

POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

STUDIO DELLA STABILITA' DI UN VERSANTE ROCCIOSO NEL COMUNE DI
ALAGNA VALSESIA (VC)

Relatori: Prof.ssa Ing. Castelli Marta

Candidato: Pilotta Rino Alex

Prof.ssa Ing. Barbero Monica

Anno accademico 2019-2020

Sommario

INTRODUZIONE.....	15
1. DESCRIZIONE DEL SITO DI STUDIO	15
1.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	15
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	21
1.3. COLTIVAZIONI MINERARIE	22
1.3.1. BREVE CENNO SULLE MINIERE PRESENTI NELL'AREA.....	22
1.4. VINCOLI PRESENTI.....	24
1.5. EVENTI ALLUVIONALI E FENOMENI FRANOSI IN VALSESIA	25
1.5.1. FRANE DA CROLLO NEL SITO DI KREAS	27
DESCRIZIONE EVENTO 1998.....	27
DESCRIZIONE EVENTO 2016.....	29
1.5.2. STATO DEI LUOGHI: RILIEVO DRONE ED ELICOTTERO	36
1.5.3. STUDIO AFFRONTATO NELLA TESI.....	51
2. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMECCANICO	52
2.1. RILIEVI GEOMECCANICI.....	52
2.2. CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	62
2.2.1. SCELTA DELLA SEZIONE PIU' CRITICA	66
2.2.2. SISTEMA DI DISCONTINUITA' PRINCIPALI E CARATTERIZZAZIONE DELLE DISCONTINUITA'	68
2.2.3. MODELLO GEOMETRICO 2D DEL VERSANTE	73
2.2.4. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER L'AMMASSO ROCCIOSO E LE DISCONTINUITA'	74
2.2.5. DATI DELLA GALLERIA	77
3. BACK ANALYSIS DELL'EVENTO DI MARZO 2016.....	80
3.1. INTRODUZIONE	80
3.2. MODELLO NUMERICO DEL VERSANTE ROCCIOSO	82
3.2.1. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO.....	83
3.2.2. PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI E DELLE DISCONTINUITA'	90
3.3. RISULTATI DELL'ANALISI NUMERICA.....	99
3.3.1. SIMULAZIONE DELL'EVENTO FRANOSO 2016 E CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI	99
3.3.2. RISULTATI TENSO-DEFORMATIVI	105
4. SCENARI PREVISIONALI: RUOLO DELLA FRATTURA GALLERIA NELLA STABILITA' DEL VERSANTE.....	111
4.1. DESCRIZIONE DELLA FRATTURA GALLERIA	111
4.2. DESCRIZIONE DEGLI SCENARI DI ANALISI.....	116
4.3. SCENARIO 1: GIUNTO ASCIUTTO	120

4.3.1.	CARATTERISTICHE DEL MODELLO.....	120
4.3.2.	ANALISI PARAMETRICA AL VARIARE DELLA LUNGHEZZA DELLA FRATTURA	122
4.4.	SCENARIO 2: PRESENZA DI ACQUA NEL GIUNTO	123
4.4.1.	CARATTERISTICHE DEL MODELLO.....	123
4.4.2.	ANALISI PARAMETRICA AL VARIARE DELLA LUNGHEZZA DELLA FRATTURA GALLERIA E DELLA PRESSIONE IDRAULICA	126
4.4.2.1.	LUNGHEZZA DELLA FRALLUTA = 5m	127
4.4.2.1.1.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 5m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa -0.0125 MPa -0.125 MPa -0.175 MPa -0.19375 MPa -0.250 MPa -0.300 MPa -0.350 MPa -0.400 MPa -0.450 MPa -0.500 MPa -0.600 MPa -0.700 MPa -0.800 MPa -0.900 MPa -1 MPa ..	129
4.4.2.1.2.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 5m, COESIONE = 0 kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.125 MPa – 0.175 MPa – 0.500 MPa – 0.800 MPa -1 MPa	161
4.4.2.2.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40 m	181
4.4.2.2.1.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.150 MPa - 0.175 MPa - 0.18MPa - 0.185MPa – 0.30 MPa	183
4.4.2.2.2.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40m, COESIONE = 0kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.05MPa - 0.150 MPa - 0.175 MPa - 0.18MPa - 0.185MPa – (0.30 MPa)	200
4.4.2.3.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85,35m	215
4.4.2.3.1.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85.35m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa -0.0125 MPa -0.025 MPa -0.0375 MPa - 0.5 MPa - 0.0875 MPa	216
4.4.2.3.2.	LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85.35m, COESIONE = 0kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa -0.0125 MPa -0.025 MPa -0.0375 MPa - 0.050 MPa.....	233
4.5.	CONCLUSIONE DEL CAPITOLO 4	248
5.	CONCLUSIONI.....	249
5.1.	ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI	249
5.2.	SUGGERIMENTI DI UN POSSIBILE PIANO DI MONITORAGGIO E INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE 265	
	Bibliografia.....	272
	Sitografia.....	274

