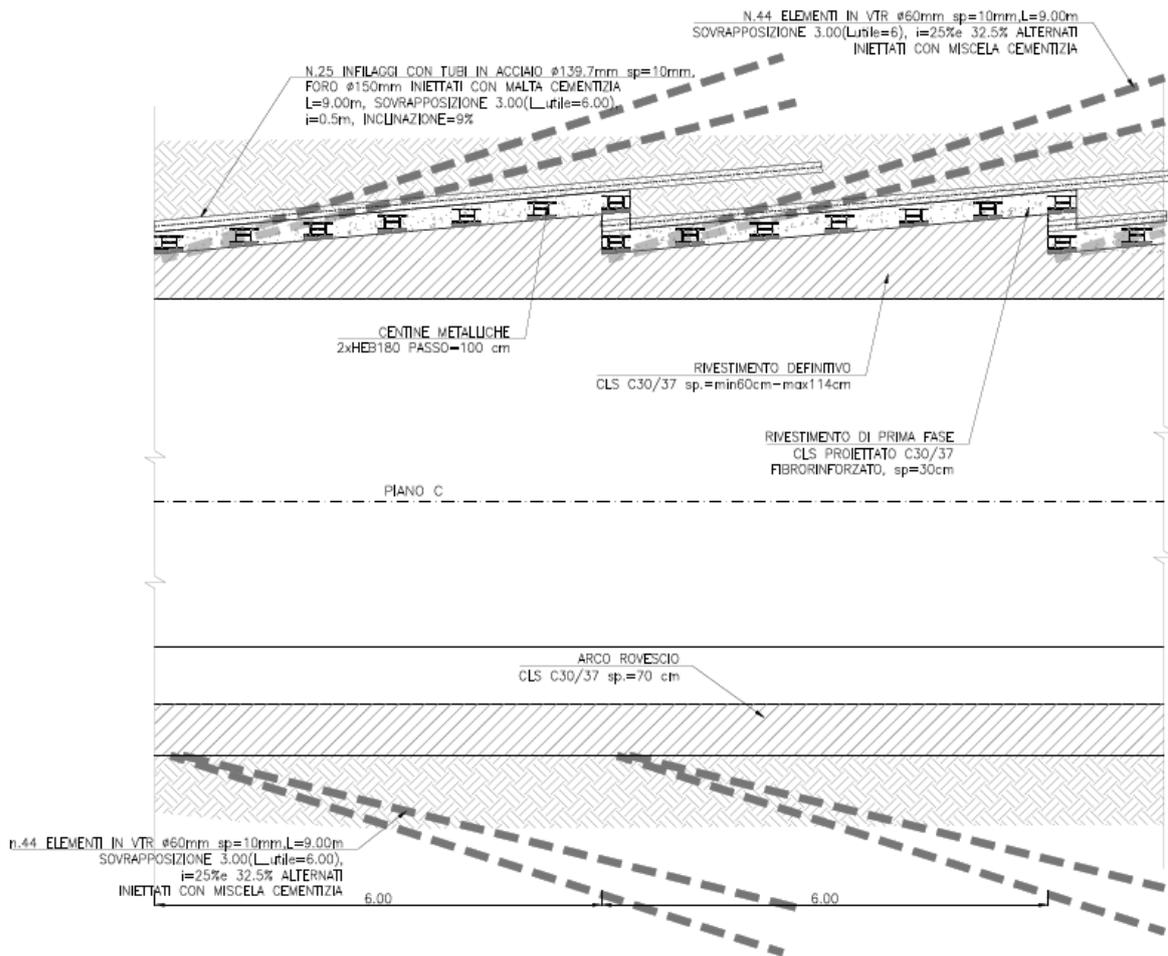


Figura 5.7 – Sezione tipo GI-5: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

5.2 Galleria di accesso al pozzo piezometrico

La galleria di accesso al pozzo piezometrico si dirama orizzontalmente, per una lunghezza di circa 690 m, dalla discenderia dopo circa 1340 m dall'imbocco fino a giungere in sommità alla caverna del pozzo piezometrico (Figura 5.8). Si prevede l'alternanza delle diverse sezioni a dipendenza delle condizioni geotecniche delle arenarie di S. Vito.

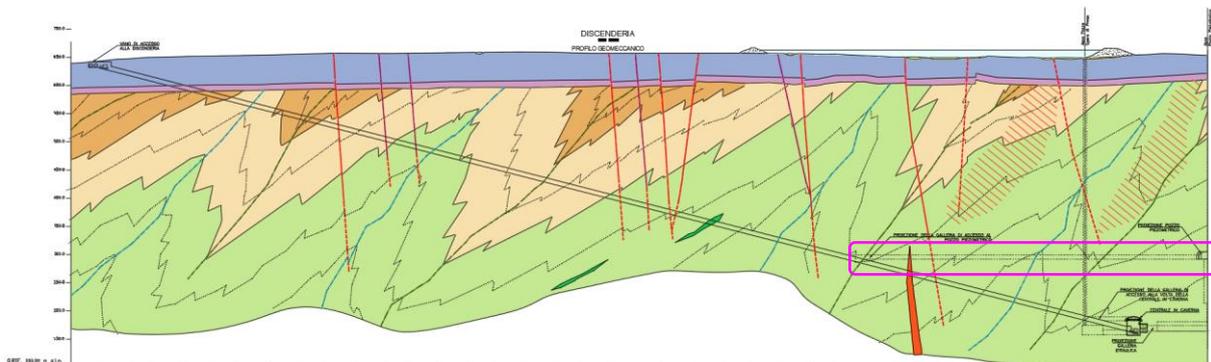


Figura 5.8 – Profilo galleria di accesso al Pozzo Piezometrico (riquadro fucsia)

5.2.1 Sezione tipo P-Piez 1

La sezione tipo P-Piez 1 (Figura 5.9) è prevista per la maggior parte del tracciato dove le condizioni geotecniche delle Arenarie di S. Vito risultano medio-buone.

Il rivestimento sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 con una corona di chiodi tipo GEWI B500B con interasse 1 m e passo 1 m lungo l'asse galleria.

A completamento della galleria si procederà con il getto di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

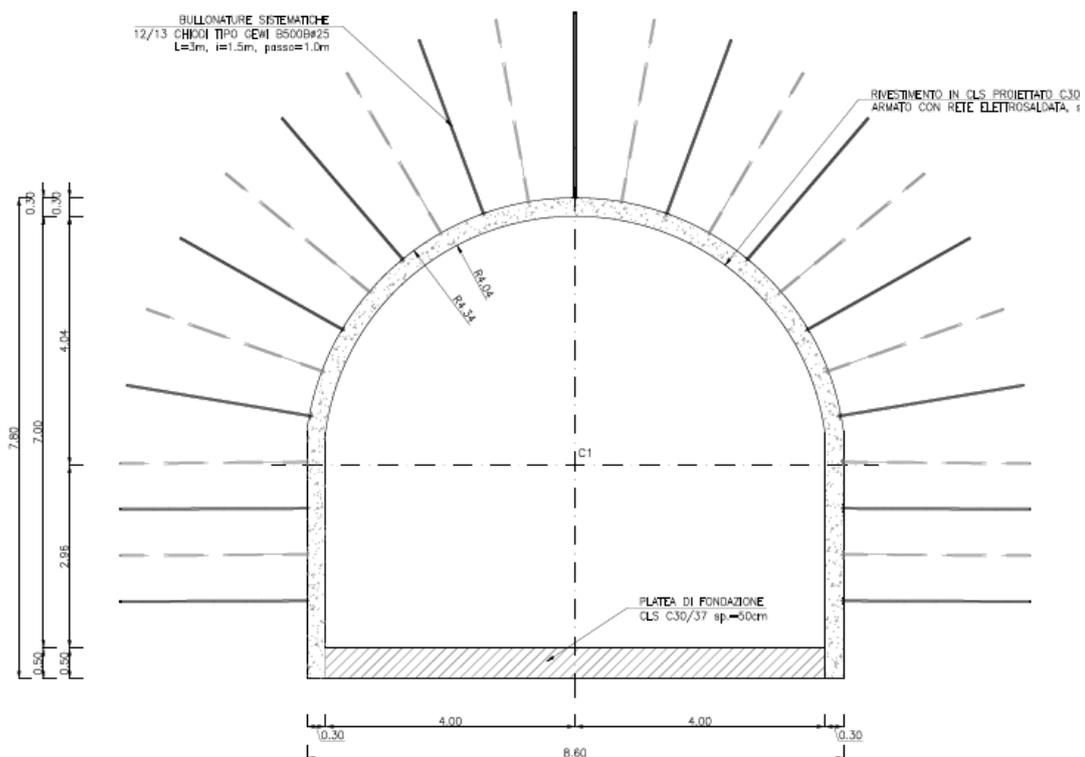


Figura 5.9 – Sezione tipo P-Piez 1: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.2.2 Sezione tipo P-Piez 2

La sezione tipo P-Piez 2 (Figura 5.10) è prevista dove le Arenarie di S. Vito risultano essere intensamente fratturate.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

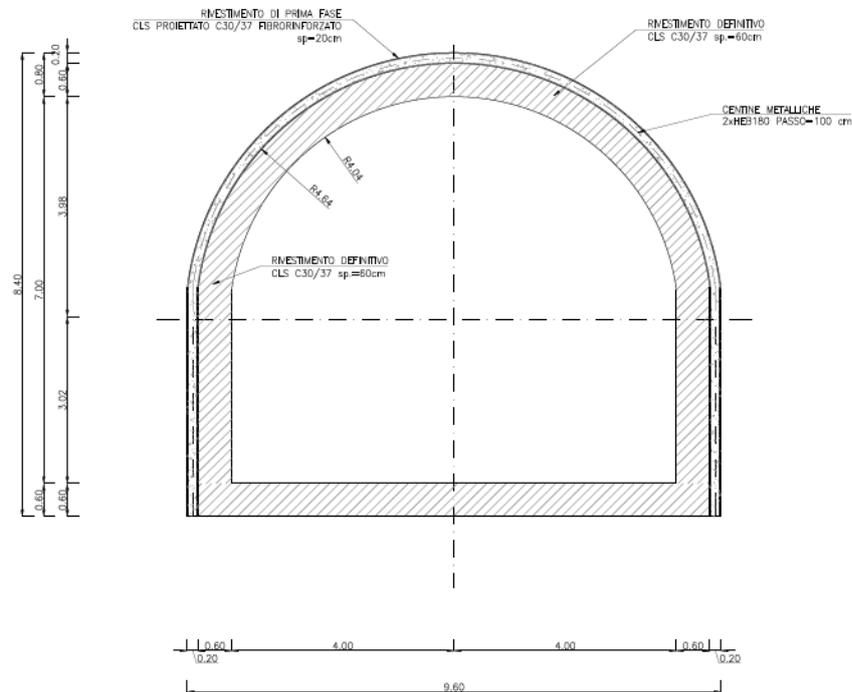


Figura 5.10 – Sezione tipo P-Piez 2: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.2.3 Sezione tipo P-Piez 3

La sezione tipo P-Piez 3 (Figura 5.11) è prevista per l'attraversamento delle zone di faglia.

In caso di particolare instabilità del fronte possono essere previsti dei consolidamenti in VTR di lunghezza 9.0 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB200 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm in calotta e piedritti e spessore 70 cm in arco rovescio da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

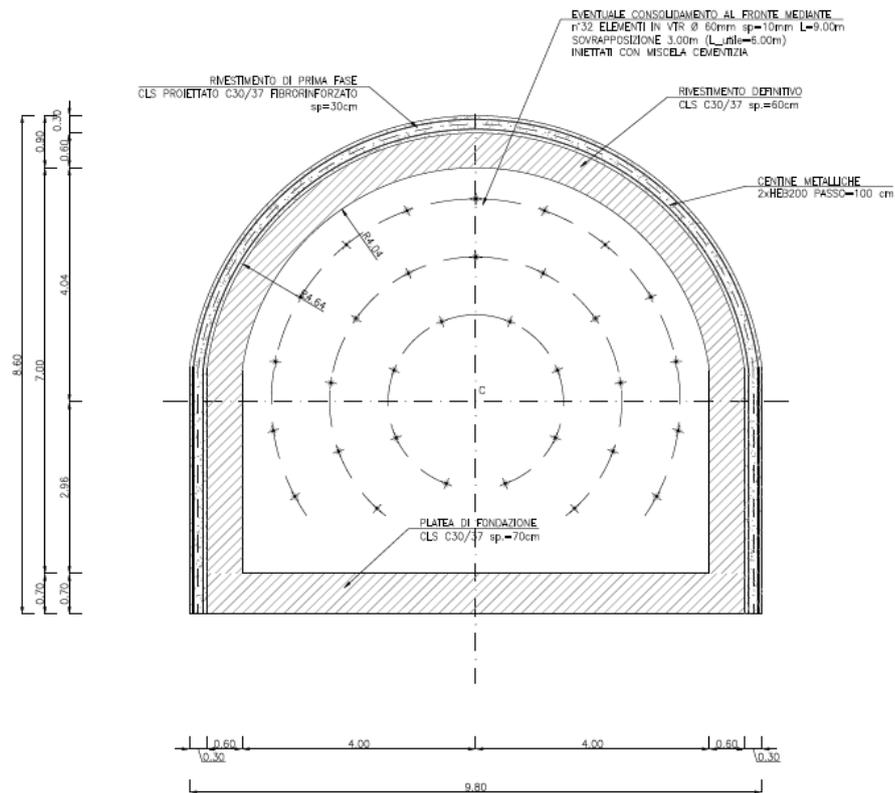


Figura 5.11 – Sezione tipo P-Piez 3: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.3 Galleria cavi e ventilazione

La galleria in oggetto, la cui funzione principale è quella di alloggiare i cavi e consentire la ventilazione dell'impianto, permetterà anche di raggiungere la zona della Centrale e della Sottostazione tramite l'imbocco collocato in prossimità del bacino di valle. La galleria avrà l'imbocco posizionato in corrispondenza del piazzale di cantiere e andamento altimetrico discendente con pendenza attorno l'8%, per una lunghezza totale di 1500 m circa (Figura 5.12).

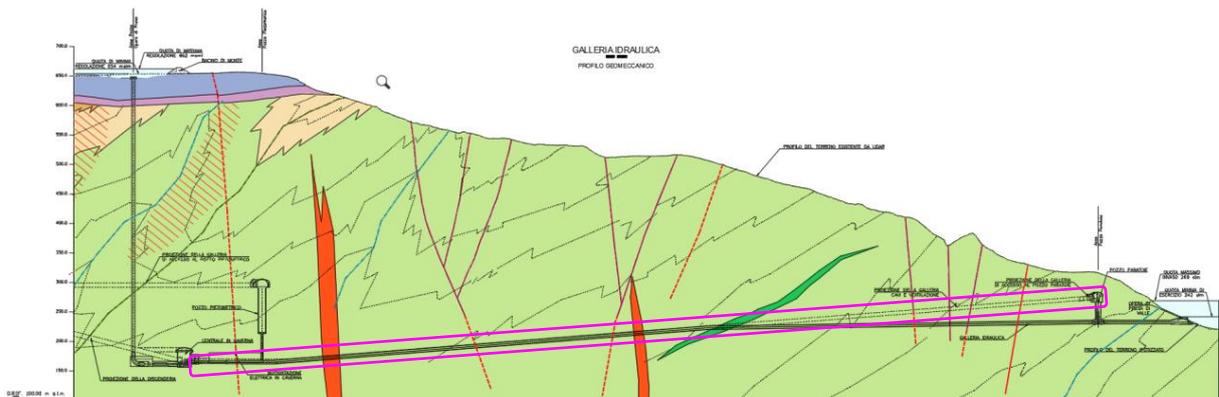


Figura 5.12 – Profilo galleria cavi e ventilazione (riquadro fucsia)

5.3.1 Sezione tipo GV-1

La sezione tipo GV-1 (Figura 5.13) è prevista per la maggior parte del tracciato dove le condizioni geotecniche delle Arenarie di S. Vito risultano medio-buone e con qualunque copertura. L'impiego di tale sezione con coperture superiori ai 300-350 m dovrà essere valutato in funzione della risposta deformativa effettivamente riscontrata durante l'avanzamento.

Il rivestimento sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 con una corona di chiodi tipo GEWI B500B con lunghezza pari a 3.00 m, interasse 1.00 m e passo 1.00 m lungo l'asse galleria.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo su piedritti e calotta dello spessore di 40 cm e di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

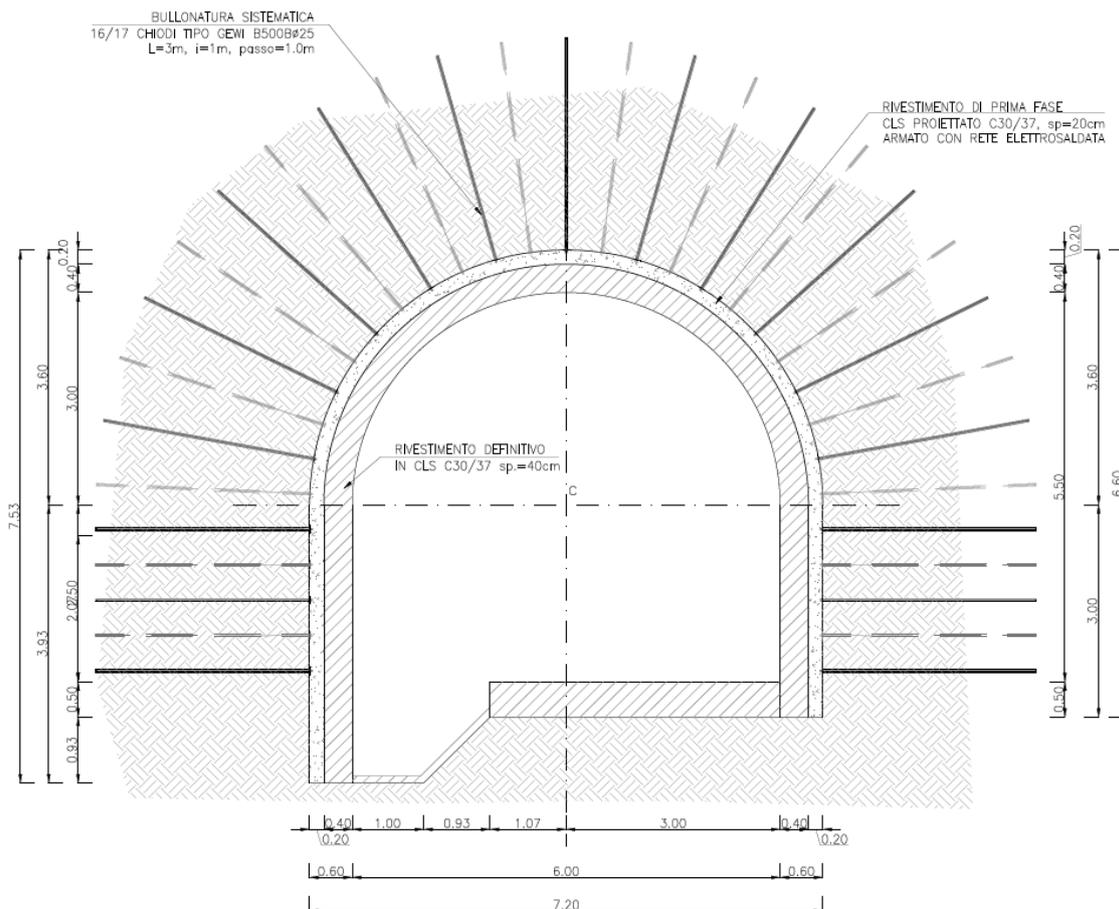


Figura 5.13 – Sezione tipo GV-1: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.3.2 Sezione tipo GV-2

La sezione tipo GV-2 (Figura 5.14) è prevista per coperture medio-basse (<300 m) dove le Arenarie di S. Vito risultano essere intensamente fratturate e per coperture elevate (> 300 m) laddove l'ammasso si presentasse con condizioni discrete ma non sufficienti per applicare la sezione tipo GV-1.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo su piedritti e calotta dello spessore di 40 cm e di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

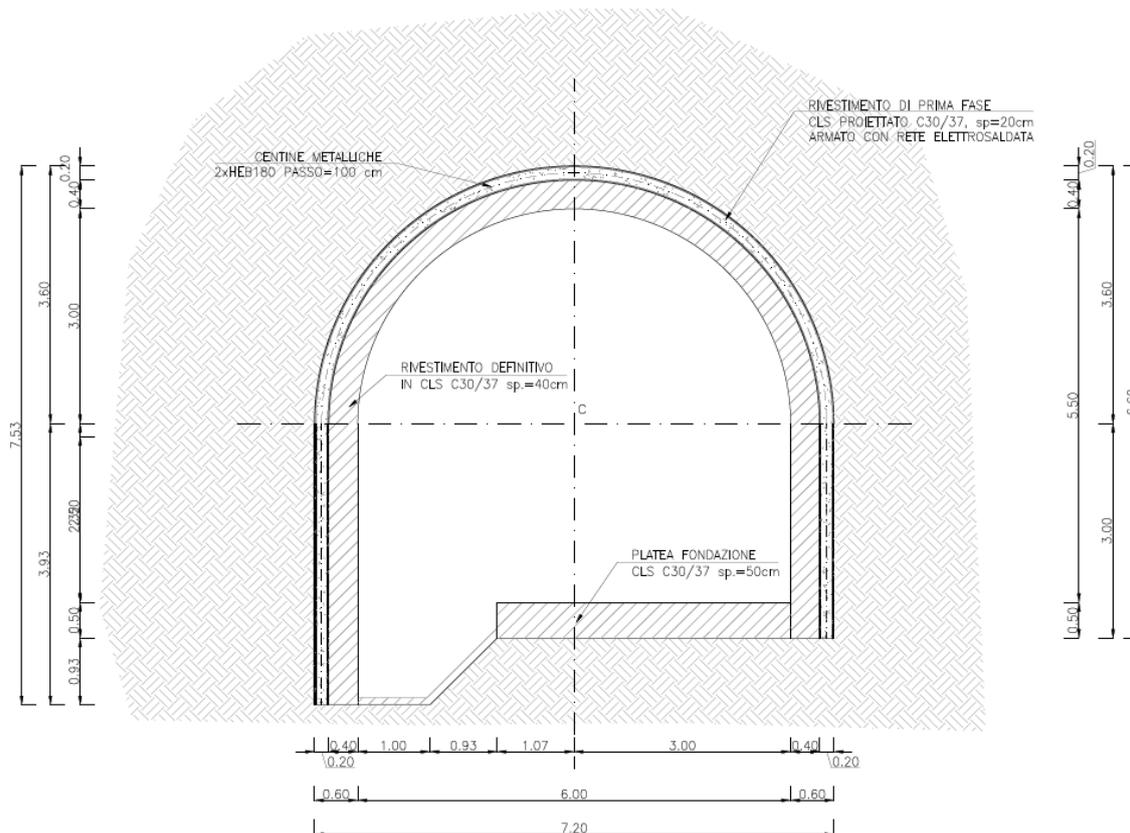


Figura 5.14 – Sezione tipo GV-2: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.3.3 Sezione tipo GV-3

La sezione tipo GV-3 (Figura 5.15) è prevista per l'attraversamento delle zone di faglia con coperture inferiori ai 300 m e per le alte coperture (> 300 m) dove l'ammasso si presenta intensamente fratturato e con parametri riconducibili a quelli minimi individuati per l'unità delle Arenarie di S. Vito.

In caso di particolare instabilità del fronte possono essere previsti dei consolidamenti in VTR di lunghezza 9 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo su piedritti e calotta dello spessore di 40 cm e di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C35/45.

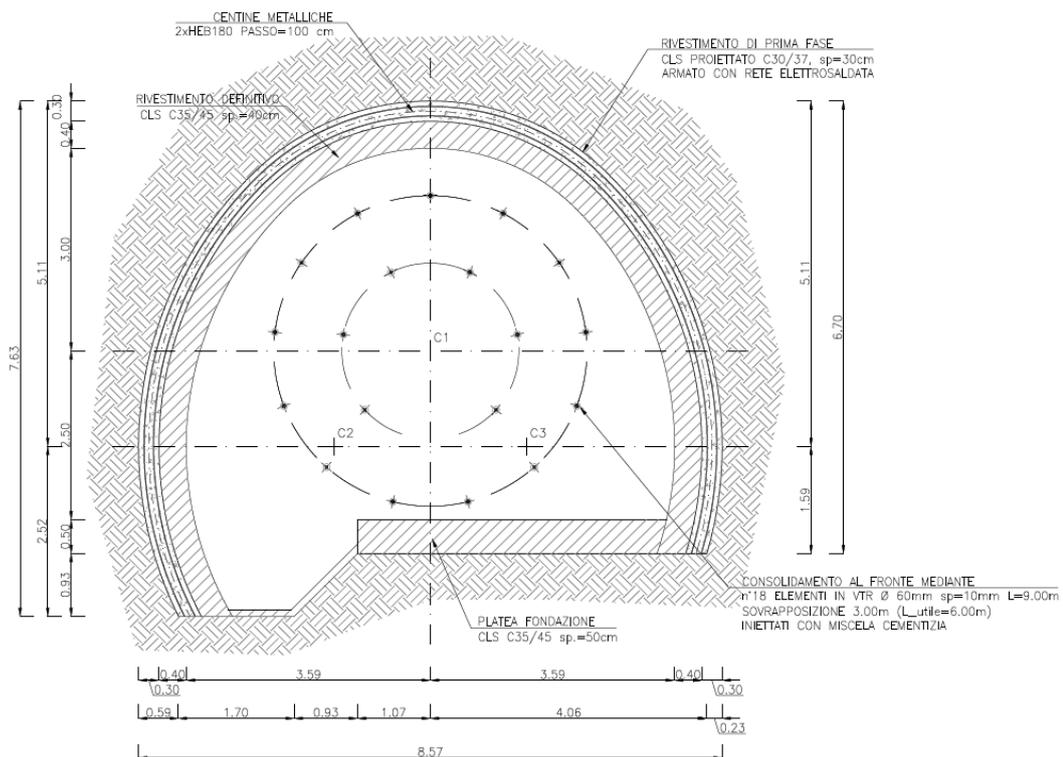


Figura 5.15 – Sezione tipo GV-3: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.3.4 Sezione tipo GV-4

La sezione tipo GV-4 (Figura 5.16) è prevista per l'attraversamento delle zone di faglia con elevate coperture (>300 m).

Per garantire la stabilità degli scavi durante l'avanzamento è prevista la posa di un intervento di consolidamento del contorno mediante la tecnica del forepoling (Figura 5.17) e la posa di consolidamenti al fronte in VTR di lunghezza 9 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB200 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su tutto il contorno di scavo, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C35/45.

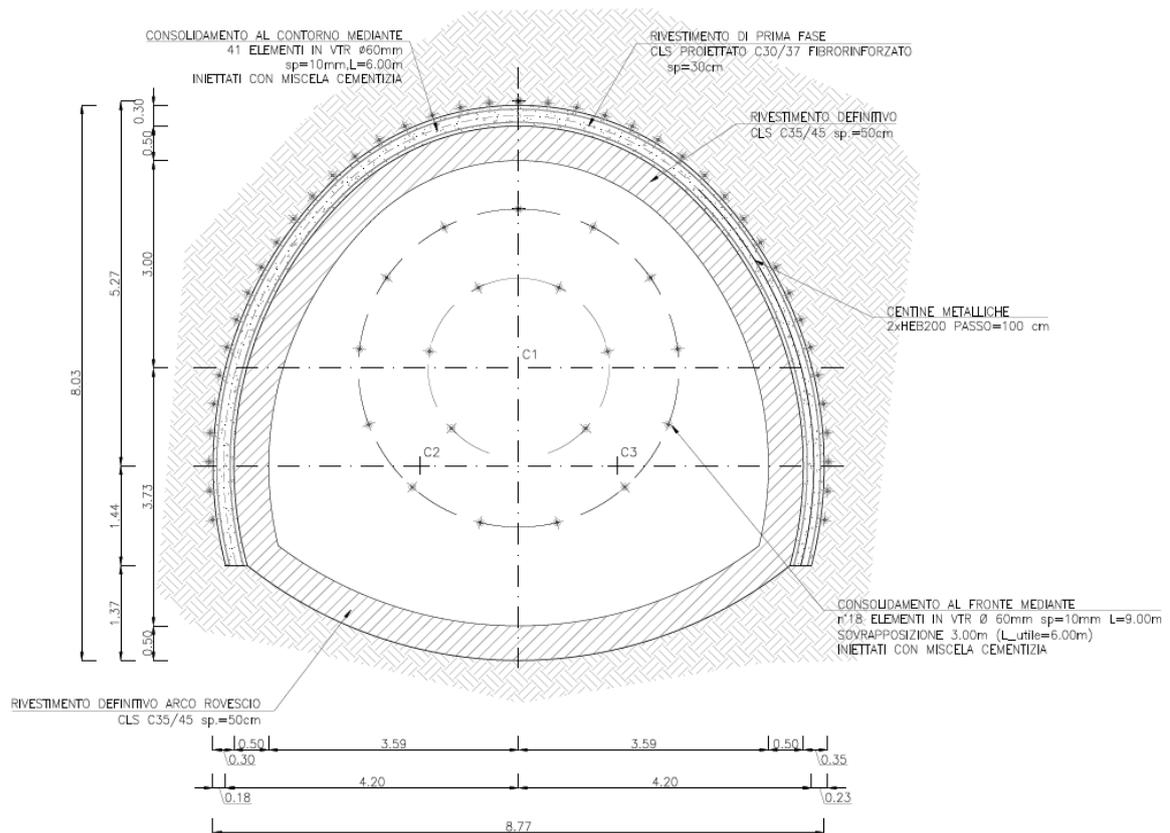


Figura 5.16 – Sezione tipo GV-4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

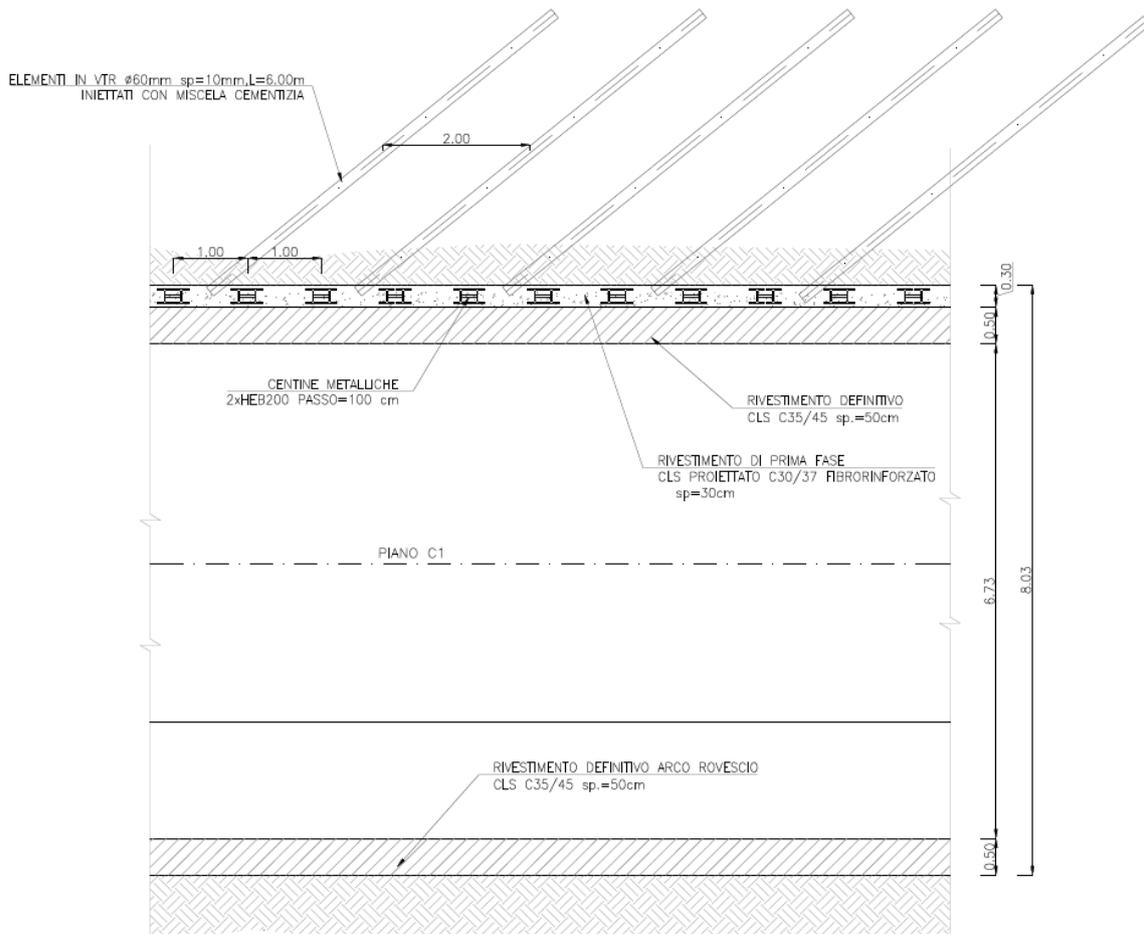


Figura 5.17 – Sezione tipo GV-4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

5.3.5 Sezione tipo GV-Imb

Come si è detto in precedenza, la galleria cavi e ventilazione si dirama dalla galleria di accesso alla caverna del Pozzo Paratoie e presenta dunque l'imbocco in comune con quest'ultima. Per la realizzazione dell'imbocco della galleria nel tratto comune alle due opere si prevede di impiegare la sezione tipologica GV-Imb (Figura 5.18 e Figura 5.19).

Per garantire la stabilità del cavo in condizioni di bassissima copertura, si prevede di rinforzare il contorno di scavo, mediante un ombrello di tubi metallici in calotta ed una serie di chiodature sull'altezza dei piedritti.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

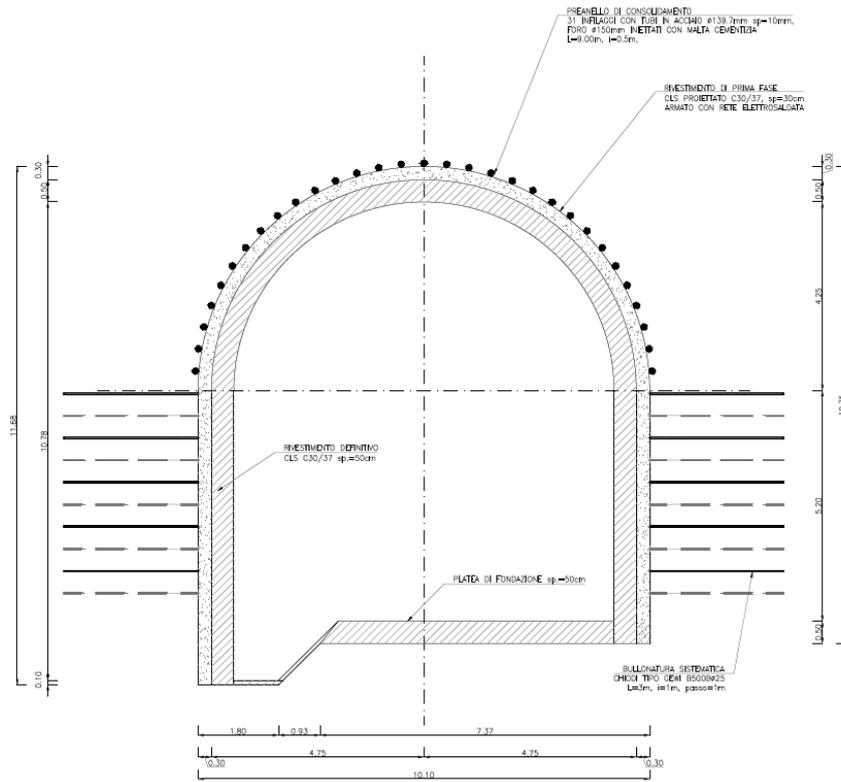


Figura 5.18 – Sezione tipo GV-Imb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

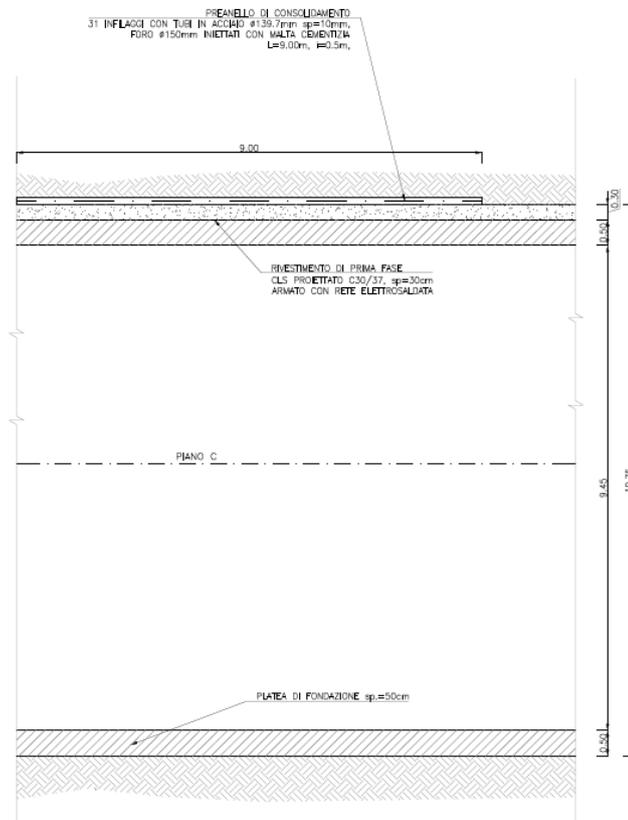


Figura 5.19 – Sezione tipo GV-Imb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

5.4 Galleria di accesso alla caverna del Pozzo Paratoie

Come si è detto in precedenza, la galleria di accesso alla caverna del Pozzo Paratoie presenta l'imbocco in comune con la galleria cavi e ventilazione. Superato il tratto di imbocco, la cui descrizione è riportata nel Paragrafo 5.3.5, la galleria di accesso alla caverna del Pozzo Paratoie prosegue con la sezione tipo GPar (Figura 5.20).

Il rivestimento sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 con una corona di chiodi tipo GEWI B500B25 con lunghezza pari a 3.00 m, interasse 1.00 m e passo 1.00 m lungo l'asse galleria.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo su piedritti e calotta dello spessore di 50 cm e di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

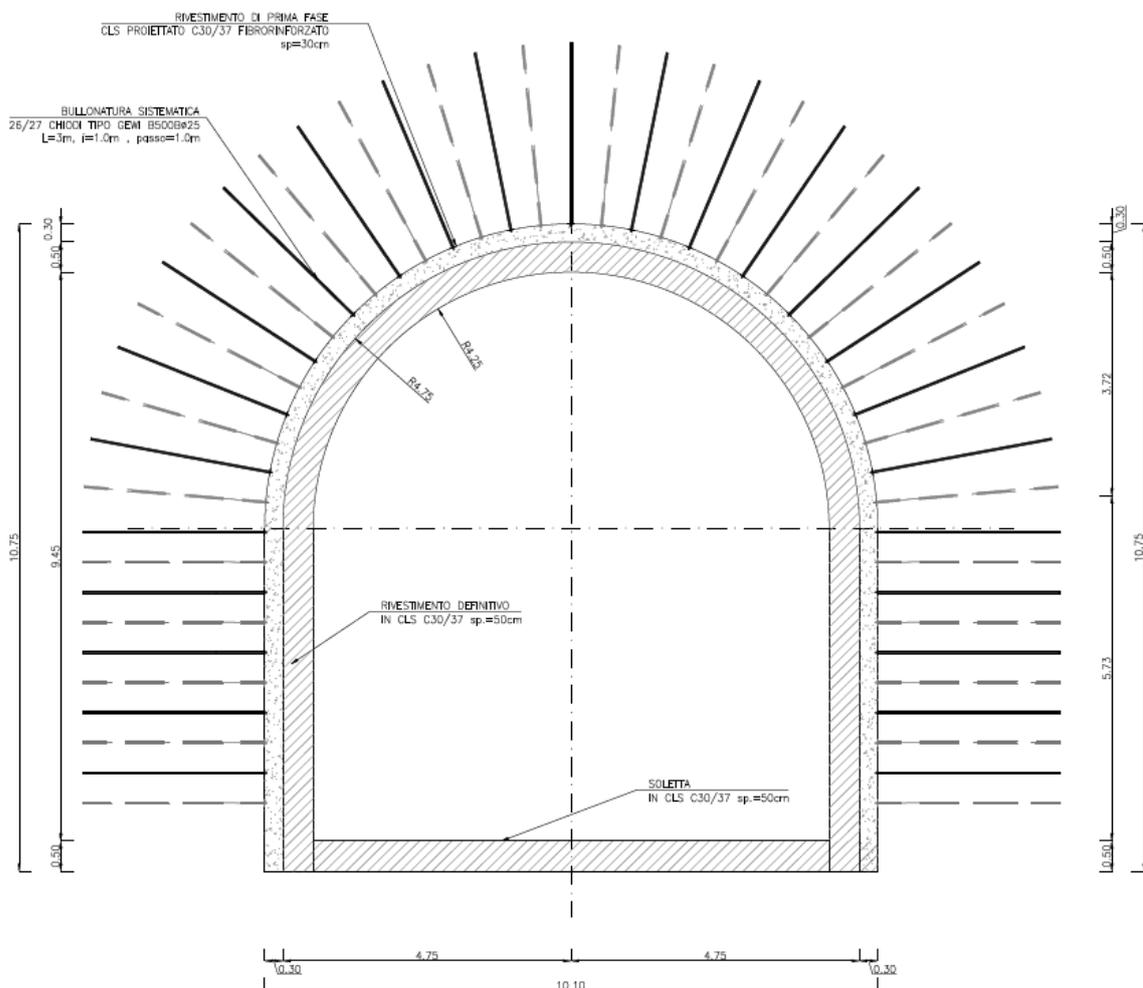


Figura 5.20 – Sezione tipo GPar: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

Nel tratto terminale la galleria verrà progressivamente approfondita per consentire lo scavo della Caverna del Pozzo Paratoie (Figura 5.21). Gli interventi di sostegno nei tratti di scavo realizzati per sottomurazione saranno identici a quelli previsti sul corpo principale della galleria.

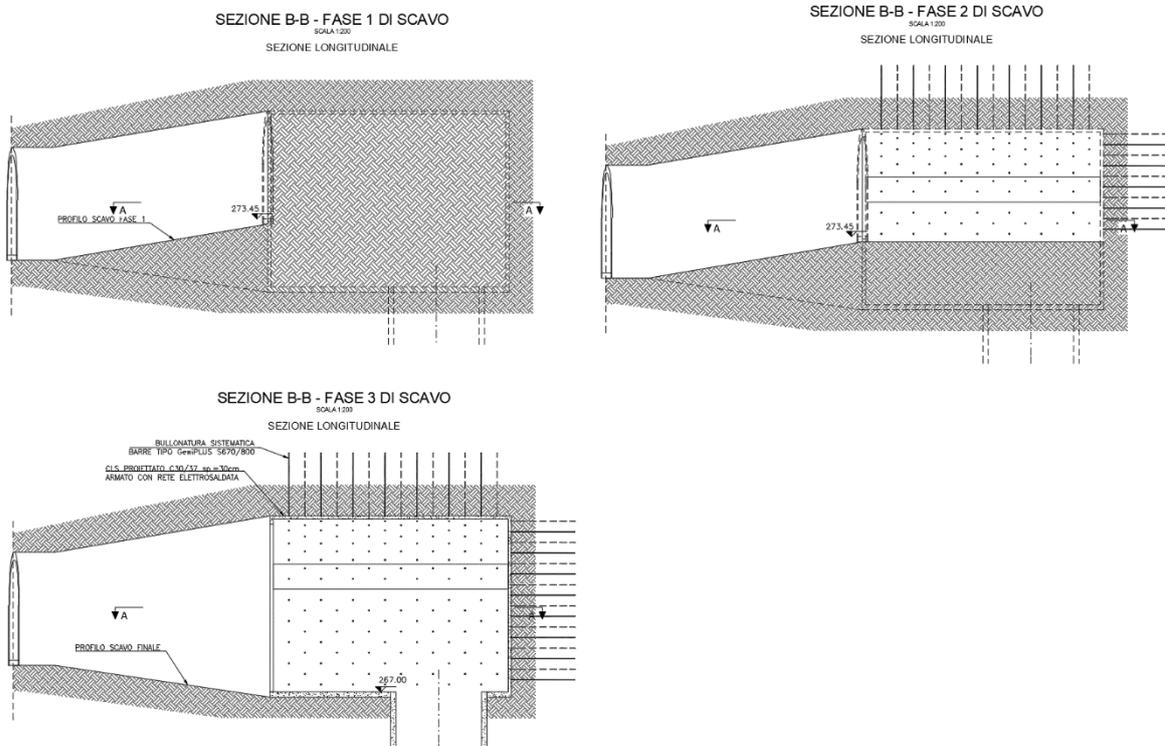


Figura 5.21 – Fasi esecutive per lo scavo della Caverna del Pozzo Paratoie: durante la fase 1 viene scavata la galleria di accesso con la sua sezione standard (GPar); durante la fase 2 viene scavata la porzione superiore della caverna; durante la fase 3 il tratto terminale della galleria di accesso alla caverna viene progressivamente ribassato per consentire lo scavo della caverna fino alla quota di testa pozzo.

5.5 Discenderia

La Discenderia costituisce la principale via di accesso alla Centrale ed alla Sottostazione Elettrica d'utenza ed ha lo scopo di consentire il trasporto e l'installazione delle componenti elettro-meccaniche ed elettriche più ingombrati che dovranno essere alloggiati all'interno delle due caverne principali. La discenderia costituisce anche una parte del sistema di ventilazione impiegato per l'impianto in sotterraneo.

L'imbocco della discenderia avviene tramite un apposito vano interrato collocato a tergo del bacino di monte ad una quota di circa 642 m.s.l.m. La galleria ha andamento altimetrico discendente con pendenza attorno al 26%, per una lunghezza totale di circa 1850 m (Figura 5.22).

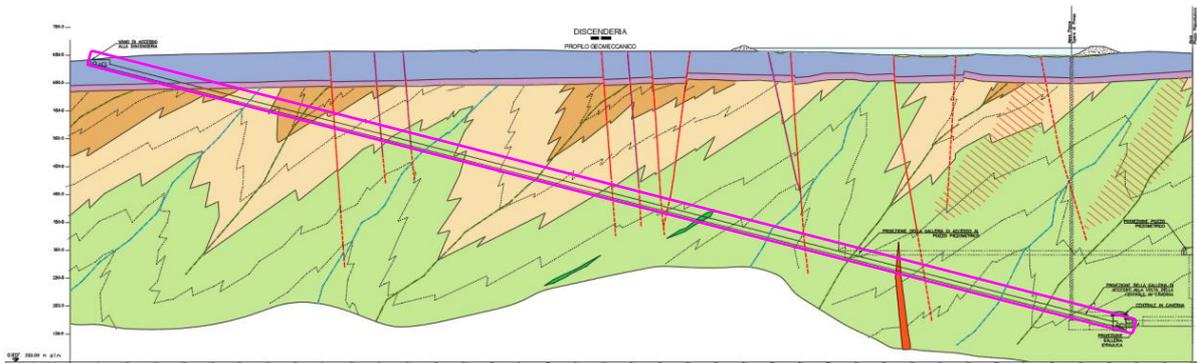


Figura 5.22 – Profilo discenderia (riquadro fucsia)

5.5.1 Sezione tipo D1

La sezione tipo D1 (Figura 5.23) è prevista per la maggior parte del tracciato nelle seguenti condizioni stratigrafiche e di copertura:

- Formazione di Dorgali e Formazione di Genna Selole, queste due formazioni vengono incontrate nel tratto iniziale della discenderia con coperture modeste (< 55 m). In questo tratto, ad esclusione dei primi 20 m ove verrà applicata la sezione tipo D-lmb, si prevede di impiegare in modo pressoché totale la sezione tipo D1;
- Arenarie di S. vito, si prevede l'impiego della sezione tipo D1 dove le condizioni geotecniche di tale unità risultano medio-buone e con qualunque copertura. L'impiego di tale sezione con coperture superiori ai 300-350 m dovrà essere valutato in funzione della risposta deformativa effettivamente riscontrata durante l'avanzamento.

Il rivestimento sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 con una corona di chiodi tipo GEWI B500B con lunghezza pari a 3.00 m, interasse 1.00 m e passo 1.00 m lungo l'asse galleria.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo su piedritti e calotta e di una platea di fondazione dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

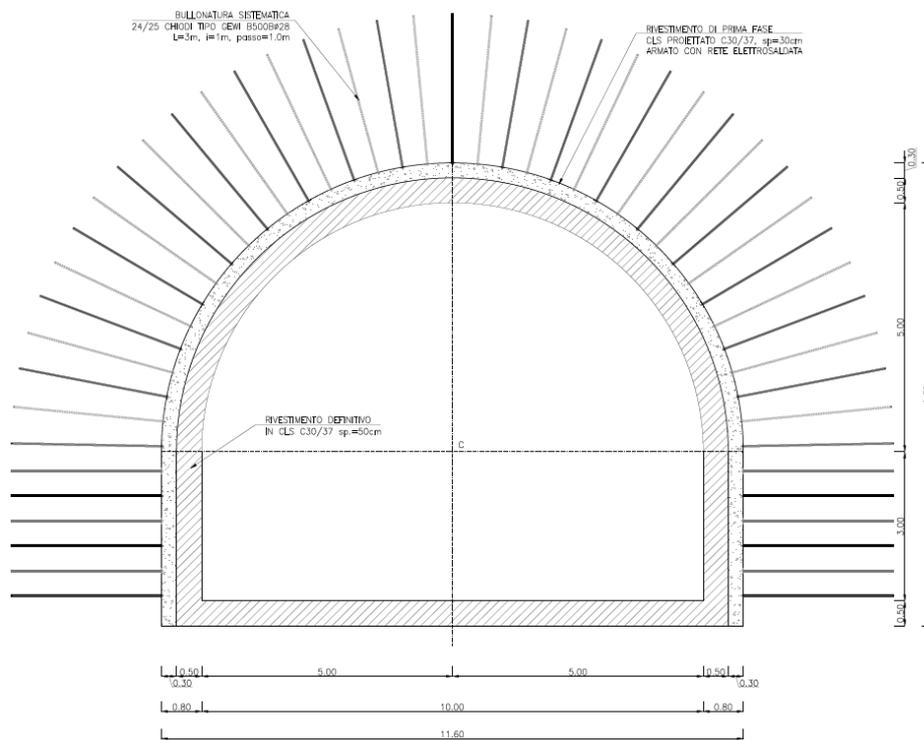


Figura 5.23 – Sezione tipo D1: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.5.2 Sezione tipo D2

La sezione tipo D2 (Figura 5.24) è prevista per coperture medio-basse (<250 m) in presenza dei Metaconglomerati della formazione di Monte Santa Vittoria, per coperture medio-basse (<300 m) dove le Arenarie di S. Vito risultano essere intensamente fratturate e per coperture elevate (> 300 m) laddove l'ammasso si presentasse con condizioni discrete ma non sufficienti per applicare la sezione tipo D1.

Il rivestimento di prima fase sarà costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB180 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su tutto il contorno di scavo, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

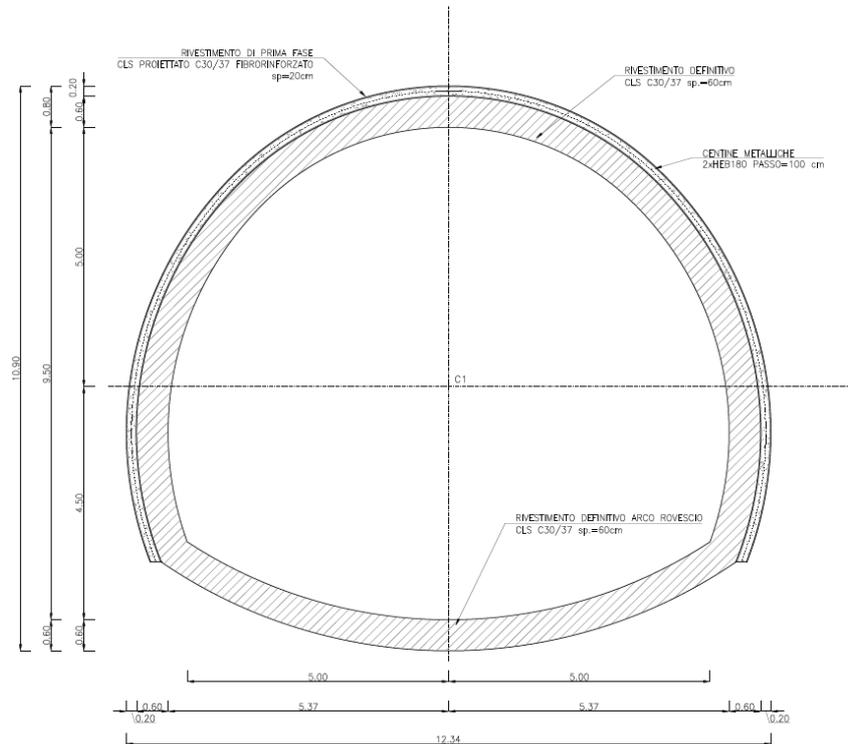


Figura 5.24 – Sezione tipo D2: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.5.3 Sezione tipo D3

La sezione tipo D3 (Figura 5.25) è prevista per l'attraversamento delle zone di faglia con coperture inferiori ai 300 m e per le alte coperture (> 300 m) dove l'ammasso si presenta intensamente fratturato e con parametri riconducibili a quelli minimi individuati per l'unità delle Arenarie di S. Vito.

In caso di particolare instabilità del fronte possono essere previsti dei consolidamenti in VTR di lunghezza 9 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB200 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su tutto il contorno di scavo, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C35/45.