Indice delle figure

Figura 1-Comuni della comunità Valsesiana (sito Wikipedia)	16
Figura 2-Estratto BDRE_2018 Regione Piemonte Comune di Alagna Valsesia(VC): Scala 1:10000 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	17
Figura 3-Estratto ORTOFOTO Ageo_2015 Comune di Alagna Valsesia: Scala 1:10000 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	18
Figura 4-Estratto tavoletta IGM (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	19
Figura 5-Estratto Tavoletta IGM: inquadramento zone rilevanti dell'area oggetto di studio (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	20
Figura 6-Shema grafico della geologia a Valsesia ("Itinerari geologici in Piemonte", sito Arpa Piemonte)....	21
Figura 7-Estratto Carta Geologica Geomorfologica Cava Merletti (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	22
Figura 8- Estratto tavoletta IGM: indicazione delle miniere di Kreas, Mud di Mezzo e cava Merletti (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	23
Figura 9-Classi di pericolosità geomorfologica e idoneità all'utilizzazione urbanistica (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	24
Figura 10-Estratto carta geomorfologica e dei disseti del PRGC (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	25
Figura 11-Distribuzione mensile degli eventi alluvionali nel bacino del Fiume Sesia nel XX secolo ("Itinerari geologici in Piemonte, sito Arpa Piemonte)	26
Figura 12- Percentuale di tipologie di frana in Valsesia ("Itinerari geologici in Piemonte, sito Arpa Piemonte)	26
Figura 13-Settori franati e limite di arresto frane 1998 e 2016 (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	28
Figura 14-Principali Fratture in seguito all'evento del 1998 (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	29
Figura 15-Immagine 2D Google Earth-Frana 2016	30
Figura 16- Immagine 3D Google Earth-Frana 2016	30
Figura 17-Limito corpo frana 2016 (colore azzurro) - Settore crollato nel 2018 - posizione massi caduti nel 2005(colore grigio) e 2016 (M1-M2-M3-M4-M5-M6) (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	31
Figura 18-Masso sul fiume Sesia (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	32
Figura 19-Immagine Google Earth-zona di arrivo dei massi.....	32
Figura 20- Ubicazioni delle sezioni 1998 e 2019 con descrizione (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	33
Figura 21-Sovrapposizione tra sezioni Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	34
Figura 22- Sovrapposizione tra sezioni Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	35
Figura 23-Stato di fatto dopo l'evento del 2016(cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	36
Figura 24-Estratto della "Planimetria Catastale di Riferimento Regionale" della Regione Piemonte con indicazione della posizione delle prese fotogrammetriche (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	37
Figura 25-Fotogramma 1-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	38
Figura 26-Fotogramma 1-Elicottero(cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	40
Figura 27-Fotogramma 2-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	41
Figura 28-Individuazione della zona di arrivo della Frattura Tana Volpe e delle porzioni aggettanti del settore "V" (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	42
Figura 29-Frattura Tana Volpe e dislocazione del corpo frana del 2018(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	43
Figura 30-Fotogramma 3-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	44
Figura 31-Fotogramma 4-Elicottero (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	46
Figura 32-Porzioni aggettanti del settore 5(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	48
Figura 33-Porzioni aggettanti dei settori 2 e 4(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)	49
Figura 34-Carta delle Pareti da rilievo con drone ottobre 2019-studio Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	50

Figura 35-Individuazione delle stazioni geomeccaniche (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	53
Figura 36-Area della Galleria (cortesia Dott. Geologo Cavagnino).....	54
Figura 37-Ubicazione vecchia cava (cava Merletti) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	60
Figura 38-Sezione 2-16: linea blu(1998) - linea verde(2019) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	67
Figura 39-Frattura in superficie (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	68
Figura 40- Stereogramma con le principali famiglie di giunti (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	70
Figura 41-Stereogramma con le principali famiglie di giunti e la linea in azzurro di sezione perpendicolare al fronte del versante	71
Figura 42-Modello geometrico 2D del versante riprodotto con il software AutoCad	73
Figura 43-Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb	74
Figura 44-Differenza tra domini di resistenza della roccia intatta e dell'ammasso roccioso	75
Figura 45-Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb	76
Figura 46-Rappresentazione della sezione di riferimento con all'interno la galleria tramite il software AutoCad	78
Figura 47-Dimensioni della galleria e del sistema di rinforzo	79
Figura 48-Bullone Swellex	79
Figura 49-Impostazione del metodo Shear Stregth Reduction in Rocscience RS2.....	82
Figura 50-Dominio del modello numerico.....	83
Figura 51-Altezze dei giunti	84
Figura 52-Impostazione della mesh.....	84
Figura 53-Condizioni al contorno di spostamento	85
Figura 54-carico reale (sinistra) e carico impostato da RS2 (destra).....	86
Figura 55-Definizione delle fasi (stages).....	87
Figura 56-Fase 1:ammasso roccioso elastico	88
Figura 57-Fase2:ammasso roccioso elastoplastico	89
Figura 58-Fase 3:Introduzione della galleria e comportamento elastoplastico per l'ammasso roccioso	89
Figura 59-Introduzione della pressione idraulica nel giunto k3	90
Figura 60-Particolare del monolite aggettante con caratteristiche meccaniche della roccia intatta	90
Figura 61-Initial conditions EL rock mass	91
Figura 62- Strength per EL rock mass	91
Figura 63-GSI calculator per EL rock mass.....	92
Figura 64- Strength per ELPLA rock mass	93
Figura 65- GSI calculator per ELPLA rock mass.....	93
Figura 66-Stiffness per intact rock.....	94
Figura 67-Stength per intact rock.....	95
Figura 68-Proprietà meccaniche del giunto k3.....	96
Figura 69- Proprietà meccaniche del giunto k5.....	97
Figura 70-Impostazione della pressione idraulica nel giunto k3	98
Figura 71-Impostazione della pressione idraulica solo nella fase 4	98
Figura 72-Proprietà meccaniche dei bulloni Swellex.....	99
Figura 73-Linearizzazione di Hoek&Brown.....	101
Figura 74-Linearizzazione di H&B	102
Figura 75-Critical Strength Reduction Factor	104
Figura 76-Plasticità nell'ammasso roccioso.....	105
Figura 77-Deformata finale della frana del 2016	106
Figura 78-Massima deformazione a taglio	106

Figura 79-Tensionii tangenziali nei giunti.....	107
Figura 80-Tensione normale nei giunti.....	107
Figura 81-Spostamenti tangenziali nelle discontinuità	108
Figura 82-Spostamenti normali nei giunti	108
Figura 83-Tensione normale verticale dell'ammasso roccioso	109
Figura 84-Tensione normale orizzontale dell'ammasso roccioso	109
Figura 85-Fattore di sicurezza in condizione di ammasso roccioso asciutto.....	110
Figura 86-Indicazione della posizione di 2 misuratori di giunto (G-F) interni all'ammasso e 5 deformometri monoassiali (TV,TB,LX,BP,BG) esterni all'ammasso di Veneta Mineraria	112
Figura 87-Estensione della galleria in piante, posizione delle fratture in pianta e posizione linea di sezione	113
Figura 88-Zoom della zona oggetto di studio.....	114
Figura 89-Sezione Frattura Galleria.....	114
Figura 90-Stereogramma con indicazione delle giaciture della frattura galleria e della sezione (software Rocscience Dips)	115
Figura 91-Indicazione della posizione della frattura in sezione	116
Figura 92-Dominio modello con frattura galleria.....	120
Figura 93-Fasi del modello con frattura galleria in condizione di giunto asciutto	122
Figura 94 – Modello con una lunghezza della frattura di 5 metri	124
Figura 95 - Modello con una lunghezza della frattura di 40 metri.....	125
Figura 96 - Modello con una lunghezza della frattura di 85,35 metri.....	125
Figura 97-Zoom della frattura con L=5m.....	128
Figura 98-Zona di plasticizzazione nella fase u=0-12.5-125-175-193.75kPa.....	129
Figura 99- Zona di plasticizzazione nella fase u=250kPa.....	130
Figura 100- Zona di plasticizzazione nella fase u=300kPa.....	130
Figura 101- Zona di plasticizzazione nella fase u=350kPa.....	131
Figura 102- Zona di plasticizzazione nella fase u=400kPa.....	131
Figura 103- Zona di plasticizzazione nella fase u=450kPa.....	132
Figura 104- Zona di plasticizzazione nella fase u=600kPa.....	132
Figura 105- Zona di plasticizzazione nella fase u=700kPa.....	133
Figura 106- Zona di plasticizzazione nella fase u=800kPa.....	133
Figura 107- Zona di plasticizzazione nella fase u=900kPa.....	134
Figura 108- Zona di plasticizzazione nella fase u=1000kPa.....	134
Figura 109-Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 1 MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi	135
Figura 110 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 1 MPa	136
Figura 111-Andamento degli spostamenti nel punto A all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase	137
Figura 112- Andamento degli spostamenti nel punto B all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase	137
Figura 113-Andamento del FS all'aumentare della pressione idraulica.....	138
Figura 114-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=0-12,5kPa	139
Figura 115-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=125kPa.....	139
Figura 116-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=175kPa.....	140
Figura 117-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=193.75kPa.....	140
Figura 118-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=250kPa.....	141

Figura 119-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=300\text{kPa}$	141
Figura 120-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=450\text{kPa}$	142
Figura 121-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=500\text{kPa}$	143
Figura 122-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=600\text{kPa}$	143
Figura 123-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=700\text{kPa}$	144
Figura 124-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=800\text{kPa}$	144
Figura 125-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=1000\text{kPa}$	145
Figura 126-Zoom all'apice della frattura per $u=1000\text{kPa}$	145
Figura 127-Andamento dell'estensione della plasticizzazione della frattura all'aumentare della pressione idraulica	146
Figura 128-Andamento della massima deformazione a taglio all'apice della frattura all'aumentare della pressione idraulica.....	146
Figura 129-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=0\text{kPa}$	147
Figura 130-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=193.75\text{kPa}$	148
Figura 131-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=800-900-1000\text{kPa}$	149
Figura 132-Andamento degli spostamenti normali per $u=0\text{kPa}$	150
Figura 133-Andamento degli spostamenti normali per $u=193.75\text{kPa}$	151
Figura 134-Andamento degli spostamenti normali per $u=800\text{kPa}$	152
Figura 135-Andamento degli spostamenti normali per $u=1000\text{kPa}$	152
Figura 136 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=0\text{kPa}$	153
Figura 137 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=193.75\text{kPa}$	154
Figura 138-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=800\text{kPa}$	155
Figura 139-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=900\text{kPa}$	155
Figura 140-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=1000\text{kPa}$	156
Figura 141-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$	157
Figura 142-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=193.75\text{kPa}$	158
Figura 143-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=800\text{kPa}$	159
Figura 144 - Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=1000\text{kPa}$	160
Figura 145 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=0-125-175\text{kPa}$	161
Figura 146 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=500\text{kPa}$	162
Figura 147 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=800\text{kPa}$	162
Figura 148 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=1000\text{kPa}$	163
Figura 149-Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 1 MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi	163
Figura 150- Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 1 MPa	164
Figura 151- Andamento degli spostamenti nel punto A all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase	165
Figura 152 - Andamento degli spostamenti nel punto B all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase	165
Figura 153-Andamento del fattore di sicurezza al variare della pressione idraulica	166
Figura 154 - Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=0\text{kPa}$	167
Figura 155- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=125\text{kPa}$	167
Figura 156 - Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=175\text{kPa}$	168
Figura 157- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=500\text{kPa}$	169
Figura 158- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=1000\text{kPa}$	170
Figura 159-Deformazione a taglio massima all'apice della frattura al variare della pressione idrostatica ..	170