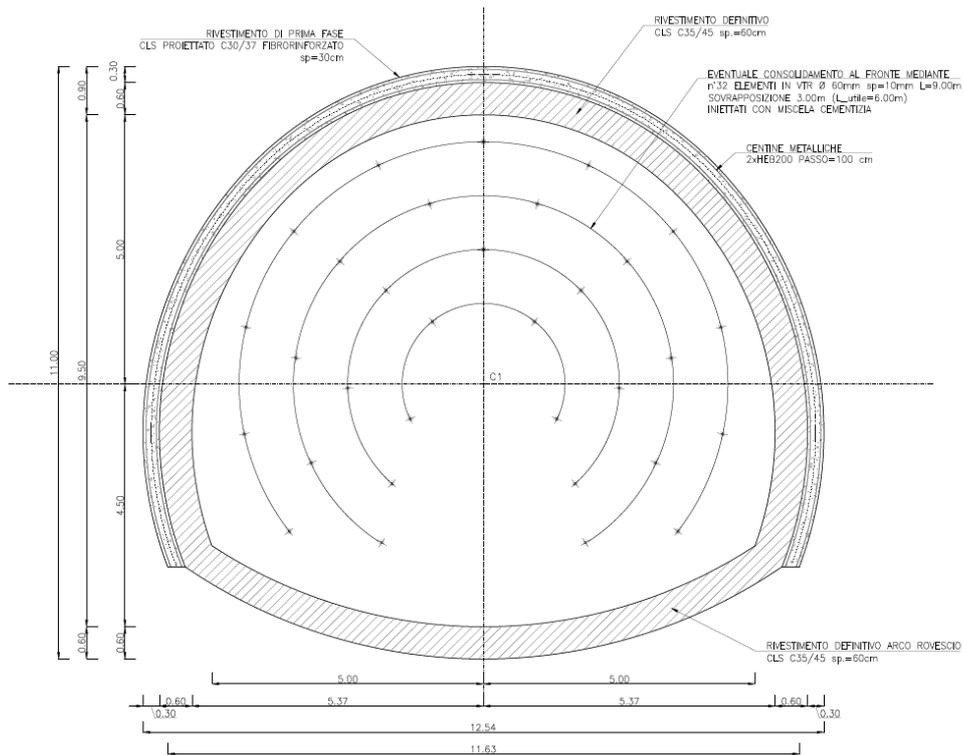


Figura 5.25 – Sezione tipo D3: geometria del cavo e interventi di sostegno

5.5.4 Sezione tipo D4

La sezione tipo D4 (Figura 5.26) è prevista per l'attraversamento delle zone di faglia con elevate coperture (>300 m).

Per garantire la stabilità degli scavi durante l'avanzamento è prevista la posa di un intervento di consolidamento del contorno mediante la tecnica del forepoling (Figura 5.27) e la posa di consolidamenti al fronte in VTR di lunghezza 9 m.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37 e centine accoppiate HEB200 con passo 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su tutto il contorno di scavo, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C35/45.

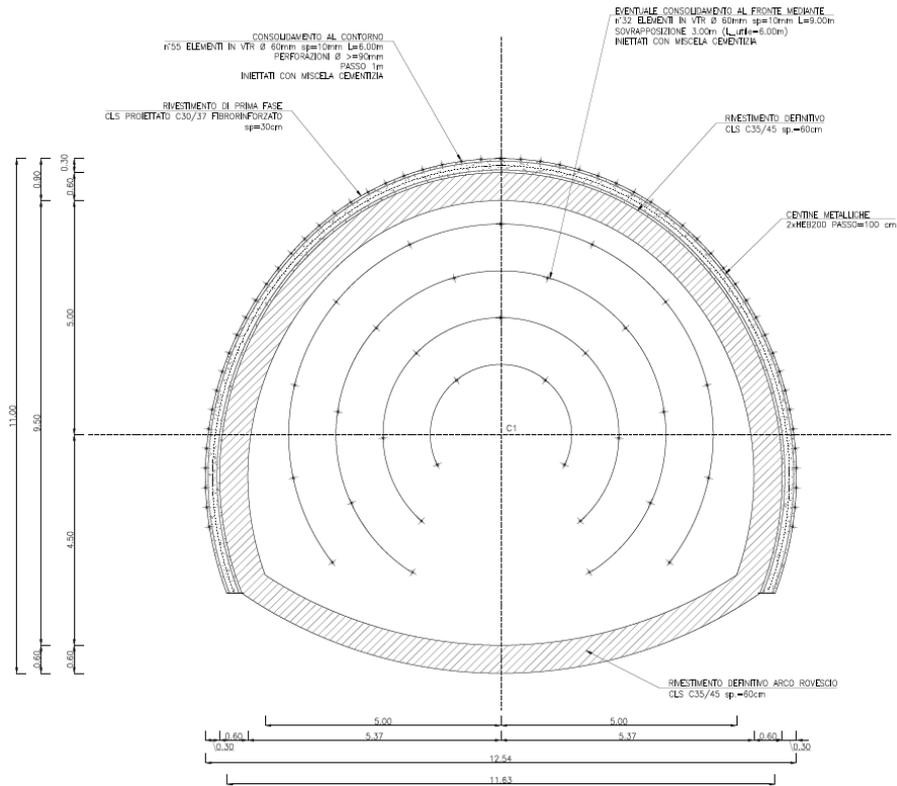


Figura 5.26 – Sezione tipo D4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

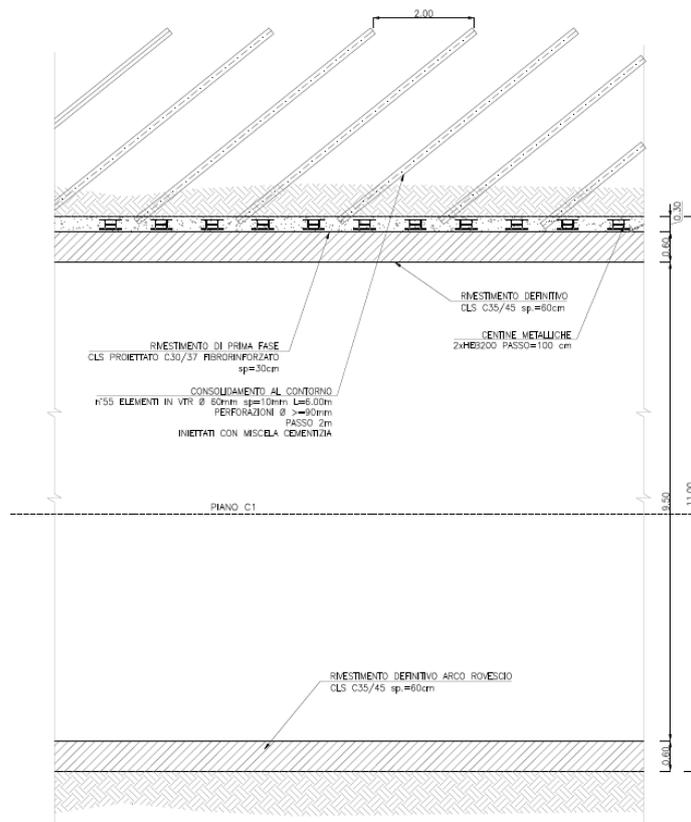


Figura 5.27 – Sezione tipo D4: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

5.5.5 Sezione tipo DImb

Come si è detto in precedenza, l'imbocco della discenderia avviene attraverso un pozzo posto in prossimità del bacino di monte. Per l'attacco della galleria, in considerazione delle ridotte coperture, si prevede di impiegare la sezione tipologica DImb (Figura 5.28 e Figura 5.29).

Per garantire la stabilità del cavo in condizioni di bassissima copertura, si prevede di rinforzare il contorno di scavo, mediante un ombrello di tubi metallici in calotta ed una serie di chiodature sull'altezza dei piedritti.

Il rivestimento di prima fase sarà dunque costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C30/37.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.

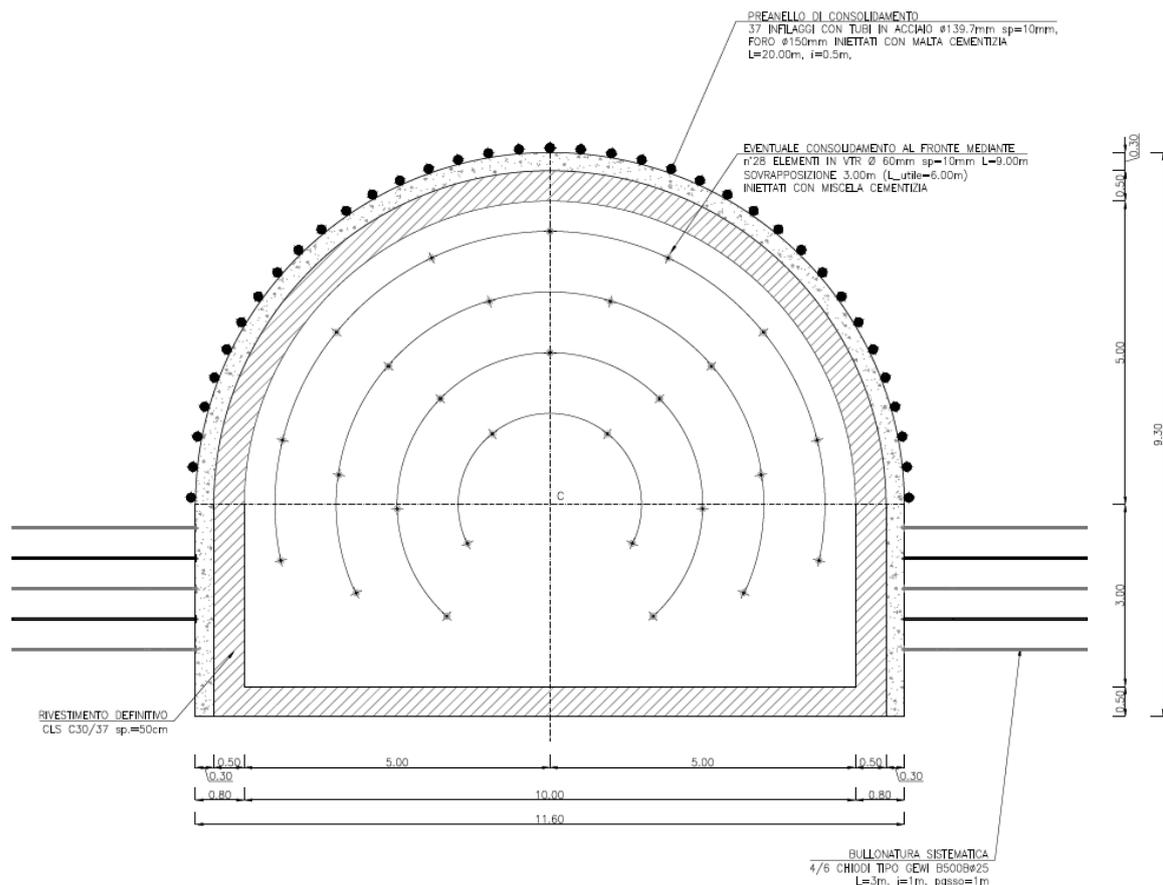


Figura 5.28 – Sezione tipo DImb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione trasversale

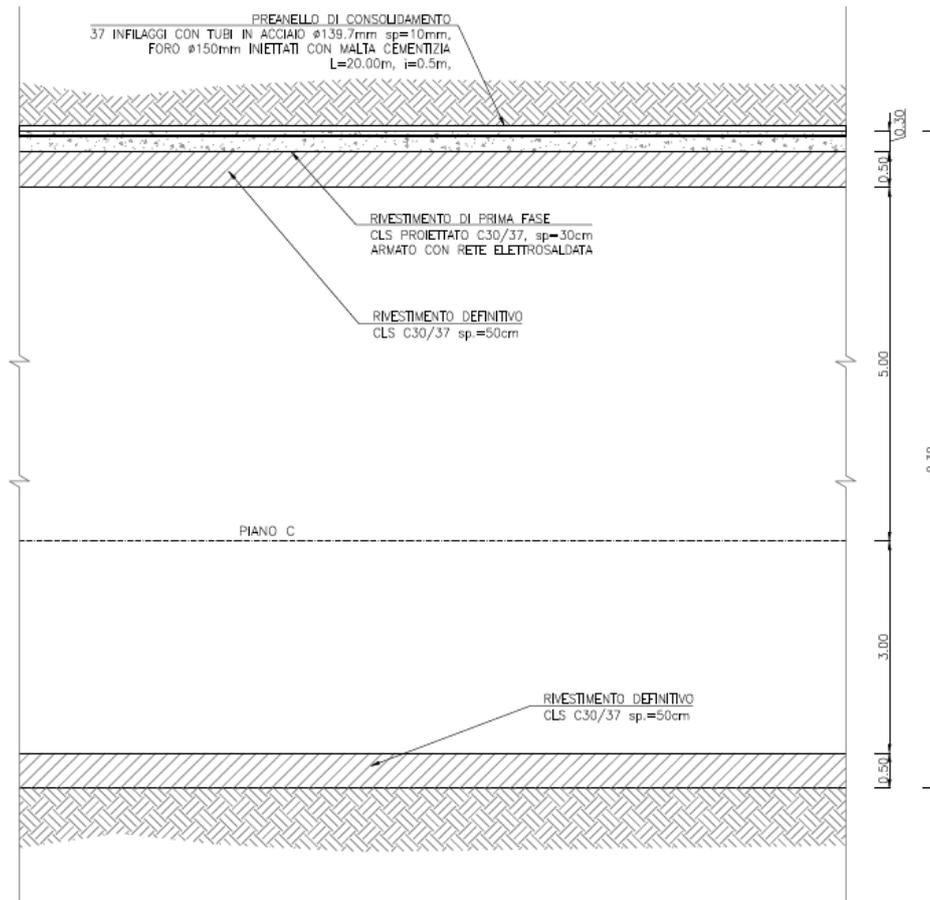


Figura 5.29 – Sezione tipo DImb: geometria del cavo e interventi di sostegno, sezione longitudinale

5.6 Paratia di imbocco della galleria di accesso

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota del piazzale antistante l'imbocco della galleria di accesso saranno sorretti da una paratia di micropali. L'opera di sostegno avrà uno sviluppo in pianta di 37.25 m ed un'altezza, in corrispondenza dell'asse della galleria, di 14 m.

La paratia sarà costituita da micropali aventi diametro 30 cm e spaziatura 50 cm, di lunghezza 20 m. Saranno realizzati con calcestruzzo classe C 25/30 e armati con tubi in acciaio S355 di diametro 193.7 mm e spessore 12 mm. La paratia sarà sostenuta da due ordini di tiranti a barre in acciaio S670/800 aventi diametro pari a 28 mm (diametro di perforazione pari a 120 mm), inclinati di 20° . Il primo ordine sarà posto a 4.5 m dalla testa della paratia, il secondo a 9.5 m. Le caratteristiche dei tiranti saranno le medesime per entrambi gli ordini: la lunghezza libera sarà pari a 3 m, la lunghezza del bulbo sarà di 5 m, il passo sarà di 3 m ed il precarico sarà pari a 100 kN. Le due file di tiranti saranno collegate a travi di ripartizione in acciaio S275 con profilo HEB140.

La sezione della paratia in corrispondenza dell'asse della galleria è riportata in Figura 5.30.

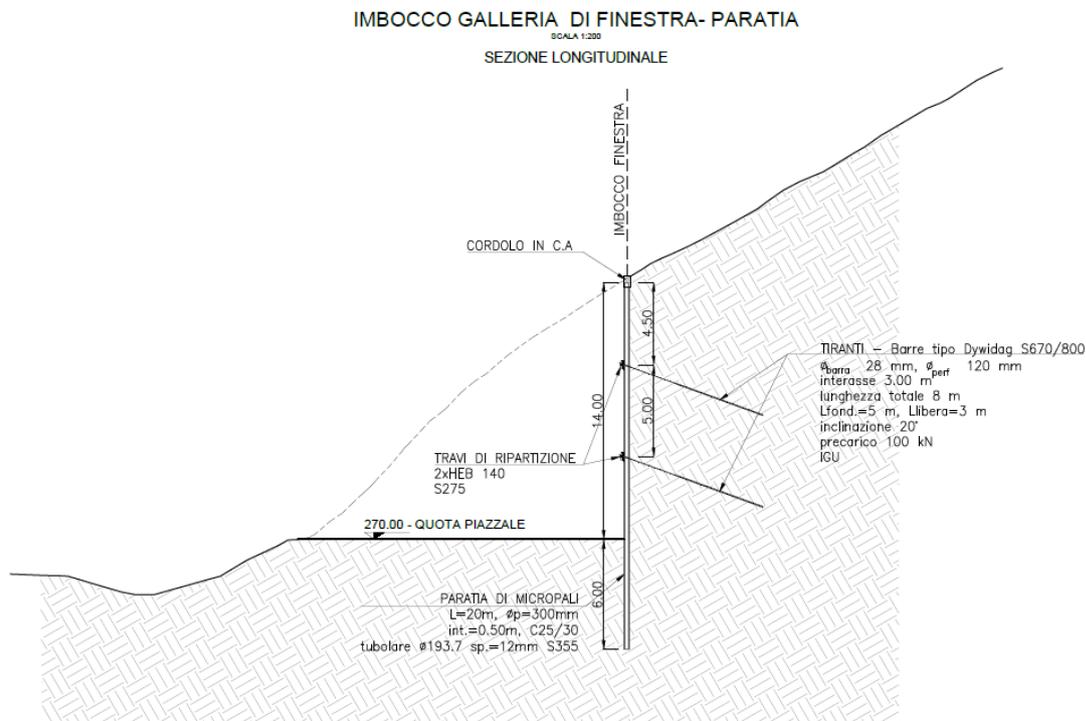


Figura 5.30 – Sezione tipo della paratia di imbocco della galleria di accesso

5.7 Paratia di imbocco della discenderia

L'imbocco della discenderia avverrà attraverso un apposito vano realizzato all'interno di una trincea avente pianta rettangolare di dimensioni nette pari a 40.0 x 15.0 m. Gli scavi necessari al raggiungimento della quota di imbocco della discenderia saranno sorretti da una paratia di micropali.

La paratia sarà costituita da micropali aventi diametro 25 cm, interasse 40 cm e lunghezza pari a 17 m. Saranno realizzati con calcestruzzo classe C 25/30 e armati con tubi in acciaio S355 di diametro 168.3 mm e spessore 10 mm. La paratia sarà sostenuta da tre ordini di tiranti a barre in acciaio S670/800 aventi diametro pari a 30 mm (diametro di perforazione pari a 120 mm), inclinati di 20°. Il primo ordine sarà posto a 3 m dalla testa della paratia, il secondo a 6 m ed il terzo a 9 m. Le caratteristiche dei tiranti saranno le seguenti: la lunghezza libera sarà pari a 3.0 m, 5.0 m e 7.0 m rispettivamente per il primo, il secondo ed il terzo ordine, la lunghezza del bulbo sarà di 3.0 m, il passo sarà di 2.0 m ed il precarico sarà pari a 100 kN per ciascuno dei tre ordini. Le tre file di tiranti saranno collegate a travi di ripartizione in acciaio S275 con profilo HEB140.

La sezione della paratia in corrispondenza dell'asse della galleria è riportata in Figura 5.31.

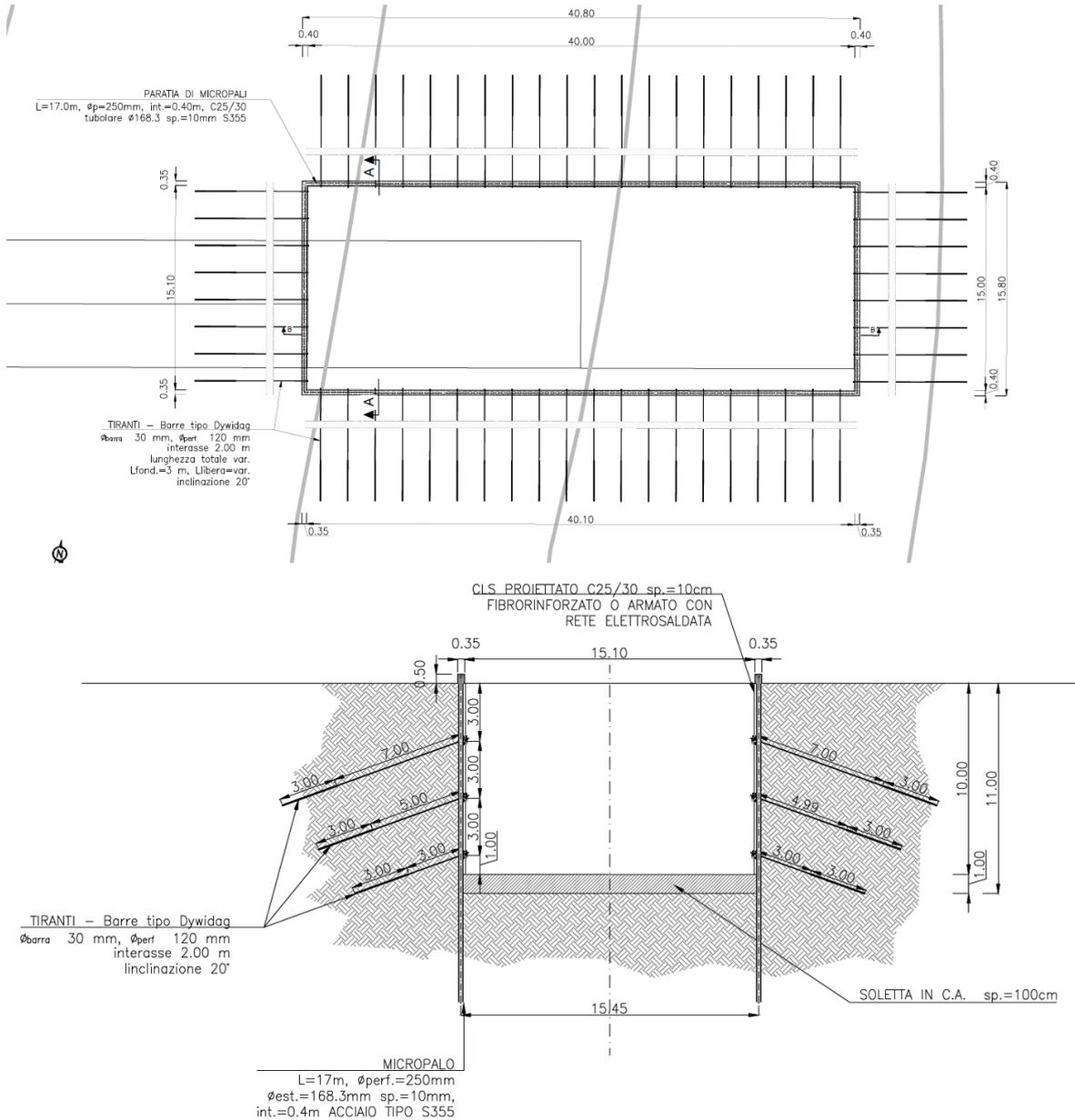


Figura 5.31 – Planimetria e sezione tipo della paratia di imbocco della discenderia

5.8 Materiali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono definiti di seguito:

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza

C 30/37

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

$f_{cd} \geq 17\text{ N/mm}^2$

modulo elastico

$E = 28500\text{ MPa}$

dosaggio fibre

$\geq 3\text{ kg/m}^3$

Acciaio per centine galleria

tipo di acciaio	S275
tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Calcestruzzo per getti in opera in sotterraneo

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 32800 \text{ MPa}$

classe di resistenza	C 35/45
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 19.83 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 34077 \text{ MPa}$

Acciaio in barre per armature

tipo di acciaio	B450C
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Acciaio per chiodi da roccia

tipo di acciaio	B500B
tensione di snervamento	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 476.2 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Elementi strutturali in VTR al fronte

densità	$\geq 1.7 \text{ t/m}^3$
resistenza a trazione	$\geq 400 \text{ MPa (UNI 5819)}$
allungamento a rottura	$\geq 2\%$
resistenza a flessione	$\geq 350 \text{ MPa (UNI 4219)}$
resistenza a taglio	$\geq 85 \text{ MPa (ASTM D732)}$
modulo elastico	$E \geq 15000 \text{ MPa}$
contenuto in vetro in peso	$\geq 55\%$

Infilaggi in tubi in acciaio

tipo di acciaio	S355JRH o S355J0H
secondo UNI EN 10210 - 1 o UNI EN 10219	

Malta di iniezione per micropali

classe C25/30

Malta di iniezione del bulbo di ancoraggio (tiranti)

classe C25/30

Acciaio per armatura micropali

tipologia del materiale S355
tensione di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico $E = 210 \text{ GPa}$

Acciaio per travi di ripartizione

tipologia del materiale S275
sezione HEB 140
tensione di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico $E = 210 \text{ GPa}$

Acciaio per tiranti a barre

tipologia del materiale S670/800
tensione di snervamento $f_{yk} = 670 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico $E = 210 \text{ GPa}$

6. ANALISI NUMERICHE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche dei modelli realizzati, successivamente vengono illustrati i principali risultati ottenuti dalle simulazioni condotte.

6.1 Generalità

6.1.1 Modellazione gallerie

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso e delle strutture di sostegno delle opere in sotterraneo sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, utilizzando il codice di calcolo Phase 2 v. 8.024.

Il metodo degli elementi finiti in campo piano permette una valutazione, in termini quantitativi, dello stato tensionale e degli spostamenti nel terreno e nelle strutture, tenendo conto di uno stato di tensione iniziale anisotropo, dell'effettiva situazione geometrica in esame e della sequenza degli interventi previsti.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali.

Il livello della falda considerato nei modelli di calcolo è stato dedotto dalle indicazioni fornite sulla *Relazione geologica generale*, in assenza di informazioni più precise circa l'andamento della piezometria lungo tutto il tracciato della galleria sono state svolte delle ipotesi conservative, le quali dovranno essere confermate nelle successive fasi di studio.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

Per simulare gli effetti tensionali indotti dagli scavi, considerando la tridimensionalità del problema, si è adottata una tecnica di simulazione comunemente utilizzata nel calcolo

di gallerie: questa consiste nell'applicazione di un sistema di forze equivalenti, con le quali la superficie lungo cui si opera lo scavo viene liberata dalle tensioni inizialmente presenti nel terreno (Barla e Jarre, 1986).

L'effetto di contenimento del cavo, dovuto al fronte di avanzamento, è introdotto nelle analisi graduando il sistema di forze equivalenti applicate sulla superficie dello scavo, in accordo con i procedimenti costruttivi previsti. La percentuale delle forze di scavo da applicare è valutabile, in funzione della distanza del fronte di avanzamento dalla sezione di calcolo, del comportamento del terreno (elastico; elasto-plastico) e della eventuale presenza di interventi di contenimento sul nucleo di scavo.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

- definizione del modello (dimensione fisica e geometrica della regione da rappresentare, sia per il terreno che per le strutture di sostegno, numerazione dei nodi e degli elementi, condizioni di contorno)
- definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dei materiali interessati
- definizione dello stato tensionale preesistente nel terreno, prima dello scavo della galleria
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi. Nei casi di elevata copertura il modello non viene esteso fino al piano campagna, ma si tiene conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Le strutture costituenti il rivestimento di prima fase, in calcestruzzo proiettato armato con centine, e le strutture costituenti il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo "liner" con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate.

Come descritto nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, per la simulazione del comportamento tensio-deformativo di ciascuna opera in sotterraneo sono stati realizzati due differenti modelli numerici:

1. Modello in condizioni statiche: sufficientemente esteso in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi. Nei casi di elevata copertura il modello non viene esteso fino al piano campagna, ma si tiene conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.
2. Modello in condizioni sismiche: questo secondo modello numerico, specifico per la simulazione delle condizioni sismiche, simula con più efficacia la "scatola di taglio" tipica del *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. In questo caso la dimensione del modello è stata ridotta ad un quadrato di lato pari a circa 4 volte il diametro

equivalente della galleria. Per verificare la coerenza tensionale e deformativa tra il modello in condizioni statiche e quello in condizioni sismiche si è verificato che su quest'ultimo i principali parametri tensionali e deformativi avessero, nell'ultimo step immediatamente precedente l'applicazione del carico sismico, una variazione non superiore al 5% rispetto al primo modello.

Le diverse fasi considerate nelle analisi sono riepilogate di seguito per le diverse sezioni tipo. I valori del rilascio tensionale parziale impiegati durante le diverse fasi realizzative sono stati definiti, per ciascuna sezione di calcolo secondo la formula sottostante in base alla distanza di installazione dei rivestimenti.

$$\lambda(x) = 0,28 + 0,72 \left\{ 1 - \left[\frac{0,84 \cdot a}{(0,84 \cdot a + x)} \right]^2 \right\}$$

dove:

- λ è lo scarico parziale delle tensioni
- x è la distanza dal fronte
- a è il raggio equivalente della sezione di scavo

Sezione tipo GI-1

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'85% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'95% delle forze agenti
- STEP6 - Allontanamento del fronte di scavo dal rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Fase di esercizio: applicazione del carico idrostatico interno alla galleria
- STEP8 - Per il modello statico si è valutato il deterioramento completo del rivestimento di prima fase con il rilascio delle tensioni sul rivestimento definitivo; per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezioni tipo GI-2, GI-3 e GI-4

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino al 70% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 75% delle forze agenti

- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'80%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'90% delle forze agenti
- STEP7 - Allontanamento del fronte di scavo dal rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP8 - Fase di esercizio: applicazione del carico idrostatico interno alla galleria
- STEP9 - Per il modello statico si è valutato il deterioramento completo del rivestimento di prima fase con il rilascio delle tensioni sul rivestimento definitivo; per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo P-Piez 1

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP4 - Installazione dei chiodi da roccia con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 92% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase (spritz) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'95%
- STEP6 - Posa della platea di fondazione con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'98% delle forze agenti
- STEP7 - Allontanamento del fronte di scavo dal rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezioni tipo P-Piez 2

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'90%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'95% delle forze agenti
- STEP7 - Allontanamento del fronte di scavo dal rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti

- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezioni tipo P-Piez 3

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 92% delle forze agenti
- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'95%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo con ulteriore rilascio tensionale parziale fino all'98% delle forze agenti
- STEP7 - Allontanamento del fronte di scavo dal rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo GV-1

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP4 - Installazione dei chiodi da roccia con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase (spritz) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 95%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo GV-2

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'85% delle forze agenti

- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 95%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo GV-3

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo GV-4

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 – Realizzazione consolidamento sul contorno di scavo, mediante elementi in VTR iniettati con miscela cementizia
- STEP4 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP6 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90%
- STEP7 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP8 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP9 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo D1

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP4 - Installazione dei chiodi da roccia con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase (spritz) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 95%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo D2 e D3

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP5 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90%
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

Sezione tipo D4

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 – Realizzazione consolidamento sul contorno di scavo, mediante elementi in VTR iniettati con miscela cementizia
- STEP4 - Scavo a piena sezione della galleria con rilascio tensionale parziale fino all'80% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase con parametri di resistenza dello spritz ridotti (spritz fresco) con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 85% delle forze agenti
- STEP6 - Maturazione dello spritz con ulteriore rilascio tensionale parziale fino al 90%

- STEP7 - Posa del rivestimento definitivo gettato in opera con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP8 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP9 - Per il modello impiegato per le analisi sismiche si è applicata la scatola di taglio che simula gli effetti di spostamento dovuti al sisma.

6.1.2 Modellazione delle paratie poste a sostegno degli scavi in superficie

6.1.2.1 Paratia di imbocco della galleria di accesso

Le verifiche riguardanti la paratia sono state effettuate mediante l'utilizzo del software ParatiePlus, codice agli elementi finiti.

Il modello è stato realizzato suddividendolo in 7 fasi, denominate stages, descritte del seguito:

- Stage 1 - Infissione dei micropali nel terreno
- Stage 2 - Scavo a valle della paratia fino a 5 m dalla testa
- Stage 3 - Installazione del primo ordine di tiranti a 4.5 m dalla testa della paratia
- Stage 4 - Scavo a valle della paratia fino a 10 m dalla testa
- Stage 5 - Installazione del secondo ordine di tiranti a 9.5 m dalla testa della paratia
- Stage 6 - Scavo a valle della paratia fino al raggiungimento del fondo scavo situato a 14 m dalla testa
- Stage 7 - Applicazione dell'azione sismica secondo il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe.

Nell'ultima fase di analisi, in cui è stata introdotta l'azione sismica, sono stati considerati i due scenari sismici: SISM-STR (SLV strutturale) e SISM-GEO (SLV geotecnico) entrambi valutati inserendo la spinta sismica rivolta sia verso il basso ($+k_v$), sia verso l'alto ($-k_v$).

6.1.2.2 Paratia di imbocco della Discenderia

Le verifiche riguardanti la paratia sono state effettuate mediante l'utilizzo del software ParatiePlus, codice agli elementi finiti.

Il modello è stato realizzato suddividendolo in 9 fasi, denominate stages, descritte del seguito:

- Stage 1 - Infissione dei micropali nel terreno
- Stage 2 - Scavo a valle delle paratie fino a 3.5 m dalla testa

- Stage 3 - Installazione del primo ordine di tiranti a 3 m dalla testa delle paratie
- Stage 4 - Scavo a valle delle paratie fino a 6.5 m dalla testa
- Stage 5 - Installazione del secondo ordine di tiranti a 6 m dalla testa delle paratie
- Stage 6 - Scavo a valle delle paratie fino a 9.5 m dalla testa
- Stage 7 - Installazione del secondo ordine di tiranti a 9 m dalla testa delle paratie
- Stage 8 - Scavo a valle delle paratie fino al raggiungimento del fondo scavo situato a 11 m dalla testa
- Stage 9 - Applicazione dell'azione sismica secondo il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe.

Nell'ultima fase di analisi, in cui è stata introdotta l'azione sismica, sono stati considerati i due scenari sismici: SISM-STR (SLV strutturale) e SISM-GEO (SLV geotecnico) entrambi valutati inserendo la spinta sismica rivolta sia verso il basso ($+k_v$), sia verso l'alto ($-k_v$).

6.2 Galleria idraulica

6.2.1 Sezione tipo GI-1

La sezione tipo GI-1 è stata verificata per due condizioni: copertura massima, pari a 490 m, e copertura medio-bassa, pari a 78 m, con caratteristiche geomeccaniche delle arenarie di S. Vito poco fratturate (Tabella 6.1).

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.1). La quota piezometrica per l'applicazione della pressione interna è stata considerata, rispetto l'asse galleria, a +140 m per il modello con copertura massima e a +66.5 m per il modello a copertura medio-bassa, superiore alla quota di massimo invaso così da tenere conto di eventuali colpi di pressione durante la fase di esercizio dell'impianto.

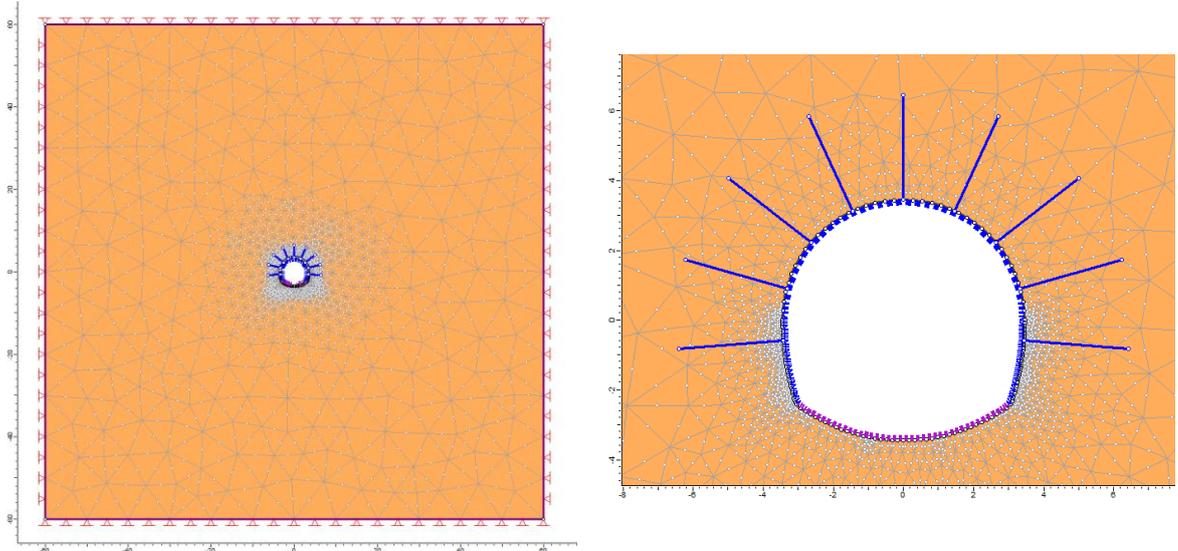


Figura 6.1 – Sezione tipo GI-1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

Tabella 6.1 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m^3	MPa	MPa
26	70	55	13	0	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7860

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.2 e Figura 6.3)

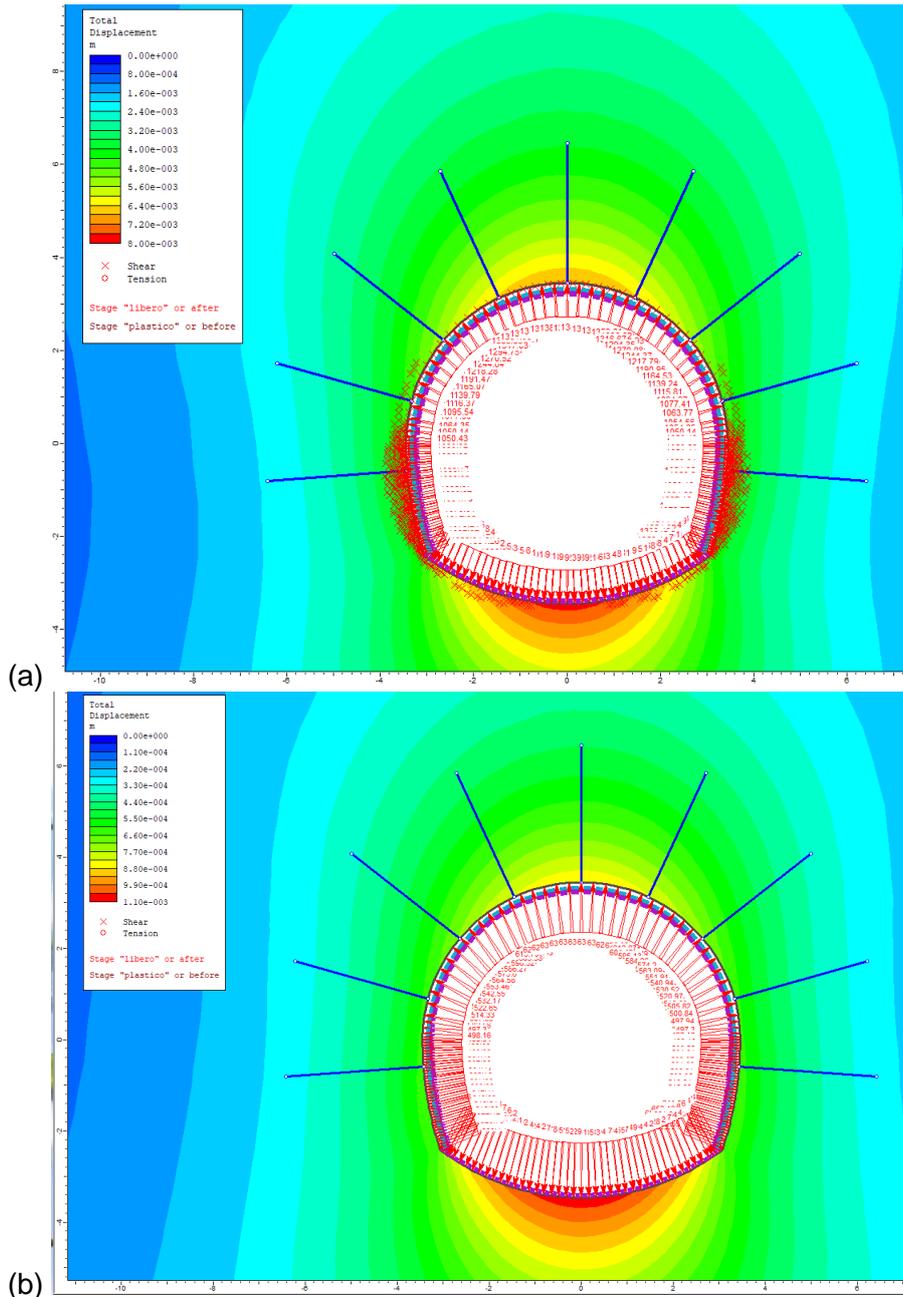


Figura 6.2 – Sezione tipo GI-1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio (a) copertura massima, 490 m (b) copertura medio-bassa, 78 m

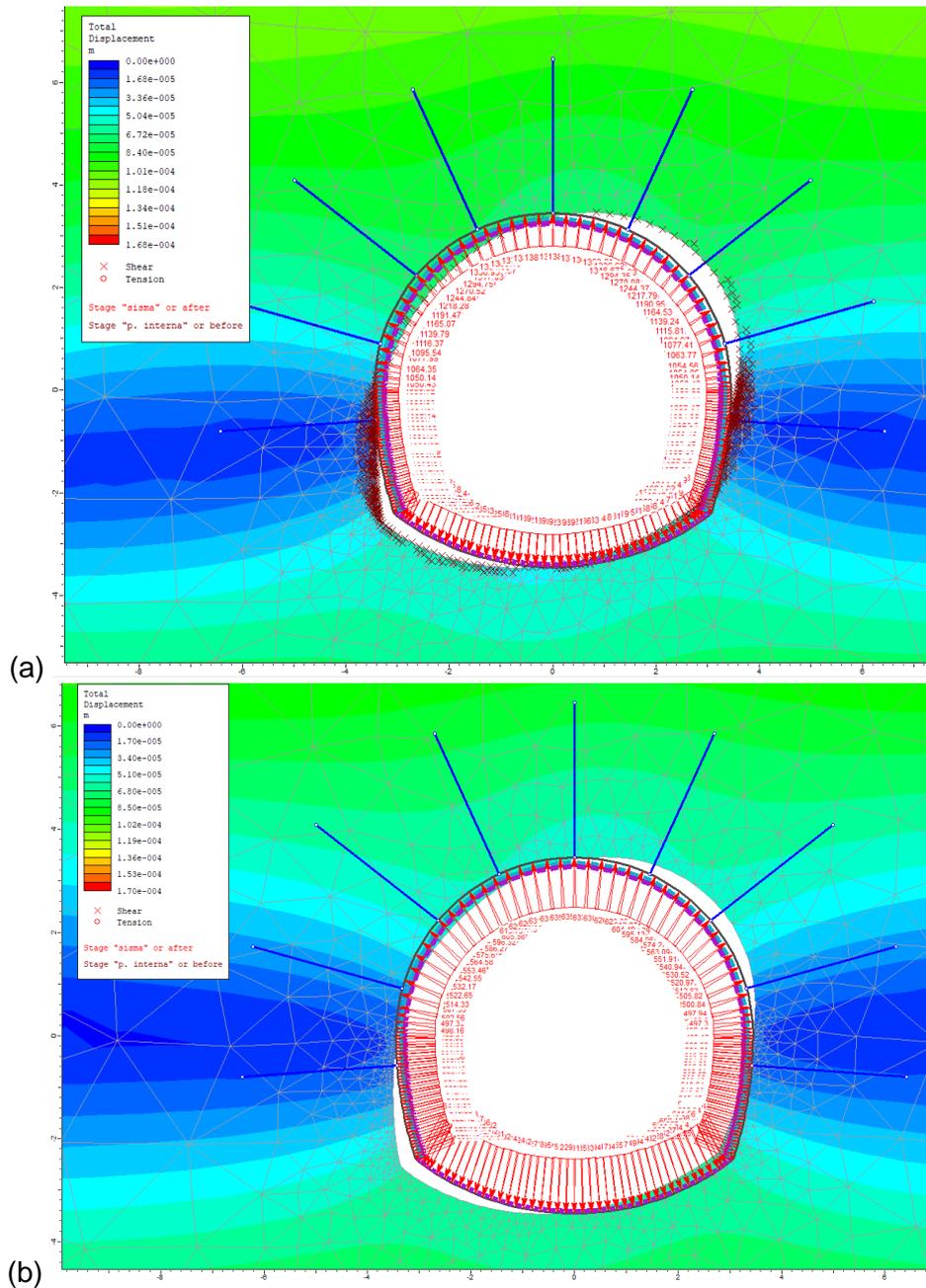


Figura 6.3 – Sezione tipo GI-1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio) (a) copertura massima, 490 m (b) copertura medio-bassa, 78 m

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una porzione di ammasso plasticizzata limitata in corrispondenza dei piedritti per il solo modello con copertura massima
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano inferiori al centimetro, con un massimo di circa 8 mm in corrispondenza dell’arco rovescio per il modello con copertura massima
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell’intorno del cavo non subisce variazioni

- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.2.2 Sezione tipo GI-2

La sezione tipo GI-2 è stata verificata per due condizioni: copertura medio-bassa pari a circa 78 m (per entrambe le condizioni) con caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito intensamente fratturate e in zona di faglia (Tabella 6.2).

Tabella 6.2 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

condizione	γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
	kN/m ³	MPa	MPa
fratt.	26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800
faglia	26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.4). La quota piezometrica per l'applicazione della pressione interna è stata considerata a +66.5 m, superiore alla quota di massimo invaso così da tenere conto di eventuali colpi di pressione durante la fase di esercizio dell'impianto.

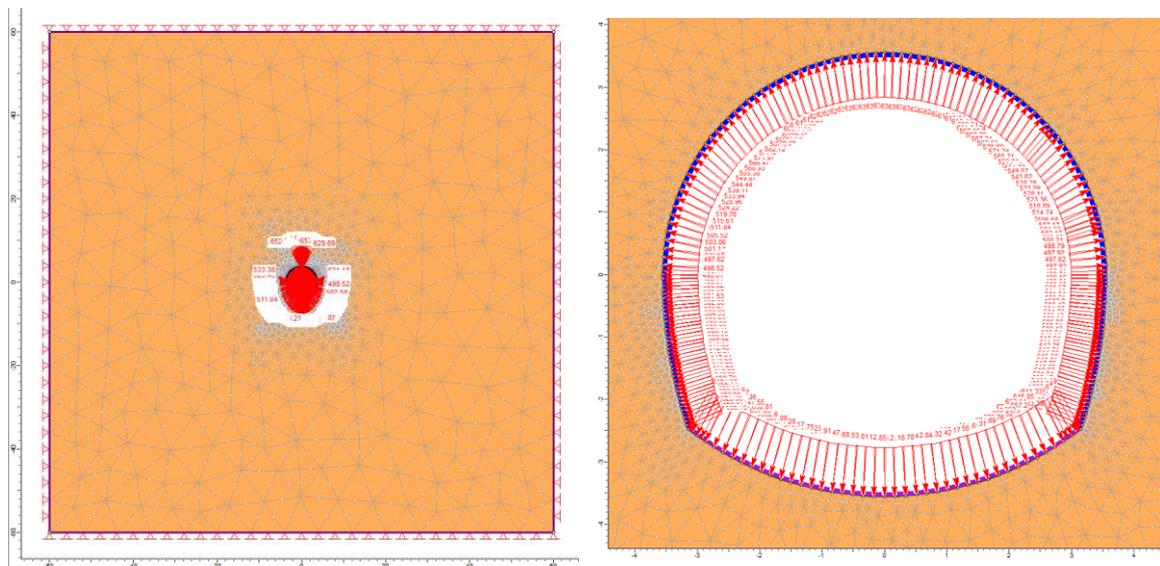


Figura 6.4 – Sezione tipo GI-2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.5 e Figura 6.6).

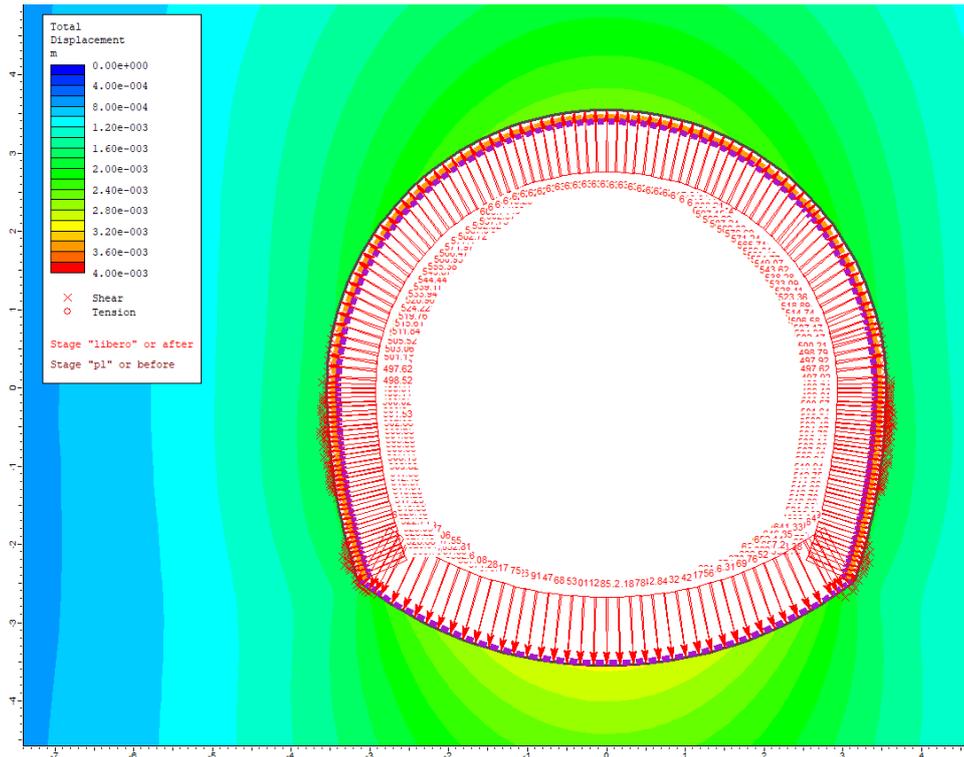


Figura 6.5 – Sezione tipo GI-2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

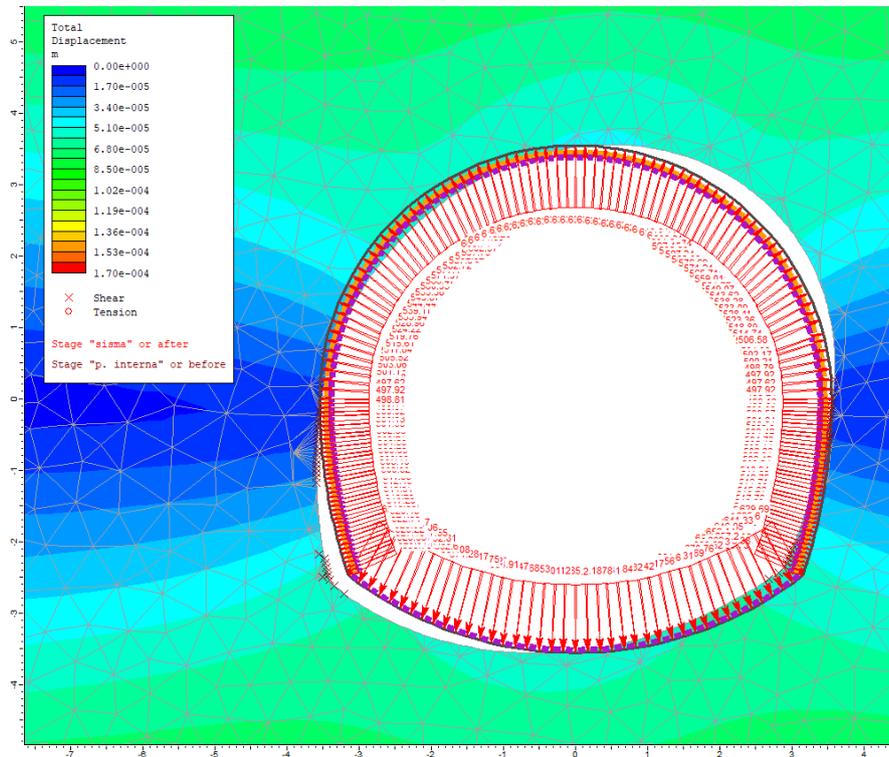


Figura 6.6 – Sezione tipo GI-2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una porzione di ammasso plasticizzata limitata in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano inferiori al centimetro, con un massimo di circa 3 mm in corrispondenza dell'arco rovescio
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.2.3 Sezione tipo GI-3

La sezione tipo GI-3 è stata verificata per la condizione di copertura massima, pari a circa 490 m, e le caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito intensamente fratturate (Tabella 6.3).

Tabella 6.3 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.7). La quota piezometrica per l'applicazione della pressione interna è stata considerata a +140 m, superiore alla quota di massimo invaso così da tenere conto di eventuali colpi di pressione durante la fase di esercizio dell'impianto.

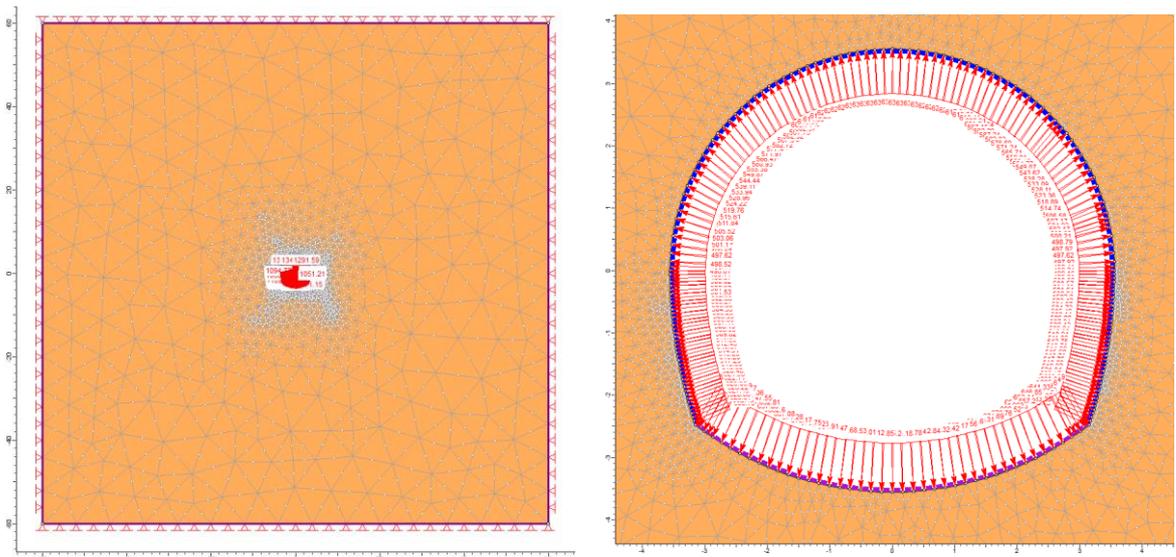


Figura 6.7 – Sezione tipo GI-3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.8 e Figura 6.9).

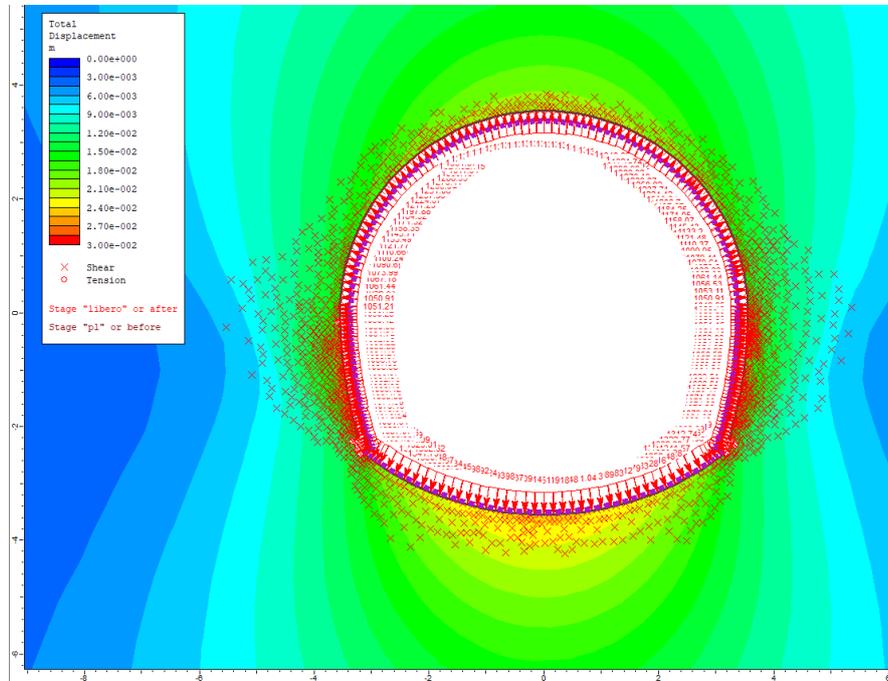


Figura 6.8 – Sezione tipo GI-3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

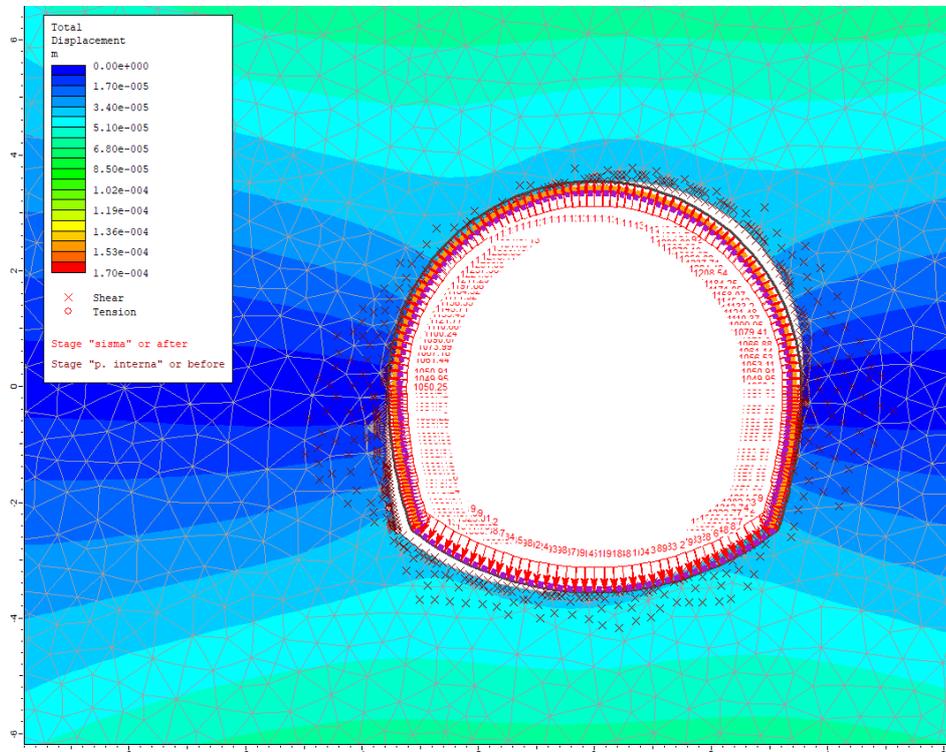


Figura 6.9 – Sezione tipo GI-3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 35 cm in calotta e i 200 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico, con un massimo di circa 2.5 cm in arco rovescio ed un minimo di 1.7 sui piedritti
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.2.4 Sezione tipo GI-4

La sezione tipo GI-4 è stata verificata per la condizione di copertura massima, pari a circa 490 m con caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito in zona di faglia (Tabella 6.4).

Tabella 6.4 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito in zona di faglia

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.10). La quota piezometrica per l'applicazione della pressione interna è stata considerata a +140 m, superiore alla quota di massimo invaso così da tenere conto di eventuali colpi di pressione durante la fase di esercizio dell'impianto.

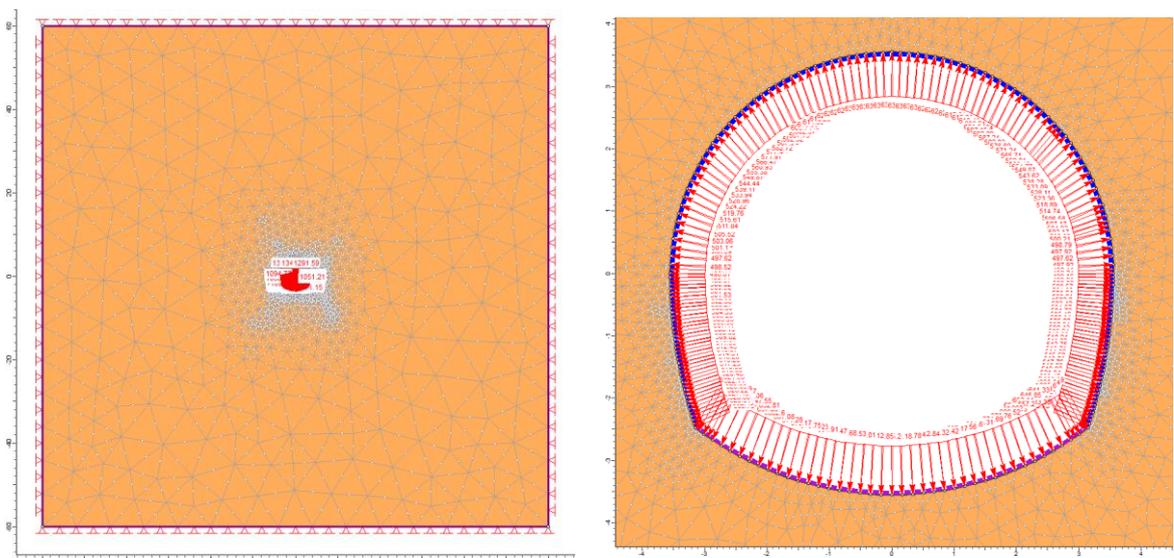


Figura 6.10 – Sezione tipo GI-4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.11 e Figura 6.12).

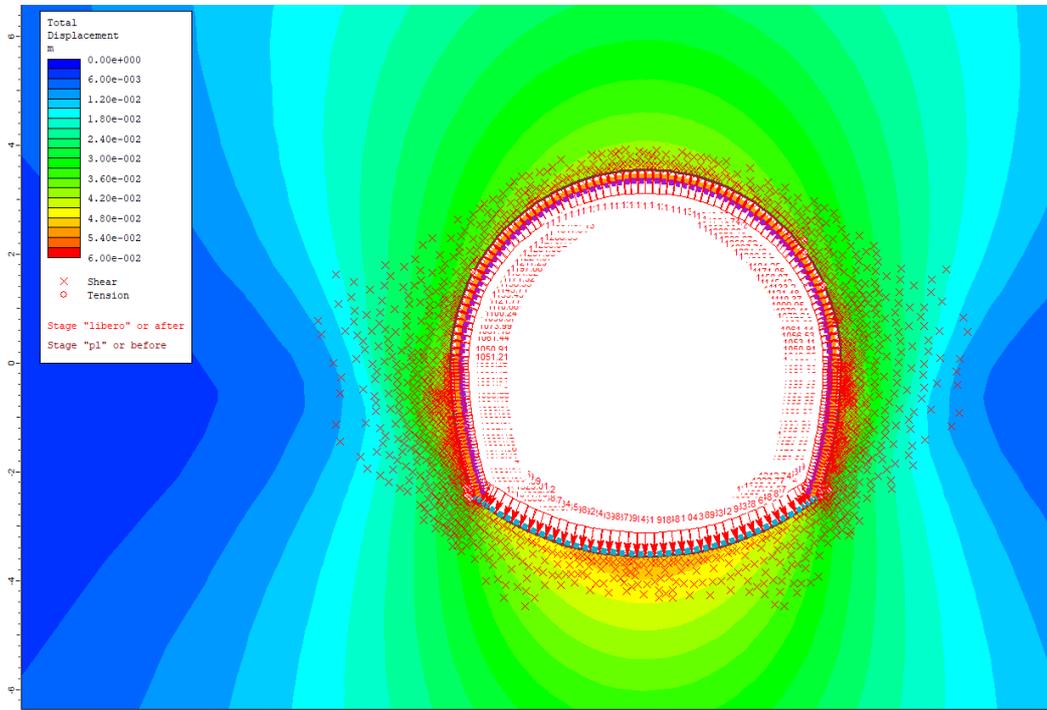


Figura 6.11 – Sezione tipo GI-4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

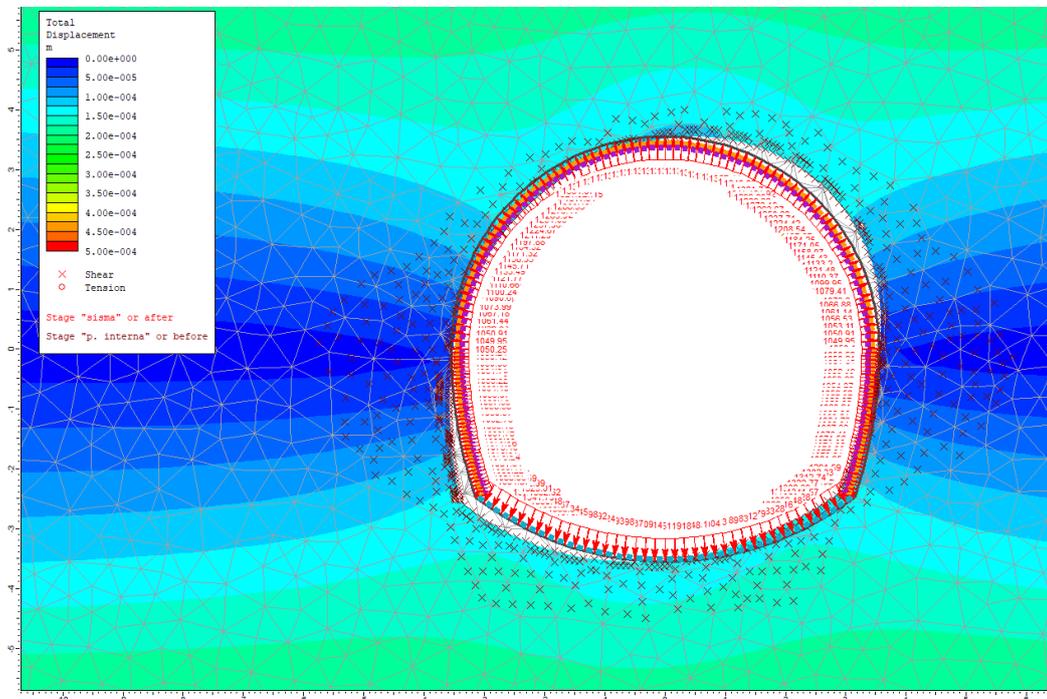


Figura 6.12 – Sezione tipo GI-4: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 50 cm in calotta e i 250 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico, con un massimo di circa 5.1 cm in arco rovescio ed un minimo di 3.8 sui piedritti
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.3 Galleria di accesso al Pozzo Piezometrico

La Galleria di accesso al Pozzo Piezometrico è caratterizzata da una copertura pressoché costante pari a circa 350 m. Le analisi delle diverse sezioni tipo si distinguono dunque unicamente per le caratteristiche geomeccaniche attribuite all'ammasso e per la tipologia di interventi di sostegno simulati.

6.3.1 Sezione tipo P-Piez 1

La sezione tipo P-Piez 1 è stata verificata simulando le caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito poco fratturate (Tabella 6.5).

La sezione P-Piez 1 prevede la posa del solo rivestimento di prima fase così da ridurre i costi ed il tempo per la realizzazione dello scavo nei tratti con buone caratteristiche geomeccaniche.

Tabella 6.5 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	70	55	13	0	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7860

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.13).

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.14 e Figura 6.15).

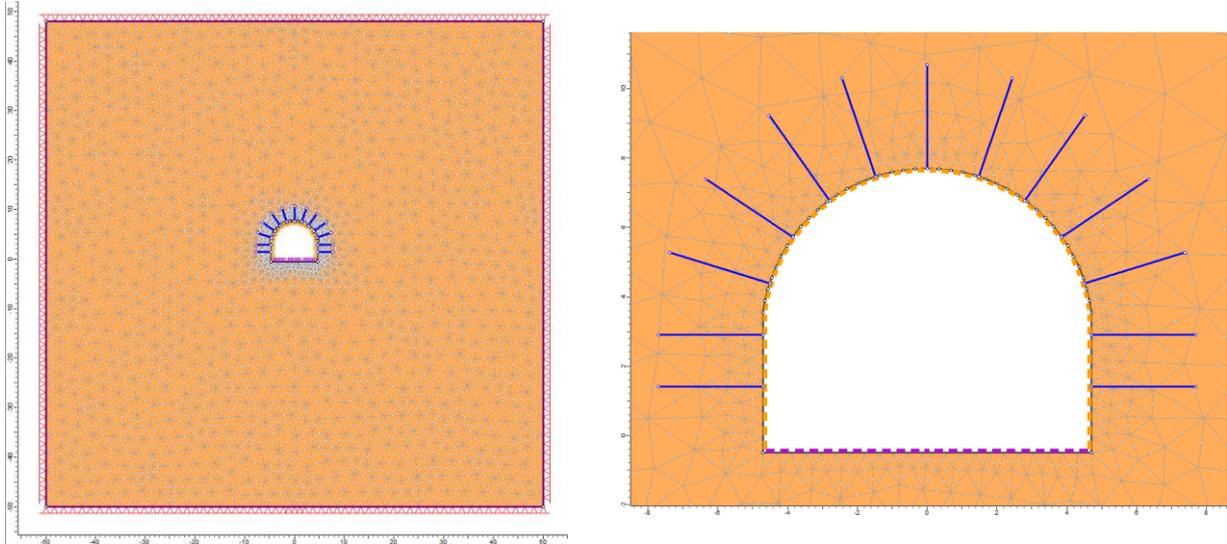


Figura 6.13 – Sezione tipo P-Piez 1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

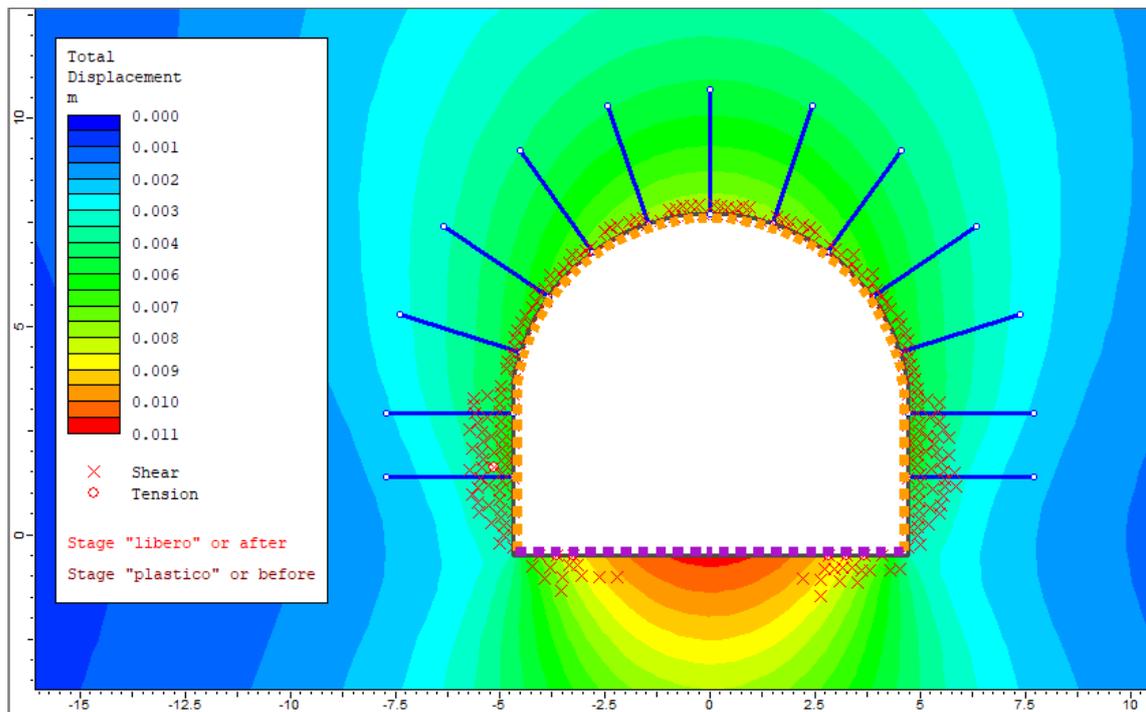


Figura 6.14 – Sezione tipo P-Piez 1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 50 cm in calotta e i 150 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine millimetrico con un massimo di circa 10 mm in arco rovescio ed un minimo di 6 mm in corrispondenza dei piedritti

- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

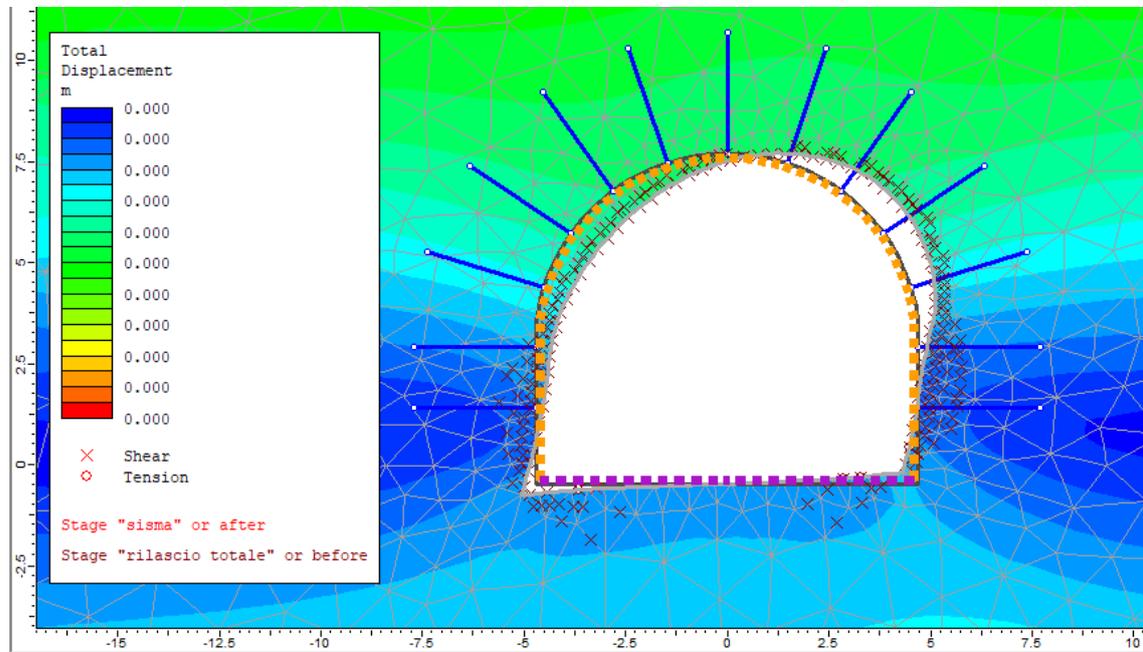


Figura 6.15 – Sezione tipo P-Piez 1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

6.3.2 Sezione tipo P-Piez 2

La sezione tipo P-Piez 2 è stata verificata le caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito intensamente fratturate (Tabella 6.6).

Tabella 6.6 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.16).

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.17 e Figura 6.18).

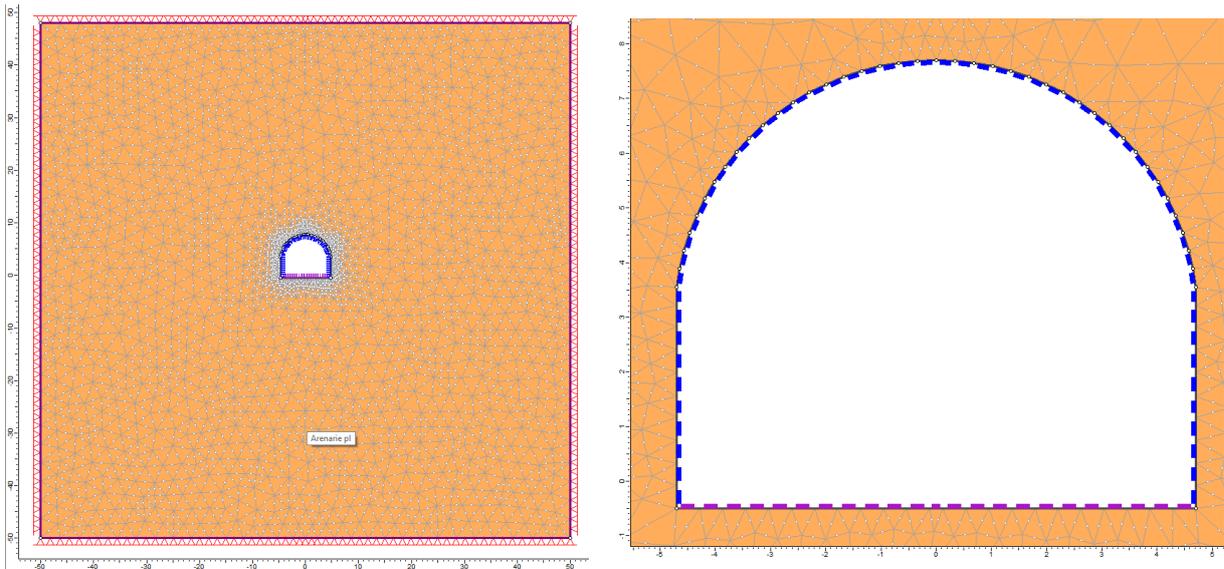


Figura 6.16 – Sezione tipo P-Piez 2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

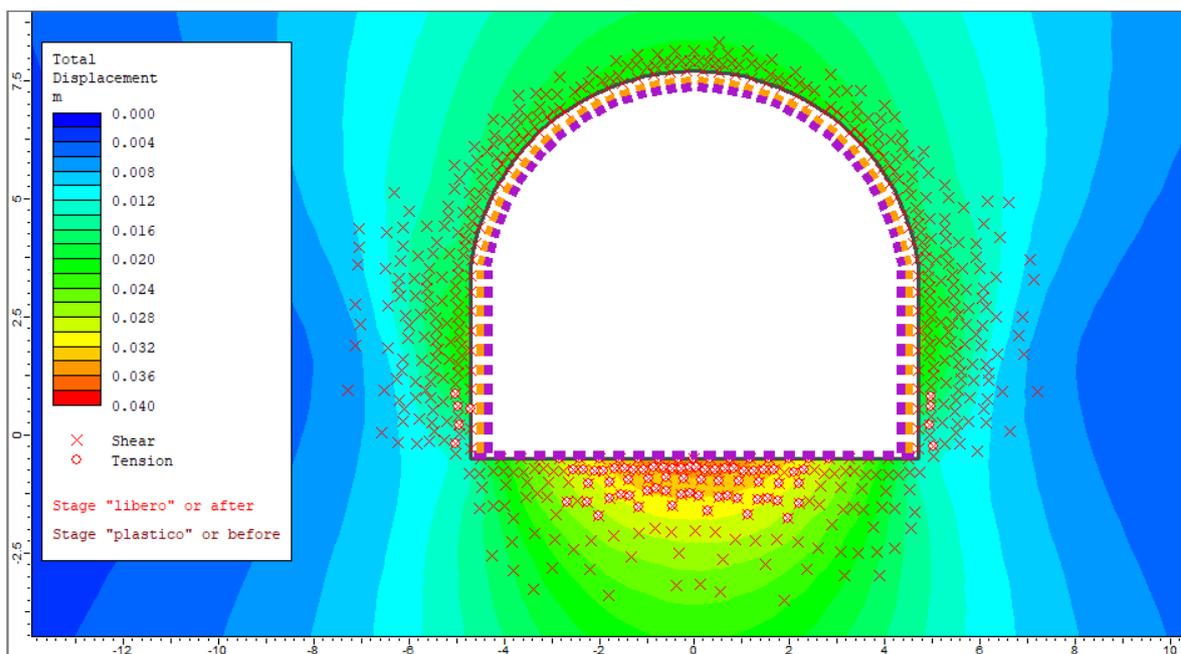


Figura 6.17 - Sezione tipo P-Piez 2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 70 cm in calotta e i 260 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un massimo di circa 3.6 cm in arco rovescio ed un minimo di 2.3 cm in corrispondenza dei piedritti
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti

- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

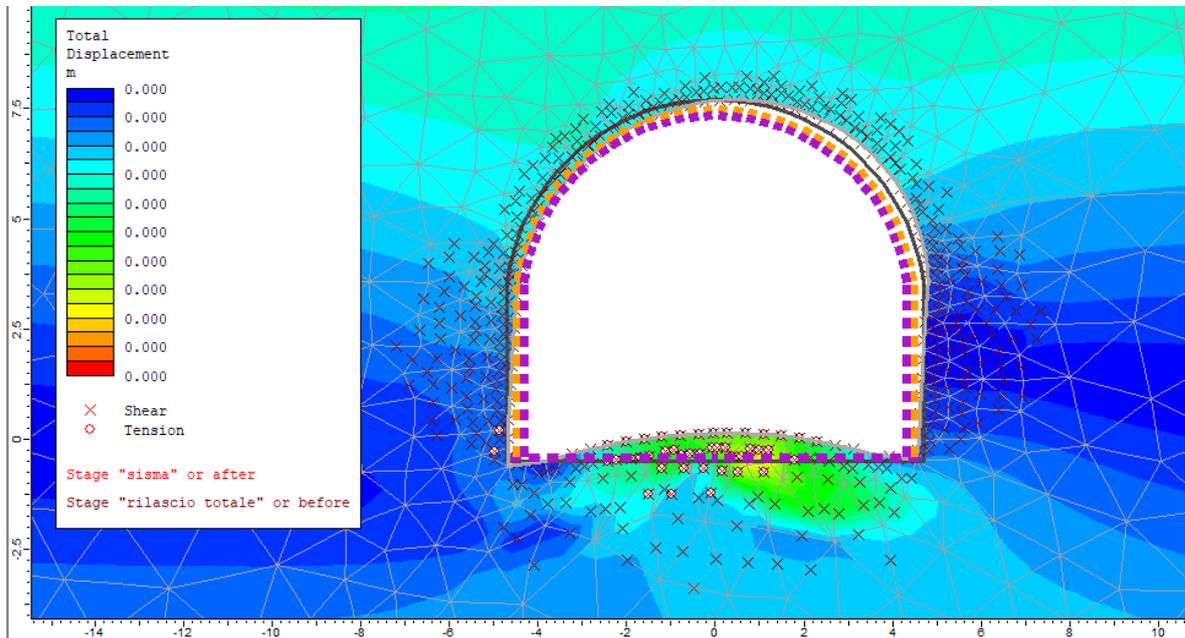


Figura 6.18 – Sezione tipo P-Piez 2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

6.3.3 Sezione tipo P-Piez 3

La sezione tipo P-Piez 3 è stata verificata utilizzando le caratteristiche geomeccaniche per le arenarie di S. Vito in zona di faglia (Tabella 6.7).

Tabella 6.7 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito in zona di faglia

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

In considerazione dell’elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.19)

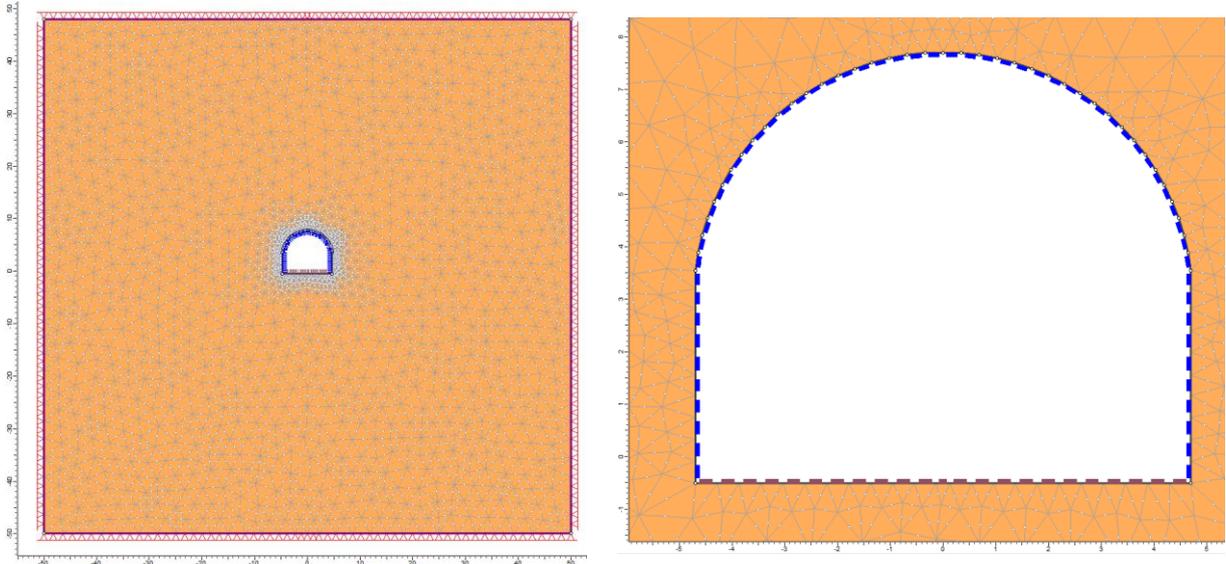


Figura 6.19 – Sezione tipo P-Piez 3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.20 e Figura 6.21).

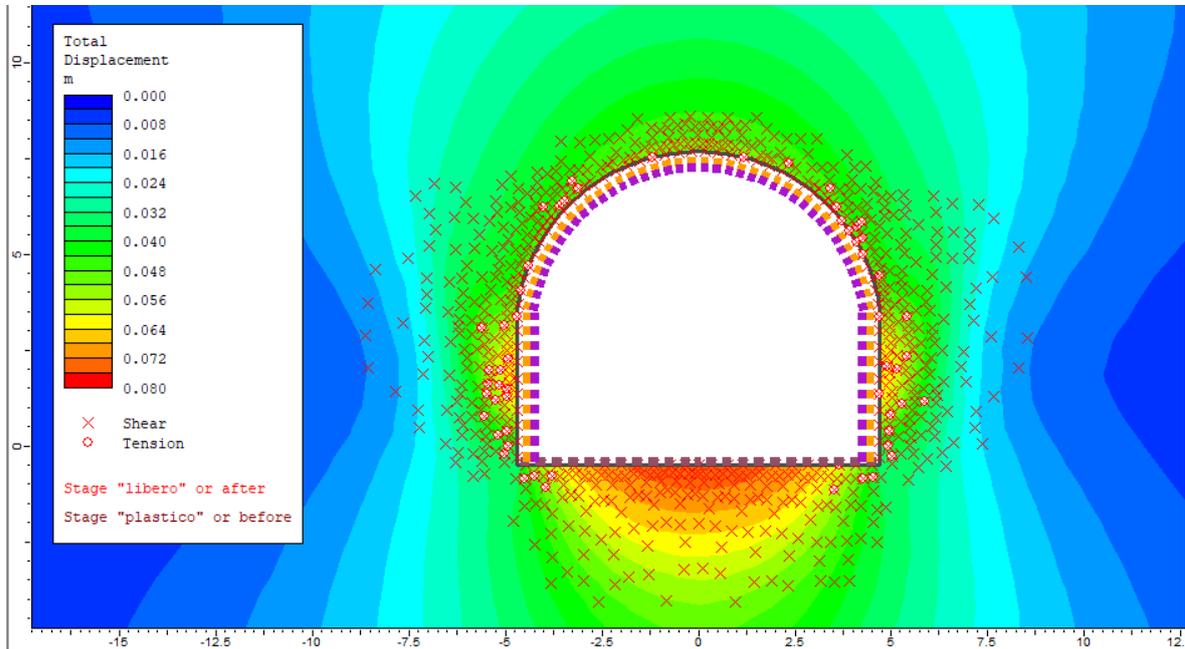


Figura 6.20 – Sezione tipo P-Piez 3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

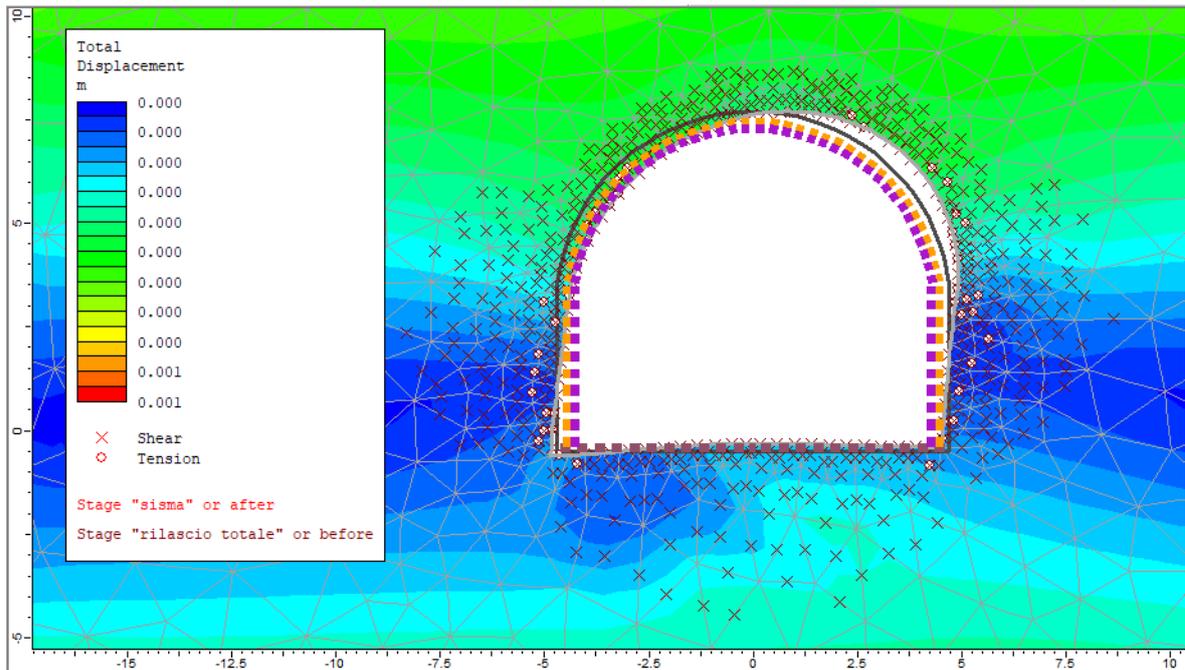


Figura 6.21 – Sezione tipo P-Piez 3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 150 cm in calotta e i 4.20 m in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un massimo di circa 7.5 cm in arco rovescio ed un minimo di 6.5 cm in corrispondenza dei piedritti
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell’intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.4 Galleria cavi

6.4.1 Sezione tipo GV-1

La sezione tipo GV-1, è stata verificata considerando un valore medio della copertura pari a 300 m e le condizioni geotecniche medio-buone per l'unità delle Arenarie di San Vito.

La sezione GV-1 prevede la posa del solo rivestimento di prima fase così da ridurre i costi ed il tempo per la realizzazione dello scavo nei tratti con buone caratteristiche geomeccaniche. I parametri geotecnici utilizzati sono riassunti nella Tabella 6.8.

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.22)

Tabella 6.8 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito poco fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	70	55	13	0	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7860

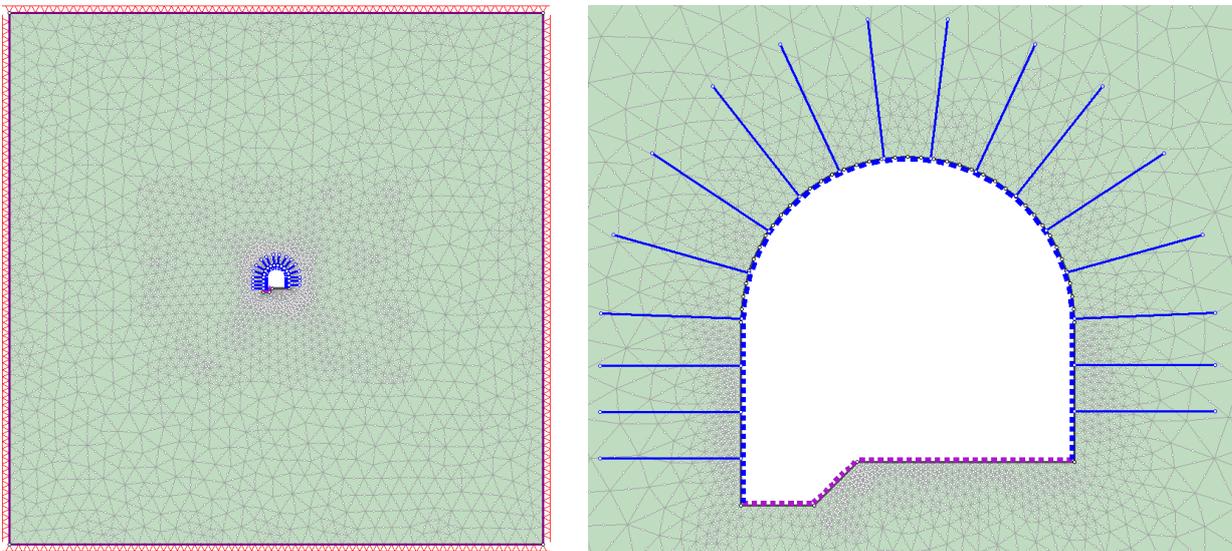


Figura 6.22 – Sezione tipo GV-1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa allo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.23 e Figura 6.24).

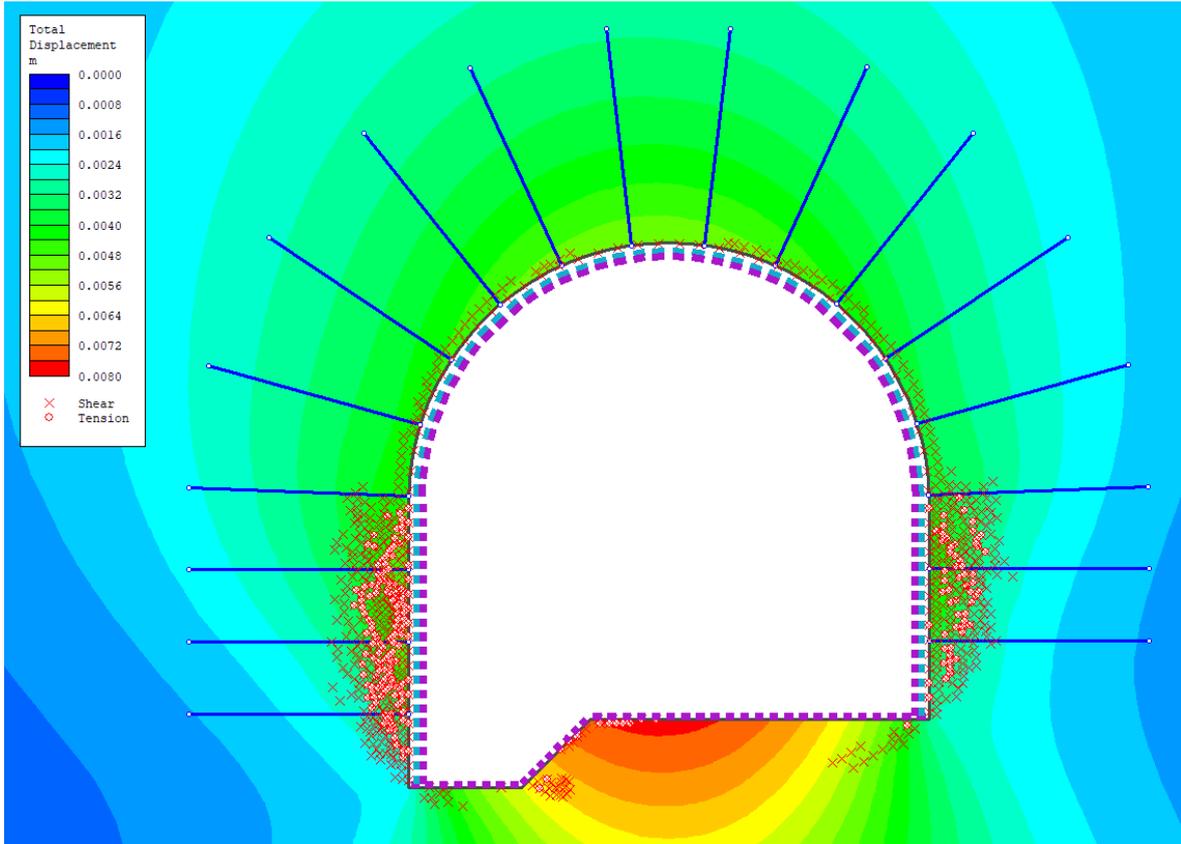


Figura 6.23 – Sezione tipo GV-1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

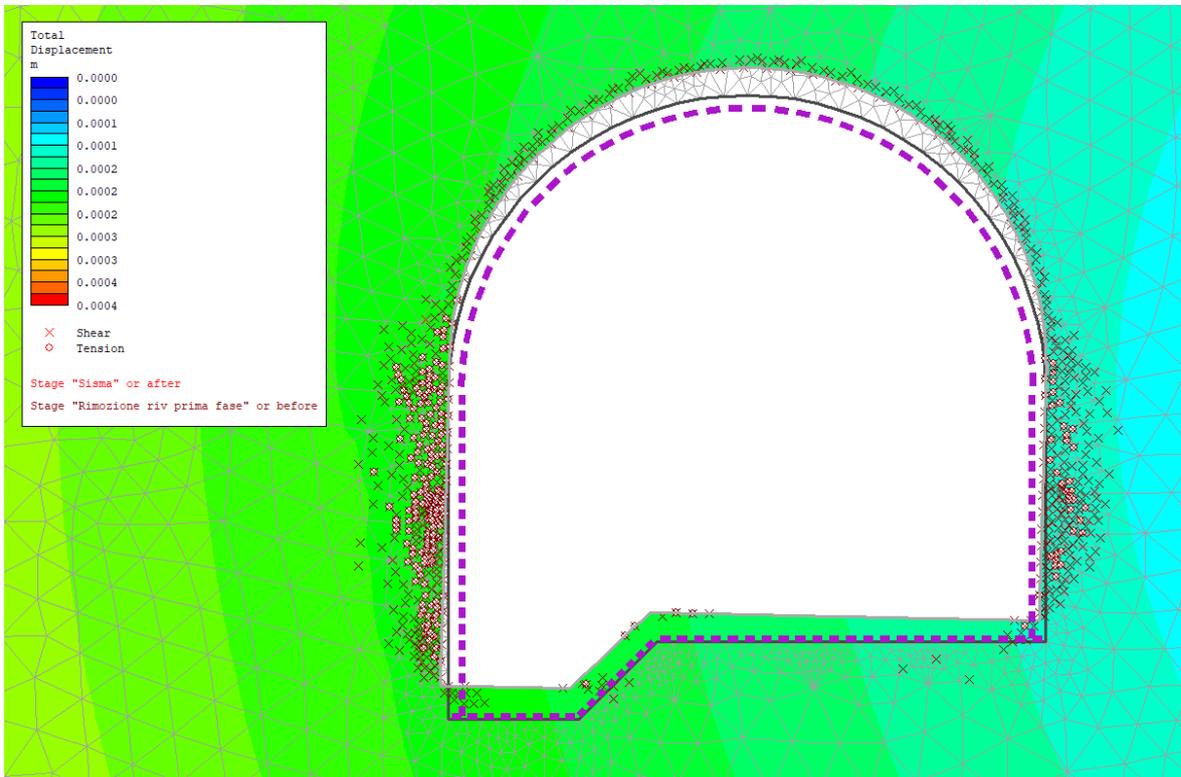


Figura 6.24 – Sezione tipo GV-1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 30 cm in calotta e i 140 cm in corrispondenza dei piedritti;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine millimetrico con un valore di circa 5.2 mm in calotta ed un valore di circa 4.8 mm in corrispondenza dei piedritti;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.4.2 Sezione tipo GV-2

La sezione tipo GV-2, è prevista per le coperture medio-basse (<300 m), quando le arenarie di S. Vito si presentano intensamente fratturate, e per le alte coperture (>300m), quando le arenarie di S. Vito si presentano in condizioni medio-buone. I parametri geotecnici utilizzati sono riassunti nella Tabella 6.9.

Tabella 6.9 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito intensamente fratturate

γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
kN/m ³	MPa	MPa
26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.25)

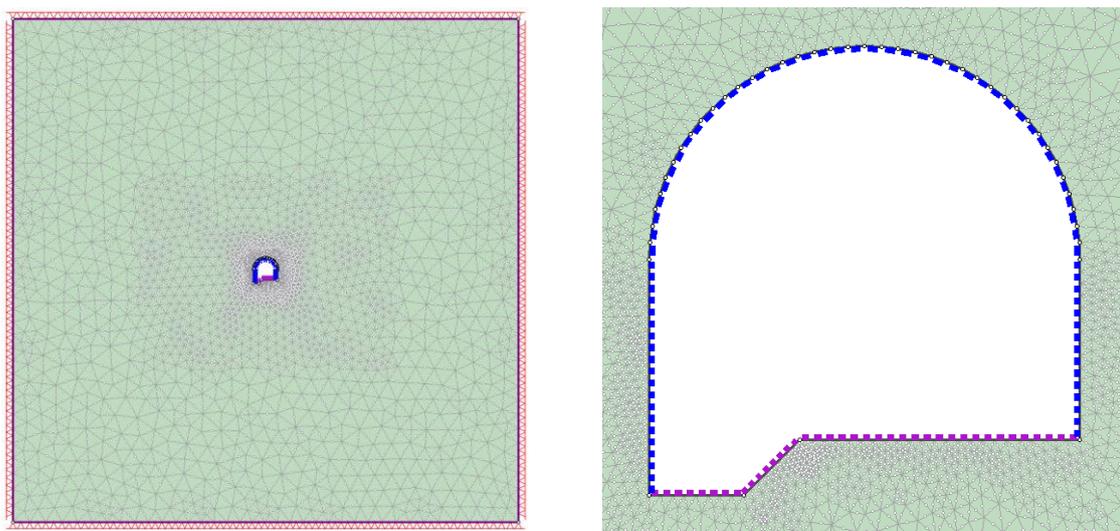


Figura 6.25 – Sezione tipo GV-2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.38 e Figura 6.39).

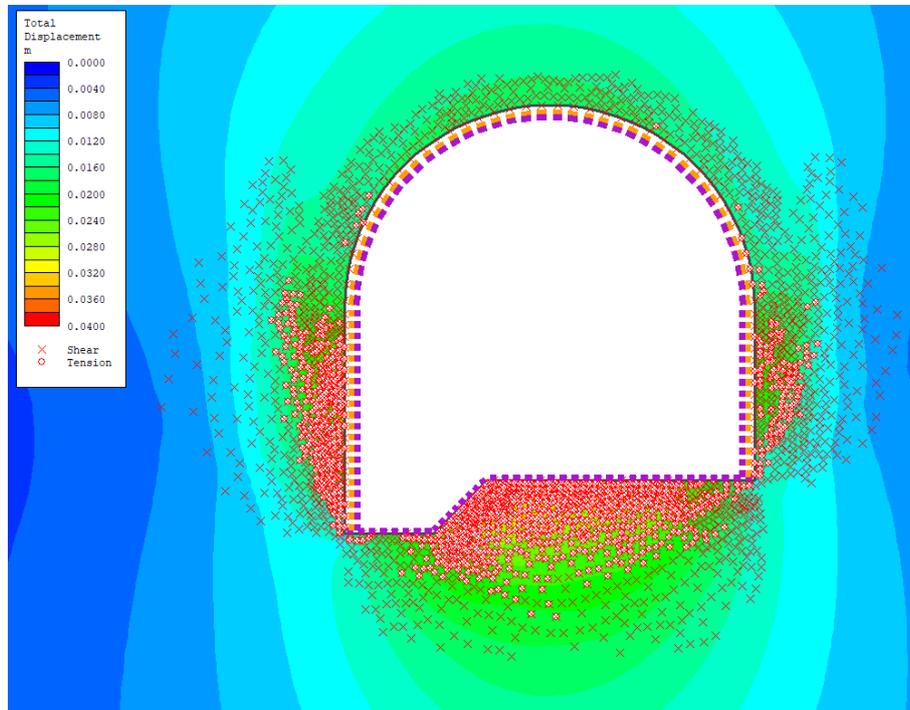


Figura 6.26 – Sezione tipo GV-2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

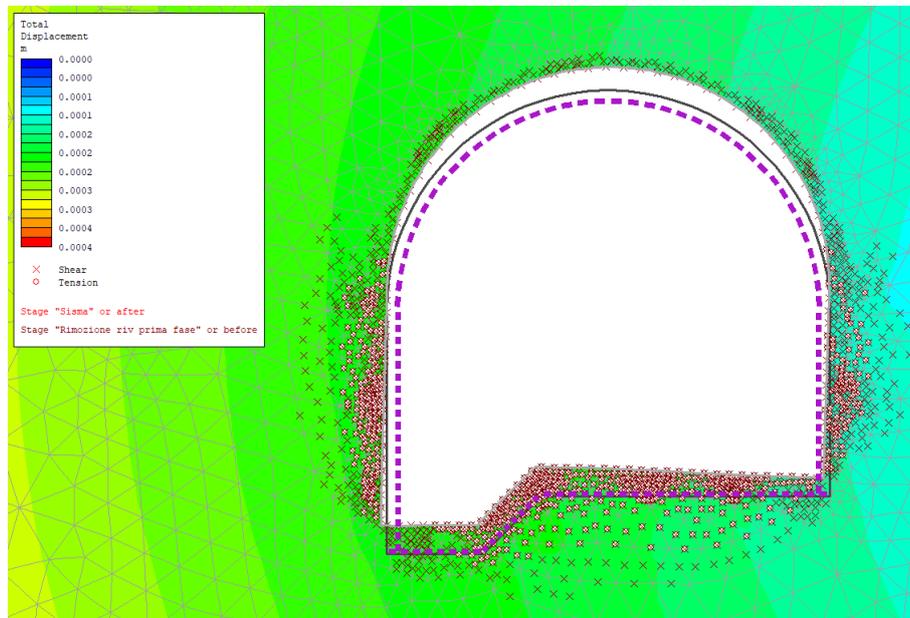


Figura 6.27 – Sezione tipo GV-2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 90 cm in calotta e i 360 cm in corrispondenza dei piedritti;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore di circa 1.8 cm in calotta ed un valore di circa 2.5 cm in corrispondenza dei piedritti;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.4.3 Sezione tipo GV-3

La sezione tipo GV-3 è prevista per le coperture medio basse (≤ 300 m) nei tratti in faglia e per le alte coperture (> 300 m), quando le arenarie di S. Vito si presentano intensamente fratturate. I parametri geotecnici utilizzati sono riassunti nella Tabella 6.10

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.28).

Tabella 6.10 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia

condizione	γ kN/m ³	σ_{ci} MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d MPa
faglia	26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

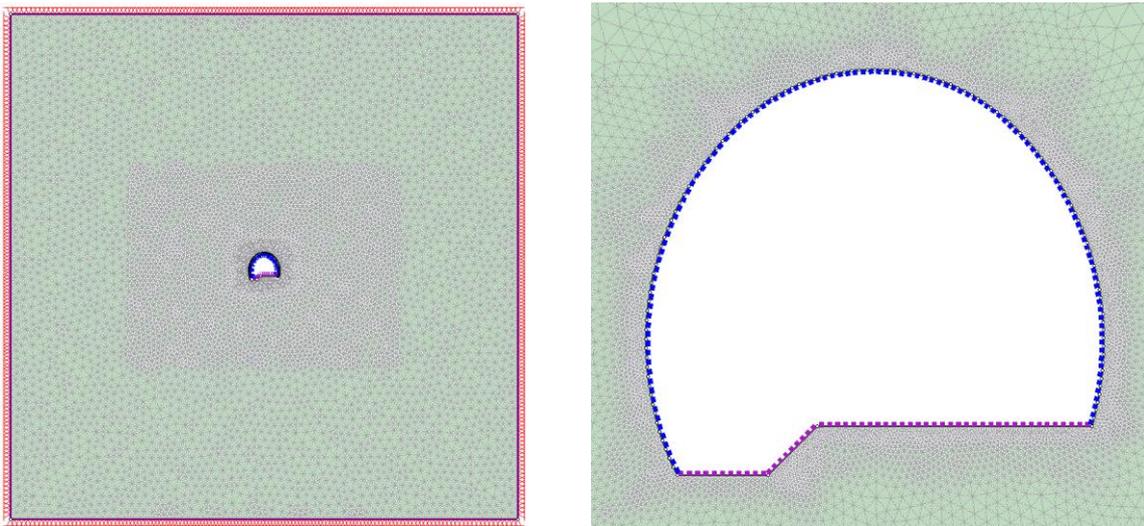


Figura 6.28 – Sezione tipo GV-3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.41 e Figura 6.42).