Figura 160-Andamento dell'evoluzione della plasticità nella frattura all'aumentare della pressione idraulica	171
Figura 161 -Andamento della tensione normale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica	172
Figura 162-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$	173
Figura 163-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=125\text{kPa}$	174
Figura 164-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=175\text{kPa}$	174
Figura 165-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=500\text{kPa}$	175
Figura 166-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=800\text{kPa}$	175
Figura 167-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=1000\text{kPa}$	176
Figura 168 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica	177
Figura 169 -Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$	178
Figura 170-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=125\text{kPa}$	179
Figura 171-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=175\text{kPa}$	179
Figura 172 - Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=500\text{kPa}$	180
Figura 173-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=800\text{kPa}$	180
Figura 174 -Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=1000\text{kPa}$	181
Figura 175-Zoom della frattura con $L=40\text{m}$	182
Figura 176 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=0\text{kPa}$	183
Figura 177 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=150\text{kPa}$	184
Figura 178 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=175\text{kPa}$	184
Figura 179 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=180\text{kPa}$	185
Figura 180 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=185\text{kPa}$	186
Figura 181 - Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 0.185MPa , corrispondente all'ultima fase dell'analisi	186
Figura 182 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 0.185 MPa	187
Figura 183 -Andamento degli spostamenti totali nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase.	187
Figura 184 - Andamento degli spostamenti totali nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase.	188
Figura 185 – Variazione del fattore di sicurezza all'aumentare della pressione idraulica	189
Figura 186-Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio della spinta idraulica.....	190
Figura 187-Deformazione massima a taglio all'apice della frattura.....	191
Figura 188 – Andamento della plasticizzazione della frattura all'aumentare della pressione idraulica.....	191
Figura 189-Andamento della tensione normale sollecitante nella discontinuità	192
Figura 190-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$	193
Figura 191-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=150\text{kPa}$	194
Figura 192-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=180\text{kPa}$	194
Figura 193-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=185\text{kPa}$	195
Figura 194-Andamento della tensione tangenziale sollecitante nella discontinuità all'aumentare della pressione idraulica.....	196
Figura 195-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$	198
Figura 196-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=150\text{kPa}$	198
Figura 197-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=180\text{kPa}$	199
Figura 198-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=185\text{kPa}$	199
Figura 199 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=0\text{kPa}$	200
Figura 200 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=50\text{kPa}$	201

Figura 201 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=150\text{kPa}$	201
Figura 202 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=175\text{kPa}$	202
Figura 203 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=180\text{kPa}$	202
Figura 204 - Zona di plasticizzazione nella fase $u=185\text{kPa}$	203
Figura 205 - Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 0.185MPa , corrispondente all'ultima fase dell'analisi	203
Figura 206 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 0.185MPa	204
Figura 207-Campo degli spostamenti nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica ..	204
Figura 208 - Campo degli spostamenti nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica.	205
Figura 209 – Andamento del fattore di sicurezza all'aumentare della pressione idraulica	206
Figura 210 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio all'aumentare della spinta idraulica	207
Figura 211 – Andamento della deformazione plastica all'apice della frattura all'aumentare della fase.....	208
Figura 212 –Andamento dell'incremento della plasticizzazione della frattura all'aumentare della pressione idraulica	208
Figura 213 – Andamento dello sforzo normale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica	209
Figura 214 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$	210
Figura 215 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=50\text{kPa}$	210
Figura 216 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=150\text{kPa}$	211
Figura 217 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=185\text{kPa}$	211
Figura 218 – Andamento dello sollecitazione tangenziale nella frattura all'aumentare della pressione idraulica	212
Figura 219 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=0\text{kPa}$	213
Figura 220 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=50\text{kPa}$	213
Figura 221 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=150\text{kPa}$	214
Figura 222 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=185\text{kPa}$	214
Figura 223-Zoom della lunghezza massima estendibile della frattura $L=85,35\text{m}$ (caso estremo)	216
Figura 224 – Zona plastica nell'ammasso roccioso per $u=0-50\text{kPa}$ e $u=87,5\text{kPa}$	216
Figura 225 – Deformata corrispondente alla fase con $u=87,5\text{kPa}$	217
Figura 226 – Zoom dell'apertura della frattura nei punti A e B	217
Figura 227 – Andamento degli spostamenti totali nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica	218
Figura 228 – Andamento degli spostamenti totali nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica	218
Figura 229 – Andamento del fattore di sicurezza all'aumentare della pressione idraulica	219
Figura 230 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per $u=0\text{kPa}$	219
Figura 231 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per $u=50\text{kPa}$	220
Figura 232 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per $u=87,5\text{kPa}$	221
Figura 233 – Andamento della massima deformazione al taglio all'apice della frattura.....	222
Figura 234 – Andamento della plasticizzazione della frattura all'aumentare della $u[\text{MPa}]$	222
Figura 235 – Andamento della tensione normale all'aumentare della pressione idraulica.....	223
Figura 236 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$	224
Figura 237 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=12,5\text{kPa}$	225
Figura 238 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=25\text{kPa}$	225
Figura 239 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=37,5\text{kPa}$	226
Figura 240 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=50\text{kPa}$	226

Figura 241 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=87,5\text{kPa}$	227
Figura 242 – Andamento dello stato tensionale tangenziale nella frattura all'aumentare del carico idraulico	228
Figura 243 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=0\text{kPa}$	229
Figura 244 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=12,5\text{kPa}$	230
Figura 245 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=25\text{kPa}$	230
Figura 246 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=37,5\text{kPa}$	231
Figura 247 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=50\text{kPa}$	231
Figura 248 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=87,5\text{kPa}$	232
Figura 249 – Zona plastica nell'ammasso roccioso al variare della pressione idraulica	233
Figura 250 – Diagramma degli spostamenti per $u=50\text{kPa}$	234
Figura 251 – Zoom dell'apice della frattura (punto A) e dell'estremo inferiore (punto B).....	235
Figura 252 – Andamento degli spostamenti totali all'apice della frattura (punto A).....	235
Figura 253-Andamento degli spostamenti totali nell'estremo inferiore della frattura (calotta della galleria, punto B).....	236
Figura 254 – Andamento del fattore di sicurezza al variare della pressione idraulica.....	237
Figura 255 – Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio al variare della pressione idraulica	238
Figura 256- Massima deformazione a taglio nell'estremo inferiore della frattura (calotta della galleria) ...	239
Figura 257 – Andamento della plasticità della frattura all'aumentare del carico idraulico	239
Figura 258 – Andamento dello sforzo normale nel giunto al variare della pressione idraulica	240
Figura 259 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=0\text{kPa}$	241
Figura 260 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=12,5\text{kPa}$	242
Figura 261 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=25\text{kPa}$	242
Figura 262 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=37,5\text{kPa}$	243
Figura 263 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=50\text{kPa}$	243
Figura 264 – Andamento della tensione tangenziale all'aumentare del carico idraulico	244
Figura 265 – Andamento dello scorrimento per $u=0\text{kPa}$	246
Figura 266 – Andamento dello scorrimento per $u=12,5\text{kPa}$	246
Figura 267 – Andamento dello scorrimento per $u=25\text{kPa}$	247
Figura 268 – Andamento dello scorrimento per $u=37,5\text{kPa}$	247
Figura 269 – Andamento dello scorrimento per $u=50\text{kPa}$	248
Figura 270-Monitoraggio in superficie con GBInSAR	266
Figura 271-Mappa degli spostamenti del pendio monitorato con GBInSAR	267
Figura 272-Estensimetro a barra	268
Figura 273-Estensimetro a filo.....	268
Figura 274-Distometro a nastro	269
Figura 275-Fessurimetro	269