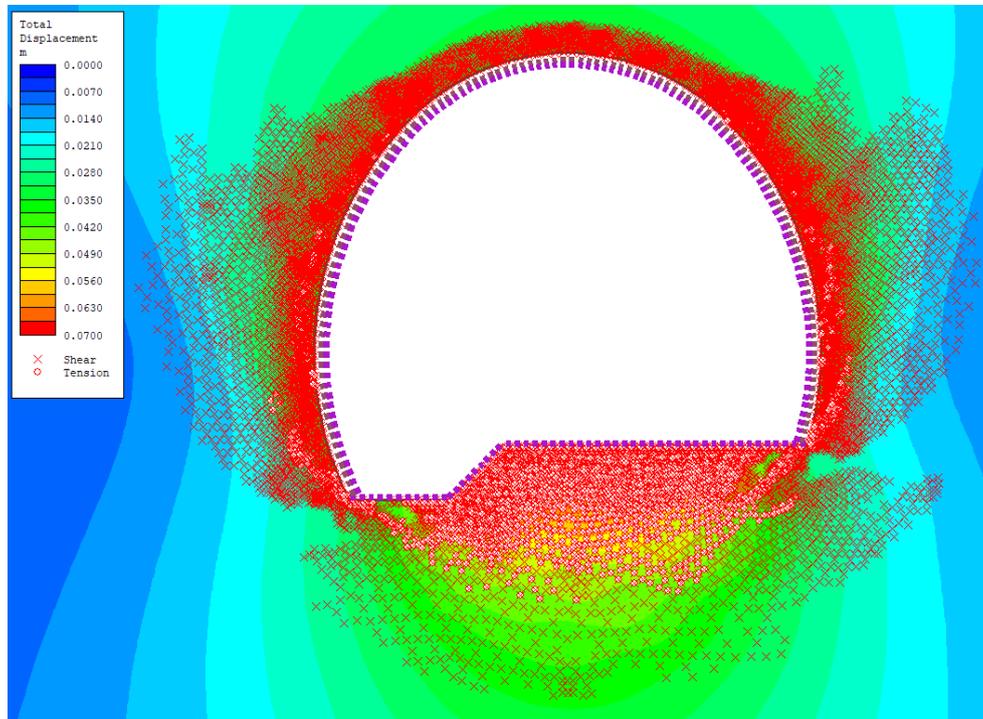


Figura 6.29 – Sezione tipo GV-3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

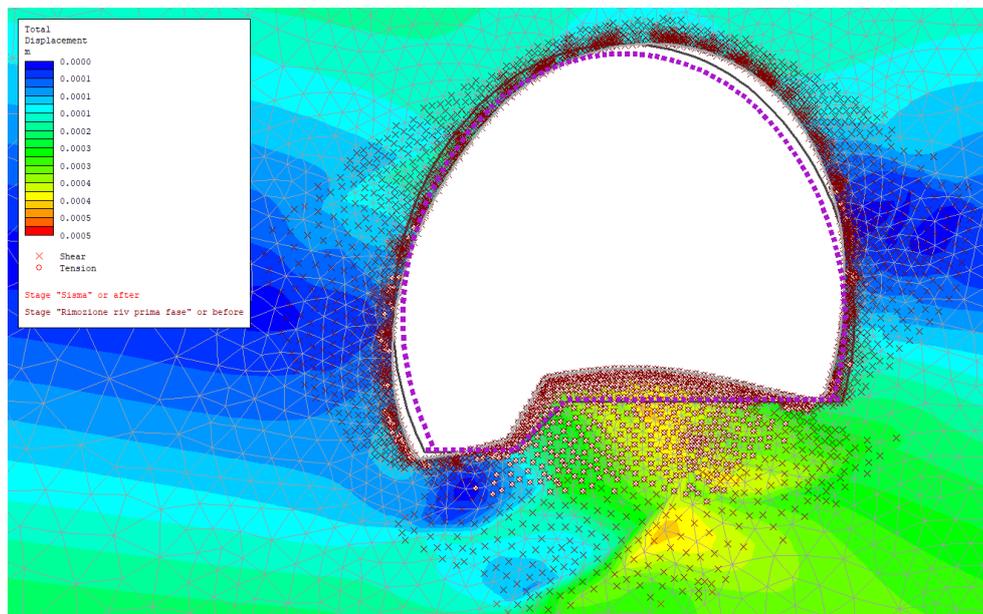


Figura 6.30 – Sezione tipo GV-3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 60 cm in calotta e i 300 cm in corrispondenza dei piedritti;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore di circa 3.6 cm in calotta ed un valore di circa 3.8 cm in corrispondenza dei piedritti;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.4.4 Sezione tipo GV-4

La sezione tipo GV-4 è prevista per le alte coperture (>300 m) nei tratti in faglia delle arenarie di S. Vito. I parametri geotecnici utilizzati sono riassunti nella Tabella 6.11.

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.43).

Tabella 6.11 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia

condizione	γ kN/m ³	σ_{ci} MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d MPa
faglia	26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

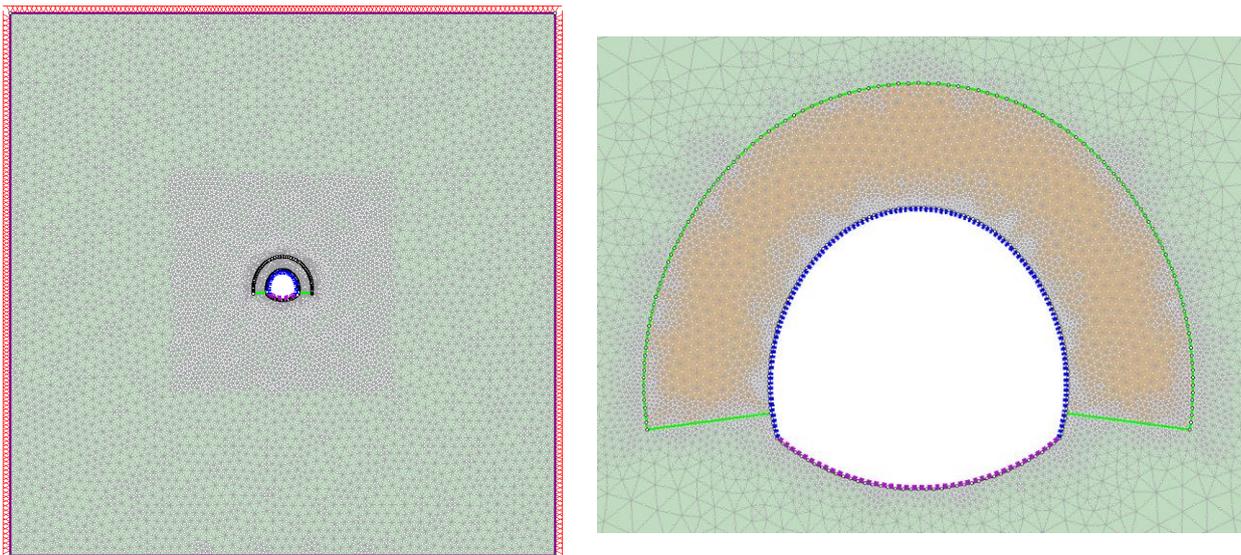


Figura 6.31 – Sezione tipo GV-4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.44 e Figura 6.45).

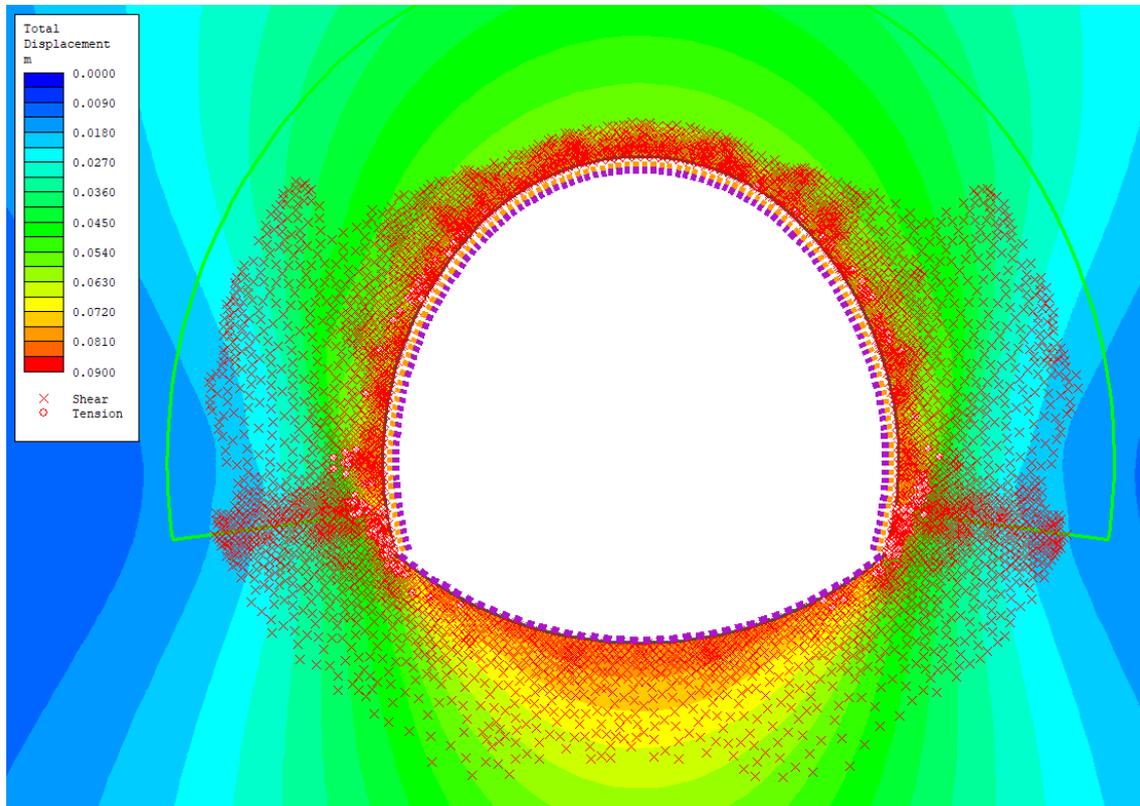


Figura 6.32 – Sezione tipo GV-4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

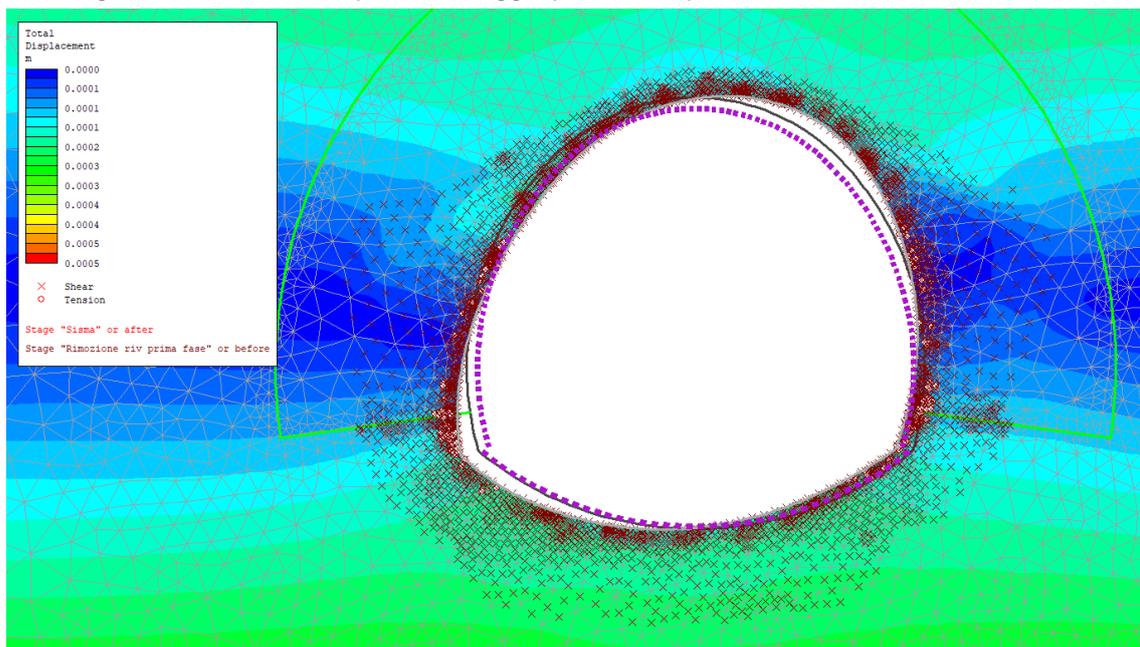


Figura 6.33 – Sezione tipo GV-4: spostamenti e deformati aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 70 cm in calotta e i 320 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore di circa 6.4 cm in calotta ed un valore di circa 7.0 cm in corrispondenza dei piedritti;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.5 Discenderia

6.5.1 Sezione tipo D1

Le simulazioni numeriche della sezione tipo D1 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 6.12 – Sezione tipo D1: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo	Condizioni geotecniche
1	30 m	Dolomie (Formazione di Dorgali)	Intensamente fratturate
2	55 m	Siltiti (Formazione di Genna Selole)	Medio-buone
3	≤ 300 m	Metaconglomerati (Formazione di Monte Santa Vittoria)	Medio-buone

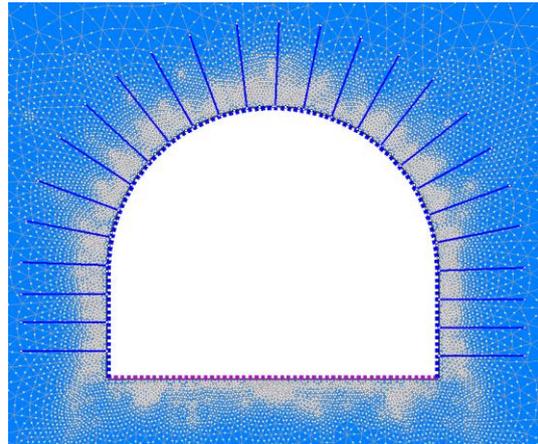
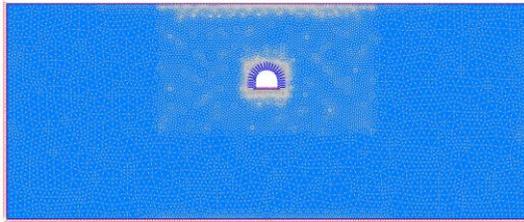
Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti.

Tabella 6.13 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi

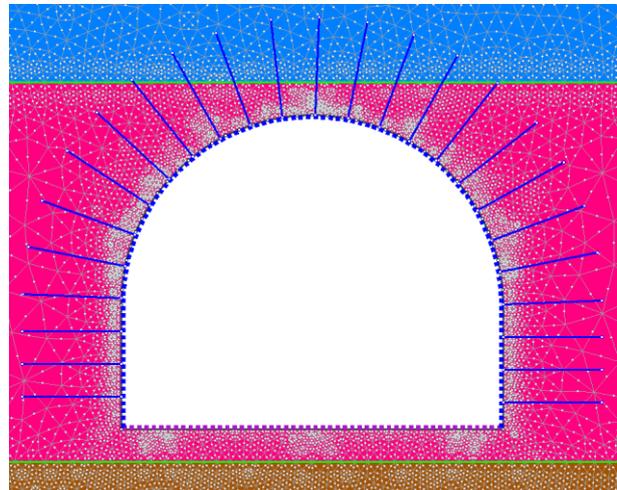
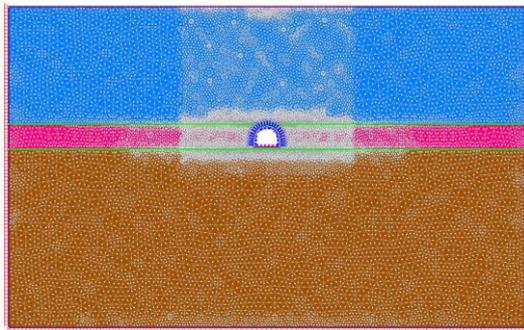
	γ kN/m ³	σ_{ci} MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	a	ν	MR	E_d MPa
Dolomie	27.5	50	45	9	0	1.262	0.0022	0.508	0.25	-	7900
Siltiti	25.6	43	65	7	0	2.006	0.0205	0.502	0.25	-	16850
Metaconglomerati	25	11.3	60	5.006	0	1.2	0.0117	0.503	0.3	-	2630

Nella figura seguente si riporta la geometria del modello numerico per ciascuna delle analisi svolte.

Analisi 1



Analisi 2



Analisi 3

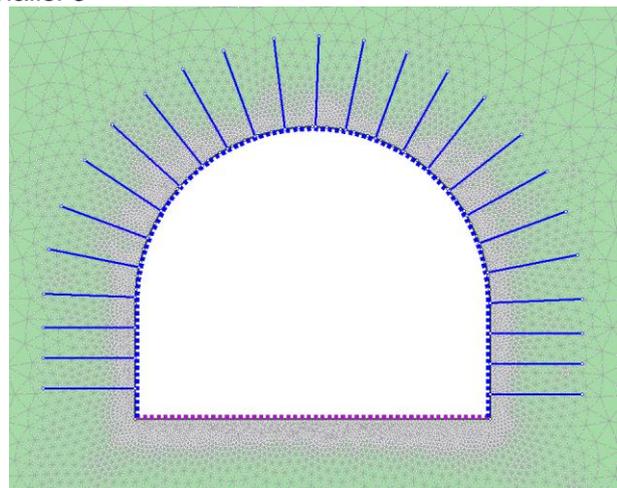
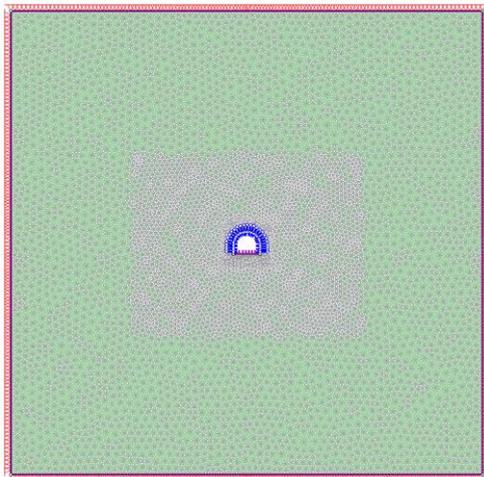


Figura 6.34 – Sezione tipo D1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa allo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.35 e Figura 6.36).

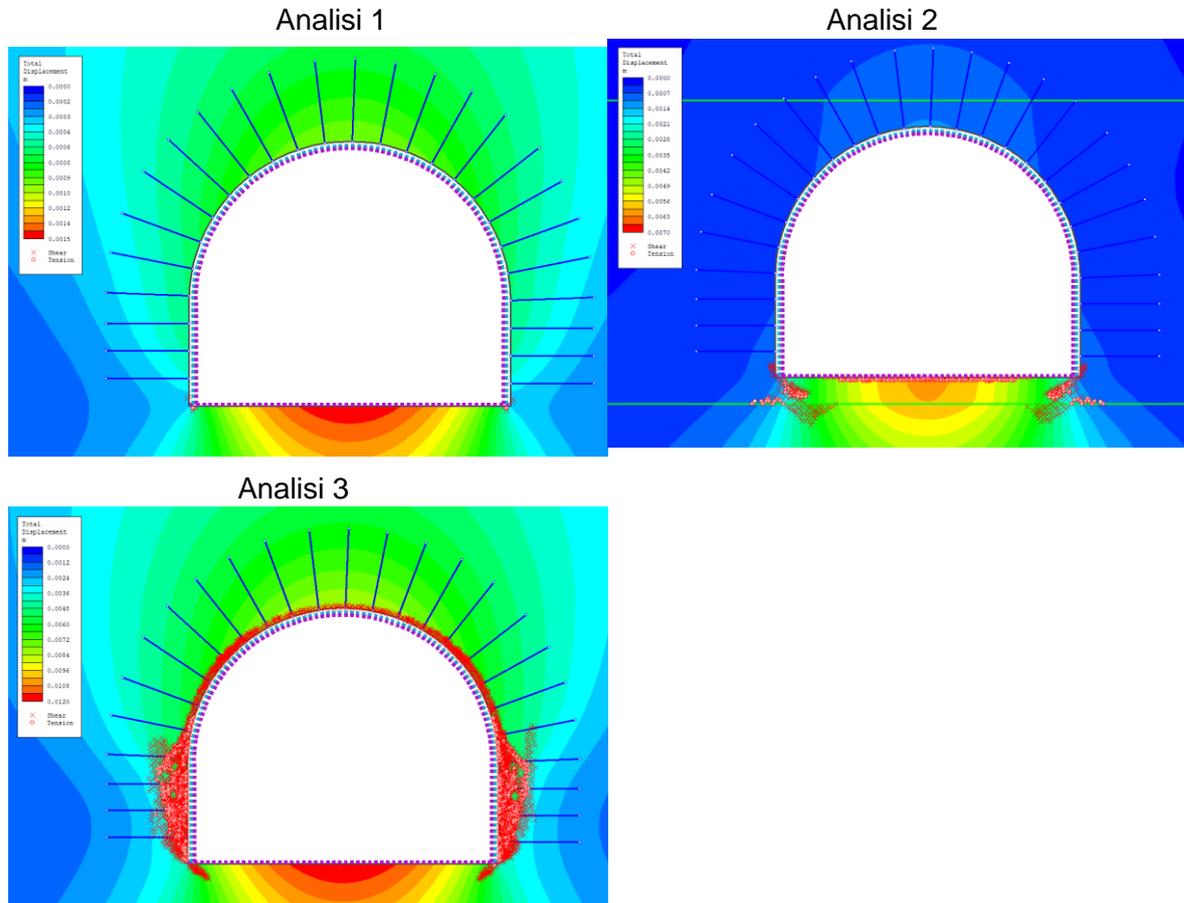


Figura 6.35 – Sezione tipo D1: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

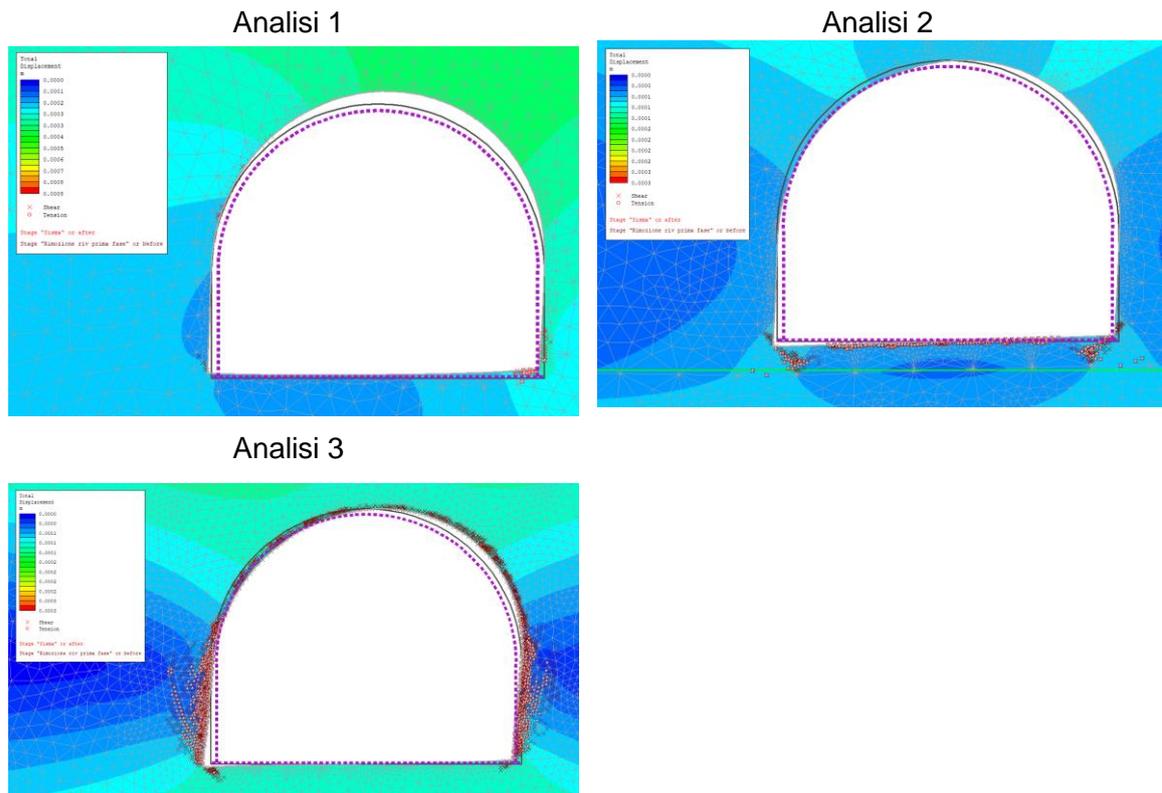


Figura 6.36 – Sezione tipo D1: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- per l’analisi 1 non si ha la formazione una fascia di ammasso plasticizzata, per l’analisi 2 la fascia di ammasso plasticizzata è localizzata in corrispondenza del fondo con spessore di circa 20 cm, mentre per l’analisi 3 la fascia di ammasso plasticizzata presenta uno spessore variabile tra i 20 cm in calotta e i 150 cm in corrispondenza dei piedritti;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine millimetrico con un valore rispettivamente in calotta e in corrispondenza dei piedritti di circa 1.0 mm e 0.6 mm per l’analisi 1, di circa 1.1 mm e 0.7 mm per l’analisi 2, di circa 8.5 mm e 6.1 mm per l’analisi 3;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell’intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.5.2 Sezione tipo D2

Le simulazioni numeriche della sezione tipo D2 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 6.14 – Sezione tipo D2: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo	Condizioni geotecniche
4	≤ 200 m	Metaconglomerati (Formazione di Monte Santa Vittoria)	Medio buone
5	≤ 300 m	Arenarie (San Vito)	Intensamente fratturate
6	$300 < s \leq 500$ m	Arenarie (San Vito)	Medio-buone

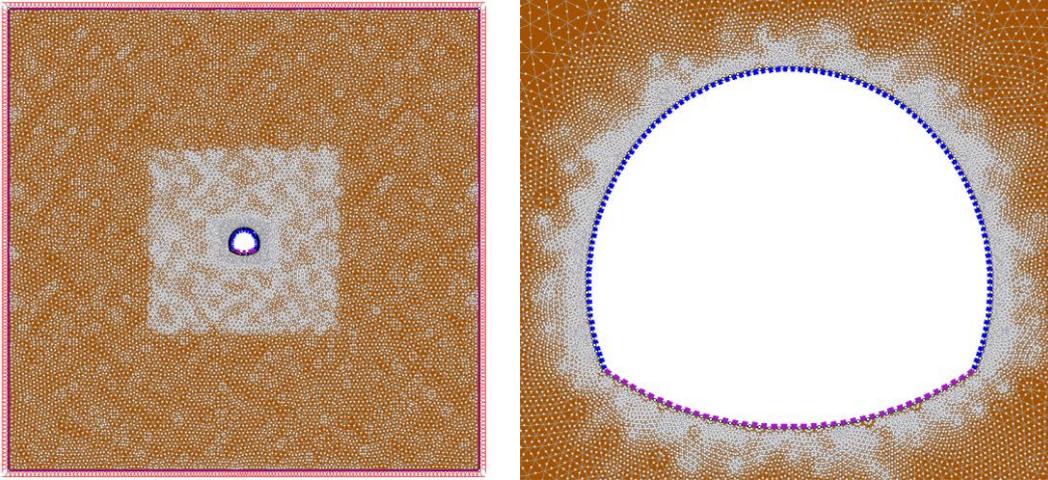
Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti.

Tabella 6.15 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi

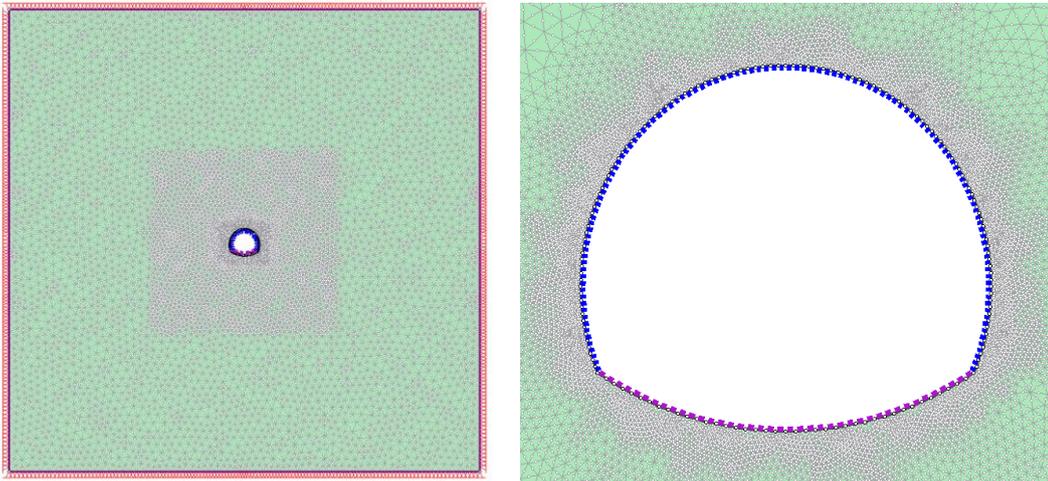
	γ kN/m ³	σ_{ci} MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d MPa
Metaconglomerati	25	11.3	60	5.006	0	1.2	0.0117	0.503	0.3	-	2630
Arenarie intensamente fratturate	26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800
Arenarie medio-buone	26	70	55	13	0	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7860

Nella figura seguente si riporta la geometria del modello numerico per ciascuna delle analisi svolte.

Analisi 4



Analisi 5



Analisi 6

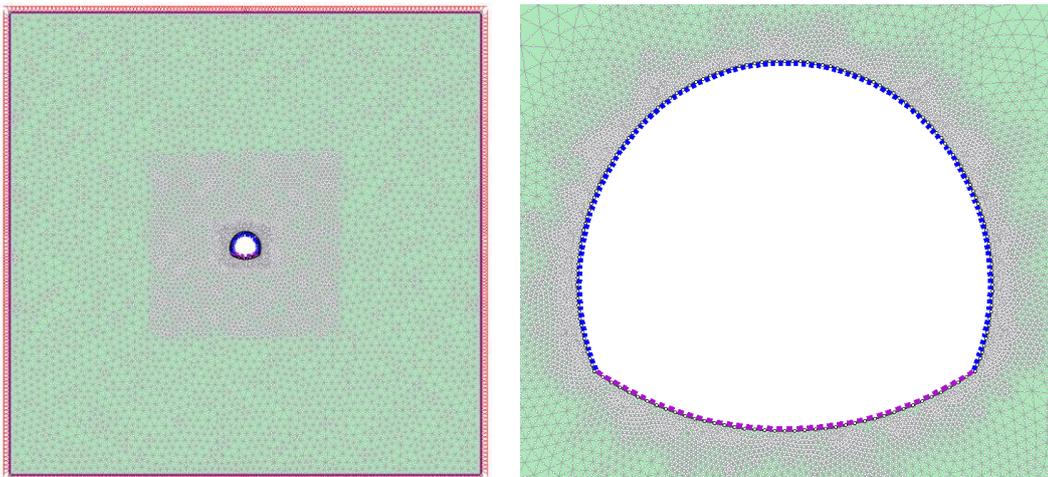
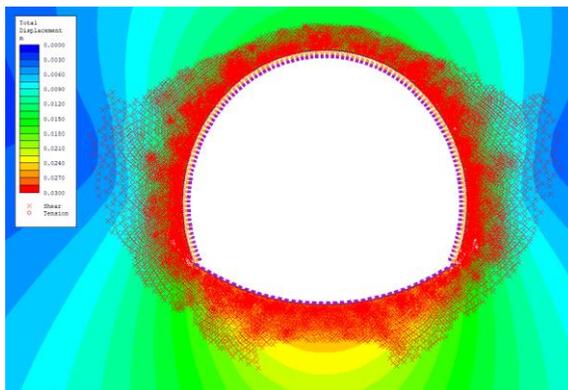


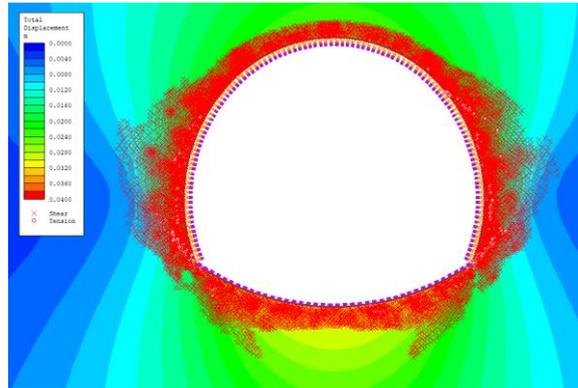
Figura 6.37 – Sezione tipo D2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.38 e Figura 6.39).

Analisi 4



Analisi 5



Analisi 6

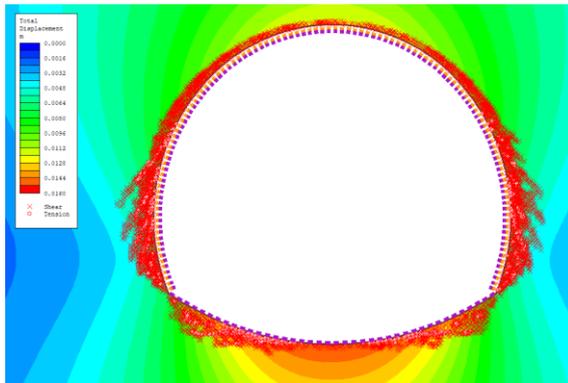
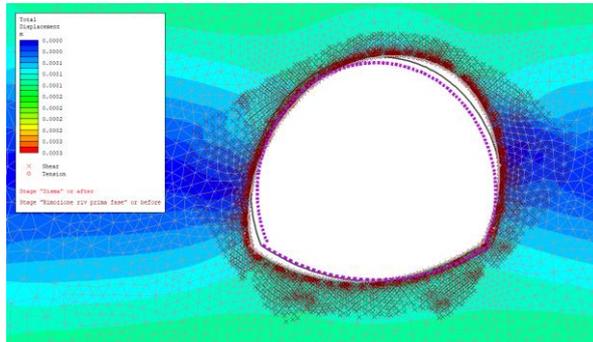


Figura 6.38 – Sezione tipo D2: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

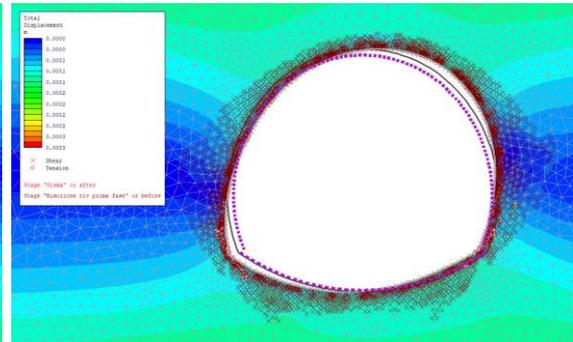
I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata con spessore variabile, rispettivamente in calotta e in corrispondenza dei piedritti, tra i 130 cm e i 400 cm per l'analisi 4, tra gli 80 cm e i 300 cm per l'analisi 5, tra i 20 cm e i 100 cm per l'analisi 6;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore rispettivamente in calotta e in corrispondenza dei piedritti di circa 1.7 cm e 1.9 cm per l'analisi 4, di circa 2.6 cm e 2.2 cm per l'analisi 5, di circa 1.2 cm e 1.0 cm per l'analisi 6;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

Analisi 4



Analisi 5



Analisi 6

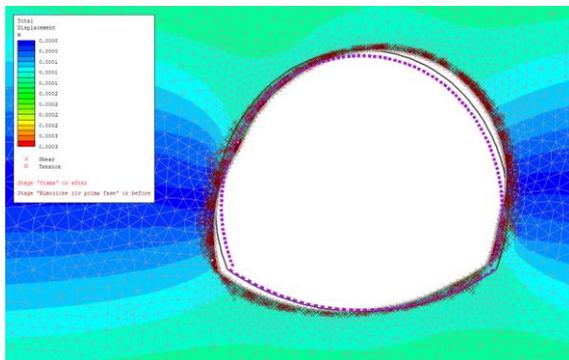


Figura 6.39 – Sezione tipo D2: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

6.5.3 Sezione tipo D3

Le simulazioni numeriche della sezione tipo D3 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 6.16 – Sezione tipo D3: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo	Condizioni geotecniche
7	≤ 300 m	Arenarie (San Vito)	Faglia
8	$300 < s \leq 500$ m	Arenarie (San Vito)	Intensamente fratturate

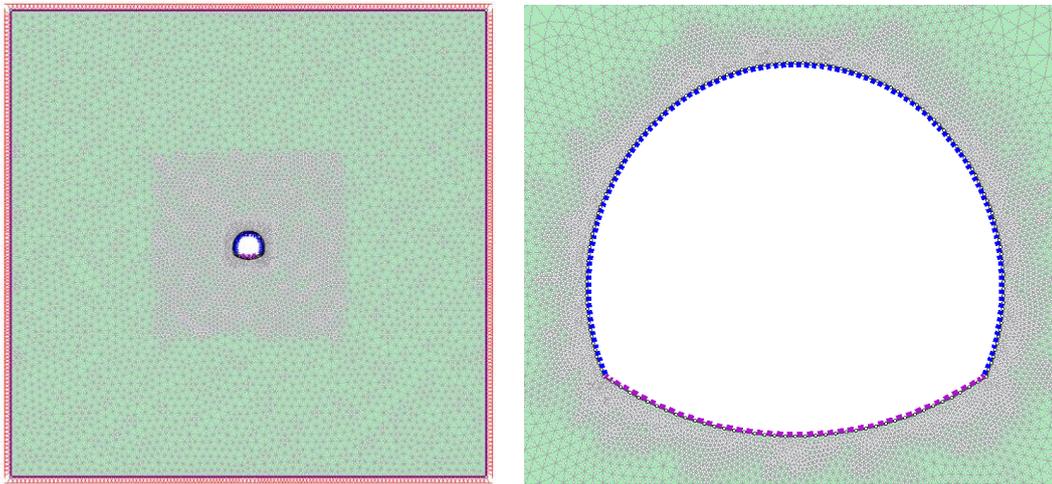
Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti.

Tabella 6.17 – Caratteristiche geomeccaniche litotipi

	γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	ν	MR	E_d
	kN/ m ³	MPa	MPa
Arenarie tratti in faglia	26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430
Arenarie in- tensamente fratturate	26	26	40	12	0	1.408	0.0013	0.511	0.3	675	2800

Nella figura seguente si riporta la geometria del modello numerico per ciascuna delle analisi svolte.

Analisi 7



Analisi 5

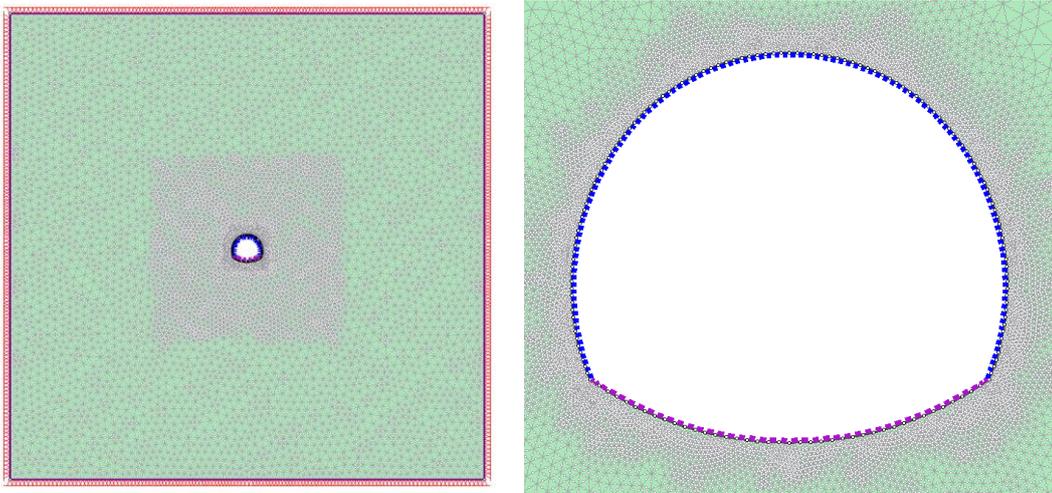
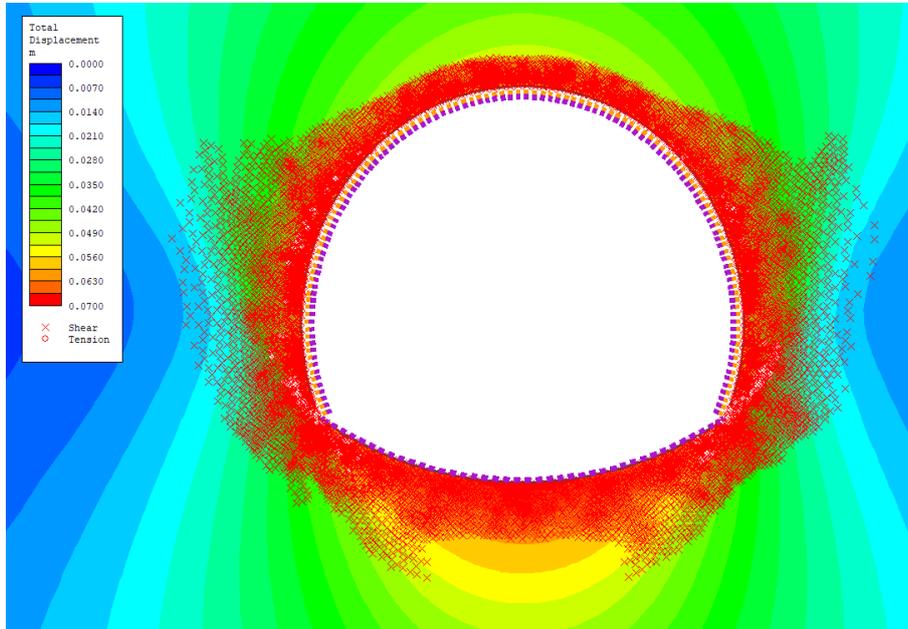


Figura 6.40 – Sezione tipo D3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.41 e Figura 6.42).

Analisi 7



Analisi 8

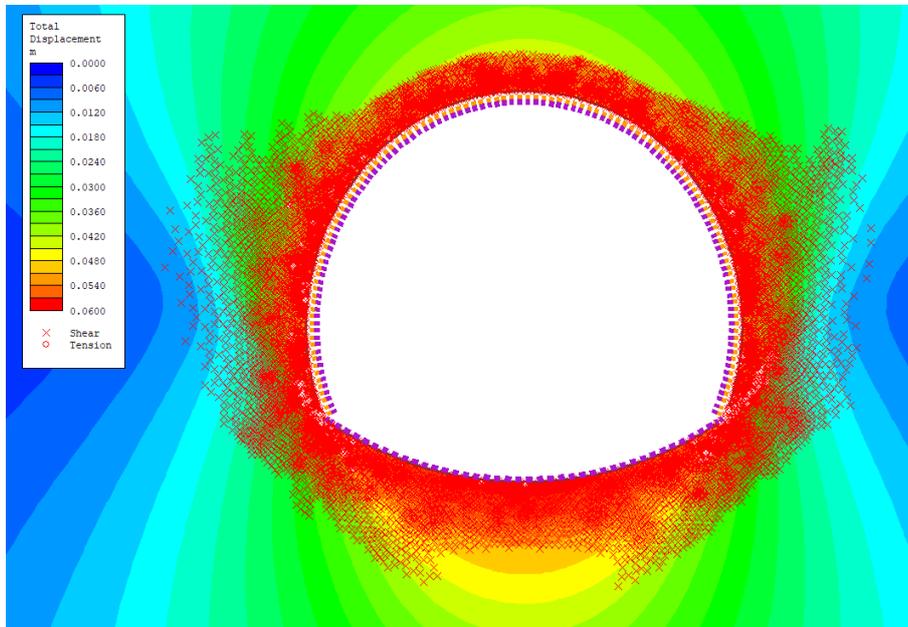
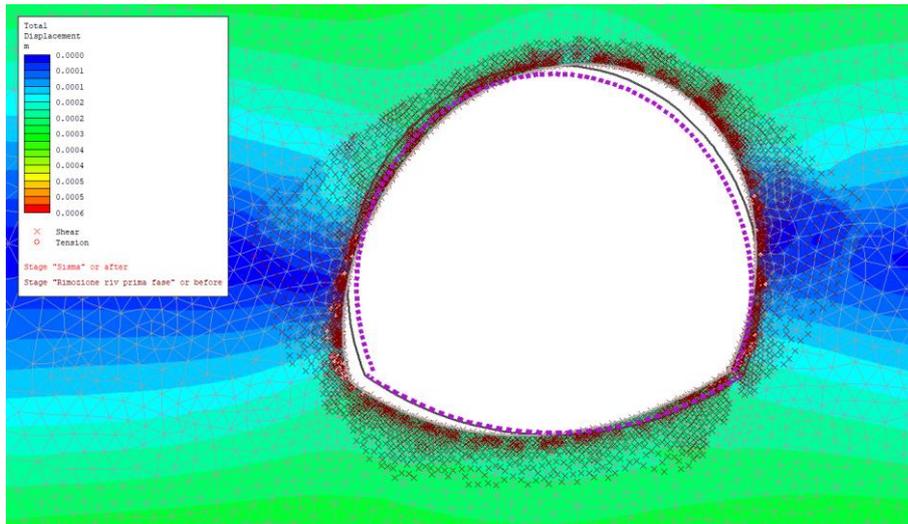


Figura 6.41 – Sezione tipo D3: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

Analisi 7



Analisi 8

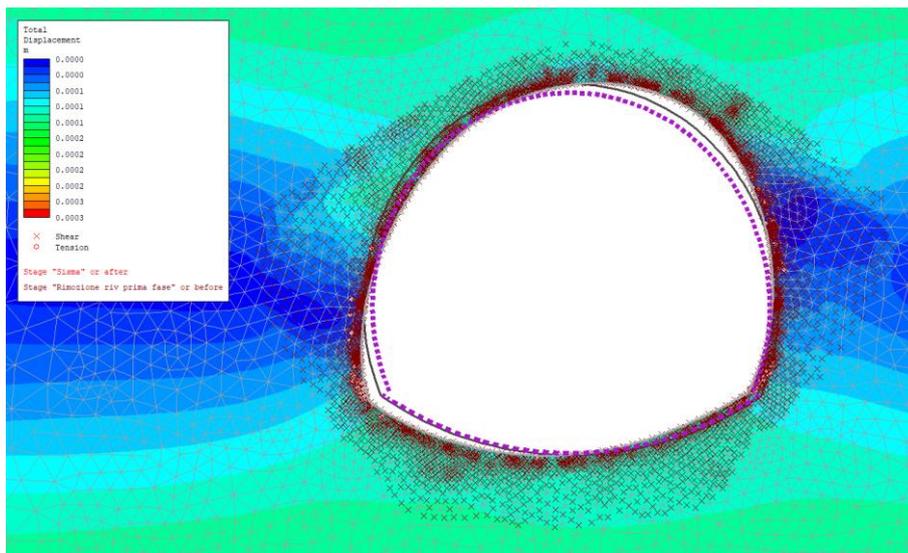


Figura 6.42 – Sezione tipo D3: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step “sismico” (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata con spessore variabile, rispettivamente in calotta e in corrispondenza dei piedritti, tra i 100 cm e i 420 cm per l’analisi 7, tra i 130 cm e i 450 cm per l’analisi 8;
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore rispettivamente in calotta e in corrispondenza dei piedritti di circa 5.5 cm e 5.2 cm per l’analisi 7, di circa 4.9 cm e 4.6 cm per l’analisi 8;
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell’intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;

- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.5.4 Sezione tipo D4

La sezione tipo D4 è prevista per le alte coperture ($300 < s \leq 450$ m) nei tratti in faglia delle Arenarie di S. Vito. I parametri geotecnici utilizzati sono riassunti nella Tabella 6.18

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dalle Arenarie di S. Vito (Figura 6.43).

Tabella 6.18 – Caratteristiche geomeccaniche arenarie S. Vito nei tratti in faglia

condizione	γ	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	v	MR	E_d
	kN/m ³	MPa	MPa
faglia	26	26	30	12	0	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1430

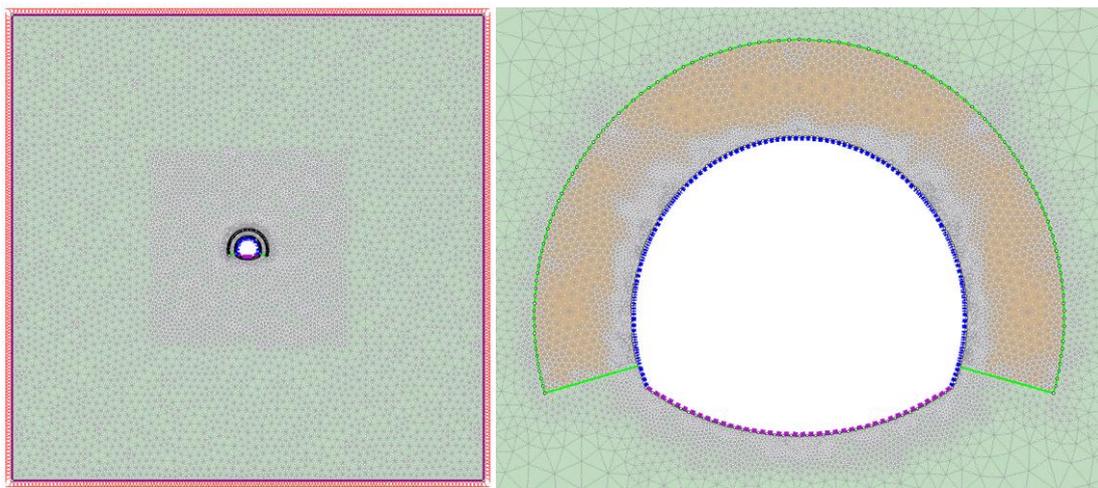


Figura 6.43 – Sezione tipo D4: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa lo step della fase di esercizio e particolare dell'intorno del cavo

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento dell'ammasso nell'intorno della galleria, relativi allo step di esercizio dell'analisi statica ed allo step di analisi sismica (Figura 6.44 e Figura 6.45).

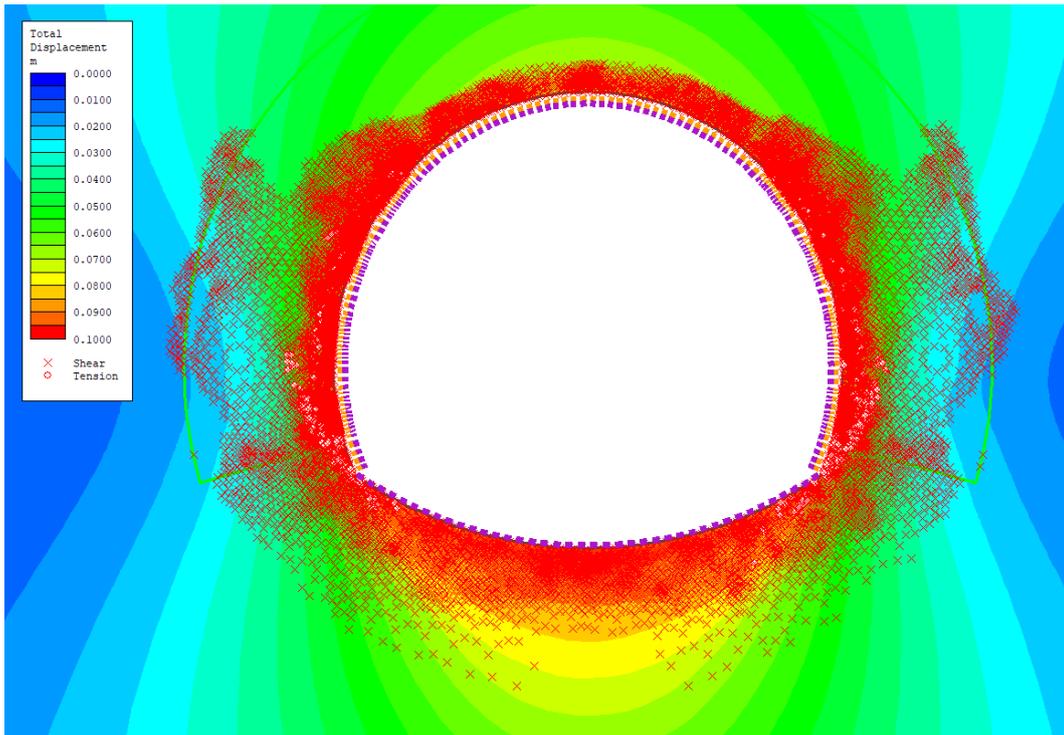


Figura 6.44 – Sezione tipo D4: raggio plastico e spostamenti nella fase di esercizio

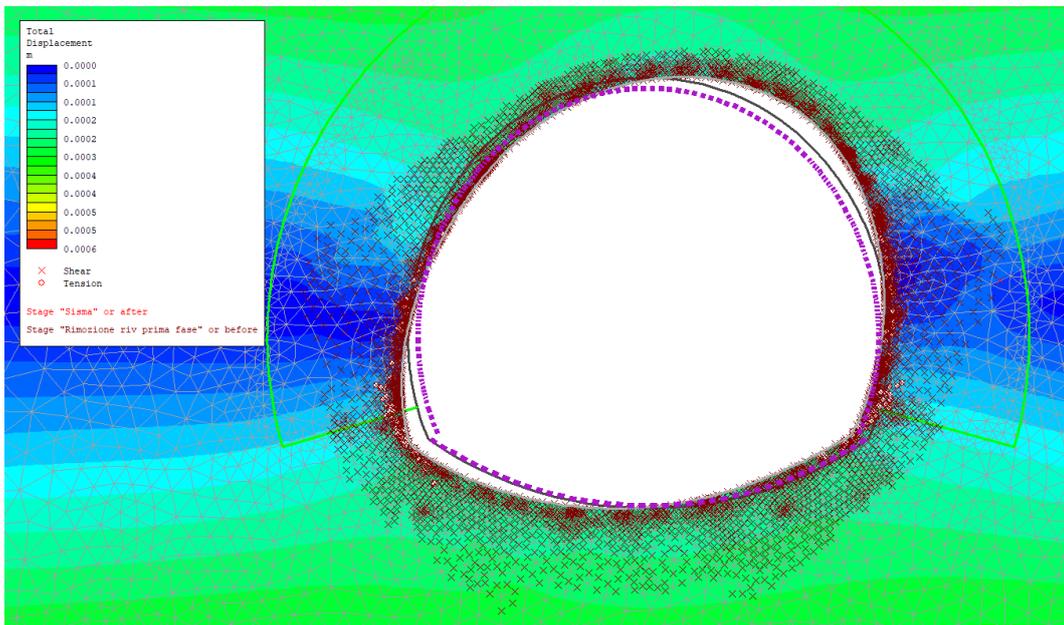


Figura 6.45 – Sezione tipo D4: spostamenti e deformata aggiuntivi relativi al solo step "sismico" (scatola di taglio)

I modelli numerici evidenziano che:

- si ha una fascia di ammasso plasticizzata, con spessore variabile tra i 100 cm in calotta e i 420 cm in corrispondenza dei piedritti
- gli spostamenti massimi cumulati durante la fase di esercizio risultano di ordine centimetrico con un valore di circa 7.4 cm in calotta ed un valore di circa 7.5 cm in corrispondenza dei piedritti;

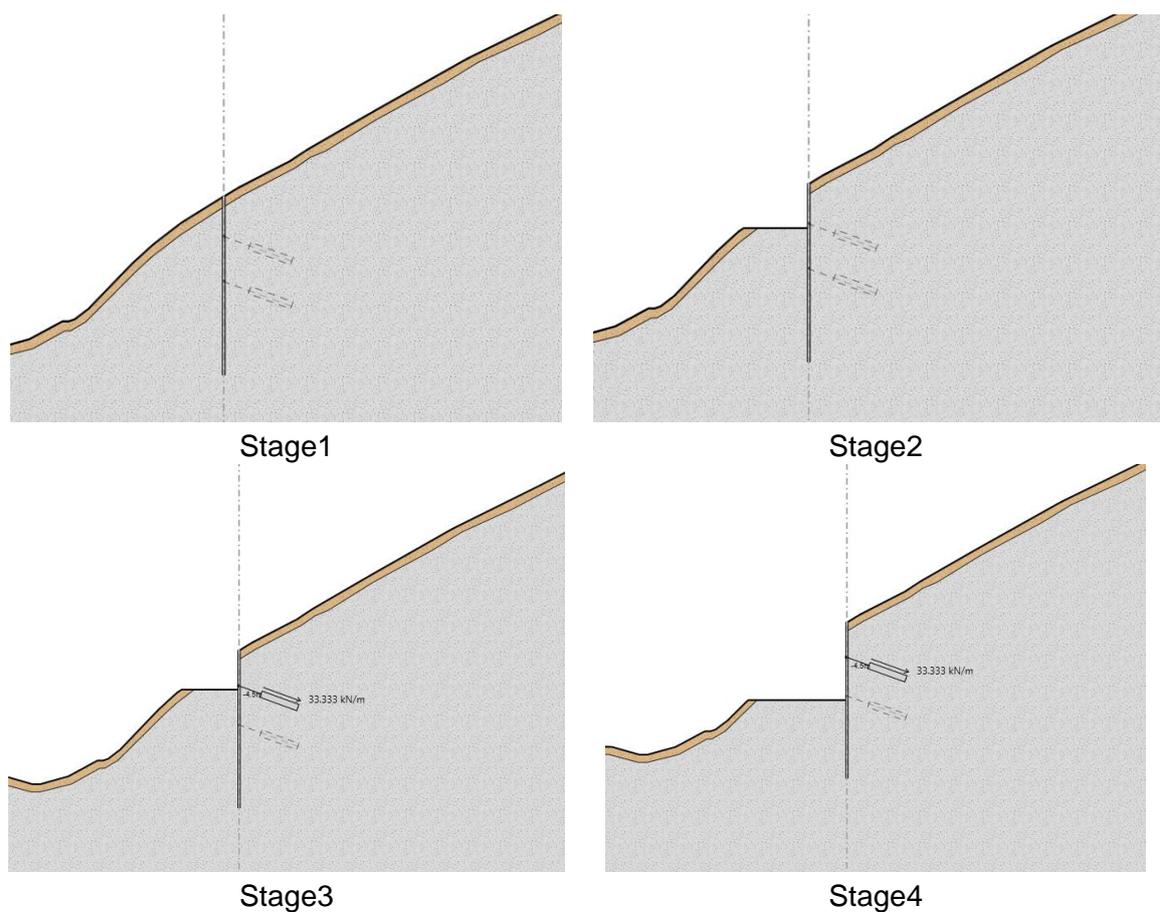
- durante lo step sismico la plasticizzazione nell'intorno del cavo non subisce variazioni rilevanti;
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

6.6 Paratia di imbocco della galleria di accesso

La paratia è stata modellata e verificata in corrispondenza della massima altezza fuori terra, pari a 14 m, in corrispondenza dell'asse della galleria di accesso.

Le caratteristiche dei terreni, arenaria e detrito, sono state definite secondo quanto riportato al Paragrafo 4.2.1. Il carico sismico, applicato nello stage di calcolo 7, è stato impostato secondo quanto definito al Paragrafo 4.3.1. Le caratteristiche dei materiali sono riportati al Paragrafo 5.6.

In questo paragrafo si riportano graficamente gli stages di calcolo (Figura 6.46). Le verifiche e i risultati ottenuti si rimandano al Paragrafo 7.6 successivo.



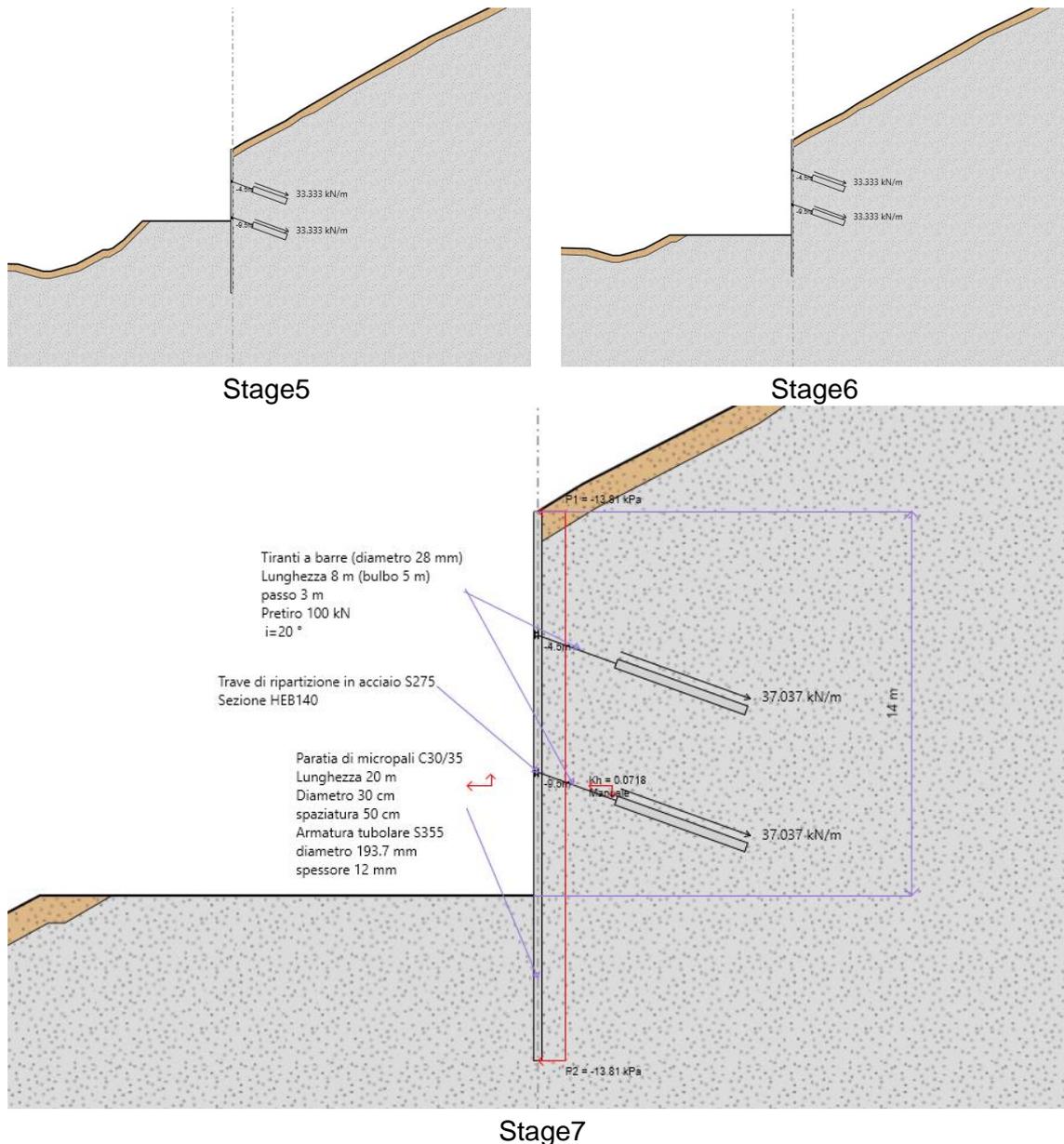


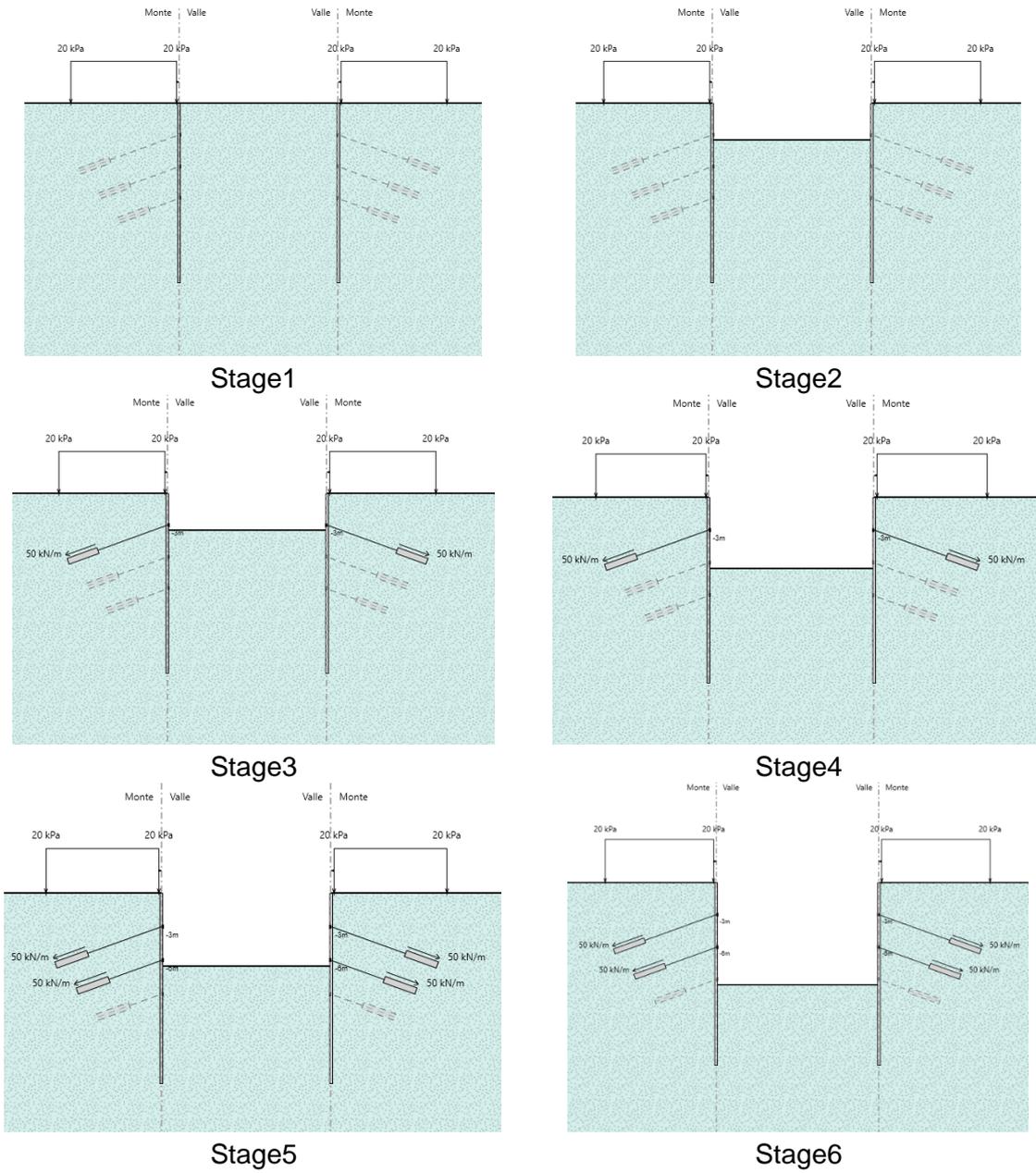
Figura 6.46 – Stage di calcolo del modello ParatiePlus

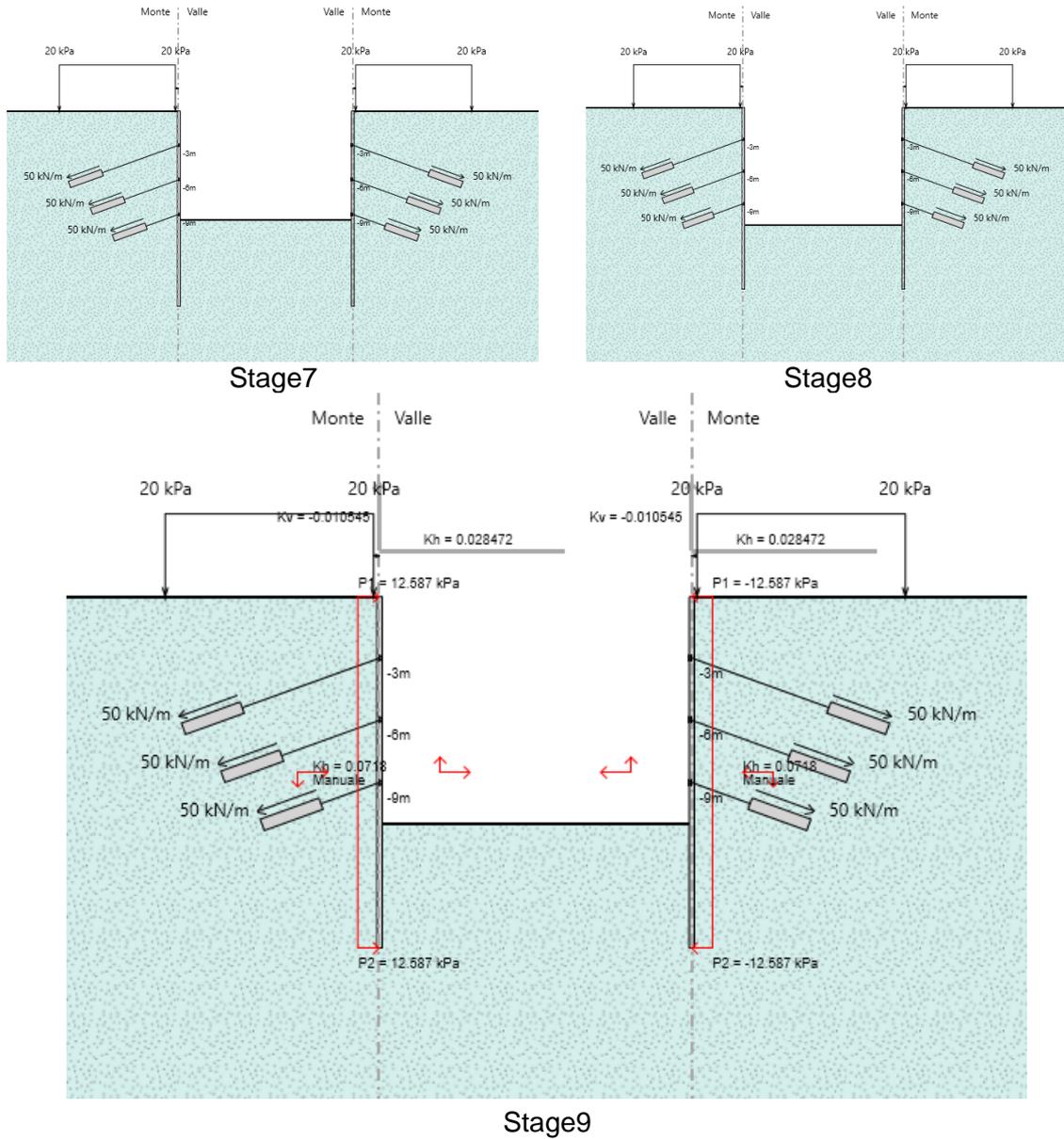
6.7 Paratia di imbocco della discenderia

La paratia è stata modellata e verificata in corrispondenza della sezione trasversale al vano di accesso alla discenderia avente larghezza pari a 15 m.

Le caratteristiche del terreno, dolomie della Formazione di Dorgali, sono state definite secondo quanto riportato al Paragrafo 4.2.1. Il carico sismico, applicato nello stage di calcolo 9, è stato impostato secondo quanto definito al Paragrafo 4.3.1. Le caratteristiche dei materiali sono riportati al Paragrafo 5.7.

In questo paragrafo si riportano graficamente gli stages di calcolo (Figura 6.47). Le verifiche e i risultati ottenuti si rimandano al Paragrafo 7.7 successivo.





Stage9
 Figura 6.47 – Stage di calcolo del modello ParatiePlus

7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI

Per il predimensionamento delle strutture di rivestimento delle gallerie si è effettuato il calcolo delle sollecitazioni nelle strutture tramite una serie di analisi numeriche di interazione tra le strutture di rivestimento stesse ed l'ammasso roccioso circostante che hanno consentito di valutare lo stato tensio-deformativo nelle strutture e nell'ammasso stesso. I risultati ottenuti dalle suddette analisi sono descritti e commentati nel Capitolo precedente della presente relazione.

Le verifiche di predimensionamento delle strutture previste dal progetto sono state condotte relativamente sia alle strutture costituenti il rivestimento di prima fase sia alle strutture costituenti il rivestimento definitivo.

7.1 Approcci di calcolo

7.1.1 Verifiche dei rivestimenti delle gallerie

Con riferimento ai valori delle caratteristiche di sollecitazione derivati dall'analisi numerica, sono state condotte le verifiche del rivestimento in ottemperanza alle norme vigenti per i materiali impiegati. Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni sono state condotte adottando il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite Ultimi proposto dalle NTC 2018.

Per ciascuna fase dell'analisi sono state individuate le sezioni di massima sollecitazione, in relazione ai valori massimi calcolati di sforzo normale, momento flettente e sforzo di taglio e ne è stato verificato il dimensionamento e la compatibilità con la resistenza dei materiali adottati.

Le caratteristiche dei materiali adottati per le strutture di rivestimento sono richiamate al Paragrafo 5.5 della presente relazione.

Le verifiche sono state effettuate in riferimento alla seguente combinazione di coefficienti:

approccio 1 - combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni γ_F utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 7.1).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 7.2).

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G ₁	Favorevoli	γ _{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G ₂ (1)	Favorevoli	γ _{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ _{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
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 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale γ _M	
		M1	M2
tanφ' _k	Tangente dell'angolo di attrito	1,00	1,25
c' _k	Coesione efficace	1,00	1,25
c _{u,k}	Resistenza al taglio non drenata	1,00	1,40
γ	Peso di volume	1,00	1,00

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando il diagramma di resistenza¹ della sezione composta acciaio-calcestruzzo. Nella verifica viene cautelativamente trascurato il contributo delle fibre presenti nel calcestruzzo proiettato.

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando solamente la resistenza delle centine e trascurando cautelativamente il contributo del calcestruzzo proiettato. La verifica a taglio viene considerata soddisfatta quando:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

con

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Nei seguenti paragrafi sono illustrati i risultati di calcolo relativi alle verifiche condotte.

¹ Il diagramma di resistenza della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stato ottenuto mediante l'ausilio del software MidasGen 2020.

7.1.2 Verifiche della paratia

Per le paratie tirantate la normativa (par. 6.5.3.1.2 delle NTC-18) prevede che debbano essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le NTC-18 indicano due approcci progettuali distinti e alternativi, che vengono utilizzati a seconda del tipo di opera esaminato e della situazione che si intende verificare.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2:

$$A2 + M2 + R2$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4. Tale verifica si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 7.3 va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$

Combinazione 2 : $A2 + M2 + R1$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4.

Tabella 7.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (Tabella 6.8.I NTC2018)

Coefficiente parziale	R2
γ_R	1.1

Tabella 7.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (Tabella 6.5.I NTC2018)

Verifica	Coefficiente parziale	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

Secondo la NTC 2018 (par. 7.11.4), in campo sismico occorre verificare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando gli stessi approcci descritti in precedenza, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R=1.2$.

7.2 Galleria idraulica

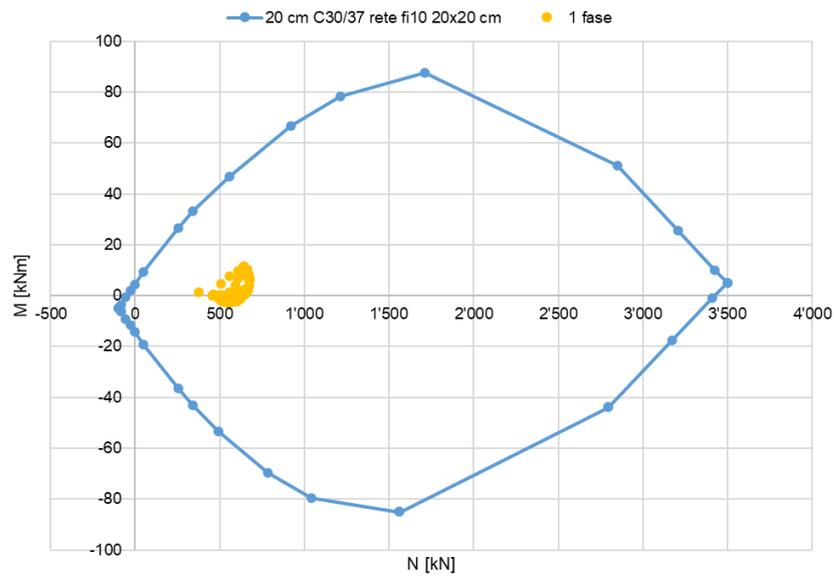
7.2.1 Sezione tipo GI-1

Verifica del rivestimento di prima fase

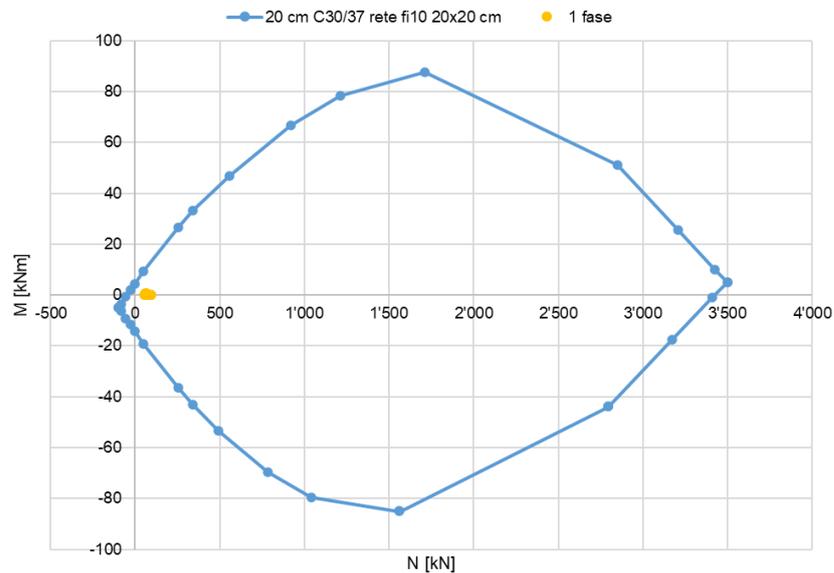
La sezione tipo GI-1 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- corona di chiodi tipo GEWI B500B di lunghezza 3 m, interasse 1.5 m e passo 1 m lungo l'asse galleria
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 con spessore 20 cm armato con rete elettrosaldata

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.1), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.



(a)



(b)

Figura 7.1 – Sezione tipo GI-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase (a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa

Per la verifica a taglio della sezione in calcestruzzo proiettato si è valutata la resistenza come sezione non armata a taglio. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 108 kN/m, mentre la sollecitazione massima nei due casi vale 51.4 kN/m per la massima copertura e 6.3 kN/m per la copertura medio-bassa; la verifica risulta quindi soddisfatta.

Come si può osservare dai grafici nella seguente Figura 7.2 i chiodi da roccia risultano pressoché scarichi, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

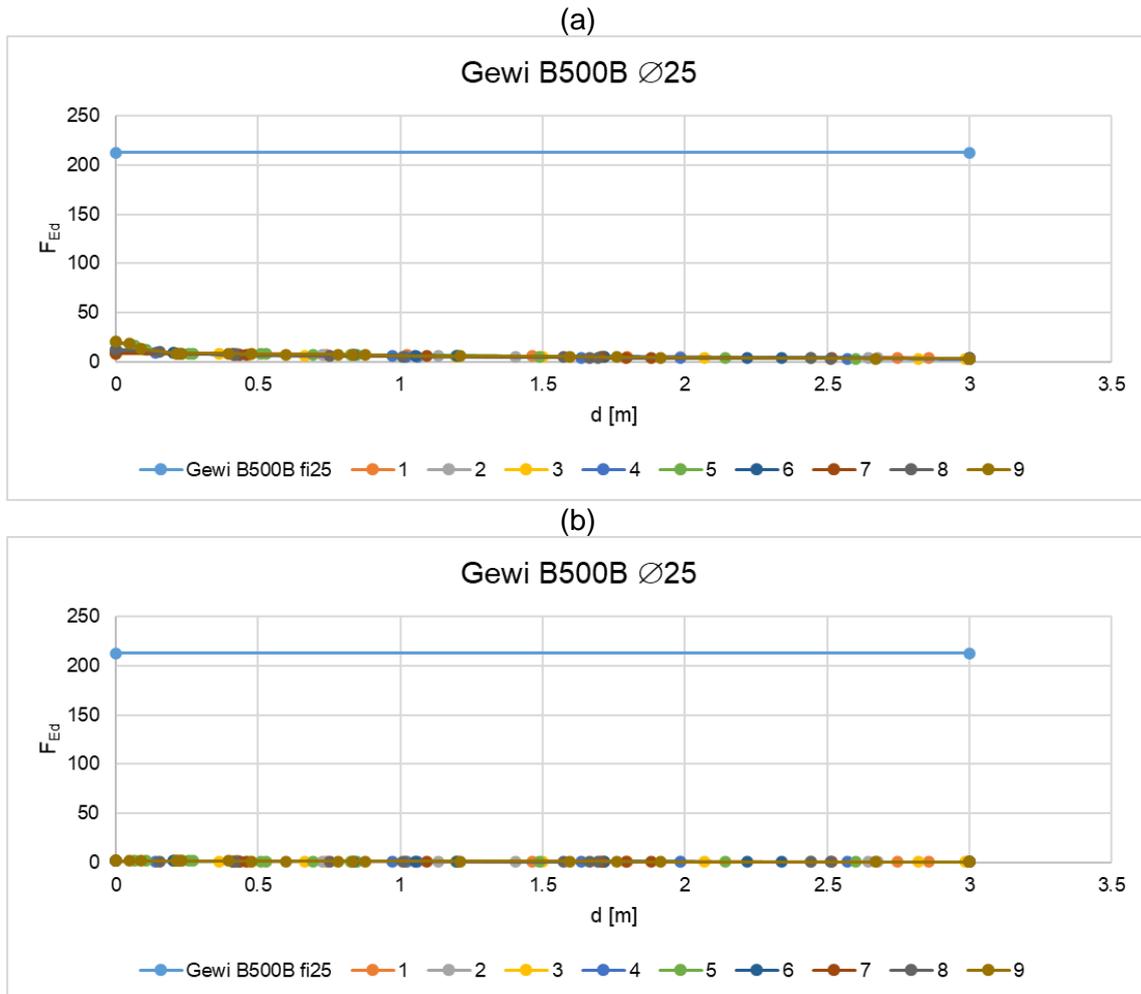


Figura 7.2 – Sezione tipo GI-1: verifica a trazione per la chiodatura (a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GI-1 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 Ø24 / m.

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.3), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

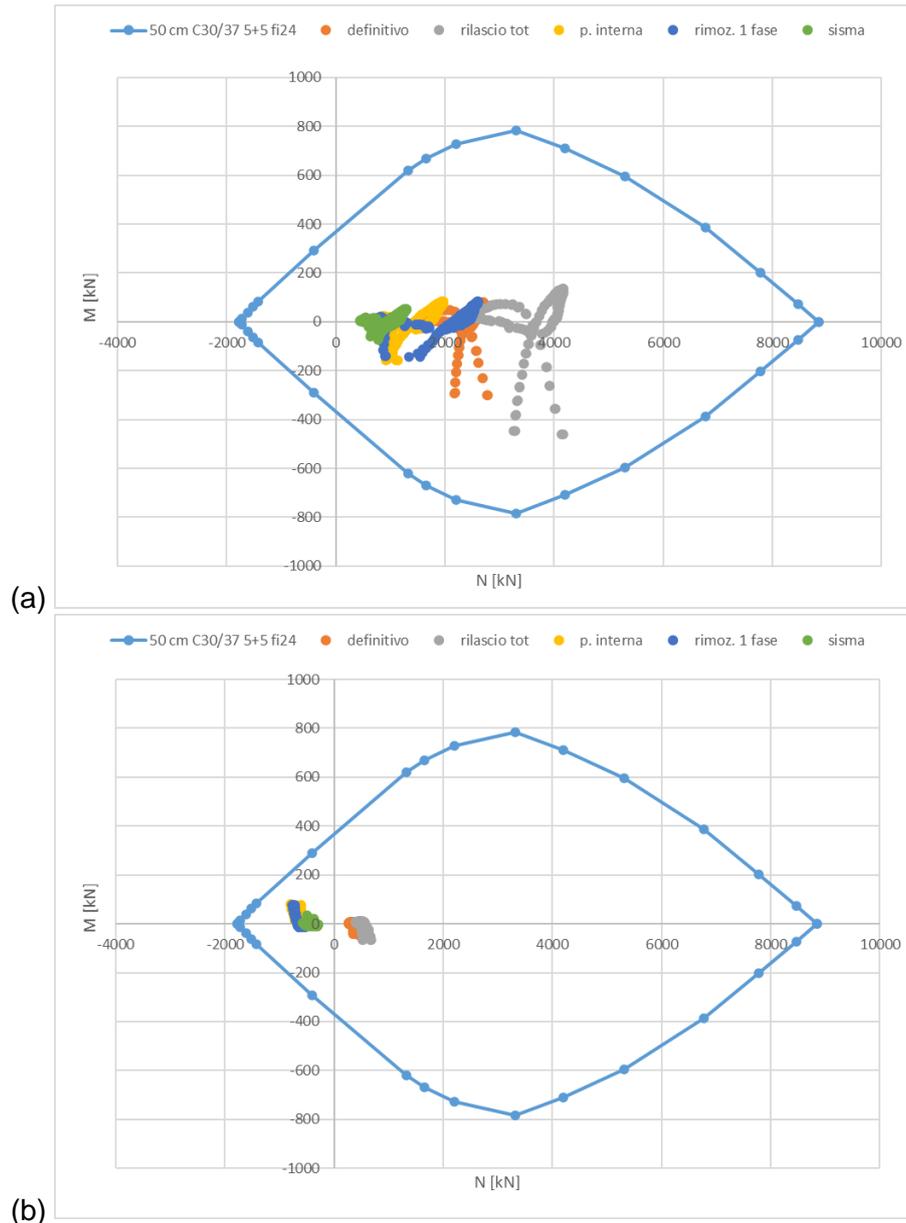


Figura 7.3 – Sezione tipo GI-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (a) sezione con copertura massima (b) sezione con copertura medio-bassa

La massima sollecitazione di taglio la si registra durante la fase di rilascio totale, quando non si hanno forze interne la galleria a contrastare le spinte geostatiche per la copertura massima; i valori maggiori li si ottiene negli spigoli tra piedritti ed arco rovescio dove si ha un punto singolare per cui la modellazione aumenta sensibilmente il valore reale (Figura 7.4). Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\varnothing 12$ con maglia 20×40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 560 kN/m , nell'intorno della giunzione tra piedritti ed arco rovescio è comunque consigliato infittire le staffe con passo 20×20 per un tratto di 1 m dall'intersezione, ottenendo così un taglio resistente di 1120 kN/m .

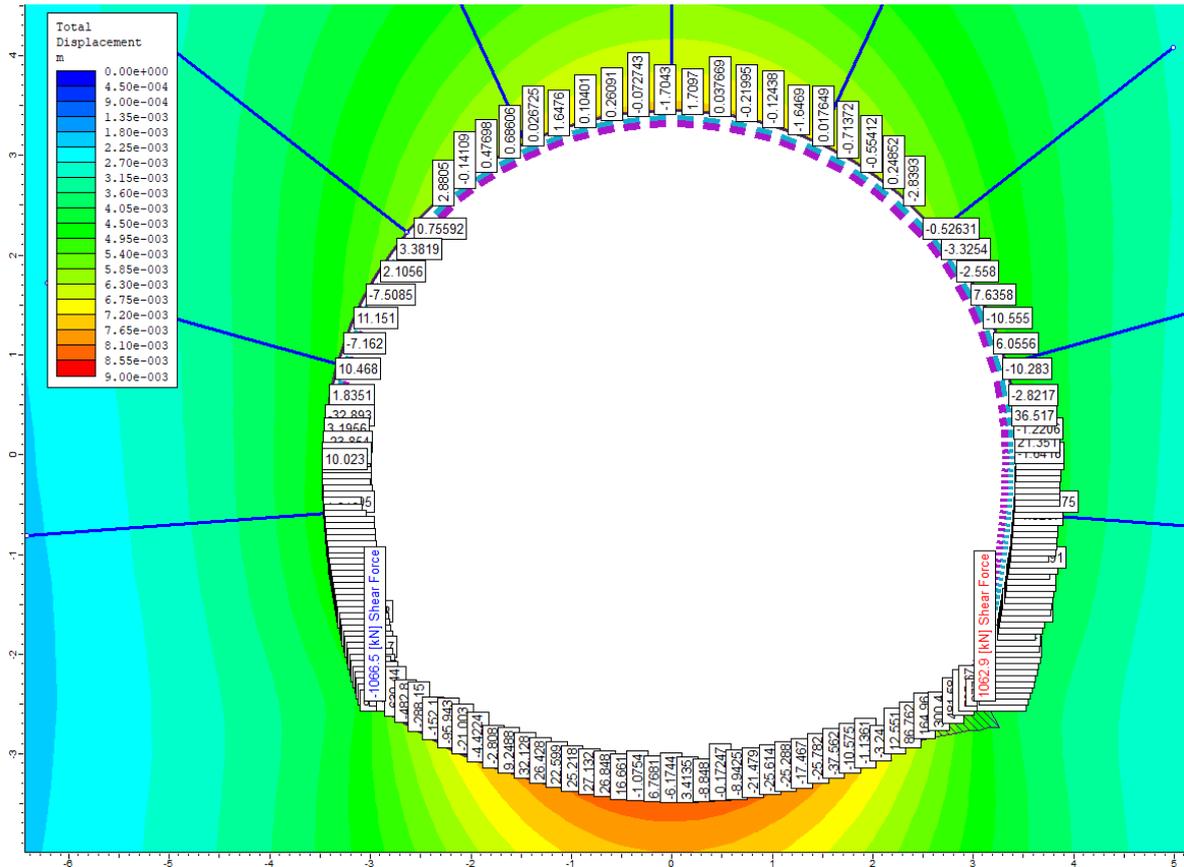


Figura 7.4 – Sezione tipo GI-1: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale per la copertura massima

Così armata la sezione tipo GI-1 risulta verificata per le azioni ottenute dalle due modellazioni (copertura massima e medio-bassa in ammasso roccioso poco fratturato)

7.2.2 Sezione tipo GI-2

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GI-2 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB120 passo 1.5 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 con spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.5), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

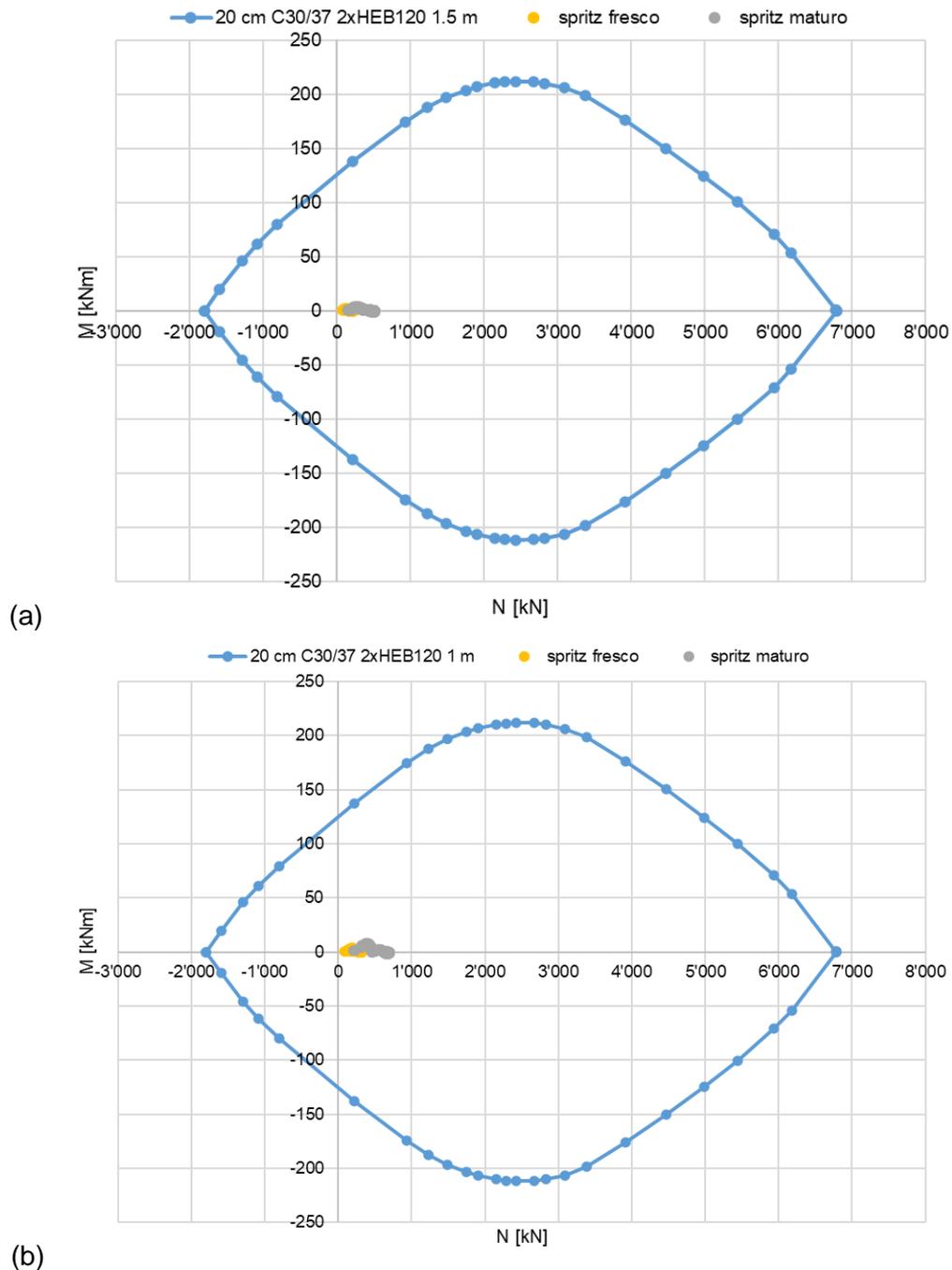


Figura 7.5 – Sezione tipo GI-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase (a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia

Per la verifica a taglio della sezione cautelativamente è stata considerata solamente la resistenza offerta dalle centine metalliche, trascurando dunque il contributo legato alla presenza del calcestruzzo proiettato. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 221 kN/m, mentre la sollecitazione massima nei due casi vale 27.9 kN/m per l'ammasso intensamente fratturato e 49.4 kN/m in zona di faglia; la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GI-2 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 \varnothing 24 / m.

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.6), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

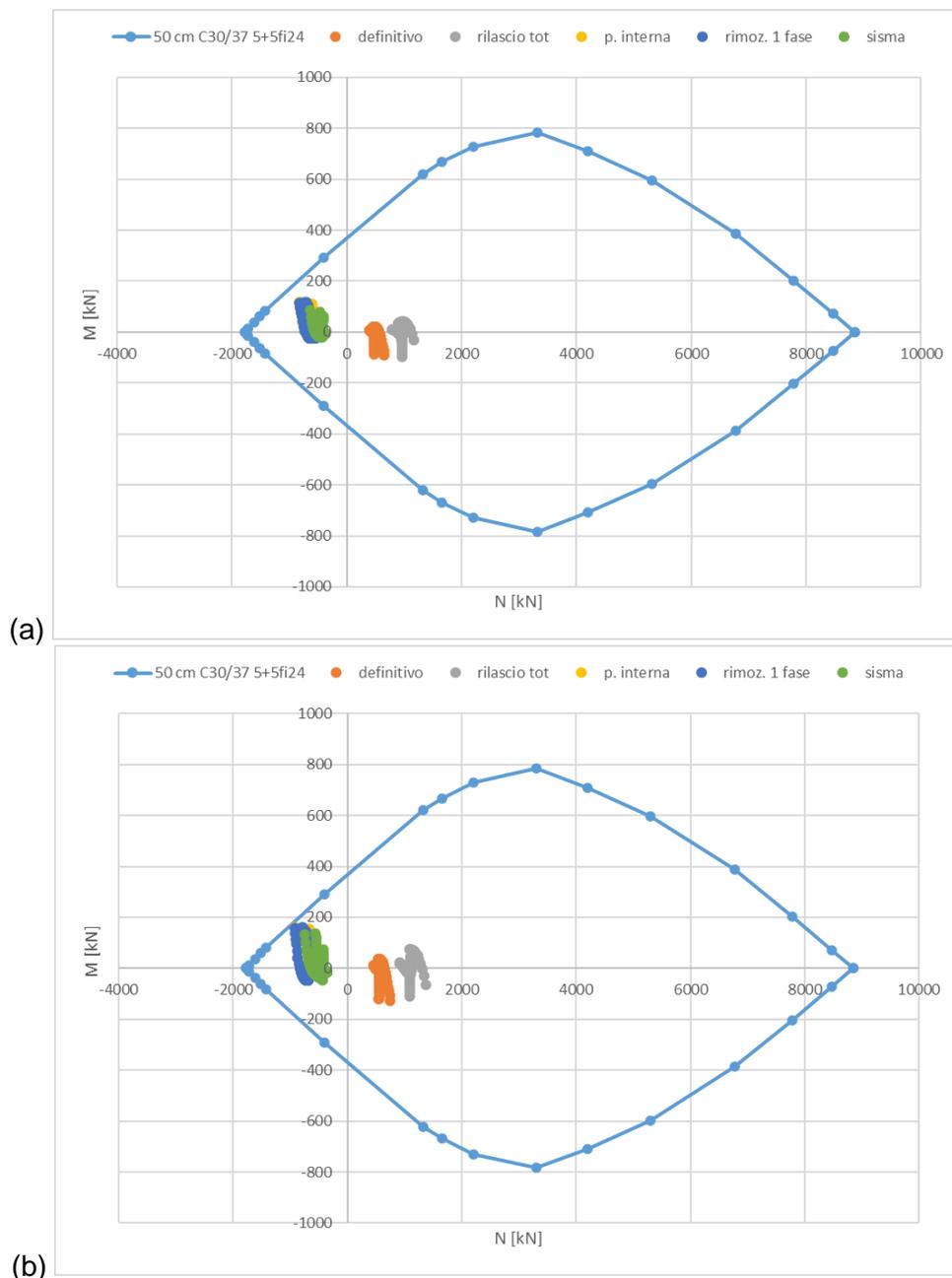


Figura 7.6 – Sezione tipo GI-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia

La massima sollecitazione di taglio la si registra durante la fase di rilascio totale, quando non si hanno forze interne la galleria a contrastare le spinte geostatiche; i valori maggiori li si ottiene negli spigoli tra piedritti ed arco rovescio dove si ha un punto singolare per cui la modellazione aumenta sensibilmente il valore reale (Figura 7.7). Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\varnothing 12$ con maglia 20×40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 560 kN/m , nell'intorno della giunzione tra piedritti ed arco rovescio è comunque consigliato infittire le staffe con passo 20×20 per un tratto di 1 m dall'intersezione, ottenendo così un taglio resistente di 1120 kN/m .

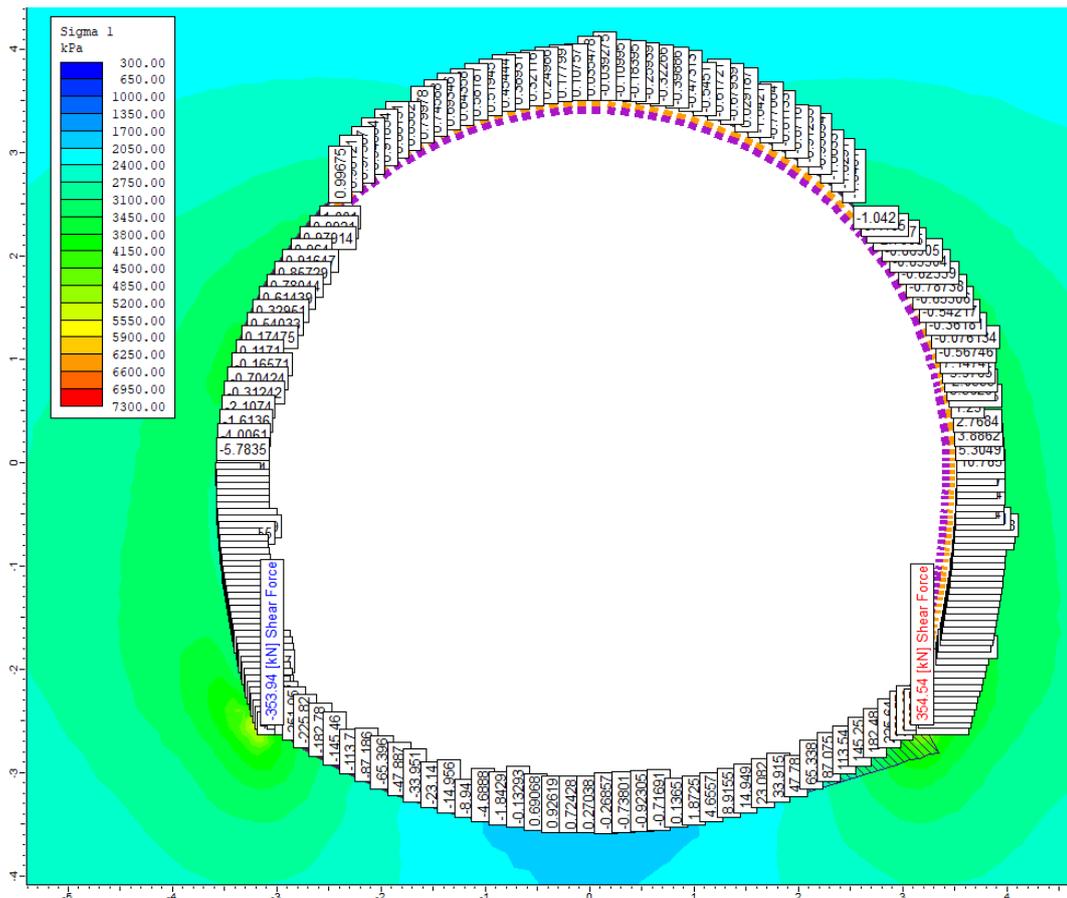


Figura 7.7 – Sezione tipo GI-2: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale delle tensioni geostatiche per la zona di faglia

Così armata la sezione tipo GI-2 risulta verificata per le azioni ottenute dalle due modellazioni (copertura medio-bassa in ammasso roccioso intensamente fratturato o in zona di faglia).

7.2.3 Sezione tipo GI-3

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GI-3 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 con spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.8), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

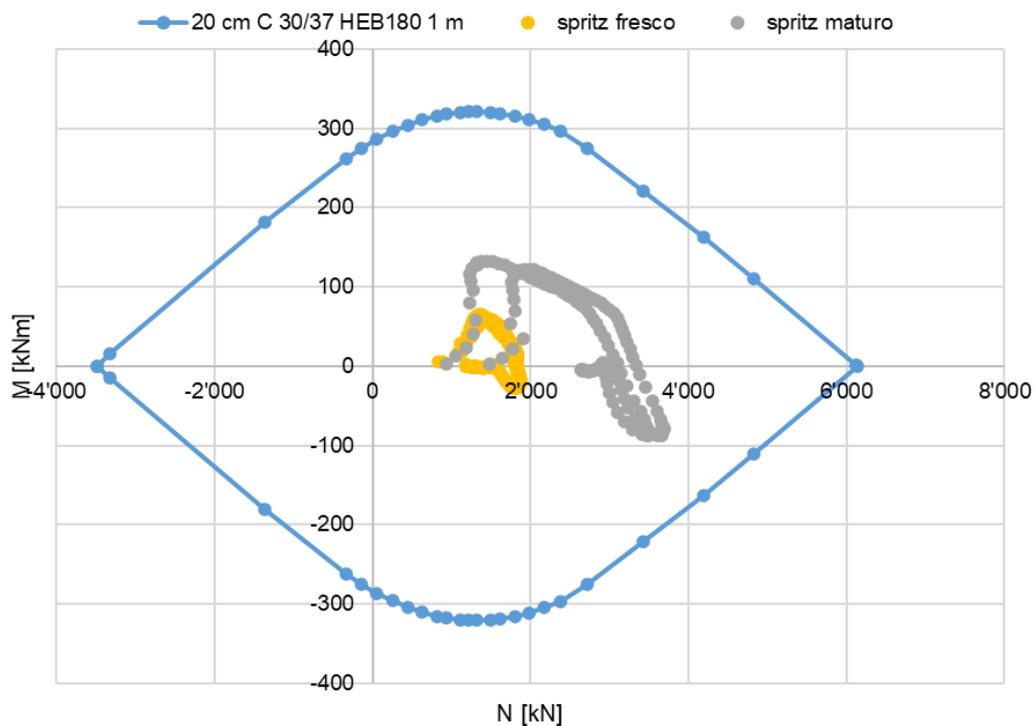


Figura 7.8 – Sezione tipo GI-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione cautelativamente è stata considerata solamente la resistenza offerta dalle centine metalliche, trascurando dunque il contributo legato alla presenza del calcestruzzo proiettato. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima vale 336.7 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GI-3 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 \varnothing 24 / m.

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.9), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

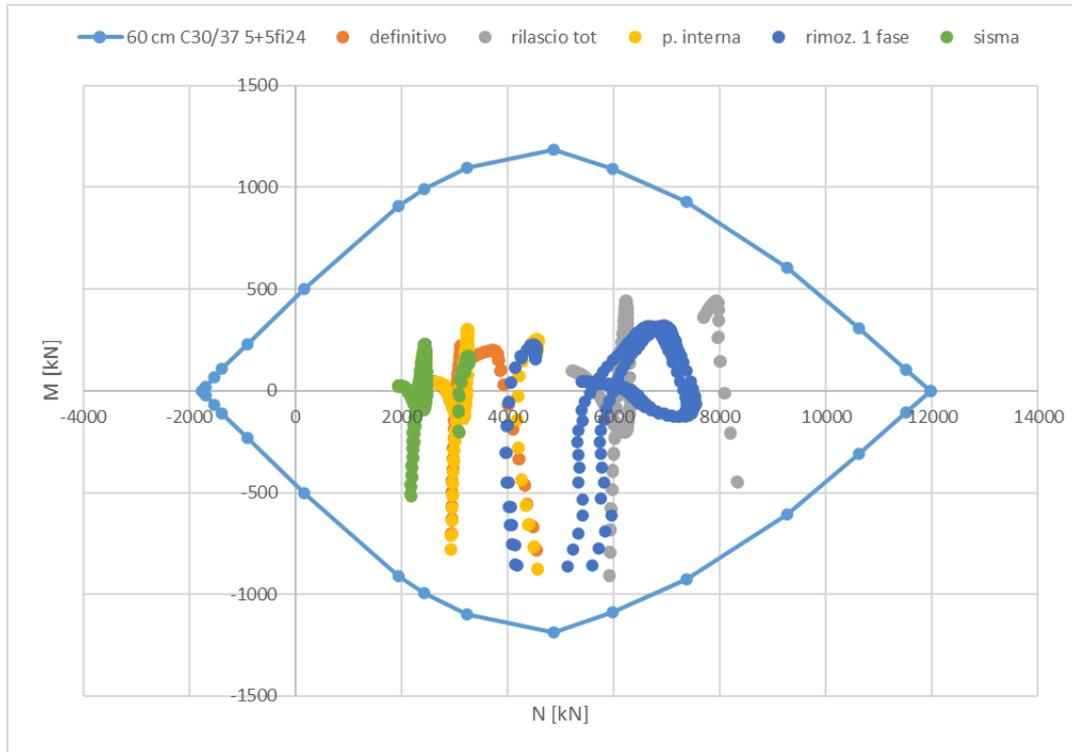


Figura 7.9 – Sezione tipo GI-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio la si registra durante la fase di rilascio totale, quando non si hanno forze interne la galleria a contrastare le spinte geostatiche; i valori maggiori li si ottiene negli spigoli tra piedritti ed arco rovescio dove si ha un punto singolare per cui la modellazione aumenta sensibilmente il valore reale (Figura 7.10). Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\varnothing 12$ con maglia 20×40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 684 kN/m , nell'intorno della giunzione tra piedritti ed arco rovescio è comunque consigliato infittire le staffe con passo 20×20 per un tratto di 1 m dall'intersezione, ottenendo così un taglio resistente di 1369 kN/m .

Per questa sezione i valori di taglio ottenuti negli spigoli risultano particolarmente elevati, per decrescere di valore repentinamente allontanandosi dagli spigoli tra piedritti ed arco rovescio, in quello che è il solo spessore del rivestimento definitivo (60 cm) il valore di taglio ottenuto dalla modellazione si dimezza. Si può quindi escludere questi valori di spigolo dalle verifiche.

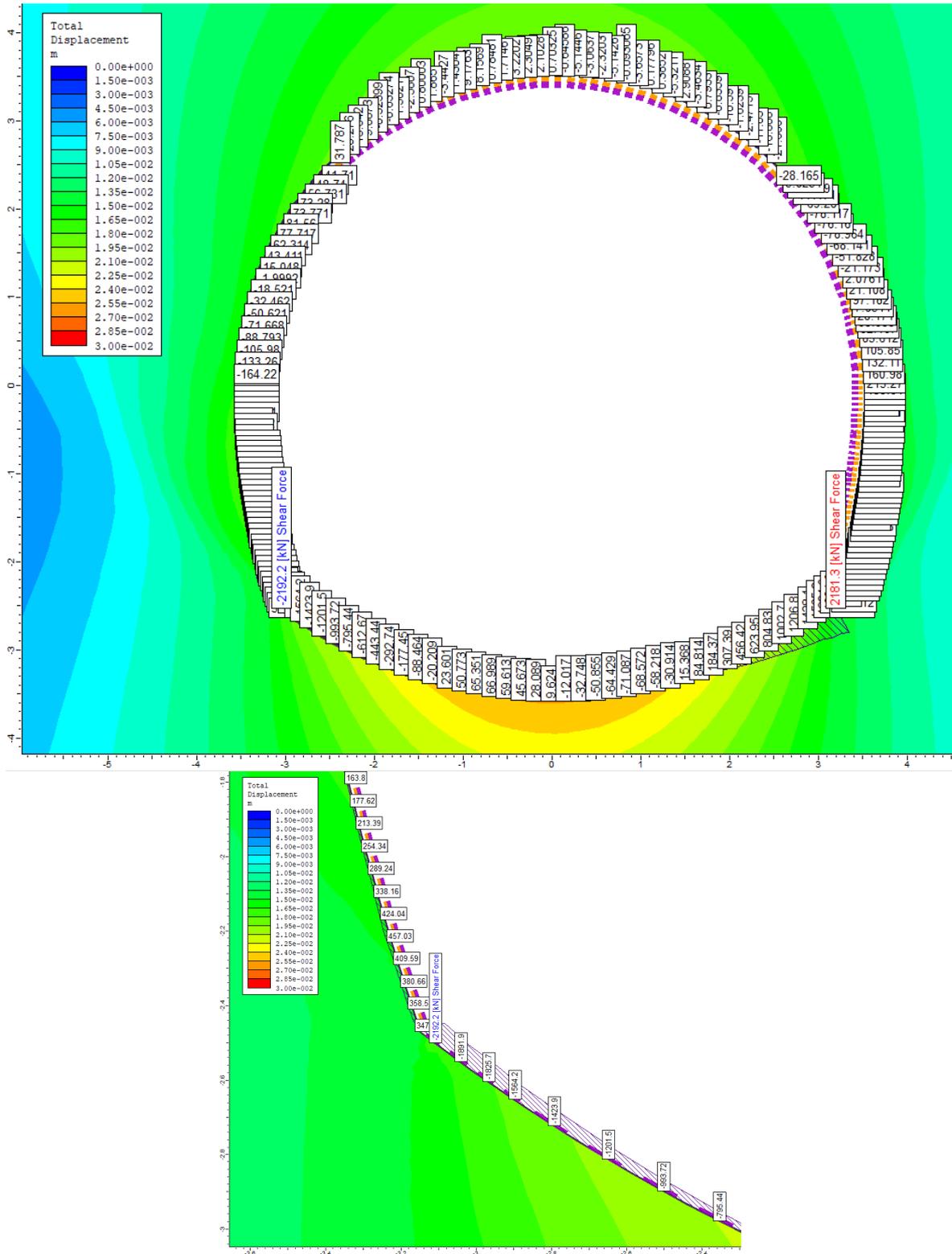


Figura 7.10 – Sezione tipo GI-3: Sollecitazione di taglio fase di rilascio totale delle tensioni geostatiche per l'ammasso intensamente fratturato

Così armata la sezione tipo GI-3 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione (copertura alta in ammasso roccioso intensamente fratturato).