Indice delle tabelle

Tabella 1-Eventi franosi avvenuti nel comune di Valsesia (VC).....	27
Tabella 2-Classificazione RMR (Bieniawski).....	55
Tabella 3-Rilevo eseguito il 3/12/2004 nella Galleria di coltivazione	56
Tabella 4-Rilevo eseguito il 9/07/2004 nella Galleria di coltivazione	56

Tabella 5-Rilevo eseguito il 13/07/2004 nella Galleria di coltivazione	57
Tabella 6-Rilevo eseguito il 17/06/2004 nella Galleria di coltivazione	57
Tabella 7-Rilevo eseguito il 10/09/2004 nella Galleria di coltivazione	58
Tabella 8-Rilevo eseguito il 22/07/2004 nella Galleria di coltivazione	58
Tabella 9-Rilevo eseguito il 29/06/2004 nella Galleria di coltivazione	59
Tabella 10-Rilevo eseguito il 30/07/2004 nella Galleria di coltivazione	59
Tabella 11-Rilievo eseguito nella stazione 1 (Bianco) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	61
Tabella 12-Angolo di attrito di base e di picco ($\sigma=0,1\text{MPa}$) delle discontinuità rilevate nella staz.1 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	61
Tabella 13-Rilievo eseguito nella stazione 2 (Nero) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	62
Tabella 14-Angolo di attrito di base e di picco ($\sigma=0,1\text{MPa}$) delle discontinuità rilevate nella staz.2(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	62
Tabella 15-Valori mi per rocce ignee e metamorfiche	63
Tabella 16- Valori mi per rocce gneiss-scisti e graniti	63
Tabella 17-Definizione dell'mi medio.....	64
Tabella 18-Grado di disturbo dell'ammasso roccioso (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	64
Tabella 19-Resistenza a compressione monoassiale media tra i dati disponibili (cortesia Dott.Geologo Cavagnino).....	65
Tabella 20-individuazione della inclinazione delle discontinuità protagoniste del crollo del 2016.....	71
Tabella 21-Angolo di resistenza al taglio del giunto k3(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	72
Tabella 22- Angolo di resistenza al taglio del giunto k5(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)	72
Tabella 23-Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.....	76
Tabella 24-Caratteristiche meccaniche delle discontinuità	77
Tabella 25-Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso elastico	92
Tabella 26- Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso elastoplastico	94
Tabella 27-Proprietà meccaniche del monolite roccioso aggettante	95
Tabella 28-Resistenza a trazione della roccia intatta	101
Tabella 29-Dati per lin.H&B	102
Tabella 30- 8 valori di σ_3 e σ_1 equamente distribuiti su un intervallo 0 e 0.5 σ_{ci}	102
Tabella 31-Lunghezza dei ponti di roccia	103
Tabella 32-Resistenza a trazione dei giunti	104
Tabella 33-Elenco scenari previsionali in condizioni di giunto asciutto	117
Tabella 34-Elenco scenari previsionali in condizioni di giunto umido.....	118
Tabella 35-Fattori di sicurezza del versante in condizioni di giunto asciutto.....	123
Tabella 36-Caratteristiche meccaniche della roccia intatta e dell'ammasso roccioso.....	249
Tabella 37-Caratteristiche meccaniche delle discontinuità	250
Tabella 38-Risultati ottenuti dalla Back Analysis.....	250
Tabella 39-Fattore di sicurezza in condizione di giunto asciutto	251
Tabella 40-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=5m con coesione nel giunto	253
Tabella 41-Nomenclatura delle variabili meccaniche	254
Tabella 42-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=5m e assenza di coesione nel giunto	255
Tabella 43-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=40m con coesione nel giunto	257
Tabella 44-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=40m e assenza di coesione nel giunto.....	259
Tabella 45-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=85,35m con coesione nel giunto	261
Tabella 46-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=85,35m e assenza di coesione	263
Tabella 47-Strumenti di misura per il Monitoraggio	266

Tabella 48-Interventi di stabilizzazione attivi e passivi 270

INTRODUZIONE

Il seguente elaborato è dedicato allo studio della stabilità di un versante in ammasso roccioso di scarsa qualità ed ampiamente interessato da numerosi crolli in roccia. L'ammasso, sede in passato di una cava di estrazione mineraria, è ubicato in Valsesia (nella provincia di Vercelli). Si tratta di un'area montana soggetta, in passato, a numerosi fenomeni da crollo, in particolare avvenuti nel 1998, nel 2005 e infine nel 2016/2018. Il fronte del versante oggetto di studio risulta prevalentemente strapiombante con molti monoliti aggettanti e pericolanti.

Lo studio della stabilità dell'area si è basato su materiale informativo fornito dal relatore esterno, dott. Giovanni Cavagnino.

La stabilità del versante è analizzata in diverse fasi, tramite una modellazione numerica con metodologia agli elementi finiti 2D, mediante l'ausilio del software Rocscience RS2.

Il modello di analisi è stato validato mediante l'analisi a ritroso (Back Analysis) dell'evento franoso del 2016 per la determinazione del grado di stabilità di una porzione di versante interessata da un tratto di galleria di coltivazione, in cui è presente una frattura di lunghezza incognita. A tale fine si sono ipotizzati diversi scenari in cui è stata fatta variare la lunghezza della frattura. Lo studio ha permesso di individuare quali sono le condizioni critiche che generano l'instabilità del versante in studio. Si suggerisce quindi un piano di monitoraggio e ulteriori interventi di stabilizzazione ad integrazione di quelli già esistenti.

L'elaborato è organizzato in 5 capitoli:

- Nel capitolo 1 si descrive il sito e le frane avvenute in passato.
- Nel capitolo 2 si riportano i dati geomeccanici disponibili per l'ammasso roccioso e le discontinuità, si caratterizza l'ammasso roccioso e si individuano le discontinuità protagoniste dell'evento franoso del 2016 e infine si individua la sezione del versante che ha coinvolto il maggior volume franato.
- Nel capitolo 3 si calibrano i parametri geotecnici attraverso l'analisi a ritroso dell'evento franoso del 2016, operando sulla sezione definita nel capitolo precedente.
- Nel capitolo 4 si studia la stabilità di un'altra porzione di versante interessata da una frattura interna, di cui non è nota estensione longitudinale. A tal fine si propongono diversi scenari previsionali per studiare la stabilità nelle diverse condizioni in cui si potrebbe trovare il versante.
- Infine nel capitolo 5 si sintetizzano e commentano i risultati ottenuti e si propongono delle possibili attività di monitoraggio e di stabilizzazione del versante.

1. DESCRIZIONE DEL SITO DI STUDIO

1.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di studio si trova nel comune di Alagna Valsesia, nella provincia di Vercelli, a Nord della Regione Piemonte e al confine con la Valle d'Aosta. Alagna Valsesia appartiene alla comunità montana Valsesia, un complesso di comuni con estensione areale totale di 763 km² e altitudine variabile tra i 250 m e i 4554 m s.l.m. I principali torrenti della Valsesia confluiscono nel corso d'acqua principale Sesia che ha un bacino idrografico pari a 3037.6 km² e una lunghezza di 139,6

km. Il fiume Sesia, come vedremo nel seguito, si trova adiacente alla porzione di versante rocciosa oggetto di studio.

La Valsesia è una valle alpina, caratterizzata nel suo complesso da monti molto alti e ripidi che non permettono un grande sviluppo laterale della stessa, si estende dalle pendici del versante meridionale del massiccio del Monte Rosa fino a Serravalle Sesia, comprendendo diverse valli laterali: quella principale è la Val Grande che ha come confini geografici il comune di Alagna Valsesia.

In Figura 1 vengono indicati i comuni della comunità Valsesiana.



Figura 1-Comuni della comunità Valsesiana (sito Wikipedia)

L'area oggetto di studio si trova, in particolare, ubicata tra le località Merletti Superiore e Kreas (Fig. 2-3-4-5). La porzione di versante da esaminare è compresa all'incirca tra quota 1.300 (fondovalle) e quota 1.600 m s.l.m.

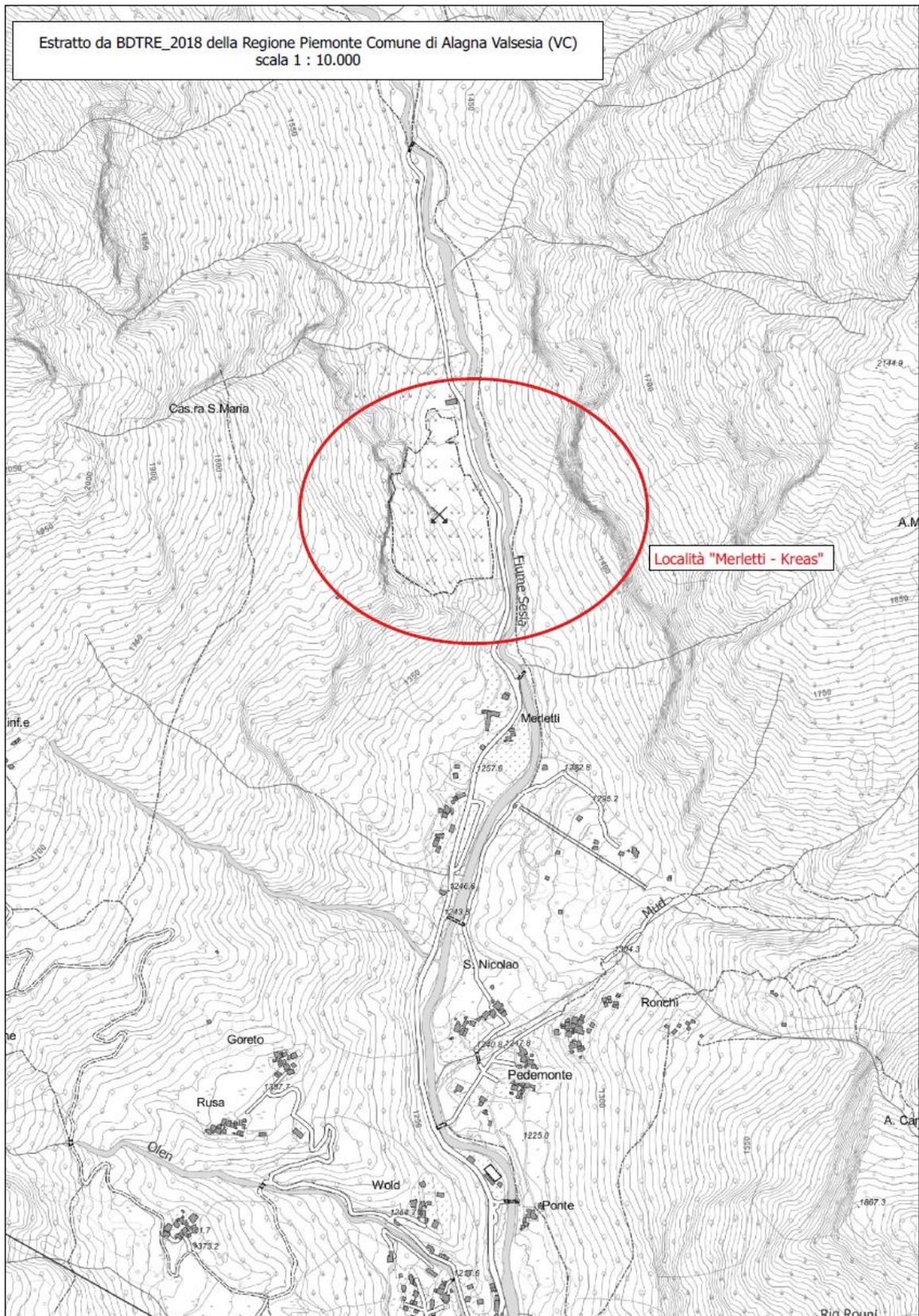


Figura 2-Estratto BDTRE_2018 Regione Piemonte Comune di Alagna Valsesia(VC): Scala 1:10000 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)