7.2.4 Sezione tipo GI-4

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GI-4 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB 180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 con spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.11), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

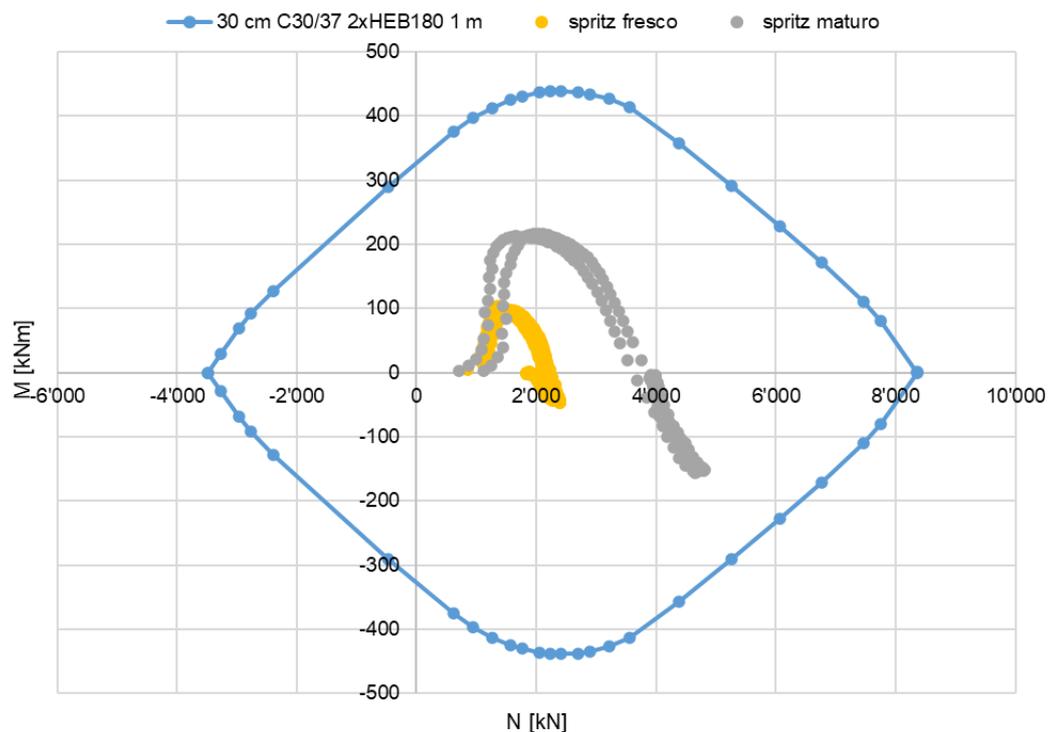


Figura 7.11 – Sezione tipo GI-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione cautelativamente è stata considerata solamente la resistenza offerta dalle centine metalliche, trascurando dunque il contributo legato alla presenza del calcestruzzo proiettato. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima vale 360.2 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GI-4 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su calotta e piedritti e di 70 cm in arco rovescio, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 $\varnothing 24$ / m.

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.12), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi. Lo spessore maggiorato in arco rovescio è risultato necessario a causa delle elevate forze che si sviluppano sul rivestimento durante la fase di scarico totale delle tensioni geostatiche sul contorno di scavo.

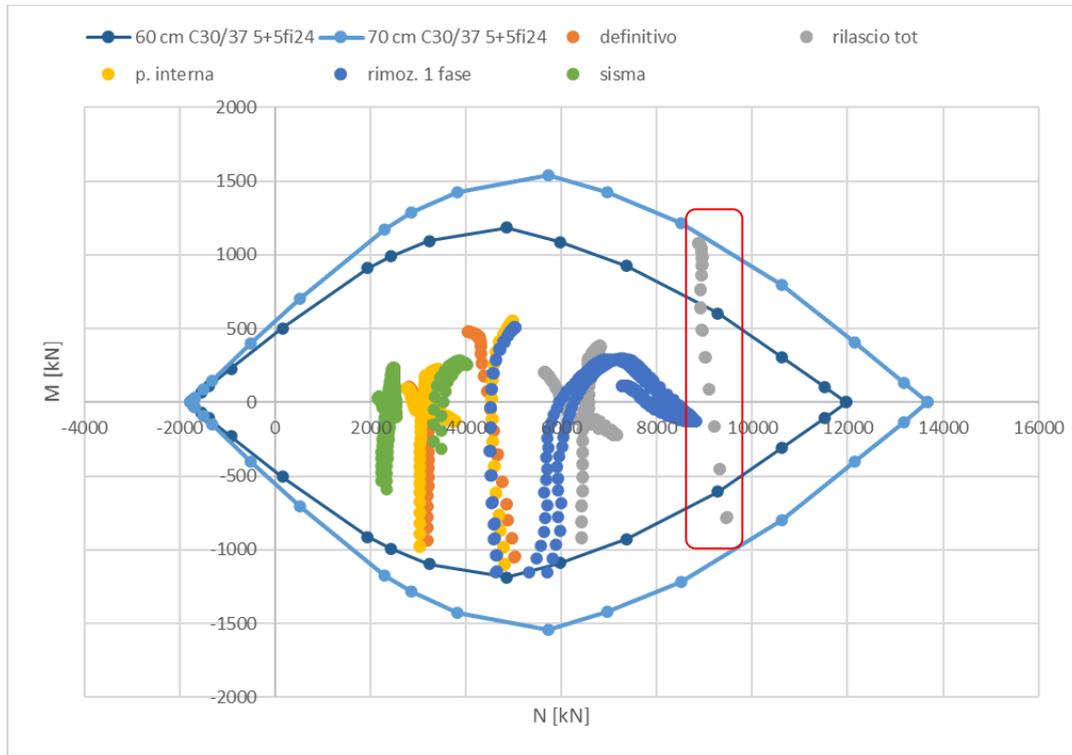


Figura 7.12 – Sezione tipo GI-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (riquadro rosso: elementi arco rovescio)

La massima sollecitazione di taglio la si registra durante la fase di rilascio totale, quando non si hanno forze interne la galleria a contrastare le spinte geostatiche; i valori maggiori li si ottiene negli spigoli tra piedritti ed arco rovescio dove si ha un punto singolare per cui la modellazione aumenta sensibilmente il valore reale. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\varnothing 12$ con maglia 20×40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 684 kN/m per calotta e piedritti e pari a 809 kN/m per l'arco rovescio. Nell'intorno della giunzione tra piedritti ed arco rovescio è comunque consigliato infittire le staffe con passo 20×20 per un tratto di 1.5 m dall'intersezione, ottenendo così un taglio resistente di 1369 kN/m per calotta e piedritti e pari a 1618 kN/m per l'arco rovescio.

Per questa sezione i valori di taglio ottenuti negli spigoli risultano particolarmente elevati (Figura 7.13), per decrescere di valore repentinamente allontanandosi dagli spigoli tra piedritti ed arco rovescio, in quello che è il solo spessore del rivestimento definitivo (70 cm) il valore di taglio ottenuto dalla modellazione è quasi dimezzato. Si può quindi escludere questi valori di spigolo dalle verifiche.

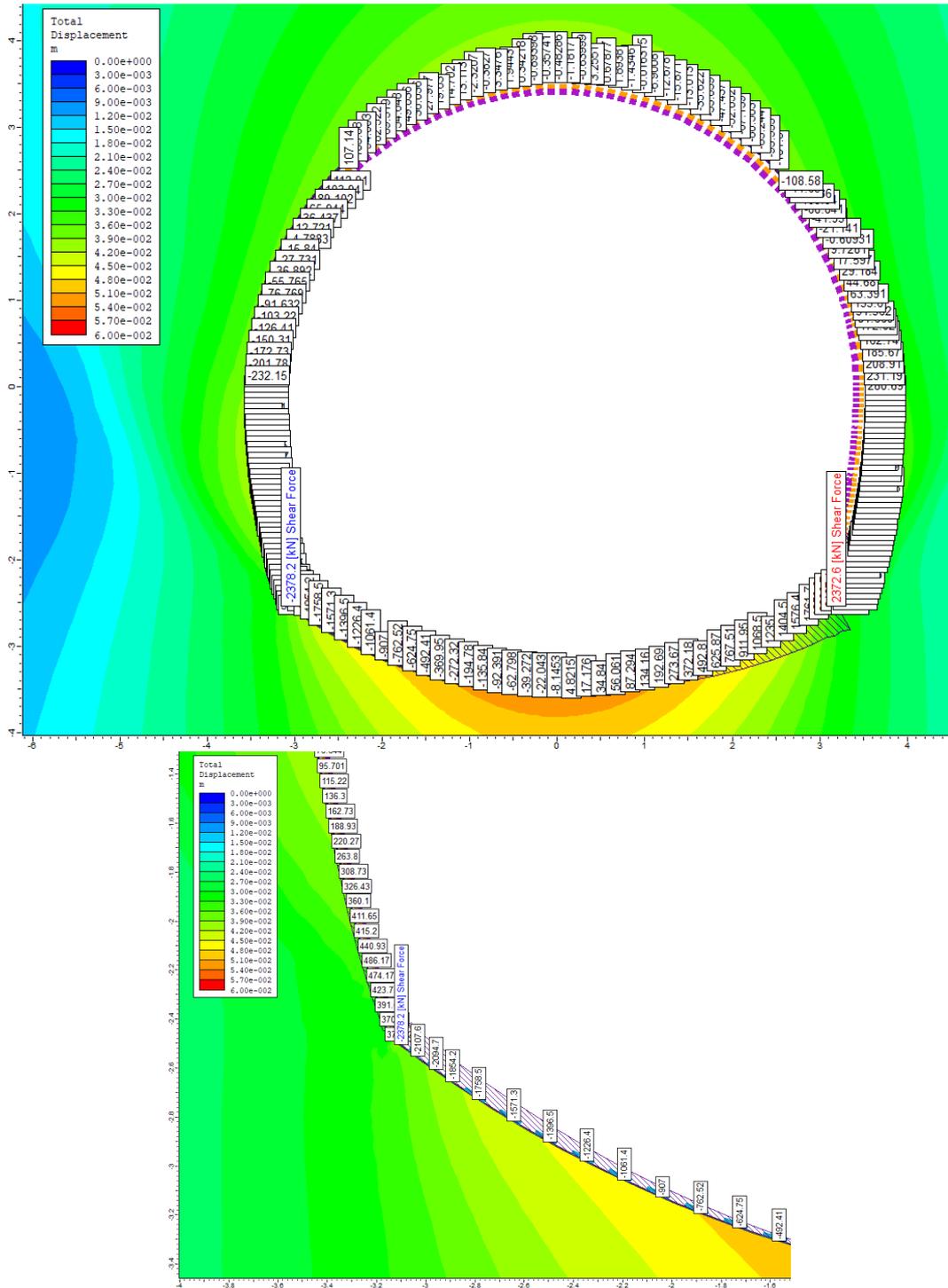


Figura 7.13 – Sezione tipo GI-4: Sollecitazione di taglio fase di scarico totale delle tensioni geostatiche per l’ammasso intensamente fratturato

Così armata la sezione tipo GI-4 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione (copertura alta in ammasso roccioso intensamente fratturato).

7.3 Galleria di accesso al Pozzo Piezometrico

7.3.1 Sezione tipo P-Piez 1

Per questa sezione tipo il rivestimento di prima fase ha anche funzione di definitivo, lo si è quindi verificato per tutti gli step di calcolo.

La sezione tipo P-Piez 1 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- corona di chiodi di lunghezza 3 m, interasse 1 m e passo 1 m lungo l'asse galleria
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 armato con rete elettrosaldada, spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.14), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

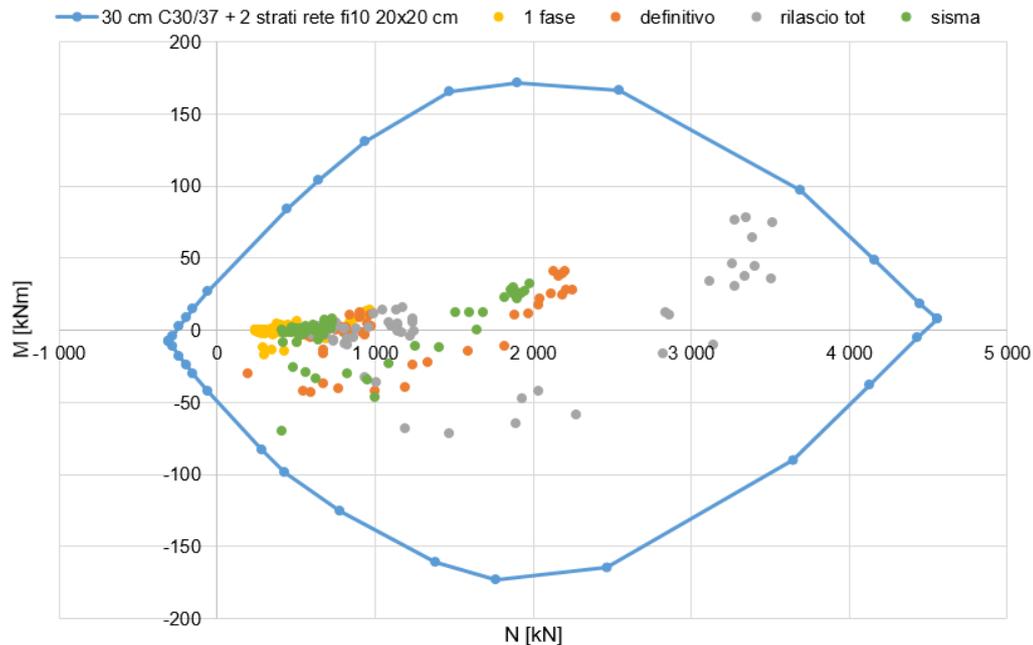


Figura 7.14 – Sezione tipo P-Piez 1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase presenta una resistenza a taglio pari a 125 kN/m. La massima sollecitazione di taglio allo SLU, escludendo gli elementi posti in corrispondenza degli spigoli, vale 107 kN/m pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Come si può osservare dai grafici nella seguente Figura 7.15 i chiodi risultano pressoché scarichi, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

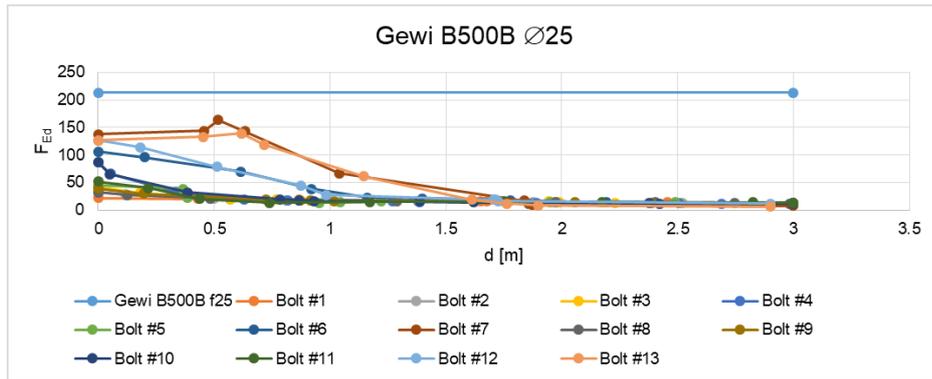


Figura 7.15 – Sezione tipo P-Piez 1: verifica a trazione per la chiodatura

Il rivestimento di prima fase così costituito risulta verificato per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.3.2 Sezione tipo P-Piez 2

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo P-Piez 2 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.16), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

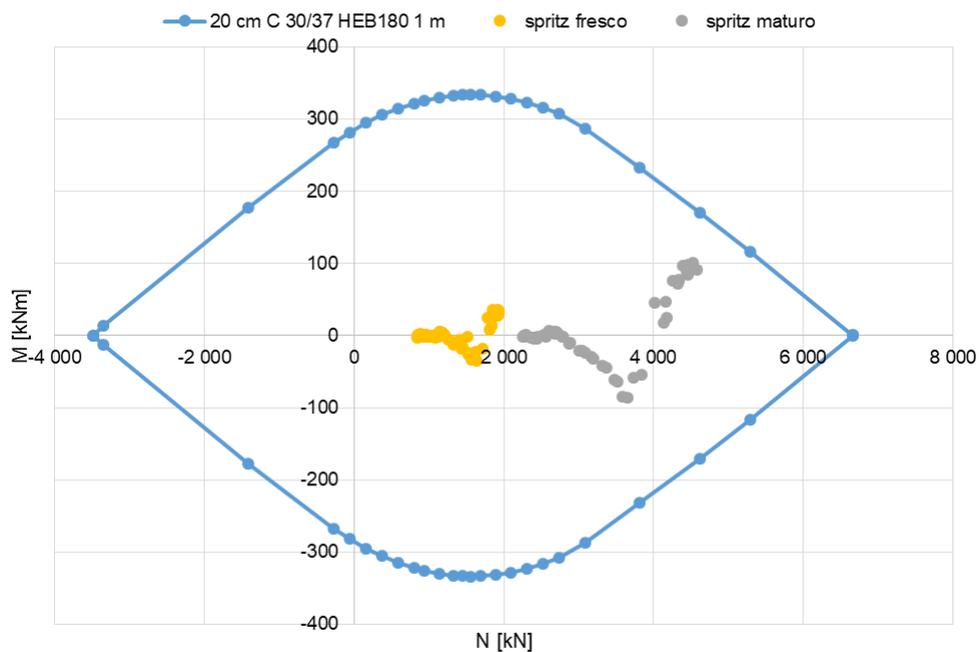


Figura 7.16 – Sezione tipo P-Piez 2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione cautelativamente è stata considerata solamente la resistenza offerta dalle centine metalliche, trascurando dunque il contributo legato alla presenza del calcestruzzo proiettato. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima allo SLU vale 290 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo P-Piez 2 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 $\varnothing 24$ / m.

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.17), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

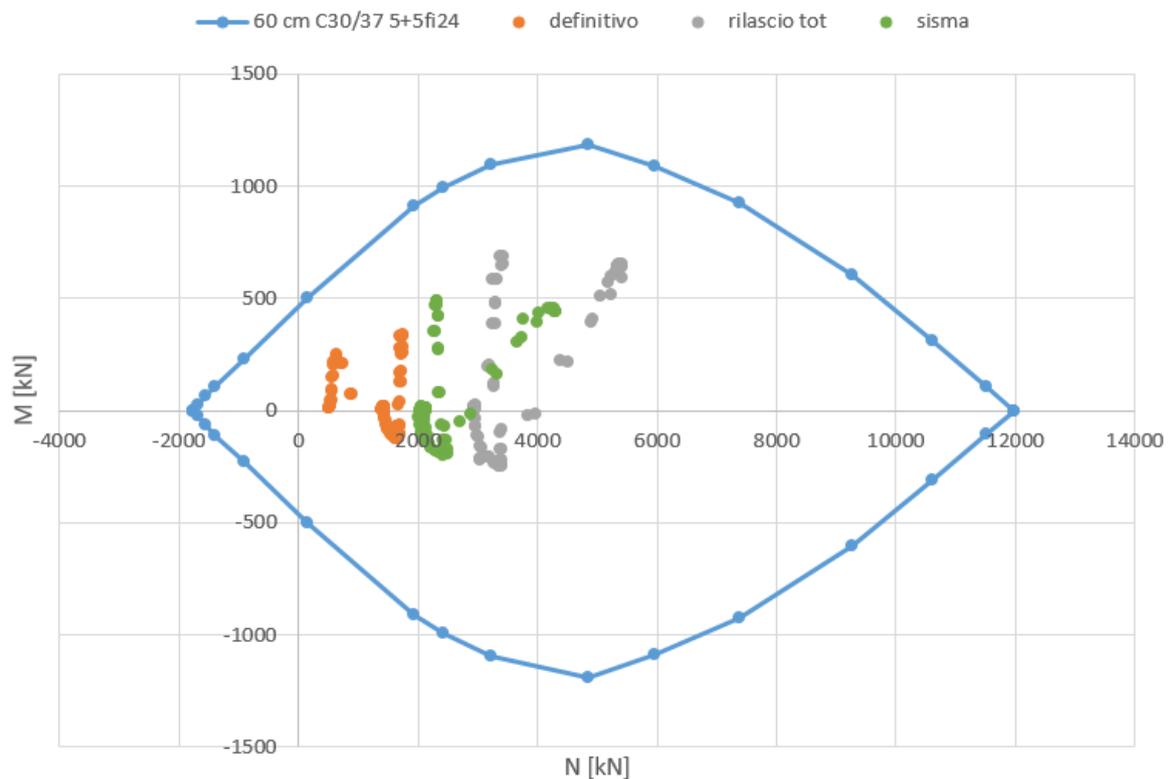


Figura 7.17 – Sezione tipo P-Piez 2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale:

- piedritti: 875 kN/m in campo statico e 625 kN/m durante la fase sismica.
- arco rovescio: 624 kN/m in campo statico e 575 kN/m durante la fase sismica.

Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20×20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1370 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	600	mm	s	=	200	mm
d	=	550	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	495	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	2261.9	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	600000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.60302269		α	=	90	°
v_{min}	=	0.39		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.004		v_1	=	0.528	
ρ_l	=	0.00					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica OK	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica OK
244.5	214.0	244.5		1369.2	1532.1	1369.2	

Così armata la sezione tipo P-Piez 2 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.3.3 Sezione tipo P-Piez 3

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo P-Piez 3 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB200 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.18), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

Per la verifica a taglio della sezione cautelativamente è stata considerata solamente la resistenza offerta dalle centine metalliche, trascurando dunque il contributo legato alla presenza del calcestruzzo proiettato. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a

750 kN/m, mentre la sollecitazione massima allo SLU vale 540 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

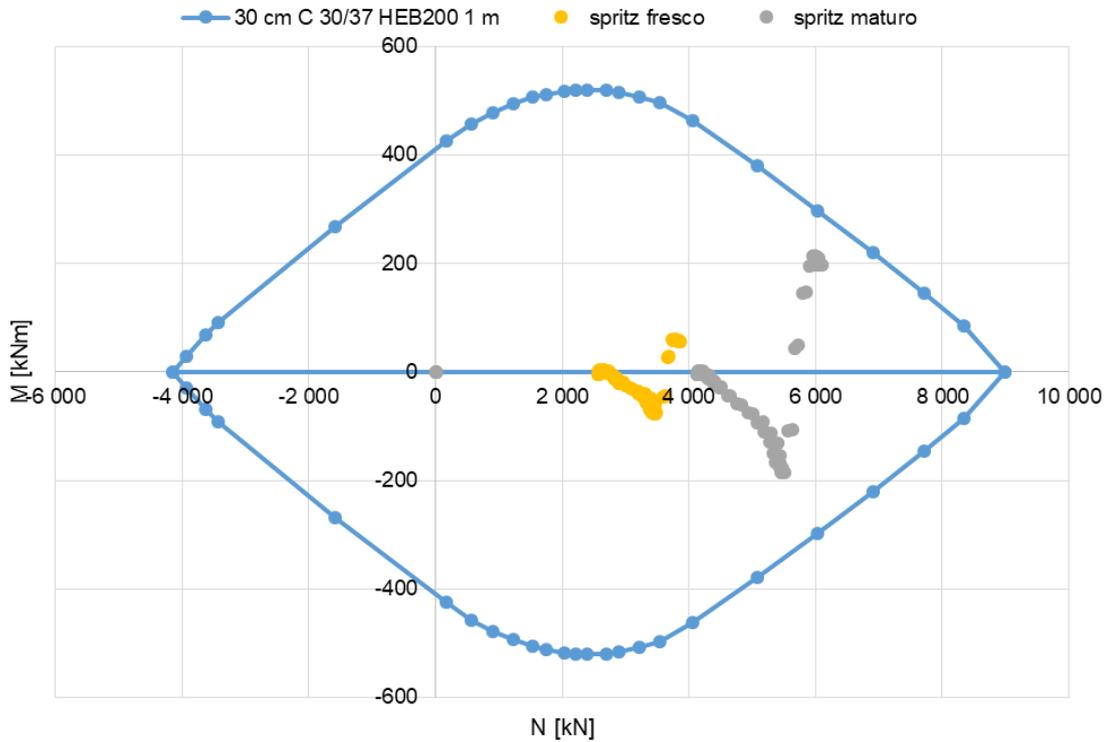


Figura 7.18 – Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo P-Piez 3 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm su calotta e piedritti e di 70 cm in arco rovescio, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 $\varnothing 24 / \text{m}$.

Come si può osservare dalla figure seguenti (Figura 7.19 e Figura 7.20), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

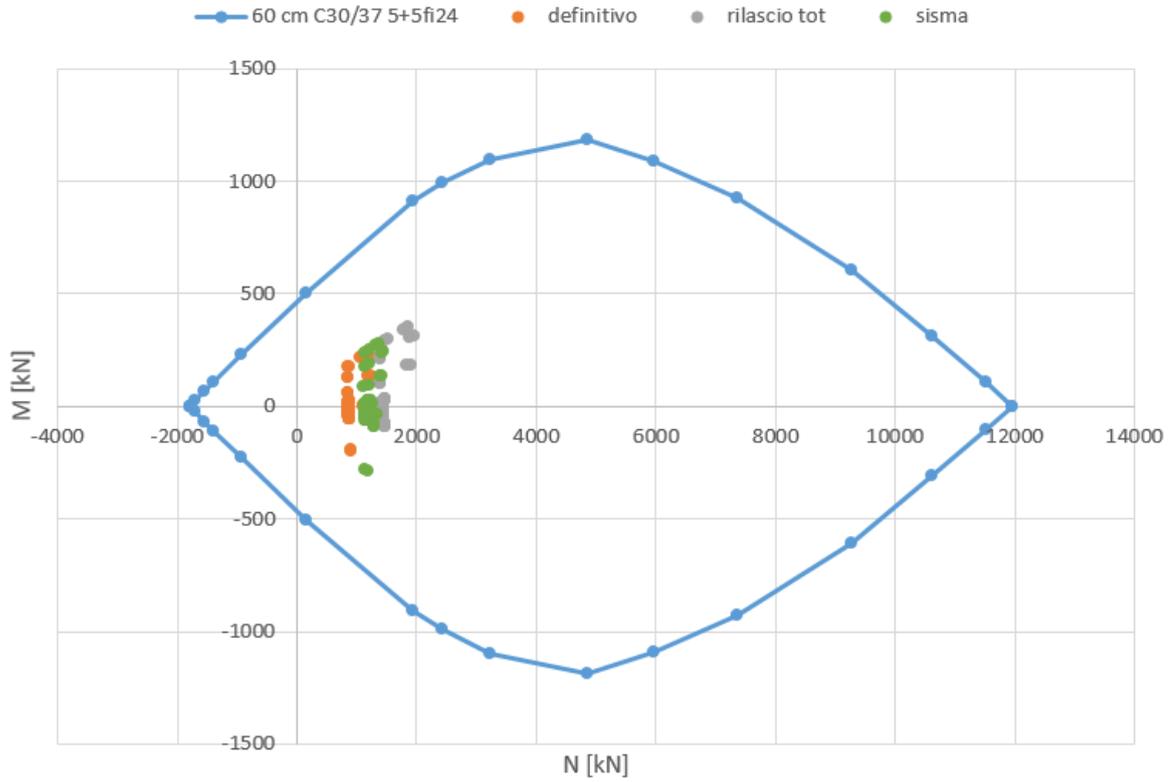


Figura 7.19 - Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (cassa e piedritti)

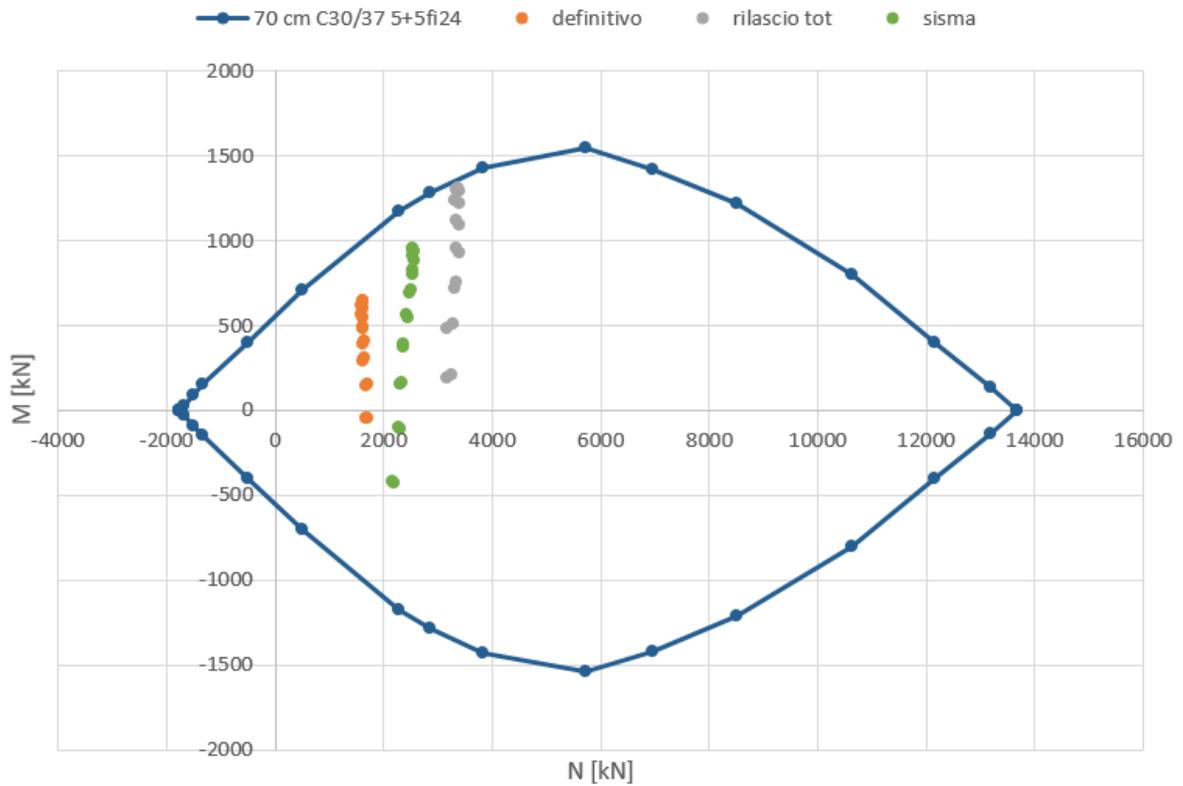


Figura 7.20 – Sezione tipo P-Piez 3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (arco rovescio)

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo, piedritti e sulla calotta, vale 504 kN/m in campo statico e 490 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 685 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	600	mm	s	=	400	mm
d	=	550	mm	A_{sw}/s	=	1.41371669	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	495	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	2261.9	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	600000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.60302269		α	=	90	°
v_{min}	=	0.39		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.004		v_1	=	0.528	
ρ_l	=	0.00					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] 244.5 </div>		Verifica	OK	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]
244.5	214.0					684.6	1532.1
		<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN] 684.6 </div>		Verifica	OK		

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo, arco rovescio, vale 802 kN/m in campo statico e 480 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 809 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	700	mm	s	=	400	mm
d	=	650	mm	A_{sw}/s	=	1.41371669	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	585	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	2261.9	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	700000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.55		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.55470020		α	=	90	°
v_{min}	=	0.37		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.003		v_1	=	0.528	
ρ_l	=	0.00					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] 265.0 </div>		Verifica	OK	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]
265.0	241.6					809.0	1810.7
		<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN] 809.0 </div>		Verifica	OK		

Così armata la sezione tipo P-Piez 3 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.4 Galleria cavi e ventilazione

7.4.1 Sezione tipo GV-1

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GV-1 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- corona di chiodi di diametro $\Phi 25$ e di lunghezza 3 m, interasse 1 m e passo 1 m lungo l'asse galleria
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 o armato con rete elettrosaldata, spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.21), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

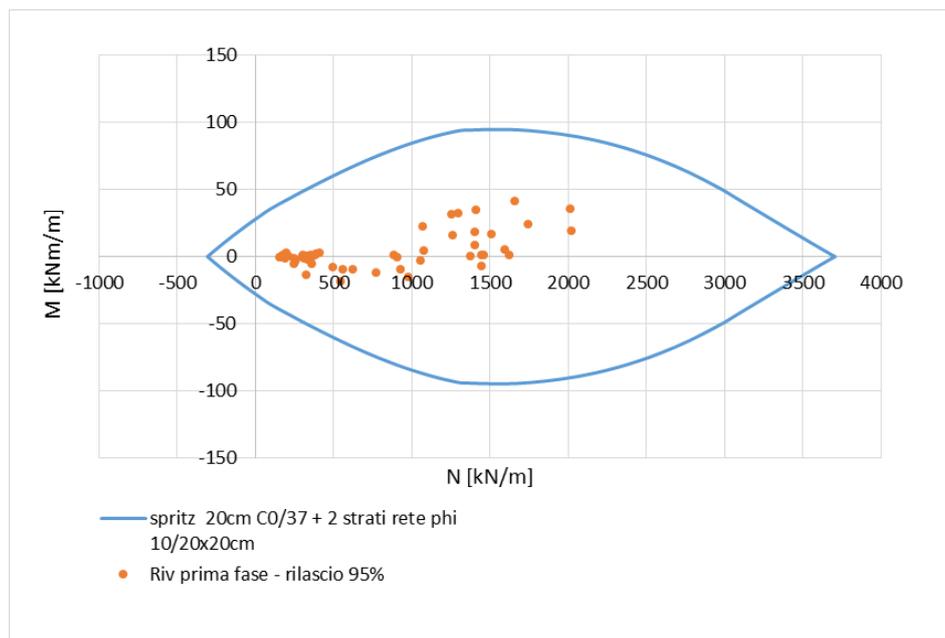


Figura 7.21 – Sezione tipo GV-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Le analisi condotte hanno evidenziato dei valori dello sforzo tagliante modesti sul rivestimento con delle concentrazioni anche elevate localizzate in corrispondenza delle chiodature. Tali punti singolari richiedono la posa di opportune piastre in acciaio per la ripartizione delle sollecitazioni che si generano sul rivestimento in modo concentrato in corrispondenza delle teste di ancoraggio. Il dimensionamento di tali piastre costituisce un elemento di dettaglio che esula dagli scopi di predimensionamento dell'attuale fase di progetto

e pertanto viene rimandato alle fasi seguenti della progettazione. La verifica a taglio del rivestimento viene quindi condotta escludendo dalla verifica gli elementini adiacenti alle bullonature. La resistenza a taglio del calcestruzzo proiettato si è valutata come sezione non armata a taglio. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 81.3 kN/m, mentre la sollecitazione massima -77.9 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Come si può osservare dai grafici nella seguente Figura 7.23 i chiodi tipo GEWI B500B risultano pressoché scarichi, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

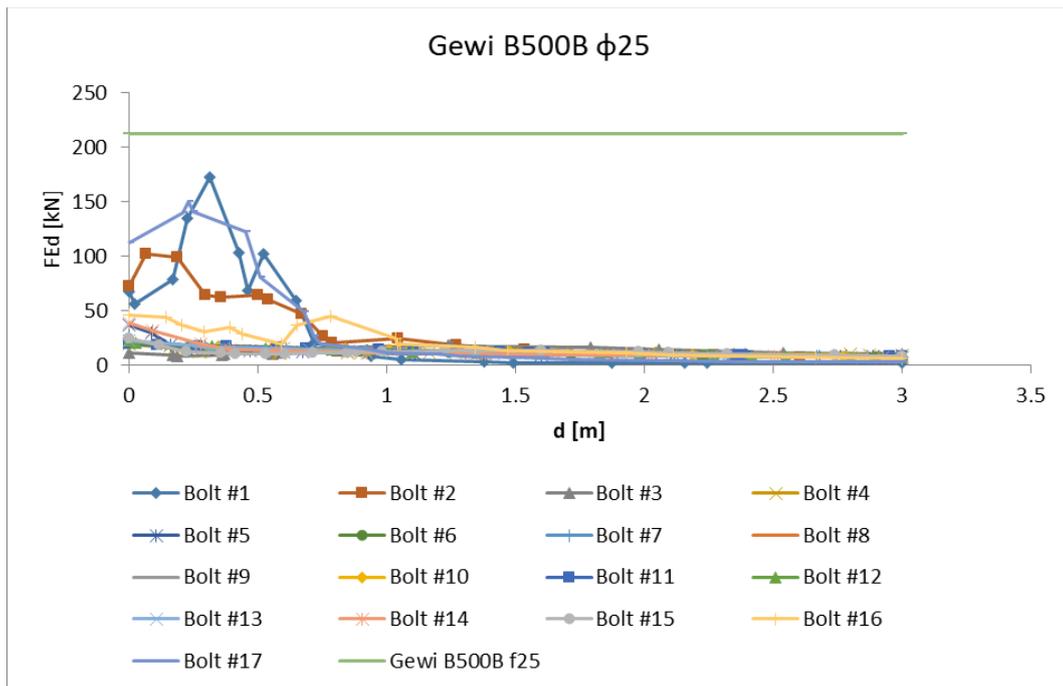


Figura 7.22 – Sezione tipo GV-1: verifica a trazione per la chiodatura

Il rivestimento di prima fase così costituito risulta verificato per le azioni ottenute dalla modellazione.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GV-1 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 ϕ 20 / m.

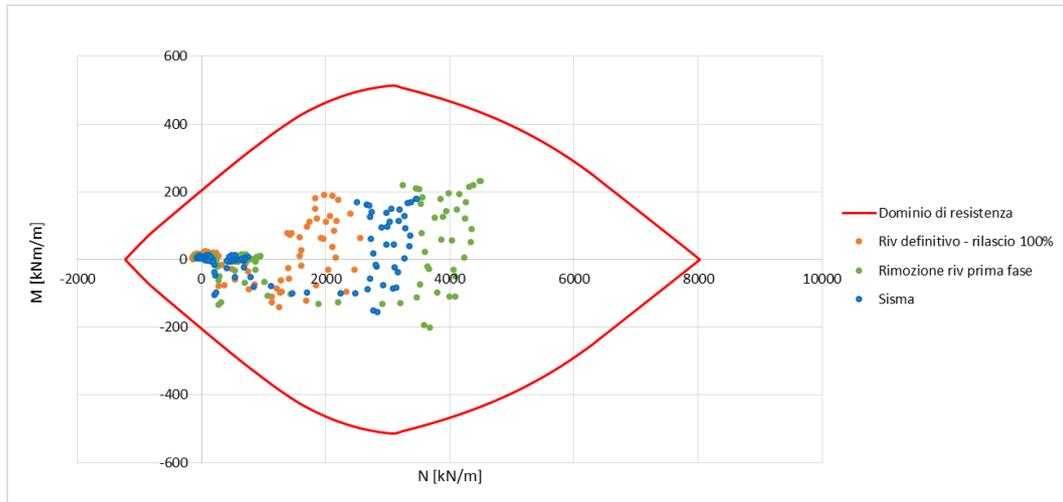


Figura 7.23 – Sezione tipo GV-1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

Come si può osservare dalla Figura 7.23, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale 510 kN/m in campo statico e 395 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 870 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	400	mm	s	=	200	mm
d	=	350	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	315	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	1570.8	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	400000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.76		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.75592895		α	=	90	°
v_{min}	=	0.45		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.004		v_1	=	0.528	
ρ_l	=	0.00					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica
175.4	156.1	175.4	NO VERIF.	871.3	975.0	871.3	OK

Così armata la sezione tipo GV-1 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.4.2 Sezione tipo GV-2

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GV-2 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.24), tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

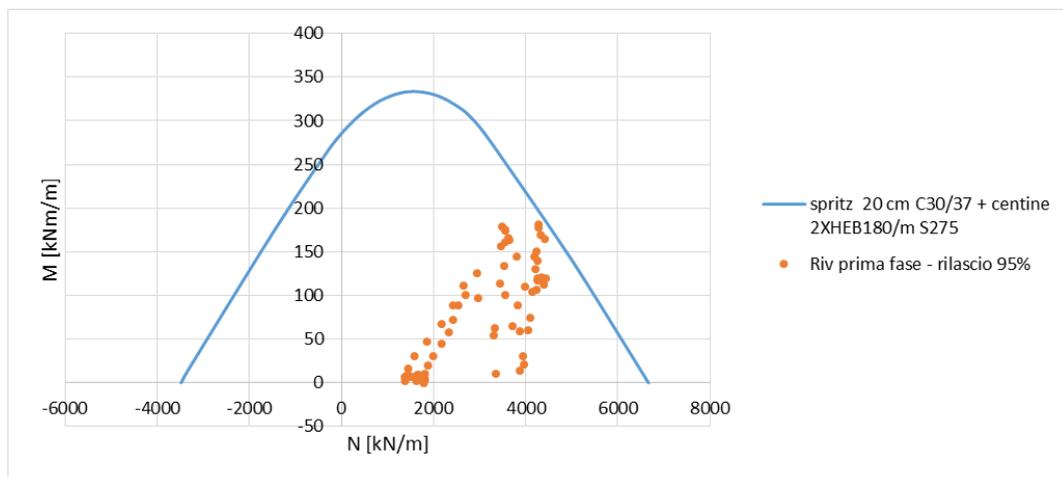


Figura 7.24 – Sezione tipo GV-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima è di 332 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GV-2 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 $\varnothing 24$ / m.

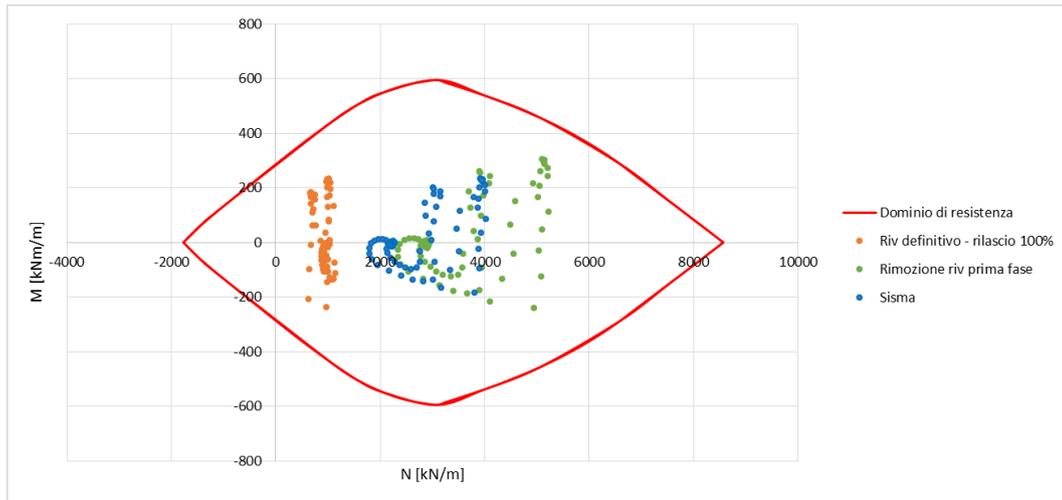


Figura 7.25 – Sezione tipo GV-2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

Come si può osservare dalla Figura 7.25 tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale 700 kN/m in campo statico e 540 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 870 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	400	mm	s	=	200	mm
d	=	350	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	315	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	2261.9	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	400000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.76		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.75592895		α	=	90	°
v_{min}	=	0.45		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.006		v_1	=	0.528	
ρ_l	=	0.01					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica
198.1	156.1	198.1	NO VERIF.	871.3	975.0	871.3	OK

Così armata la sezione tipo GV-2 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.4.3 Sezione tipo GV-3

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GV-3 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 30 cm

Come si può osservare dalla Figura 7.26 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

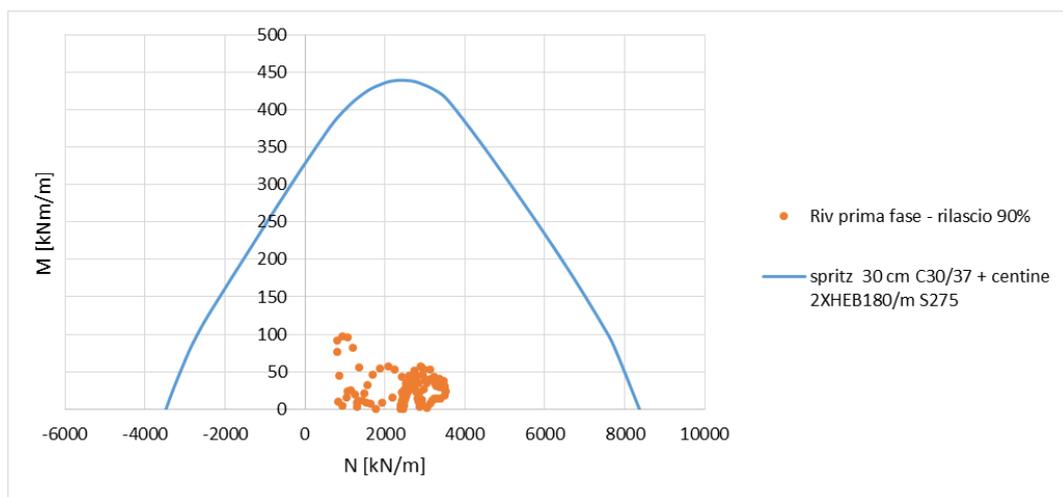


Figura 7.26 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima è di 236 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GV-3 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C35/45 ed armato con 5+5 $\varnothing 24$ / m.

Come si può osservare dalla Figura 7.27 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

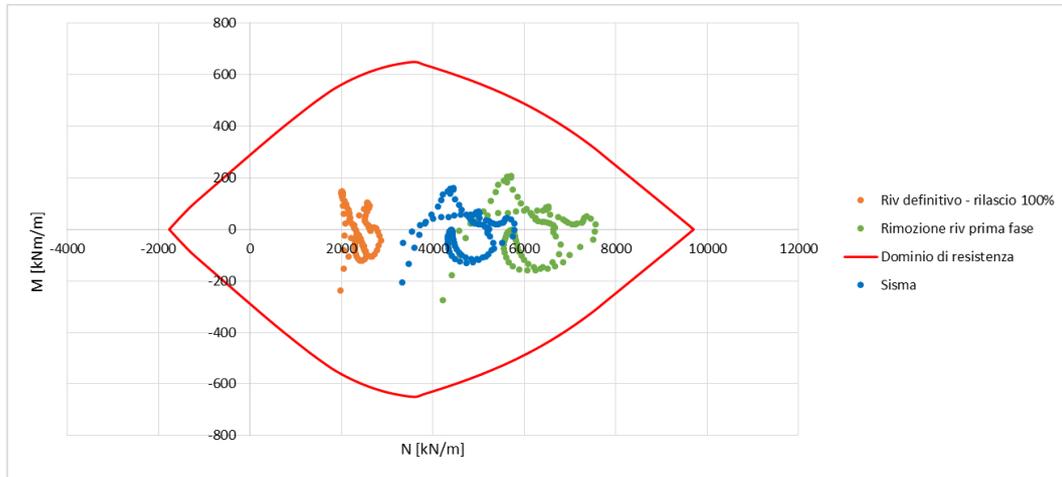


Figura 7.27 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale 670 kN/m in campo statico e 520 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 870 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	400	mm	s	=	200	mm
d	=	350	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	35	N/mm ²	z	=	315	mm
f_{cd}	=	19.83	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	2261.9	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	400000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.76		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.75592895		α	=	90	°
v_{min}	=	0.48		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.006		v_1	=	0.516	
ρ_l	=	0.01					
		3.97					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica NO VERIF.	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica OK
208.6	168.6	208.6		871.3	1111.6	871.3	

Così armata la sezione tipo GV-3 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.4.4 Sezione tipo GV-4

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GV-4 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB200 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 30 cm

Come si può osservare dalla Figura 7.28 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

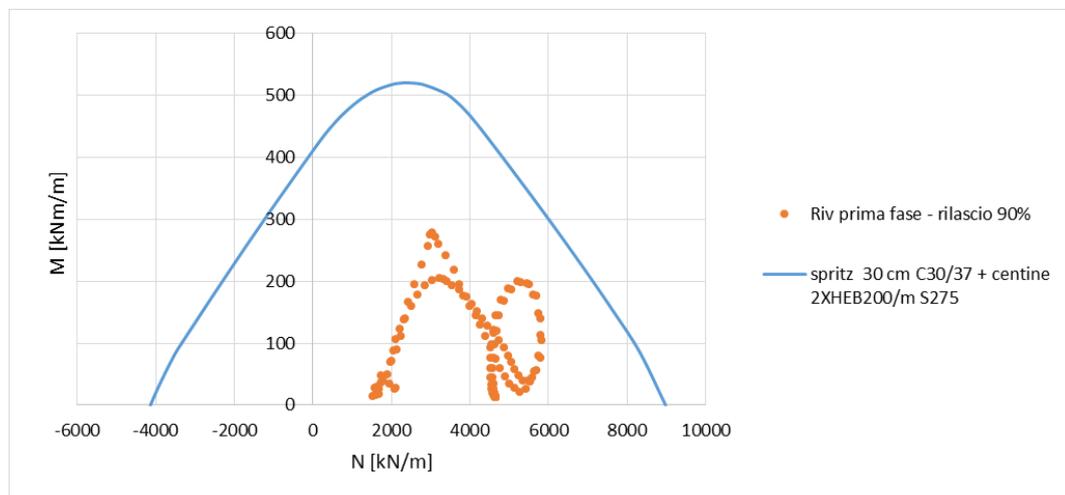


Figura 7.28 – Sezione tipo GV-3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase (a) sezione in ammasso intensamente fratturato (b) sezione in zona di faglia

Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 750 kN/m, mentre la sollecitazione massima è di 242 kN/m, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GV-4 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C35/45 ed armato con $\varnothing 26 / 15\text{cm}$.