Figura 3-Estratto ORTOFOTO Agea_2015 Comune di Alagna Valsesia: Scala 1:10000 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)



Figura 4-Estratto tavoletta IGM (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

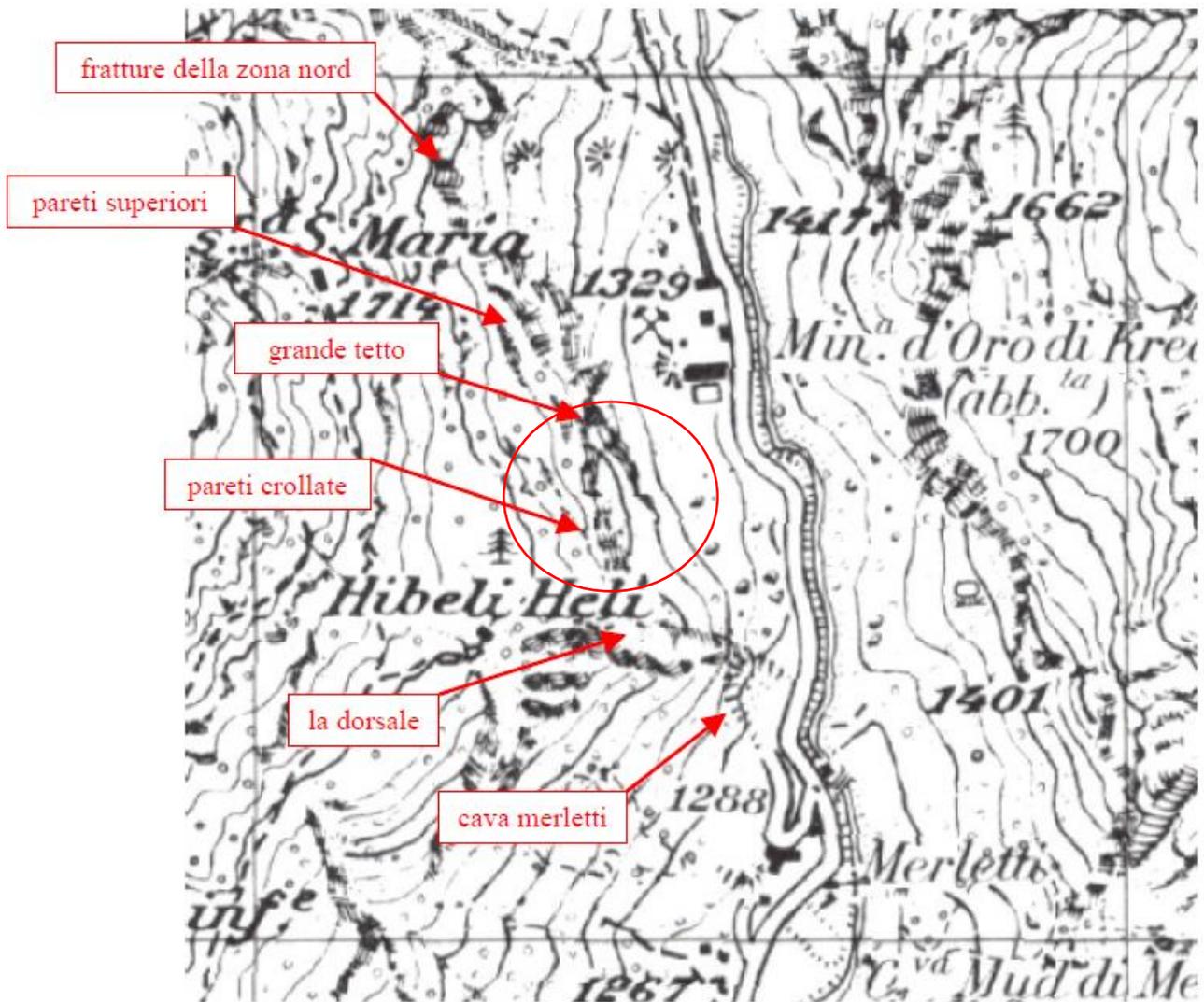


Figura 5-Estratto Tavoletta IGM: inquadramento zone rilevanti dell'area oggetto di studio (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

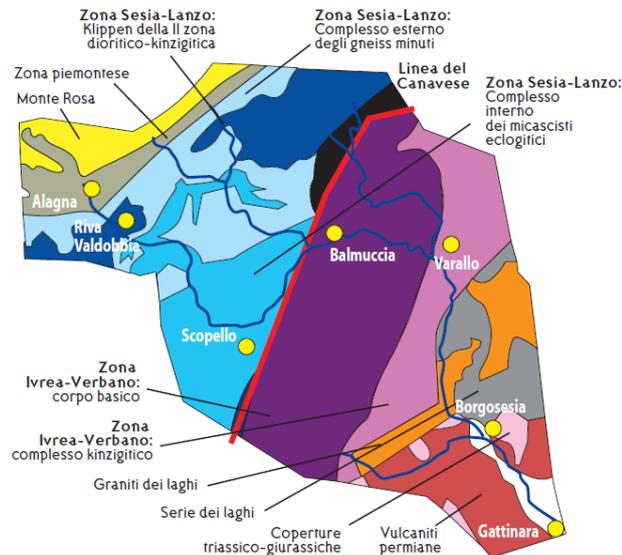


Figura 6-Shema grafico della geologia a Valsesia (“Itinerari geologici in Piemonte”, sito Arpa Piemonte)

In Figura 6 viene schematizzata la geologia a Valsesia. In particolare, l’area oggetto di studio tratta un versante, che culmina con il Corno di Stofful, piuttosto acclive caratterizzato da una evidente parete rocciosa che si sviluppa per un centinaio di metri, all’incirca tra quota 1.500 e 1.600 m s.l.m. Alla base delle pareti si estende una fascia detritica, in parte di origine naturale e in parte legata all’attività estrattiva (di cui si parlerà nel paragrafo 1.3).