Come si può osservare dalla Figura 7.29 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

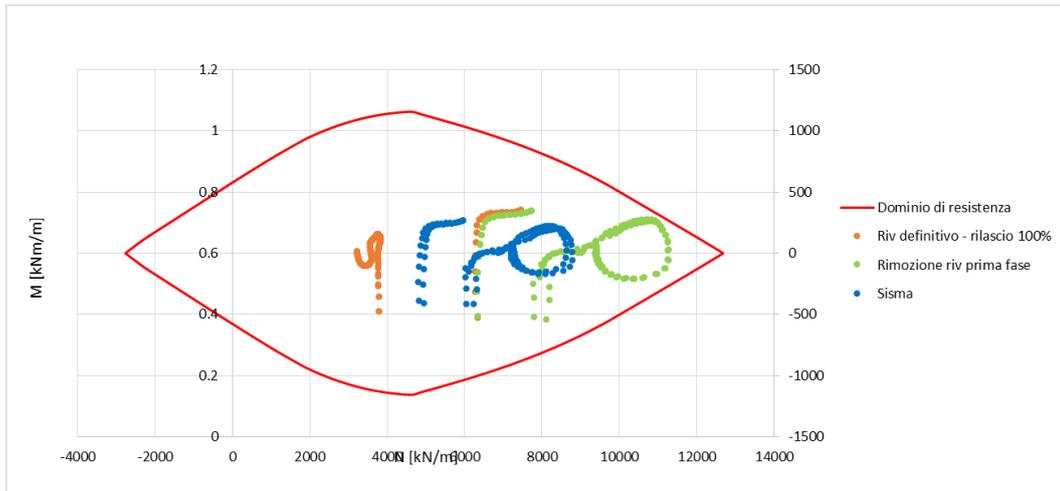


Figura 7.29 – Sezione tipo GV-4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale 1115 kN/m in campo statico e 847 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1120 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	500	mm	s	=	200	mm
d	=	450	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	35	N/mm ²	z	=	405	mm
f_{cd}	=	19.83	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	3539.5	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	500000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.67		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.66666667		α	=	90	°
V_{min}	=	0.45		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.008		v_1	=	0.516	
ρ_l	=	0.01					
		3.97					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica NO VERIF.	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica OK
271.8	200.5	271.8		1120.2	1429.2	1120.2	

Così armata la sezione tipo GV-4 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.5 Discenderia

7.5.1 Sezione tipo D1

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo D1 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- corona di chiodi di diametro $\Phi 28$ e di lunghezza 3 m, interasse 1 m e passo 1 m lungo l'asse galleria
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 o armato con rete elettrosaldada, spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.22), per tutte le analisi condotte, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

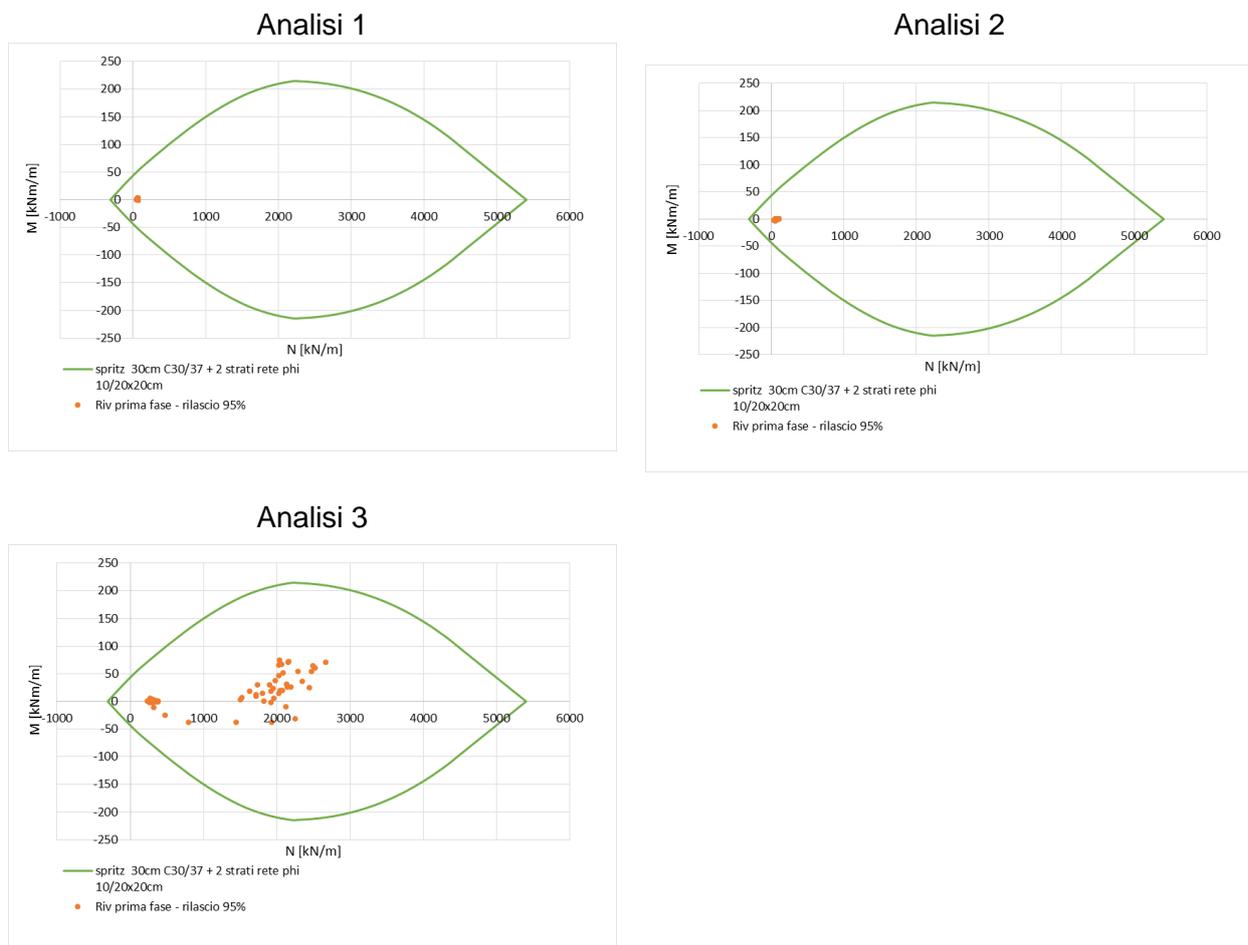


Figura 7.30 – Sezione tipo D1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Le analisi condotte hanno evidenziato dei valori dello sforzo tagliante modesti sul rivestimento con delle concentrazioni anche elevate localizzate in corrispondenza delle

chiodature. Tali punti singolari richiedono la posa di opportune piastre in acciaio per la ripartizione delle sollecitazioni che si generano sul rivestimento in modo concentrato in corrispondenza delle teste di ancoraggio. Il dimensionamento di tali piastre costituisce un elemento di dettaglio che esula dagli scopi di predimensionamento dell'attuale fase di progetto e pertanto viene rimandato alle fasi seguenti della progettazione. La verifica a taglio del rivestimento viene quindi condotta escludendo dalla verifica gli elementini adiacenti alle bullonature. La resistenza a taglio del calcestruzzo proiettato si è valutata come sezione non armata a taglio. Il rivestimento presenta resistenza a taglio pari a 125.0 kN/m, mentre la sollecitazione massima è pari a 15.4 kN/m per l'analisi 1, a 9.7 kN/m per l'analisi 2 e a 115.8 kN/m per l'analisi 3. La verifica risulta quindi soddisfatta.

Come si può osservare dai grafici nella seguente Figura 7.31 i chiodi tipo GEWI B500B risultano pressoché scarichi per le analisi 1 e 2, mentre mostrano valori importanti di sollecitazione nell'analisi 3. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

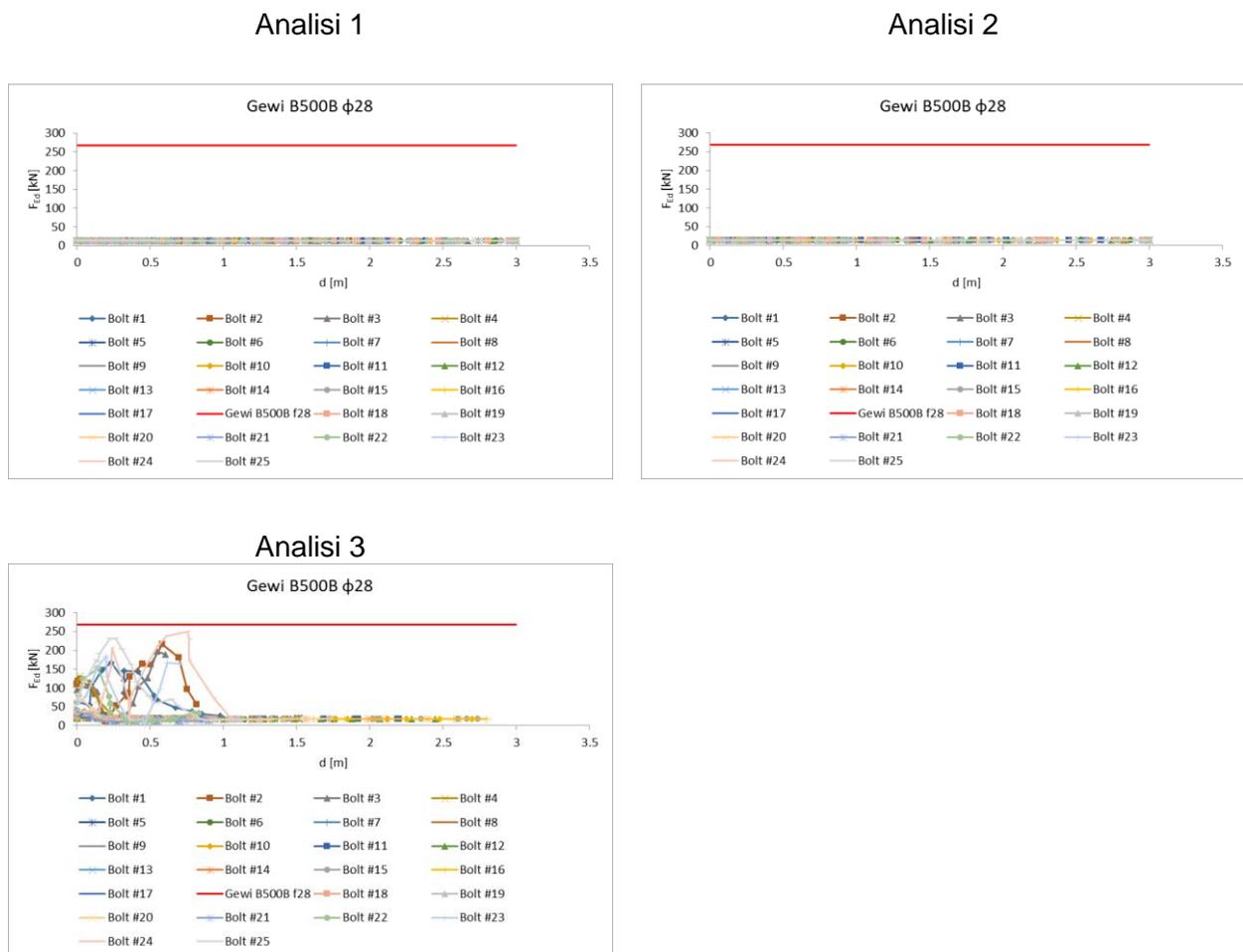


Figura 7.31 – Sezione tipo D1: verifica a trazione per la chiodatura

Il rivestimento di prima fase così costituito risulta verificato per le azioni ottenute dalla modellazione.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo D1 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 $\varnothing 20$ / m.

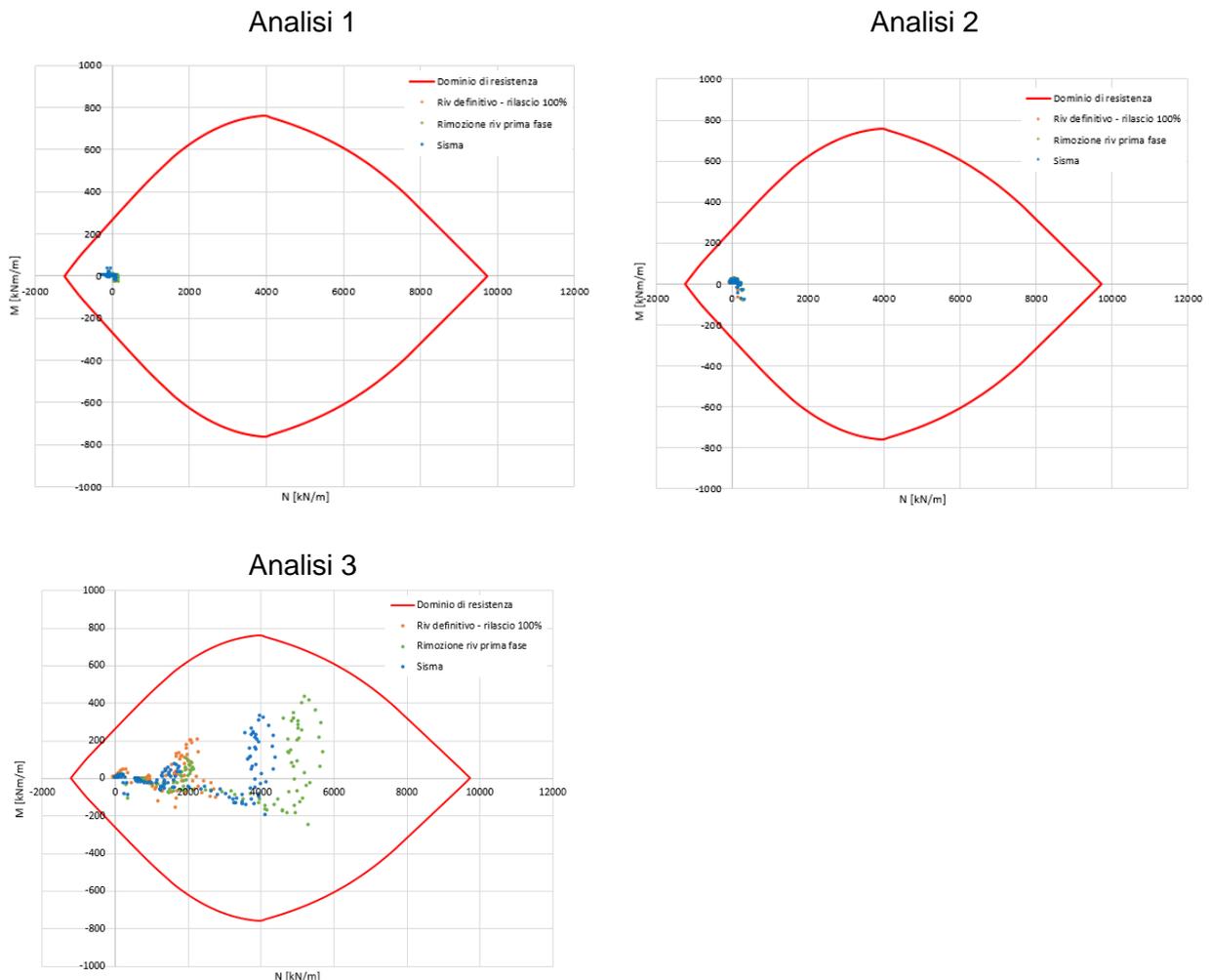


Figura 7.32 – Sezione tipo D1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

Come si può osservare dalla Figura 7.32, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni di taglio agenti sul rivestimento definitivo per ciascuna analisi condotta:

- Analisi 1: si hanno 111 kN/m in campo statico e 82 kN/m durante la fase sismica;
- Analisi 2: si hanno 260 kN/m in campo statico e 245 kN/m durante la fase sismica;

- Analisi 3: si hanno 610 kN/m in campo statico e 487 kN/m durante la fase sismica;

Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1120 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	500	mm	s	=	200	mm
d	=	450	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	405	mm
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	1570.8	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	500000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.67		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.66666667		α	=	90	°
v_{min}	=	0.41		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.003		v_1	=	0.528	
		0.00					
		3.40					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica
196.9	185.6	196.9	NO VERIF.	1120.2	1253.5	1120.2	OK

Così armata la sezione tipo D1 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.5.2 Sezione tipo D2

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo D2 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB180 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 20 cm

Come si può osservare dalla figura seguente (Figura 7.33), per tutte le analisi condotte, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

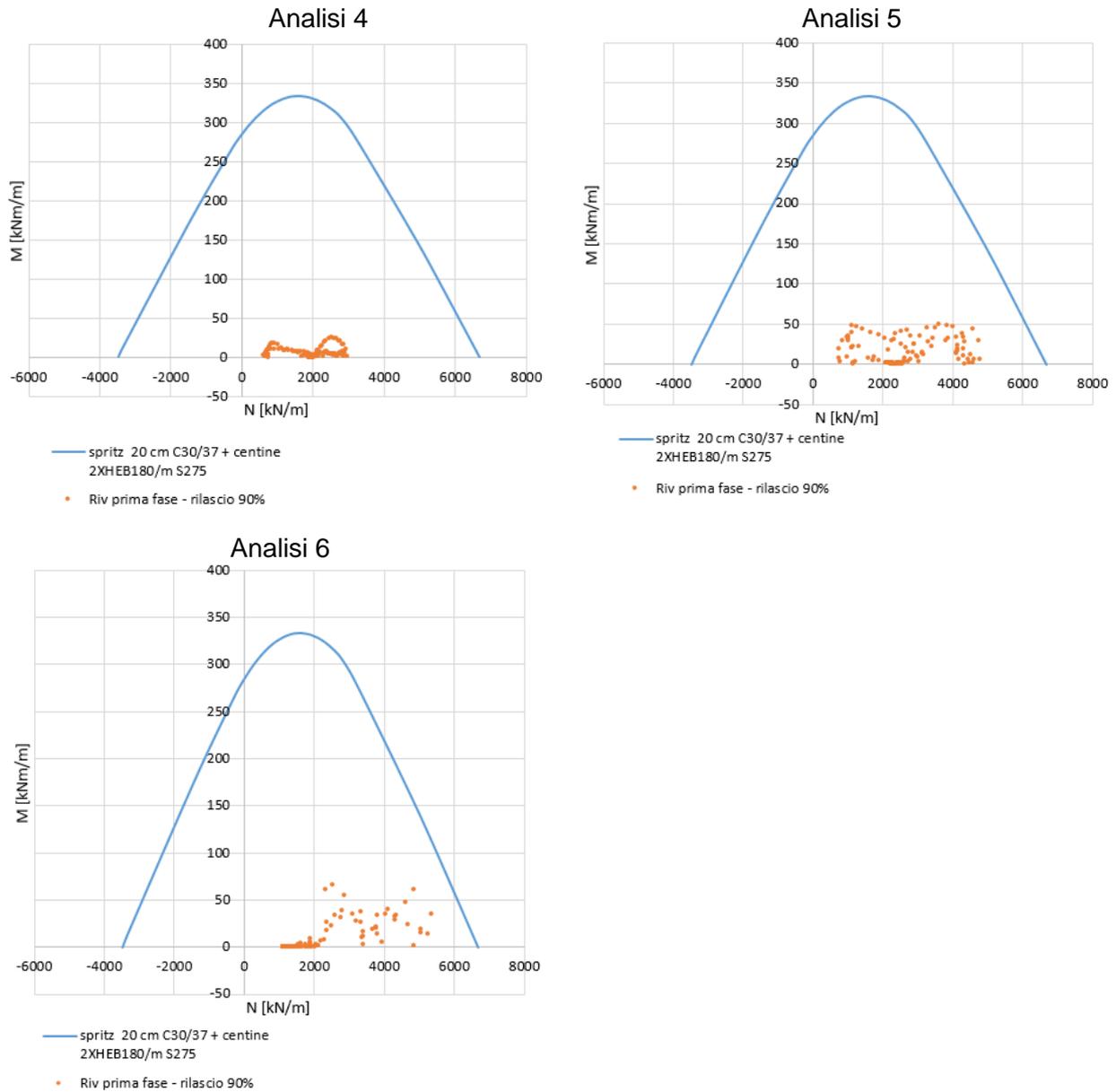


Figura 7.33 – Sezione tipo D2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 612 kN/m, mentre la sollecitazione massima è pari a 45 kN/m per l'analisi 4, a 125 kN/m per l'analisi 5 e a 280 kN/m per l'analisi 6. La verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo D2 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C30/37 ed armato con 5+5 Ø20 / m (analisi 4 e 5) e con 5+5 Ø24 / m (analisi 6).

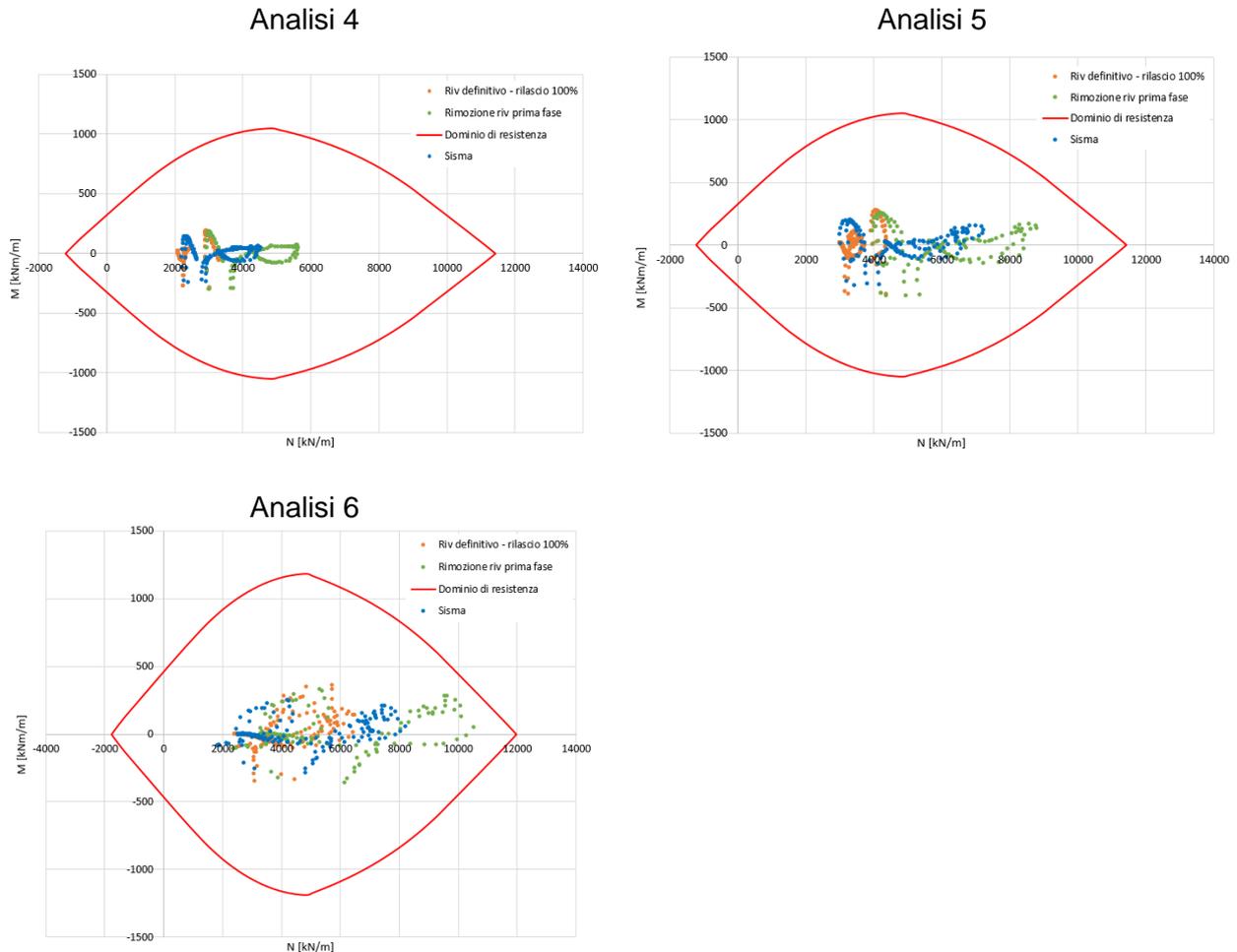


Figura 7.34 – Sezione tipo D2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

Come si può osservare dalla Figura 7.34, per tutte le analisi condotte, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni di taglio agenti sul rivestimento definitivo per ciascuna analisi condotta:

- Analisi 4: si hanno 593 kN/m in campo statico e 462 kN/m durante la fase sismica;
- Analisi 5: si hanno 917 kN/m in campo statico e 745 kN/m durante la fase sismica;
- Analisi 6: si hanno 1020 kN/m in campo statico e 750 kN/m durante la fase sismica;

Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20×20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1370 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali									
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²		
h	=	600	mm	s	=	200	mm		
d	=	550	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²		
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	495	mm		
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²		
A_{sl}	=	1570.8	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²		
A_c	=	600000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5			
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)		
k	=	1.60302269		α	=	90	°		
v_{min}	=	0.39		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)		
		0.003		v_1	=	0.528			
ρ_l	=	0.00							
		3.40							
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio					
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] </div>		Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN] </div>		Verifica
216.5	214.0	216.5		NO VERIF.	1369.2	1532.1	1369.2		OK

Così armata la sezione tipo D2 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.5.3 Sezione tipo D3

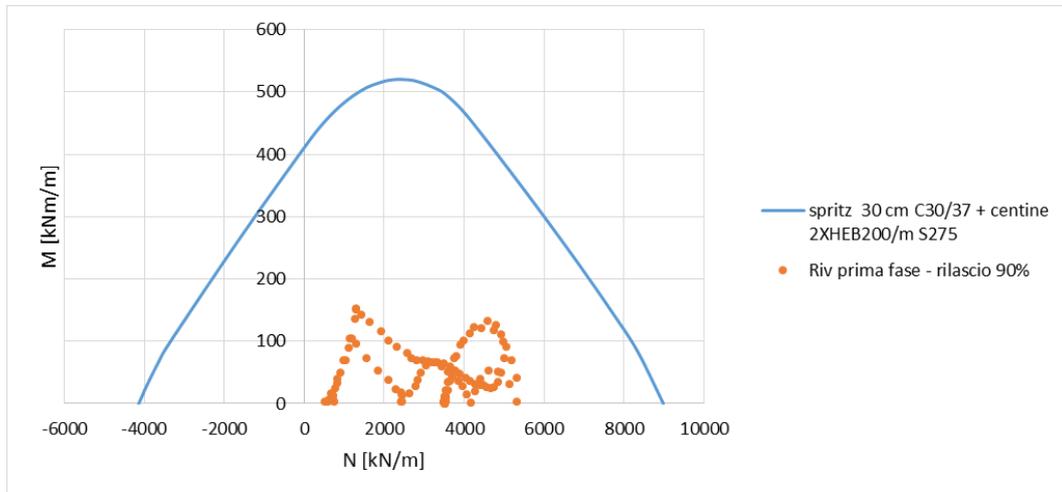
Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo D3 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB200 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 30 cm

Come si può osservare dalla Figura 7.35 seguente, per tutte le analisi effettuate, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

Analisi 7



Analisi 8

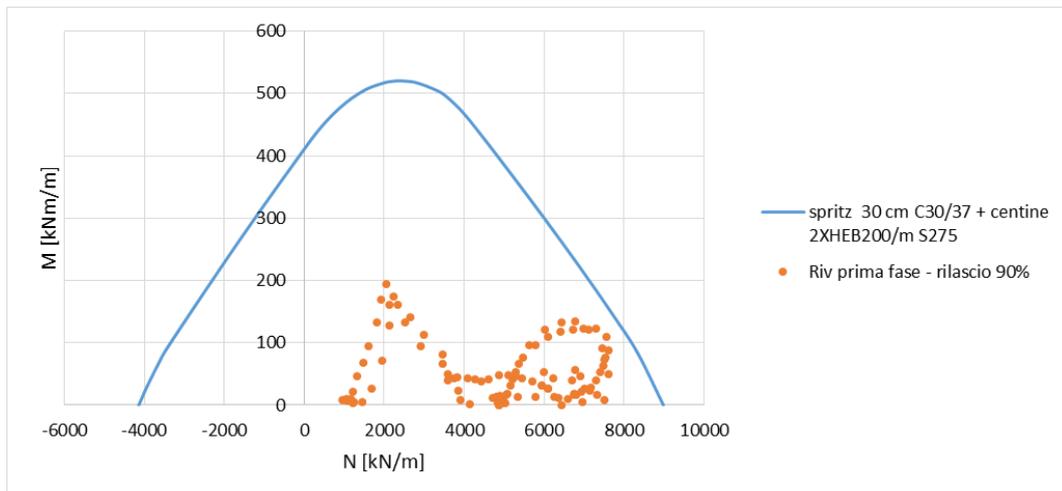


Figura 7.35 – Sezione tipo D3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

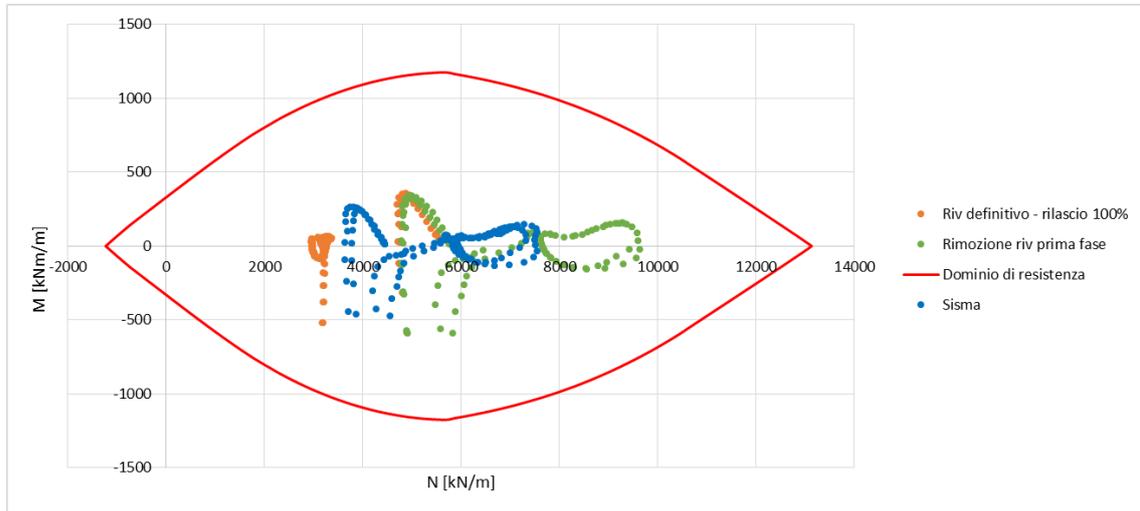
Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 750 kN/m, mentre la sollecitazione massima è pari a 185 kN/m per l'analisi 7 e a 265 kN/m per l'analisi 8. La verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo D3 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C35/45 ed armato con 5+5 $\varnothing 20$ / m (analisi 7) e con 10+10 $\varnothing 26$ / m (analisi 8).

Come si può osservare dalla Figura 7.36 seguente, per tutte le analisi eseguite, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

Analisi 7



Analisi 8

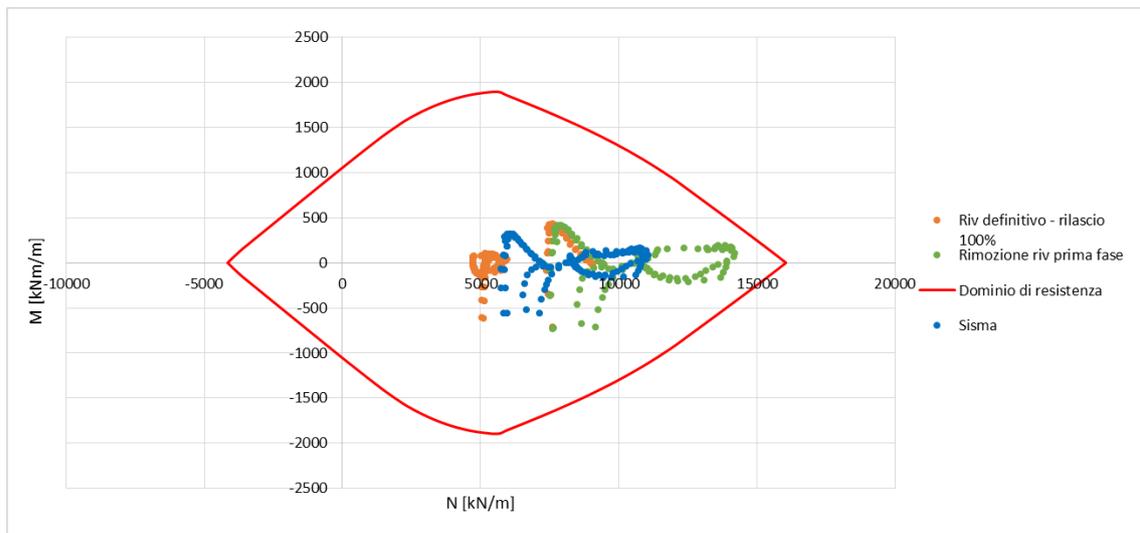


Figura 7.36 – Sezione tipo D3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni di taglio agenti sul rivestimento definitivo per ciascuna analisi condotta:

- Analisi 7: si hanno 995 kN/m in campo statico e 785 kN/m durante la fase sismica;
- Analisi 8: si hanno 1040 kN/m in campo statico e 800 kN/m durante la fase sismica;

Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20×20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1370 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali									
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²		
h	=	600	mm	s	=	200	mm		
d	=	550	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²		
f_{ck}	=	30	N/mm ²	z	=	495	mm		
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²		
A_{sl}	=	1570.8	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²		
A_c	=	600000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5			
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)		
k	=	1.60302269		α	=	90	°		
v_{min}	=	0.39		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)		
		0.003		v_1	=	0.528			
ρ_l	=	0.00							
		3.40							
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio					
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] </div>		Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;"> TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN] </div>		Verifica
216.5	214.0	216.5		NO VERIF.	1369.2	1532.1	1369.2		OK

Così armata la sezione tipo D3 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.5.4 Sezione tipo D4

Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo D4 presenta un rivestimento di prima fase costituito da:

- centine accoppiate HEB200 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C30/37 di spessore 30 cm

Come si può osservare dalla Figura 7.37 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione.

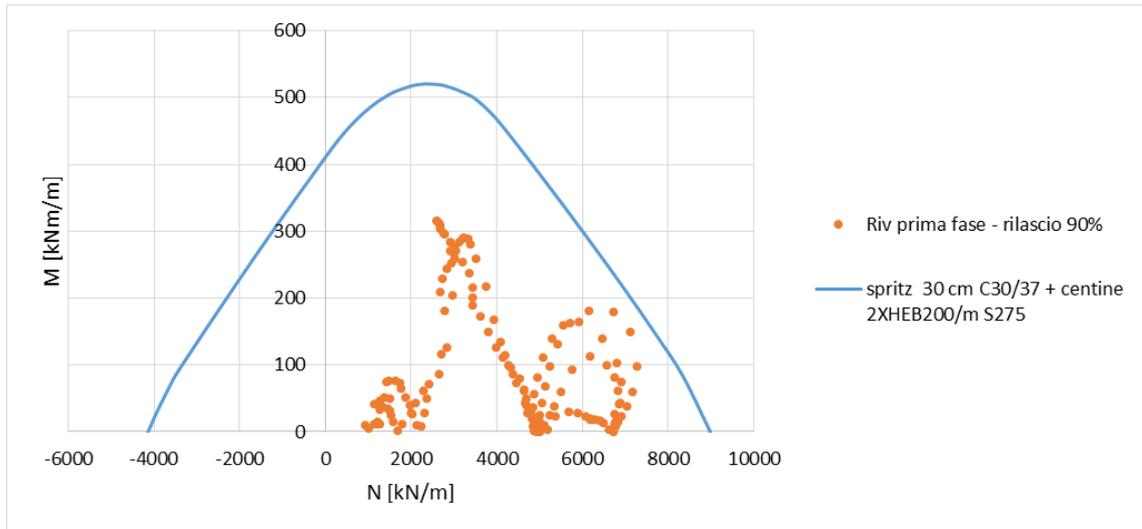


Figura 7.37 – Sezione tipo D4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Per la verifica a taglio della sezione si è tenuto conto dell'apporto di resistenza fornito esclusivamente dalle centine, trascurando il contributo offerto dal calcestruzzo proiettato fibrorinforzato. La resistenza a taglio è pari a 750 kN/m, mentre la sollecitazione massima è pari a 370 kN/m. La verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo D4 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C35/45 ed armato con 10+10 $\varnothing 26$ / m.

Come si può osservare dalla Figura 7.38 seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta per tutte le fasi di analisi.

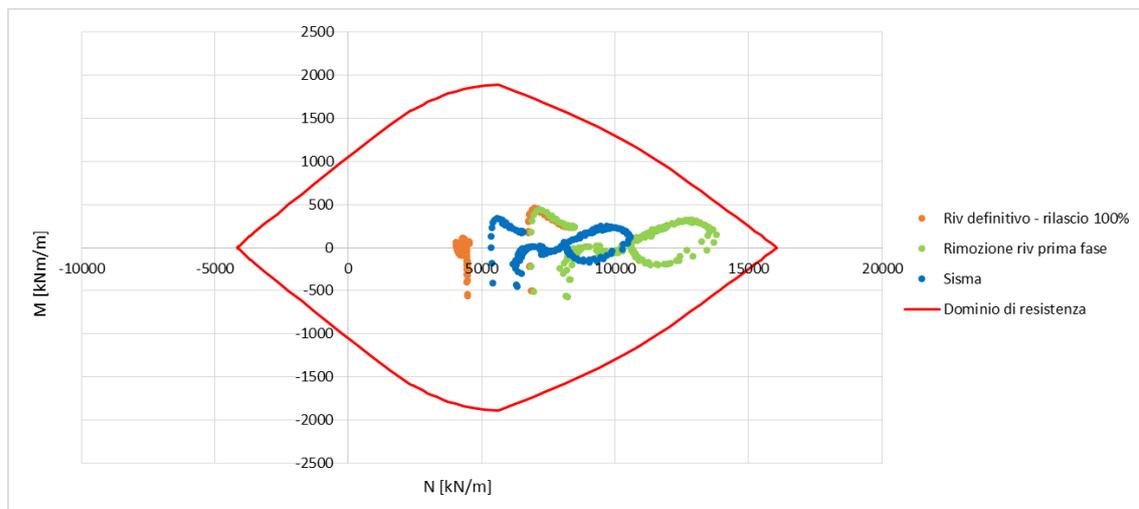


Figura 7.38 – Sezione tipo D4: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio agente sul rivestimento definitivo vale 1225 kN/m in campo statico e 930 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe $\phi 12$ con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1370 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Dati generali							
b_w	=	1000	mm	A_{sw}	=	565.5	mm ²
h	=	600	mm	s	=	200	mm
d	=	550	mm	A_{sw}/s	=	2.82743339	mm ²
f_{ck}	=	35	N/mm ²	z	=	495	mm
f_{cd}	=	19.83	N/mm ²	f_{ywk}	=	450	N/mm ²
A_{sl}	=	5309.3	mm ²	f_{ywd}	=	391.3	N/mm ²
A_c	=	600000	mm ²	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	($\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$)
k	=	1.60302269		α	=	90	°
v_{min}	=	0.42		α_{cw}	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$)
		0.010		v_1	=	0.516	
ρ_l	=	0.01					
		3.97					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica NO VERIF.	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE V_{Rd} [kN]	Verifica OK
342.0	231.1	342.0		1369.2	1746.8	1369.2	

Così armata la sezione tipo D4 risulta verificata per le azioni ottenute dalla modellazione.

7.6 Paratie di imbocco della galleria di accesso

In questo paragrafo si riportano le verifiche effettuate sulla paratia di imbocco della galleria di accesso tramite il software ParatiePlus 2022.

7.6.1 Verifica di stabilità globale - Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite

Sulla sezione di calcolo sono state eseguite analisi in campo statico e pseudo-statico, allo scopo di verificare la stabilità globale dell'opera di sostegno.

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4.

Tale verifica è svolta mediante un calcolo all'equilibrio limite per mezzo del software Paratie; tra i metodi di calcolo possibili si è scelto di utilizzare il metodo di Bishop.

L'analisi è stata eseguita nella fase relativa al raggiungimento del fondo scavo (14 m dalla testa dei micropali) al fine di indagare la stabilità del versante dopo la realizzazione degli interventi di stabilizzazione. Tali analisi sono state eseguite sia in campo statico sia in campo pseudo-statico. I risultati ottenuti dalle analisi sono riportati da Figura 7.39 a Figura 7.41 in termini di Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Bishop.

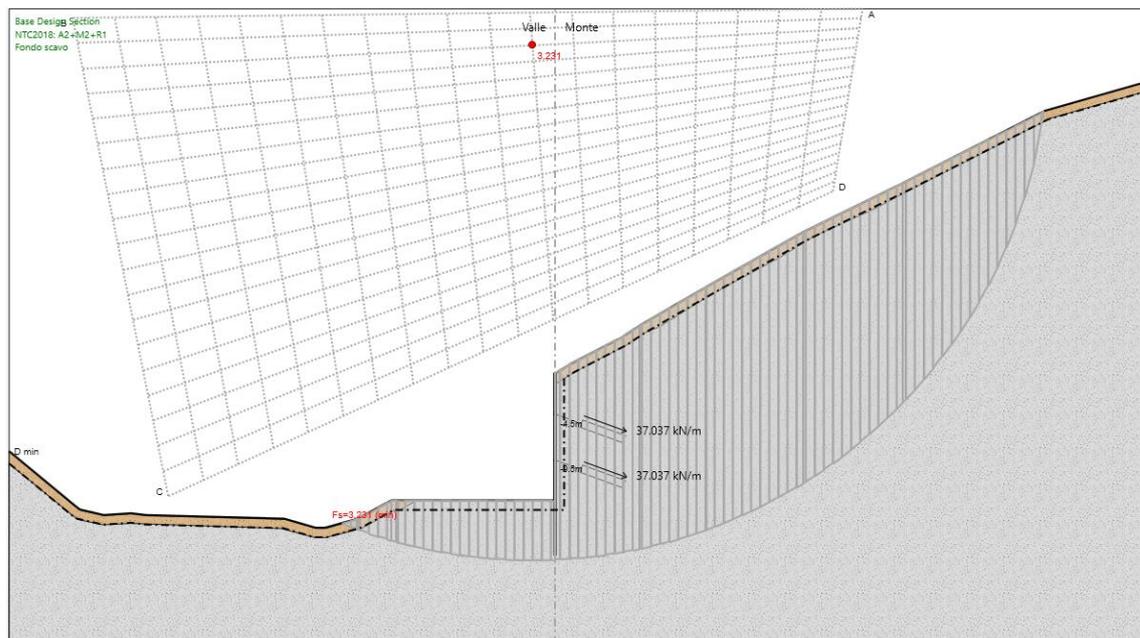


Figura 7.39 – Verifica di stabilità globale in campo statico

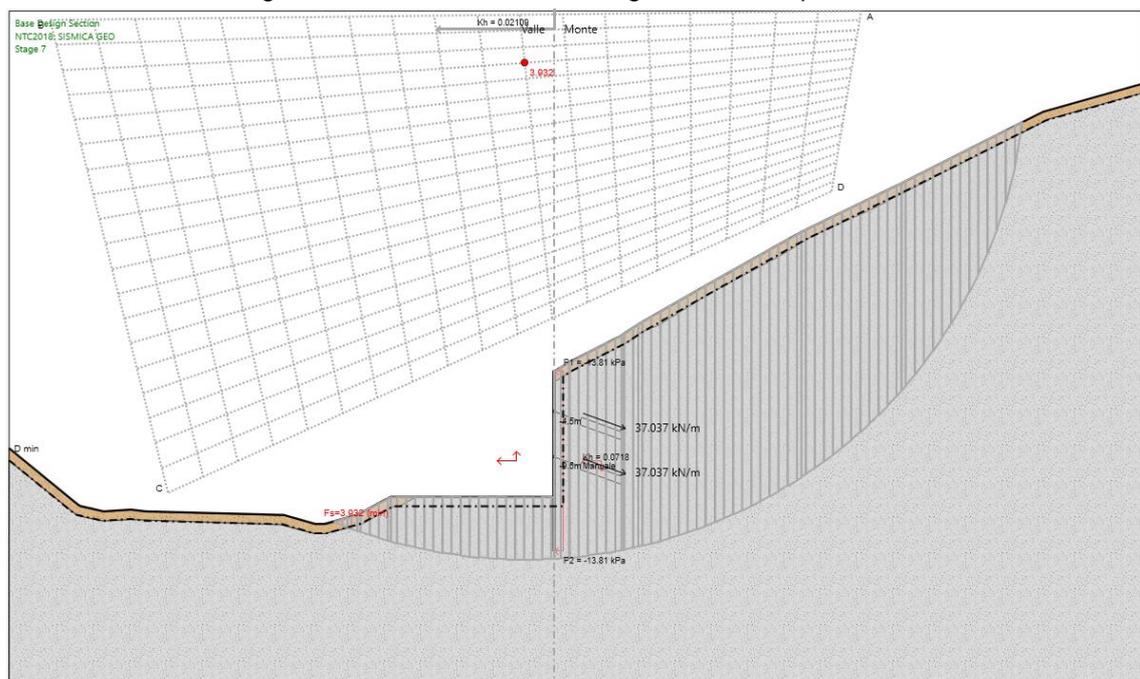


Figura 7.40 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_v)

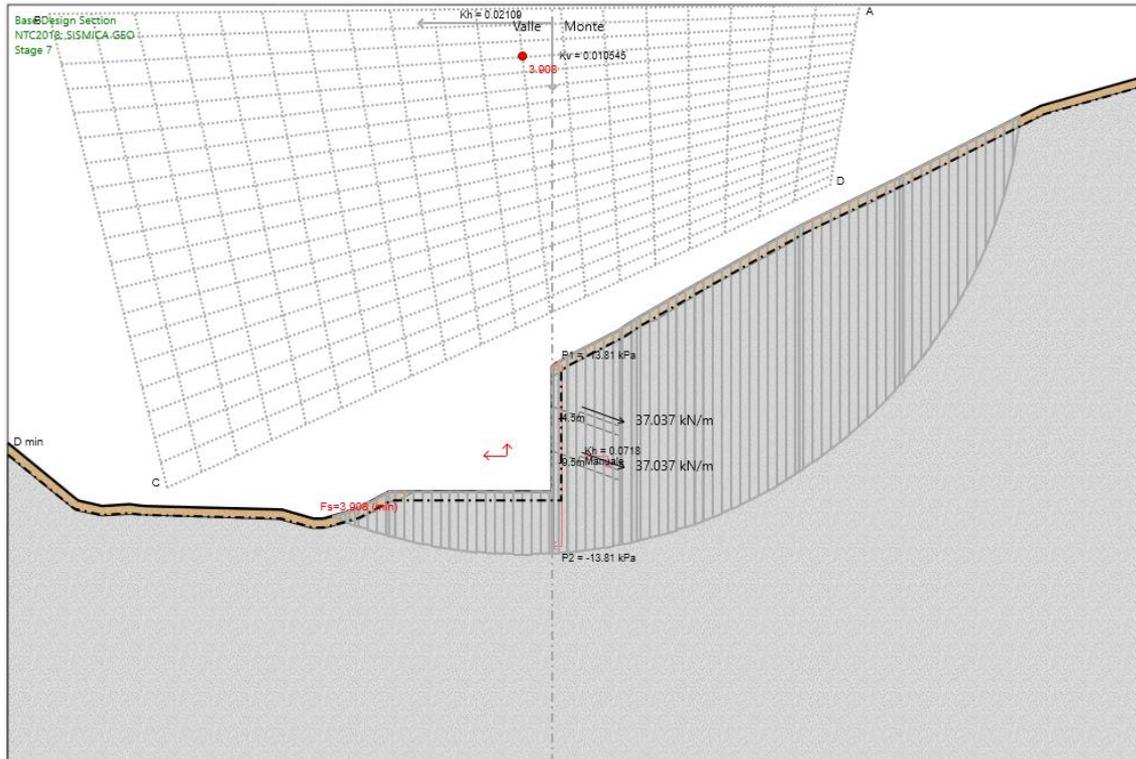


Figura 7.41 – Verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (k_{v+})

Come si può osservare dalle immagini riportate sopra, le superfici di scivolamento critiche (ossia quelle a cui è associato il minor fattore di sicurezza calcolato) presentano fattori di sicurezza maggiori di quelli richiesti dalle NTC2018.

In Tabella 7.5 sono riassunti i risultati ottenuti.

Tabella 7.5 – Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite - Valori del FS minimo secondo Bishop

Condizioni di analisi	FS min	FS richiesto
Condizioni statiche	3.231	≥ 1.1
Condizioni pseudo-statiche - kv-	3.932	≥ 1.2
Condizioni pseudo-statiche - kv+	3.908	≥ 1.2

7.6.2 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4.

In Tabella 7.6 si riporta il riepilogo delle spinte, calcolate dal software Paratie, relative all'ultimo stage di calcolo, al quale corrisponde la massima altezza libera. Come si può

osservare la percentuale di spinta passiva di progetto massima mobilitata a valle dell'opera è pari al 5% e pertanto la verifica risulta soddisfatta positivamente.

Tabella 7.6 – Riepilogo delle spinte agenti e delle resistenze del terreno a valle

	STAT-GEO	SISM-GEO
Spinta totale (kN/m)	993.52	984.22
Massima spinta ammissibile (kN/m)	76921	19466
Rapporto di sfruttamento	0.013	0.05

7.6.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

Per tutti i tiranti di ancoraggio previsti è stata eseguita la verifica a sfilamento del bulbo di fondazione seguendo le indicazioni delle NTC 2018, con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R3 e A2+M2+R1.

Il valore di resistenza caratteristica allo sfilamento R_{ak} deriva dal calcolo di $R_{ac,min}$, valutata con il metodo proposto da Bustamante e Doix:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s$$

$$D_s = \alpha \cdot D_f$$

dove:

- D_s è il diametro del bulbo di fondazione
- D_f è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante
- α è il coefficiente di sbulbamento del foro ed è dipendente dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno (Tabella 7.7)
- L_b è la lunghezza del bulbo di fondazione
- q_s è la tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 600 kPa, corrispondente a una pressione limite di 5.5 MPa (Figura 7.42).

La verifica è positiva con R_{ad} (valore di progetto della resistenza) $\geq E_d$ (valore di progetto dell'azione sul tirante). R_{ad} si calcola come segue:

$$R_{ak} = \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a4}} \quad R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

- ξ_{a4} è il fattore di correlazione relativo il numero di prove o dati, posto pari a 1.80
- $\gamma_{Ra,p}$ è il coefficiente parziale per tiranti permanenti (R3), posto pari a 1.2

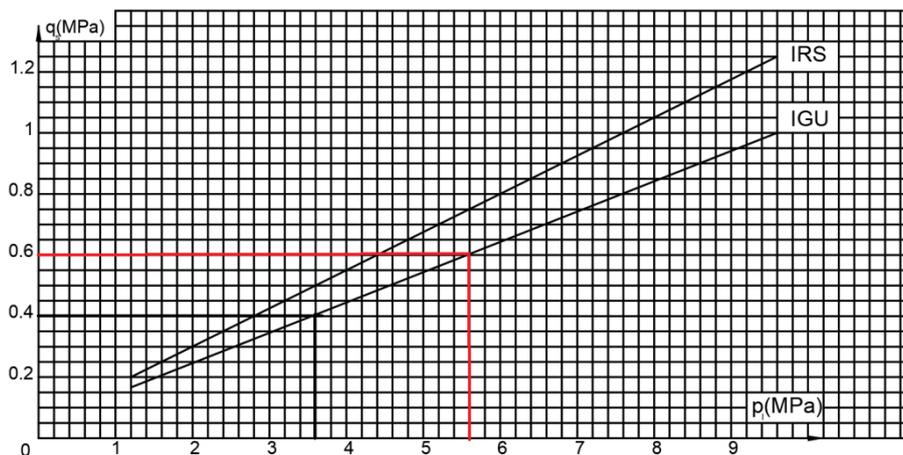
Tabella 7.7 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen
du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_s
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marne-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS: injection répétitive et sélective.
IGU: injection globale en presse unifiée.

*: avec $p_f \geq p_f$
**: avec $0,5 p_f < p_f < p_f$

AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO

Figura 7.42 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s in ammassi rocciosi fratturati

La verifica è stata svolta per mezzo del software Paratie Plus il quale utilizza il criterio di verifica illustrato al paragrafo precedente.

Si richiamano di seguito le principali caratteristiche dei tiranti di ancoraggio della paratia:

- Primo e secondo ordine, tiranti a barre:
 - interasse 3 m
 - inclinazione 20°
 - lunghezza totale 8 m (bulbo di ancoraggio 5 m - lunghezza libera 3 m)
 - diametro di perforazione 120 mm
 - pretiro 100 kN.

Nella seguente Tabella 7.8 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione di progetto E_d , la resistenza di progetto allo sfilamento $R_{ad,s}$, lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.8 – Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

	Scenario	E_d [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
Primo ordine	STAT-GEO (A1+M1+R3)	130.05	628.33	0.207	SI
	STAT-GEO (A2+M2+R1)	100.04		0.159	SI
	SISM-GEO	381.94		0.608	SI
Secondo ordine	STAT-GEO (A1+M1+R3)	130.2		0.207	SI
	STAT-GEO (A2+M2+R1)	100.16		0.159	SI
	SISM-GEO	142.11		0.226	SI

7.6.4 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC18 con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R1 e A2+M2+R1. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente $M_{pl,Rd}$ tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

dove:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo agente
- $M_{pl,Rd}$ è il momento flettente resistente plastico di calcolo
- W_{pl} è il modulo resistente plastico della sezione
- f_d è la resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

dove:

- V_{Ed} è lo sforzo di taglio di calcolo agente.
- $V_{c,Rd}$ è lo sforzo di taglio plastico resistente di calcolo
- A_V è la sezione resistente a taglio
- f_d è la resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

I valori del momento resistente di calcolo $M_{pl,Rd}$ e dello sforzo di taglio resistente di calcolo $V_{c,Rd}$ risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 298.09 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1891.6 \text{ kN/m.}$$

Le immagini da Figura 7.43 a Figura 7.48 riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia.

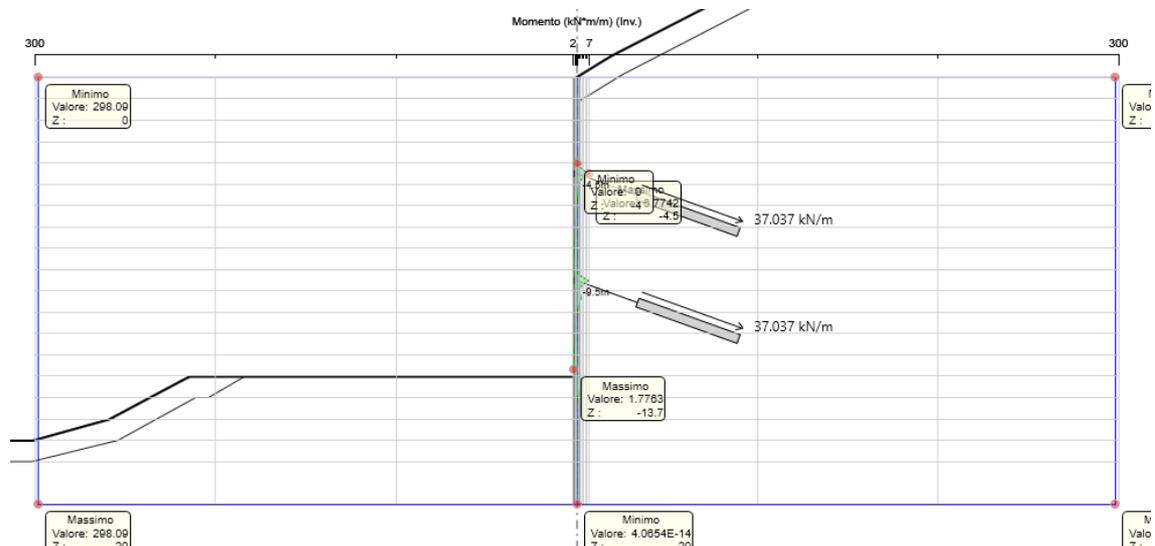


Figura 7.43 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

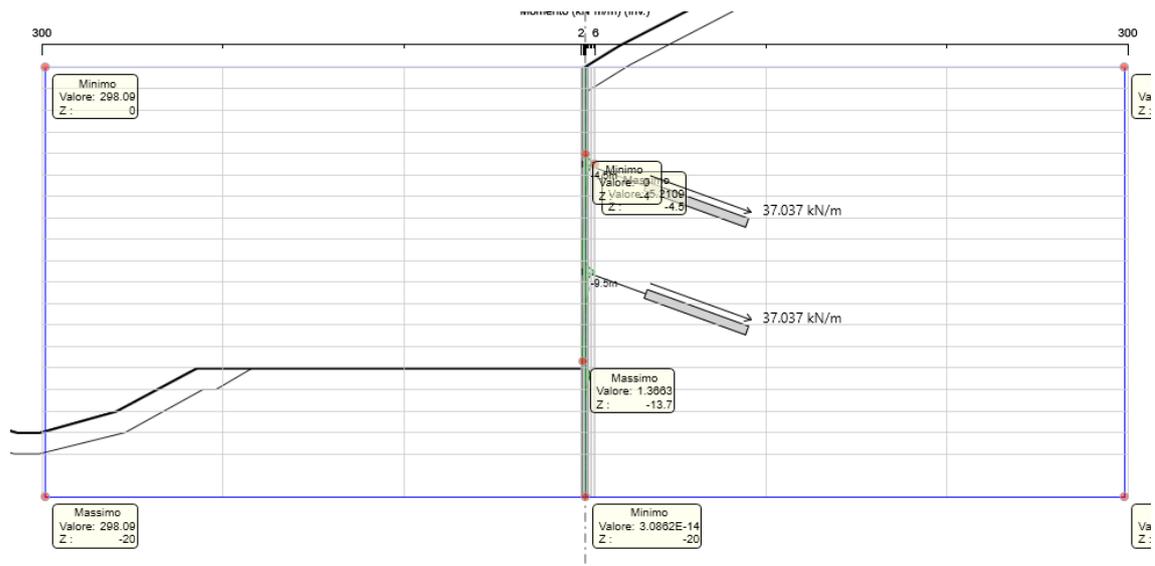


Figura 7.44 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

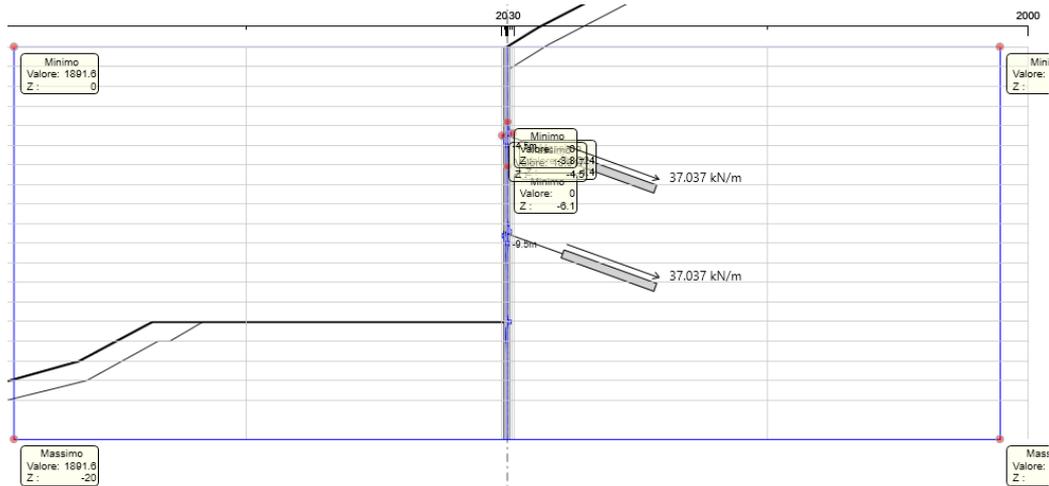


Figura 7.45 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

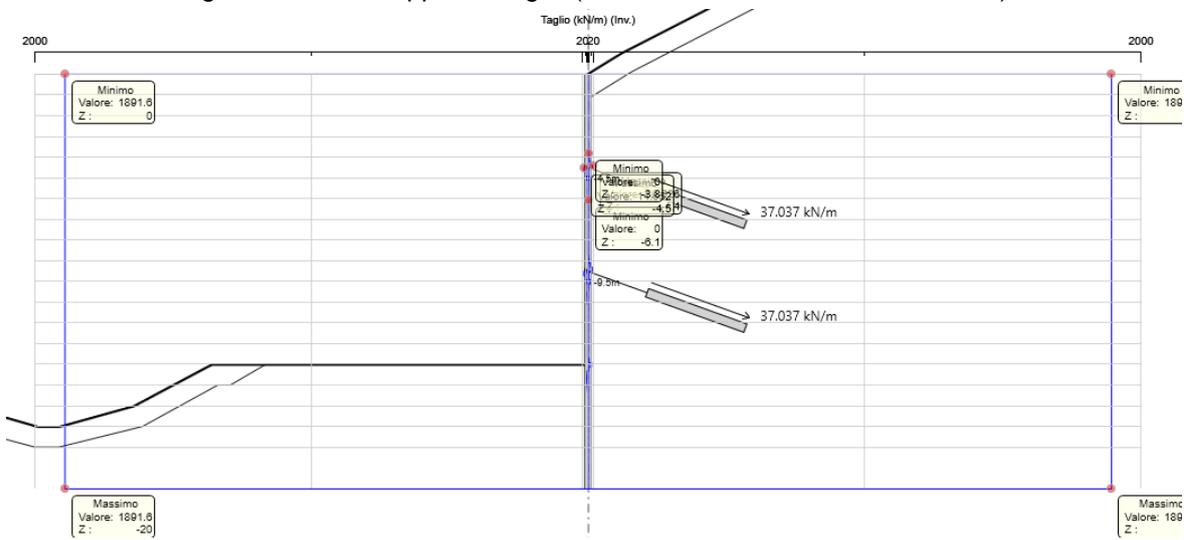


Figura 7.46 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

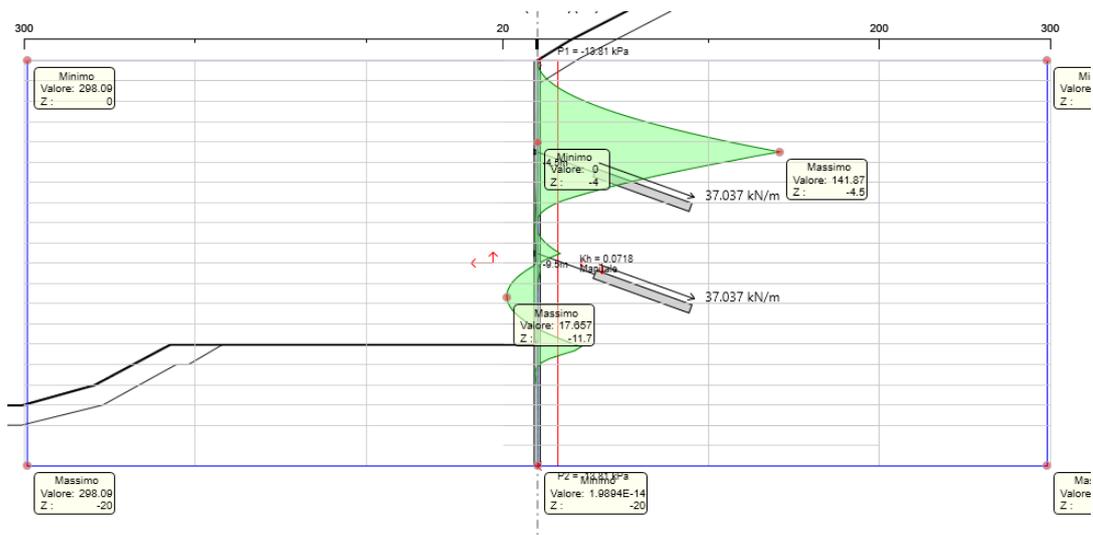


Figura 7.47 – Diagramma del momento flettente (condizioni SISM-STR)

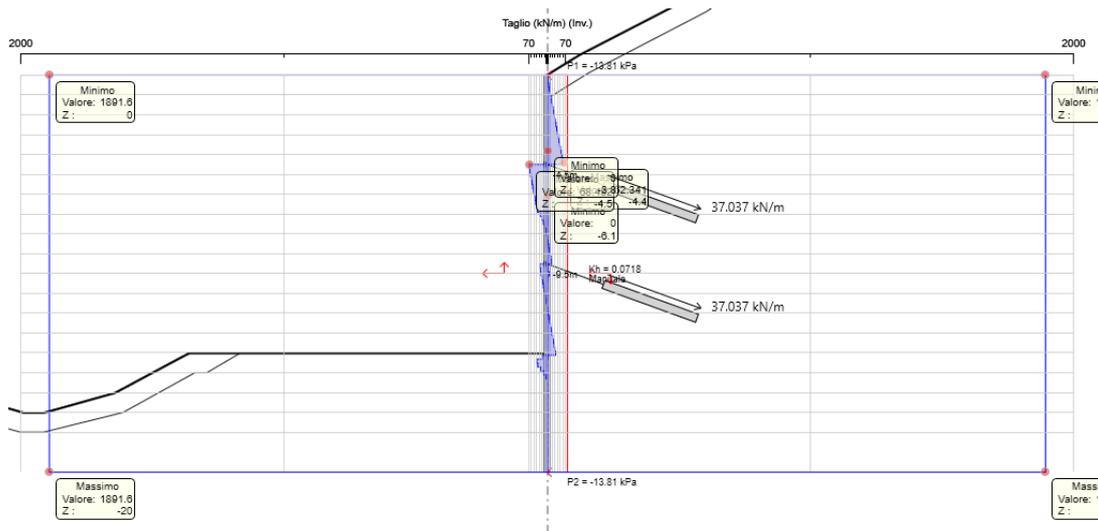


Figura 7.48 – Diagramma di taglio (condizioni SISM-STR)

La Tabella 7.9 riportata nel seguito mostra una sintesi delle verifiche strutturali effettuate per la paratia e riporta nell'ordine: le azioni sollecitanti di progetto, la resistenza strutturale di progetto e l'esito della verifica.

Le verifiche risultano essere sempre soddisfatte, essendo le sollecitazioni di progetto sempre inferiori alle resistenze di progetto.

Tabella 7.9 – Massime sollecitazioni di progetto agenti sulle paratie

Scenario	Combinazione	M_{Ed} [kN m/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Rd} [kN m/m]	V_{Rd} [kN/m]	Verifica
STAT-STR	A1+M1+R1	6.77	21.22	298.09	1891.6	SI
	A2+M2+R1	5.21	16.32			SI
SISM-STR	preudo-statica	141.87	68.48			SI

7.6.5 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$.

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ($\gamma_s = 1.15$), sostituendo nelle formule si ha:

$$R_{p,d\text{-barre}} = R_{p,k} / 1.15 = 3588.9 \text{ kN}$$

Con riferimento al criterio della gerarchia delle resistenze, la normativa NTC18 impone inoltre la verifica della seguente condizione:

$$R_{p,d} > R_{ac}$$

ossia che la resistenza a snervamento caratteristica $R_{p,d}$ sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} .

In questo caso, come mostra la Tabella 7.10 la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.10 – Resistenze e azioni di trazione dei tiranti

	Scenario	E_d [kN]	R_{ac,s} [kN]	R_{p(1)d} [kN]	Verifica strutturale	Gerarchia resi- stenze
Primo ordine	STAT-STR (A1+M1+R3)	130.05	628.33	3588.9	SI	SI
	STAT-STR (A2+M2+R1)	100.04			SI	SI
	SISM-STR	381.94			SI	SI
Secondo ordine	STAT-STR (A1+M1+R3)	130.2			SI	SI
	STAT-STR (A2+M2+R1)	100.16			SI	SI
	SISM-STR	142.11			SI	SI

7.6.6 Verifica della resistenza strutturale della trave di ripartizione

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita tramite il software Paratie Plus, il quale utilizza lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, corrispondente all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi (Figura 7.49).

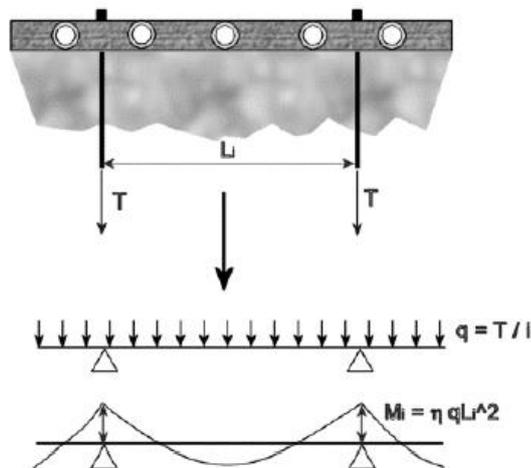


Figura 7.49 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato dal software Paratie Plus

Per soddisfare le verifiche, dovranno essere verificate le disuguaglianze riportate di seguito.

Verifica a flessione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Verifica a taglio:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Il valore del momento sollecitante per la trave di ripartizione viene calcolato dal software Paratie secondo le formulazioni illustrate nello schema seguente (Figura 7.50):

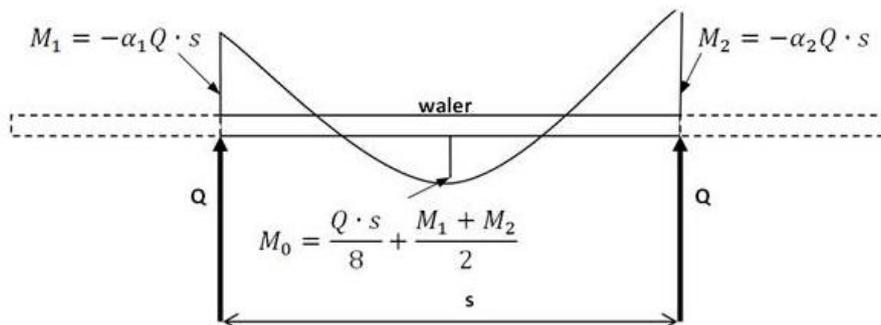


Figura 7.50 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

I valori dei coefficienti α_1 e α_2 dipendono dallo schema statico impiegato ed in questo caso assumono entrambi il valore di 0.083 (pari a 1/12).

Nella verifica a taglio il valore della forza sollecitante V_{Ed} viene assunta uguale alla metà della sollecitazione del tirante nella relativa combinazione di carico.

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati HEB140 accoppiati in acciaio S275.

Nella Tabella 7.11 si riportano le verifiche a flessione e taglio della trave di ripartizione riferite alle condizioni statiche e sismiche. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Tabella 7.11 – Travi di ripartizione in acciaio della paratia - Verifiche strutturali

	Scenario	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
Trave di ripartizione del primo ordine	STAT-STR	A1+M1+R1	48.223	0.250	0.207
		A2+M2+R1	37.051	0.192	0.160
	SISM-STR	SISMICA	141.46	0.739	0.609
Trave di ripartizione del secondo ordine	STAT-STR	A1+M1+R1	48.167	0.250	0.208
		A2+M2+R1	37.051	0.192	0.160
	SISM-STR	pseudo-statica	52.634	0.273	0.227

7.6.7 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. In campo sismico si sono analizzati gli spostamenti allo Stato Limite di Danno secondo quanto richiesto dalle NTC18.

Sono stati considerati ammissibili spostamenti a 50 mm per paratie di altezza libera superiore a 10 m.

Nella Tabella 7.12 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati negli stage di calcolo relativi all'opera conclusa, i cui valori massimi sono stati derivati dai diagrammi riportati in Figura 7.51 e Figura 7.52.

Tabella 7.12 – Verifiche degli spostamenti in esercizio

Scenario	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
STAT - SLE	50	11.38
SISM - SLD	50	0.18

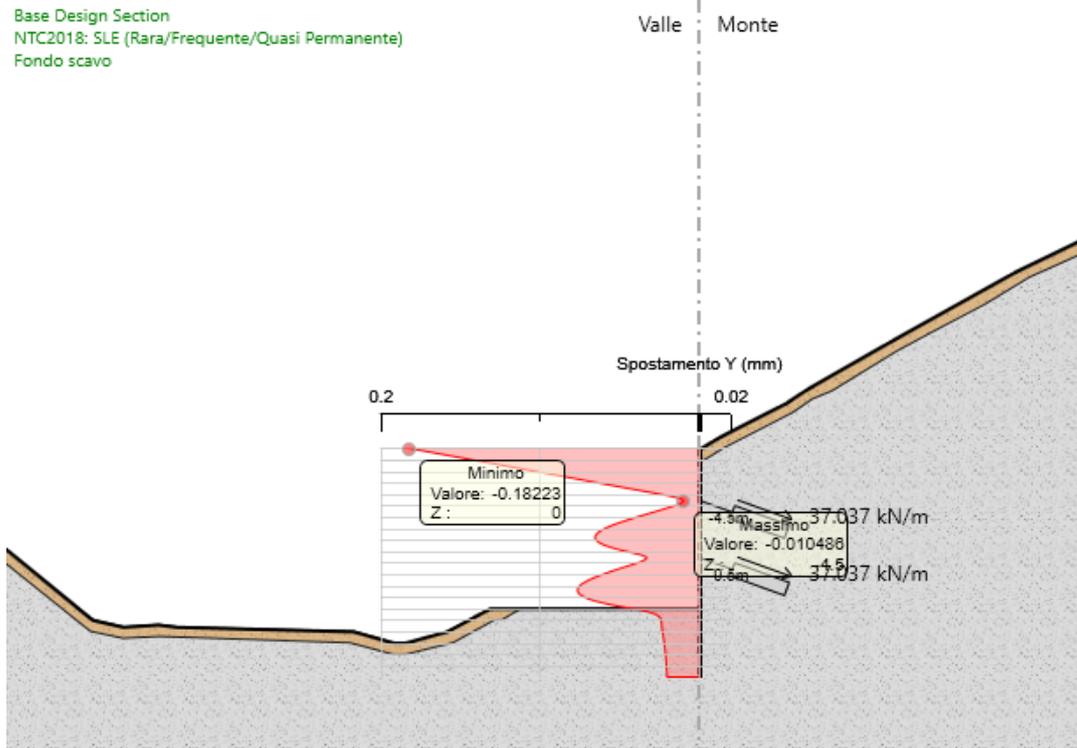


Figura 7.51 – Diagramma degli spostamenti in campo statico (SLE)

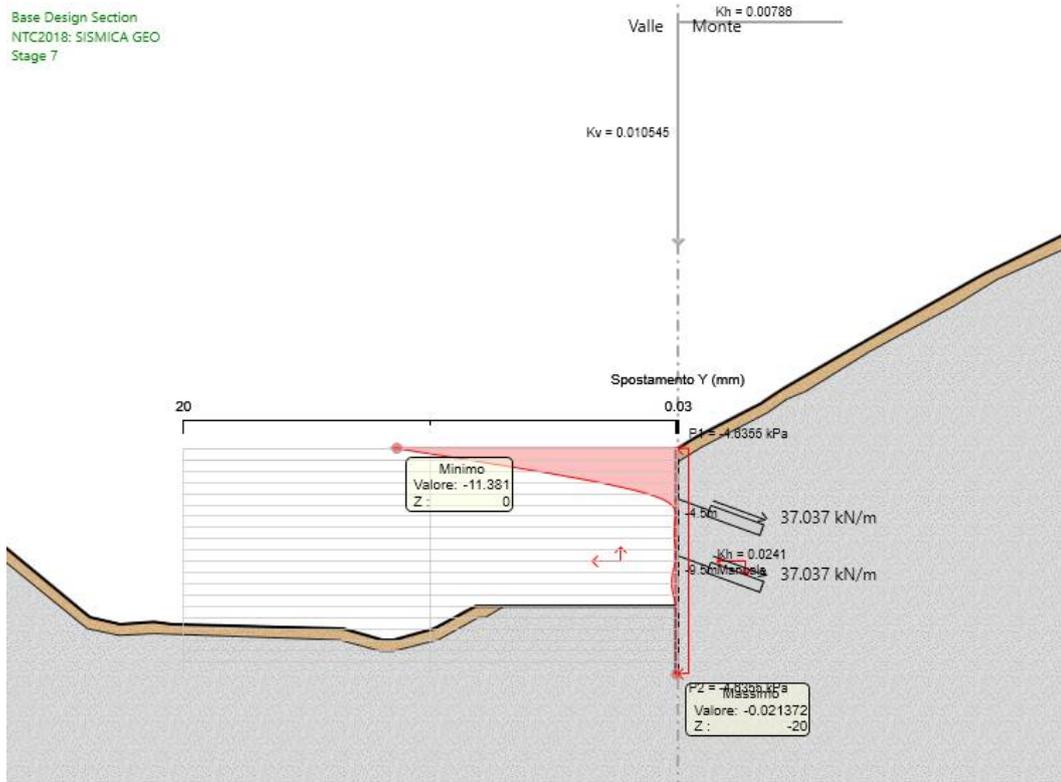


Figura 7.52 – Diagramma degli spostamenti in campo pseudo-statico (SLD)

7.7 Paratie di imbocco della discenderia

In questo paragrafo si riportano le verifiche effettuate sulla paratia di imbocco della discenderia di tramite il software ParatiePlus 2022.

7.7.1 Verifica di stabilità globale - Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite

Sulla sezione di calcolo sono state eseguite analisi in campo statico e pseudo-statico, allo scopo di verificare la stabilità globale dell'opera di sostegno.

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4.

Tale verifica è svolta mediante un calcolo all'equilibrio limite per mezzo del software Paratie; tra i metodi di calcolo possibili si è scelto di utilizzare il metodo di Bishop.

L'analisi è stata eseguita nella fase relativa al raggiungimento del fondo scavo (14 m dalla testa dei micropali) al fine di indagare la stabilità del versante dopo la realizzazione degli interventi di stabilizzazione. Tali analisi sono state eseguite sia in campo statico sia in campo pseudo-statico. I risultati ottenuti dalle analisi sono riportati da Figura 7.53 a Figura 7.55 in termini di Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Bishop.

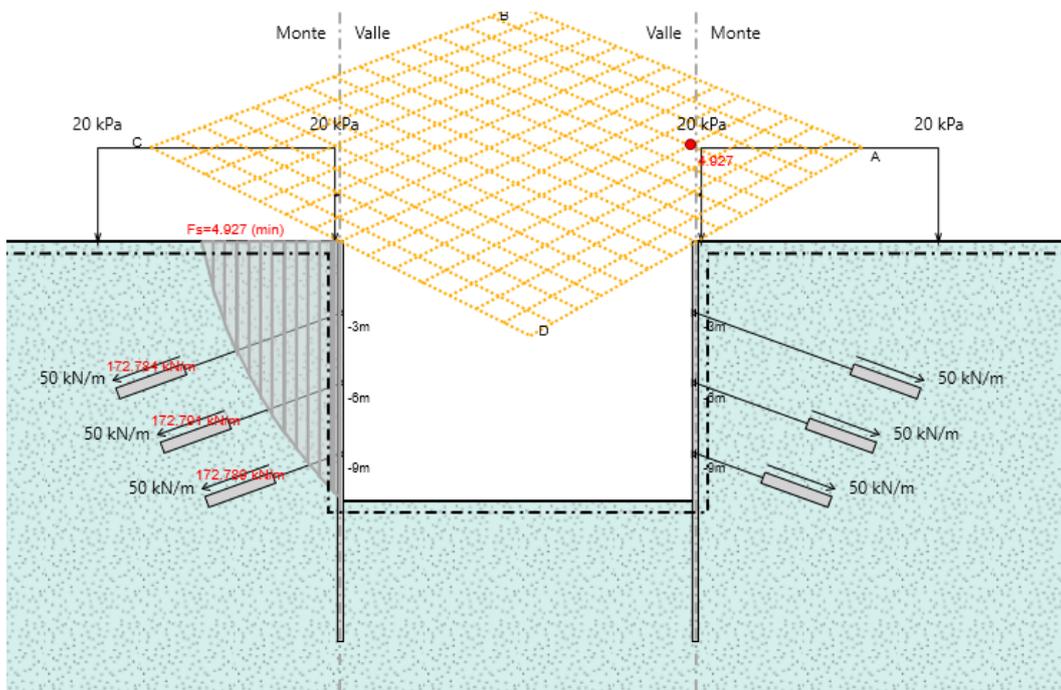


Figura 7.53 – Verifica di stabilità globale in campo statico

Come si può osservare dalle immagini riportate sopra, le superfici di scivolamento critiche (ossia quelle a cui è associato il minor fattore di sicurezza calcolato) presentano fattori di sicurezza maggiori di quelli richiesti dalle NTC2018.

In Tabella 7.13 sono riassunti i risultati ottenuti.

Tabella 7.13 – Analisi con il Metodo dell'Equilibrio Limite - Valori del FS minimo secondo Bishop

Condizioni di analisi	FS min	FS richiesto
Condizioni statiche	4.927	≥1.1
Condizioni pseudo-statiche - kv-	4.818	≥1.2
Condizioni pseudo-statiche - kv+	4.703	≥1.2

7.7.2 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 7.1÷7.4.

In Tabella 7.14 si riporta il riepilogo delle spinte, calcolate dal software Paratie, relative all'ultimo stage di calcolo, al quale corrisponde la massima altezza libera. Come si può osservare la percentuale di spinta passiva di progetto massima mobilitata a valle dell'opera è pari al 5% e pertanto la verifica risulta soddisfatta positivamente.

Tabella 7.14 – Riepilogo delle spinte agenti e delle resistenze del terreno a valle

	STAT-GEO	SISM-GEO
Spinta totale (kN/m)	669.37	645.23
Massima spinta ammissibile (kN/m)	25363	47310
Rapporto di sfruttamento	0.026	0.013

7.7.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

Per tutti i tiranti di ancoraggio previsti è stata eseguita la verifica a sfilamento del bulbo di fondazione seguendo le indicazioni delle NTC 2018, con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R3 e A2+M2+R1.

Il valore di resistenza caratteristica allo sfilamento R_{ak} deriva dal calcolo di $R_{ac,min}$, valutata con il metodo proposto da Bustamante e Doix:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s$$

$$D_s = \alpha \cdot D_f$$

dove:

- D_s è il diametro del bulbo di fondazione
- D_f è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante
- α è il coefficiente di sbulbamento del foro ed è dipendente dal tipo di iniezione e dal tipo di terreno (Tabella 7.15)
- L_b è la lunghezza del bulbo di fondazione
- q_s è la tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 600 kPa, corrispondente a una pressione limite di 5.5 MPa (Figura 7.56).

La verifica è positiva con R_{ad} (valore di progetto della resistenza) $\geq E_d$ (valore di progetto dell'azione sul tirante). R_{ad} si calcola come segue:

$$R_{ak} = \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a4}}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

- ξ_{a4} è il fattore di correlazione relativo il numero di prove o dati, posto pari a 1.80
- $\gamma_{Ra,p}$ è il coefficiente parziale per tiranti permanenti (R3), posto pari a 1.2

Tabella 7.15 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α

Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen
du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_s
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marne calcaire	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS: injection répétitive et sélective.
IGU: injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_f \geq p_f$
** : avec $0,5 p_f < p_f < p_f$

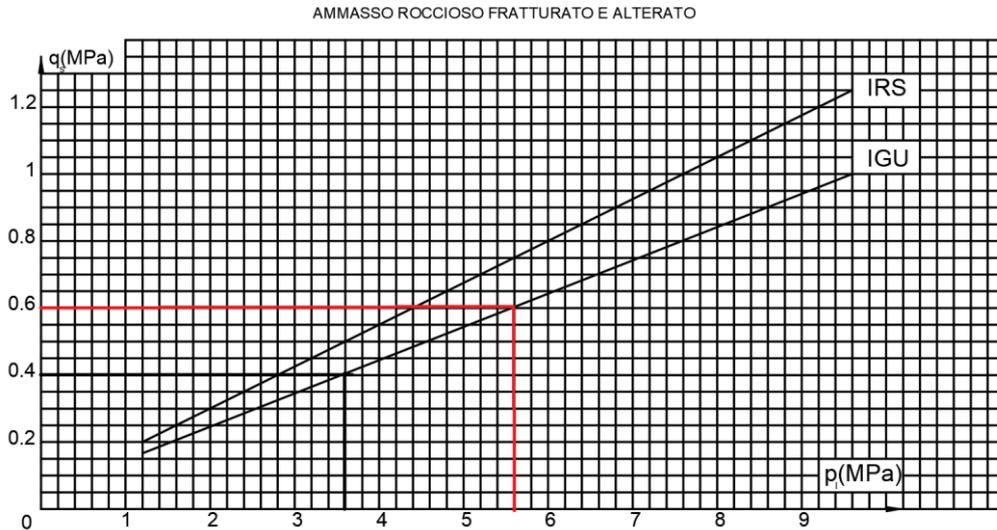


Figura 7.56 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s in ammassi rocciosi fratturati

La verifica è stata svolta per mezzo del software Paratie Plus il quale utilizza il criterio di verifica illustrato al paragrafo precedente.

Si richiamano di seguito le principali caratteristiche dei tiranti di ancoraggio della paratia:

- Primo ordine, tiranti a barre:
 - interasse 2 m
 - inclinazione 20°
 - lunghezza totale 10 m (bulbo di ancoraggio 3 m - lunghezza libera 7 m)
 - diametro di perforazione 120 mm
 - pretiro 100 kN.
- Secondo ordine, tiranti a barre:
 - interasse 2 m
 - inclinazione 20°
 - lunghezza totale 8 m (bulbo di ancoraggio 3 m - lunghezza libera 5 m)
 - diametro di perforazione 120 mm
 - pretiro 100 kN.
- Terzo ordine, tiranti a barre:
 - interasse 2 m
 - inclinazione 20°
 - lunghezza totale 6 m (bulbo di ancoraggio 3 m - lunghezza libera 3 m)
 - diametro di perforazione 120 mm
 - pretiro 100 kN.

Nella seguente Tabella 7.16 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione di progetto E_d , la resistenza di progetto allo sfilamento $R_{ad,s}$, lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.16 – Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

	Scenario	E_d [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
Primo ordine	STAT-GEO (A1+M1+R3)	130.37	345.58	0.377	SI
	STAT-GEO (A2+M2+R1)	100.41		0.291	SI
	SISM-GEO	153.33		0.447	SI
Secondo ordine	STAT-GEO (A1+M1+R3)	130.92		0.379	SI
	STAT-GEO (A2+M2+R1)	101.01		0.292	SI
	SISM-GEO	101.17		0.293	SI
Terzo ordine	STAT-GEO (A1+M1+R3)	131.79		0.381	SI
	STAT-GEO (A2+M2+R1)	102.03		0.295	SI
	SISM-GEO	103.37		0.299	SI

7.7.4 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC18 con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R1 e A2+M2+R1. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente $M_{pl,Rd}$ tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

dove:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo agente
- $M_{pl,Rd}$ è il momento flettente resistente plastico di calcolo
- W_{pl} è il modulo resistente plastico della sezione
- f_d è la resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

dove:

- V_{Ed} è lo sforzo di taglio di calcolo agente.
- $V_{c,Rd}$ è lo sforzo di taglio plastico resistente di calcolo
- A_v è la sezione resistente a taglio

- f_d è la resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

I valori del momento resistente di calcolo $M_{pl,Rd}$ e dello sforzo di taglio resistente di calcolo $V_{c,Rd}$ risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 298.09 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1891.6 \text{ kN/m.}$$

Le immagini da Figura 7.57 a Figura 7.62 riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia.

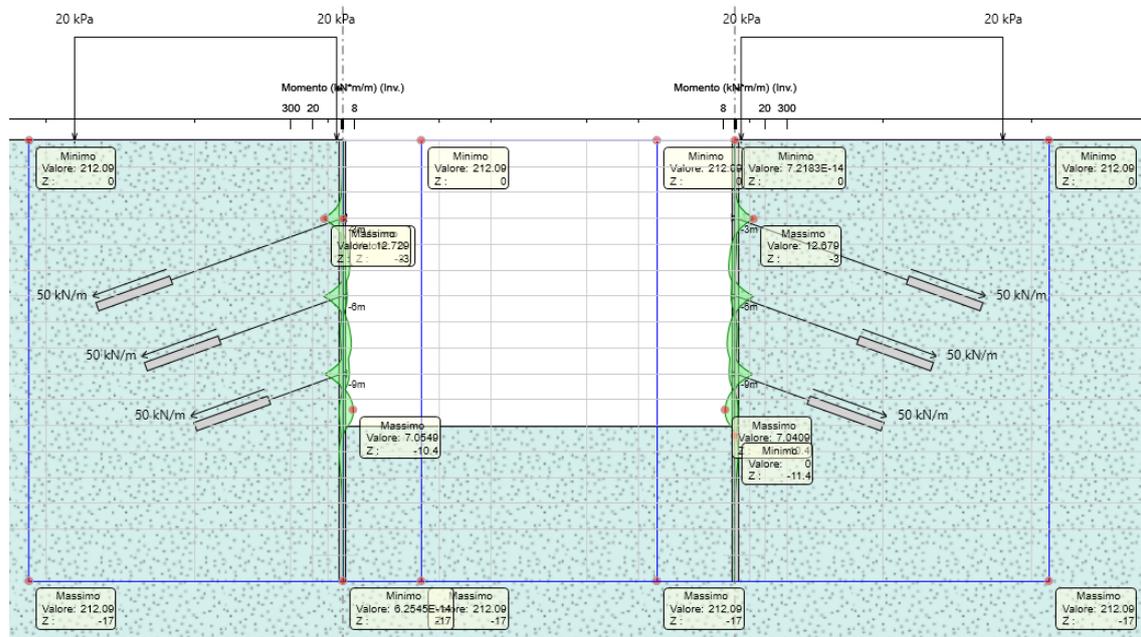


Figura 7.57 – Involuppo del momento flettente (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

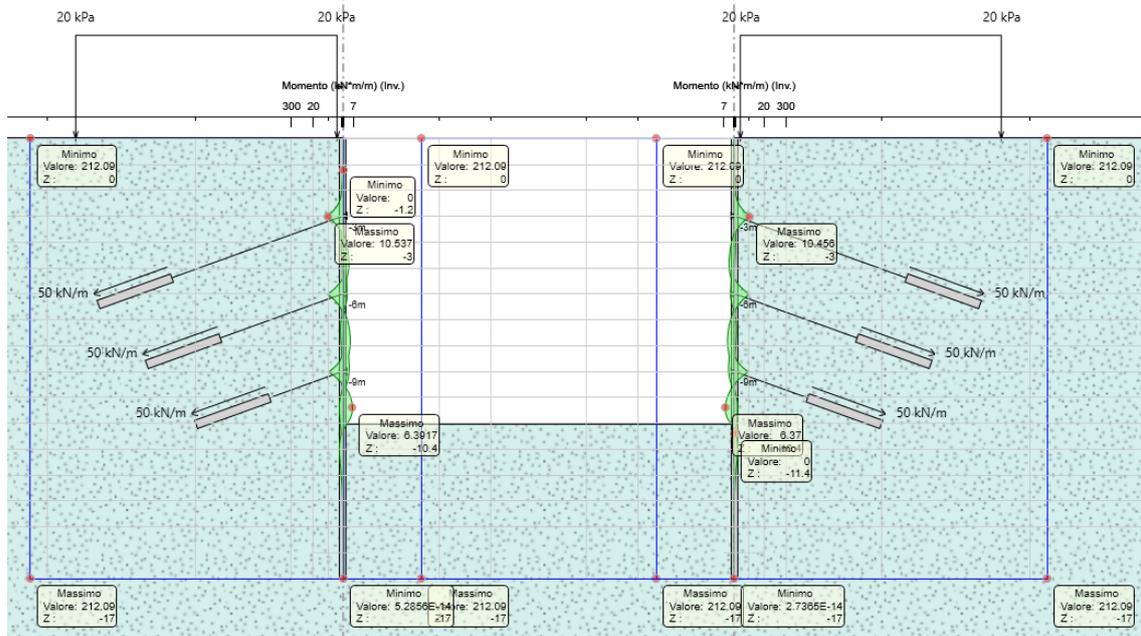


Figura 7.58 – Inviluppo del momento flettente (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

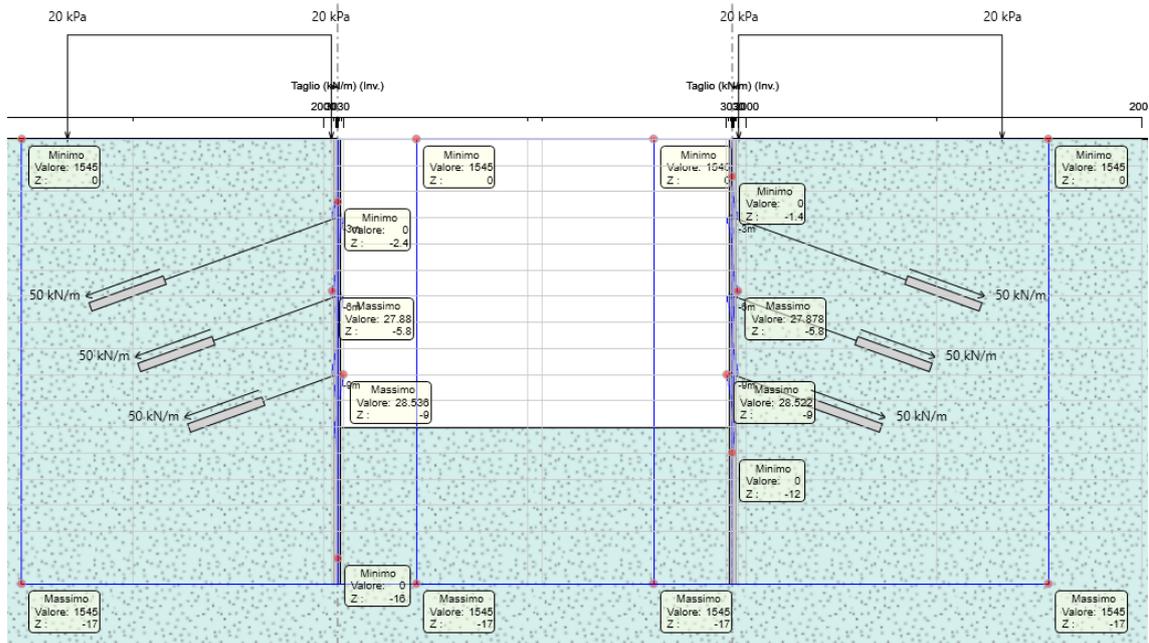


Figura 7.59 – Inviluppo del taglio (condizioni STAT-STR - A1+M1+R1)

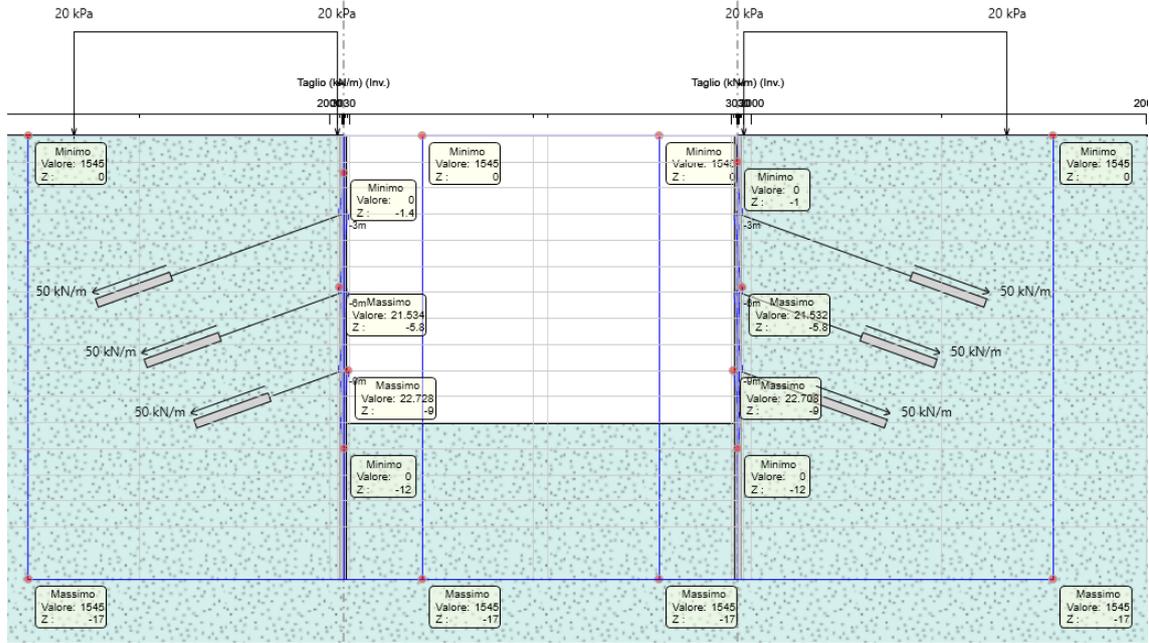


Figura 7.60 – Involuppo del taglio (condizioni STAT-GEO - A2+M2+R1)

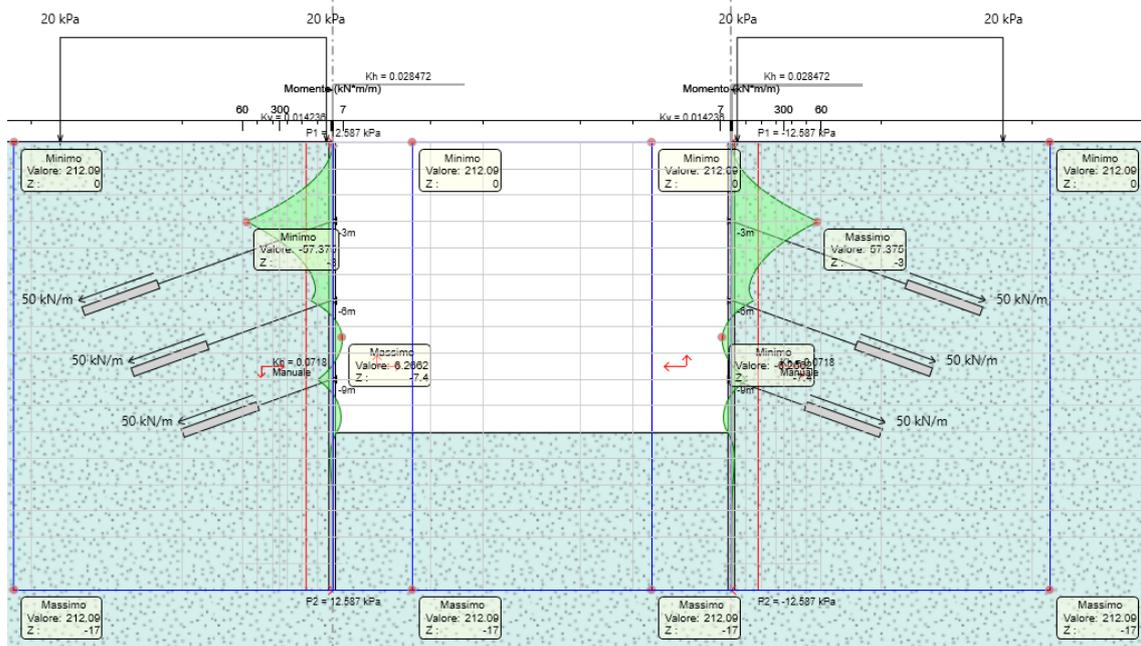


Figura 7.61 – Diagramma del momento flettente (condizioni SIMS-STR)

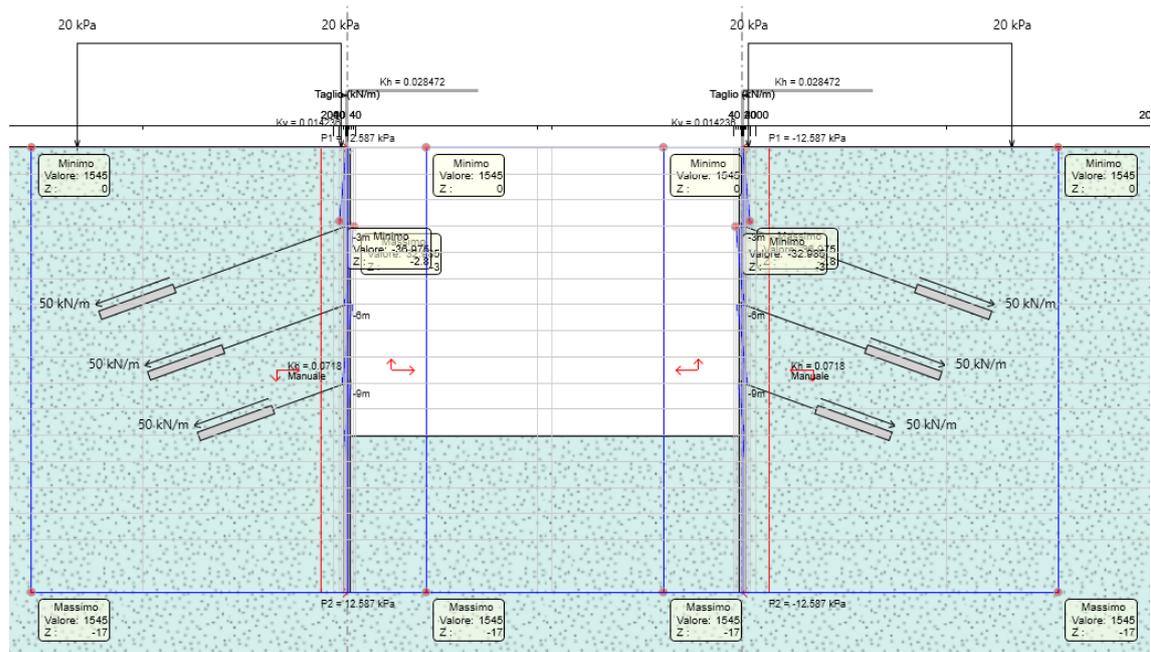


Figura 7.62 – Diagramma di taglio (condizioni SIMS-STR)

La Tabella 7.17 riportata nel seguito mostra una sintesi delle verifiche strutturali effettuate per la paratia e riporta nell'ordine: le azioni sollecitanti di progetto, la resistenza strutturale di progetto e l'esito della verifica.

Le verifiche risultano essere sempre soddisfatte, essendo le sollecitazioni di progetto sempre inferiori alle resistenze di progetto.

Tabella 7.17 – Massime sollecitazioni di progetto agenti sulle paratie

Scenario	Combinazione	M_{Ed} [kN m/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Rd} [kN m/m]	V_{Rd} [kN/m]	Verifica
STAT-STR	A1+M1+R1	12.73	27.88	212.09	1545	SI
	A2+M2+R1	10.54	21.53			SI
SISM-STR	pseudo-statica	57.37	32.98			SI

7.7.5 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$.

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ($\gamma_s = 1.15$), sostituendo nelle formule si ha:

$$R_{p,d\text{-barre}} = R_{p,k} / 1.15 = 411.82 \text{ kN}$$

Con riferimento al criterio della gerarchia delle resistenze, la normativa NTC18 impone inoltre la verifica della seguente condizione:

$$R_{p,d} > R_{ac}$$

ossia che la resistenza a snervamento caratteristica $R_{p,d}$ sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} .

In questo caso, come mostra la Tabella 7.18 la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.18 – Resistenze e azioni di trazione dei tiranti

	Scenario	E_d [kN]	$R_{ac,s}$ [kN]	$R_{p(1)d}$ [kN]	Verifica strutturale	Gerarchia resi- stenze
Primo ordine	STAT-STR (A1+M1+R3)	130.37	345.58	411.82	SI	SI
	STAT-STR (A2+M2+R1)	100.41			SI	SI
	SISM-STR	153.33			SI	SI
Secondo ordine	STAT-STR (A1+M1+R3)	130.92			SI	SI
	STAT-STR (A2+M2+R1)	101.01			SI	SI
	SISM-STR	101.17			SI	SI
Terzo ordine	STAT-STR (A1+M1+R3)	131.79			SI	SI
	STAT-STR (A2+M2+R1)	102.03			SI	SI
	SISM-STR	103.37			SI	SI

7.7.6 Verifica della resistenza strutturale della trave di ripartizione

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita tramite il software Paratie Plus, il quale utilizza lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, corrispondente all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi (Figura 7.63).

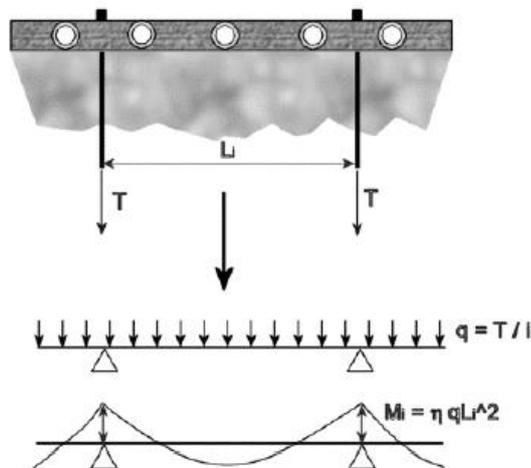


Figura 7.63 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato dal software Paratie Plus

Per soddisfare le verifiche, dovranno essere verificate le disuguaglianze riportate di seguito.

Verifica a flessione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Verifica a taglio:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Il valore del momento sollecitante per la trave di ripartizione viene calcolato dal software Paratie secondo le formulazioni illustrate nello schema seguente (Figura 7.64):

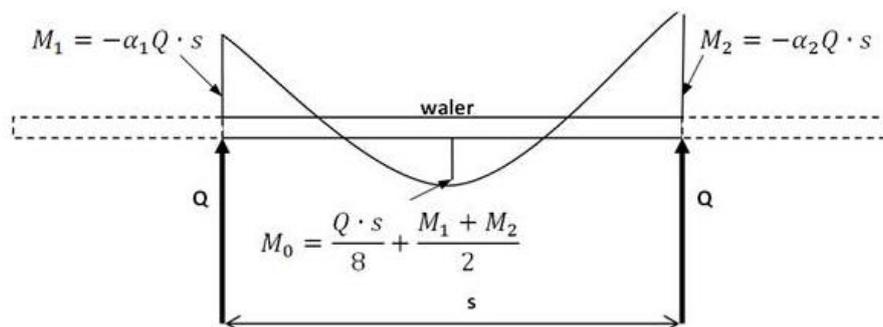


Figura 7.64 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

I valori dei coefficienti α_1 e α_2 dipendono dallo schema statico impiegato ed in questo caso assumono entrambi il valore di 0.083 (pari a 1/12).

Nella verifica a taglio il valore della forza sollecitante V_{Ed} viene assunta uguale alla metà della sollecitazione del tirante nella relativa combinazione di carico.

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati HEB140 accoppiati in acciaio S275.

Nella Tabella 7.19 si riportano le verifiche a flessione e taglio della trave di ripartizione riferite alle condizioni statiche e sismiche. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Tabella 7.19 – Travi di ripartizione in acciaio della paratia - Verifiche strutturali

	Scenario	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
Trave di ripartizione del primo ordine	STAT-STR	A1+M1+R1	65.186	0.185	0.208
		A2+M2+R1	50.203	0.143	0.16
	SISM-STR	SISMICA	77.164	0.22	0.246
Trave di ripartizione del secondo ordine	STAT-STR	A1+M1+R1	65.459	0.186	0.209
		A2+M2+R1	50.507	0.144	0.161
	SISM-STR	pseudo-statica	50.587	0.144	0.161
Trave di ripartizione del terzo ordine	STAT-STR	A1+M1+R1	65.897	0.187	0.21
		A2+M2+R1	51.015	0.145	0.163
	SISM-STR	pseudo-statica	51.686	0.147	0.165

7.7.7 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. In campo sismico si sono analizzati gli spostamenti allo Stato Limite di Danno secondo quanto richiesto dalle NTC18.

Sono stati considerati ammissibili spostamenti a 50 mm per paratie di altezza libera superiore a 10 m.

Nella Tabella 7.20 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati negli stage di calcolo relativi all'opera conclusa, i cui valori massimi sono stati derivati dai diagrammi riportati in Figura 7.65 e Figura 7.66.

Tabella 7.20 – Verifiche degli spostamenti in esercizio

Scenario	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
STAT - SLE	50	0.56
SISM - SLD	50	3.2

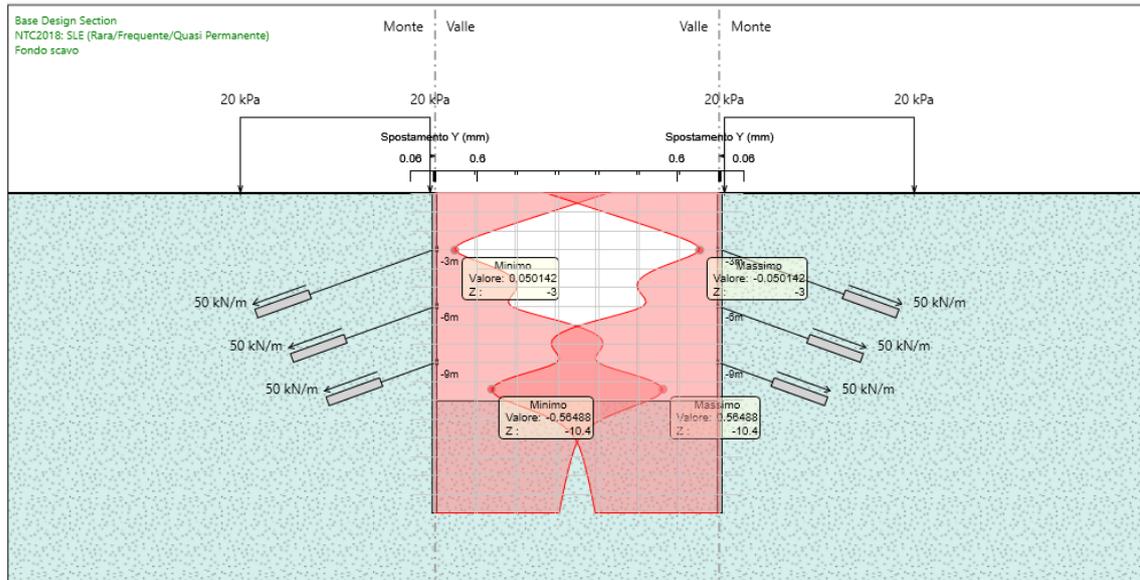


Figura 7.65 – Diagramma degli spostamenti in campo statico (SLE)

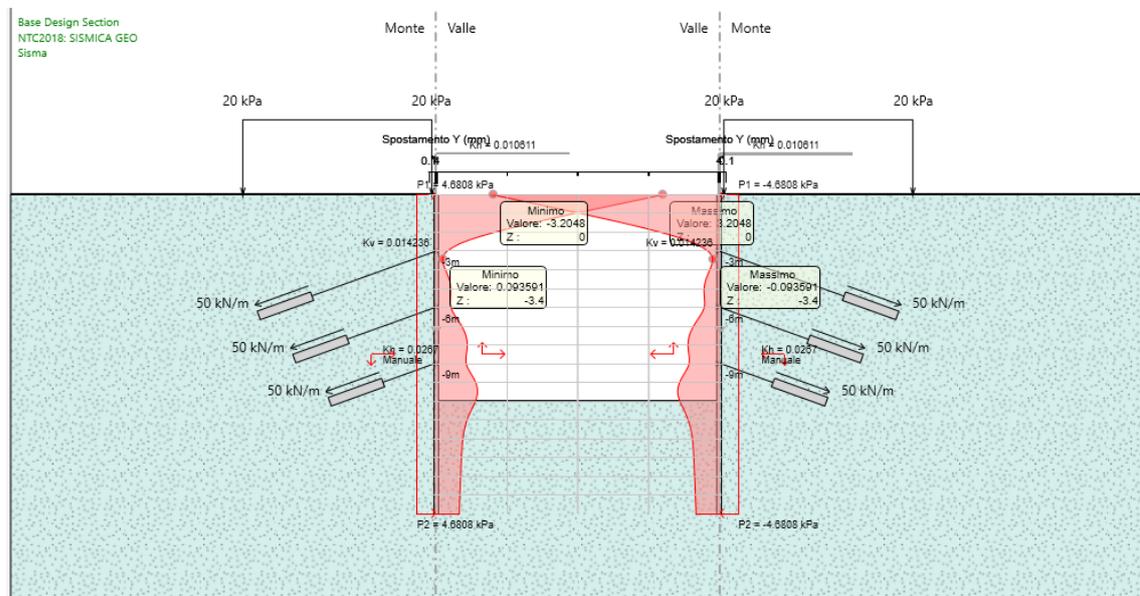


Figura 7.66 – Diagramma degli spostamenti in campo pseudo-statico (SLD)