Geologicamente siamo nella falda Pennidica superiore del Monte Rosa che inizia in località Merletti con il contatto tettonico tra la Zona Piemontese e la sottostante falda del Monte Rosa, è ben evidente per il contrasto morfologico e di colore della roccia (Figura 6). Le rocce affioranti sono essenzialmente (parascisti) micascisti granatiferi a cloritoide, scisti albitici a due miche e gneiss occhialini. A Merletti era coltivato un corpo lentiforme di gneiss aplitici, in parte milonitici situato al limite tra i parascisti bruni di tetto, visibili sopra la cava, e gli gneiss occhialini, esposti poco a monte.

In Figura 7 vengono mostrate, in particolare, le differenti tipologie di rocce dell’area denominata Cava Merletti (o Cava Mud di Mezzo).

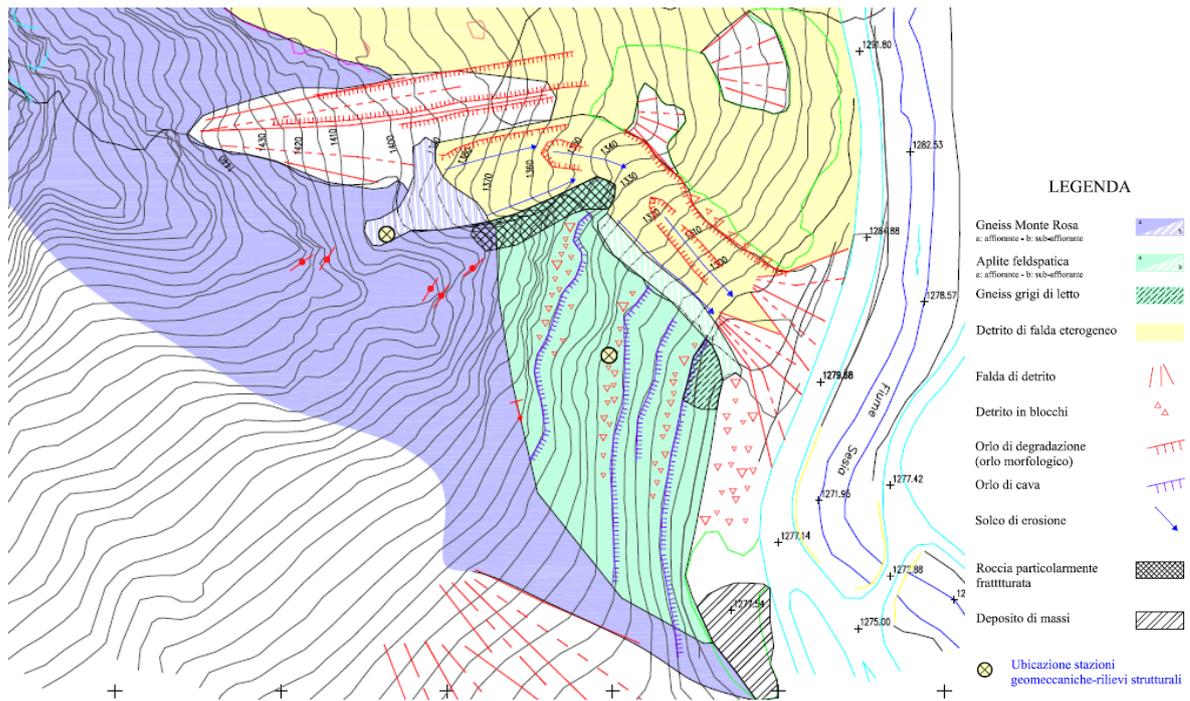


Figura 7-Estratto Carta Geologica Geomorfologica Cava Merletti (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

1.3. COLTIVAZIONI MINERARIE

In alta Valsesia sono presenti significative mineralizzazioni, che in passato hanno reso Alagna un'importante sede estrattiva per l'oro e il rame.

Nella Zona piemontese dei calcescisti con pietre verdi erano coltivate le mineralizzazioni a ferro e rame di Fabbriche (calcopirite e pirite nelle ofioliti), le mineralizzazioni a manganese del Vallone di Otro (in calcescisti e quarziti), le mineralizzazioni a magnetite del Vallone dell'Olen (in serpentiniti). Nell'Unità Monte Rosa sono stati invece ampiamente sfruttati i filoni di quarzo auriferi intrusi negli gneiss occhialini e nei micascisti.

1.3.1. BREVE CENNO SULLE MINIERE PRESENTI NELL'AREA

All'interno del Comune di Alagna Valsesia si trovano due miniere dismesse e abbandonate: Miniera d'oro Kreas e Miniera Mud di Mezzo. Infine, sempre a scopo estrattivo, è presente una vecchia cava denominata Cava Merletti.

In Figura 9 si può notare la relativa posizione delle due miniere e della cava.

In particolare, la Miniera Mud di Mezzo è caratterizzata da una galleria sviluppata su 4 livelli (livello 0-1-2-3), provvista di una rimonta in chiocciola, che ha lo scopo collegare i livelli 1-2-3. Si anticipa che, nel livello 1 della galleria è presente una frattura (denominata Frattura Galleria). Tale frattura verrà studiata ed analizzata nel capitolo 4.

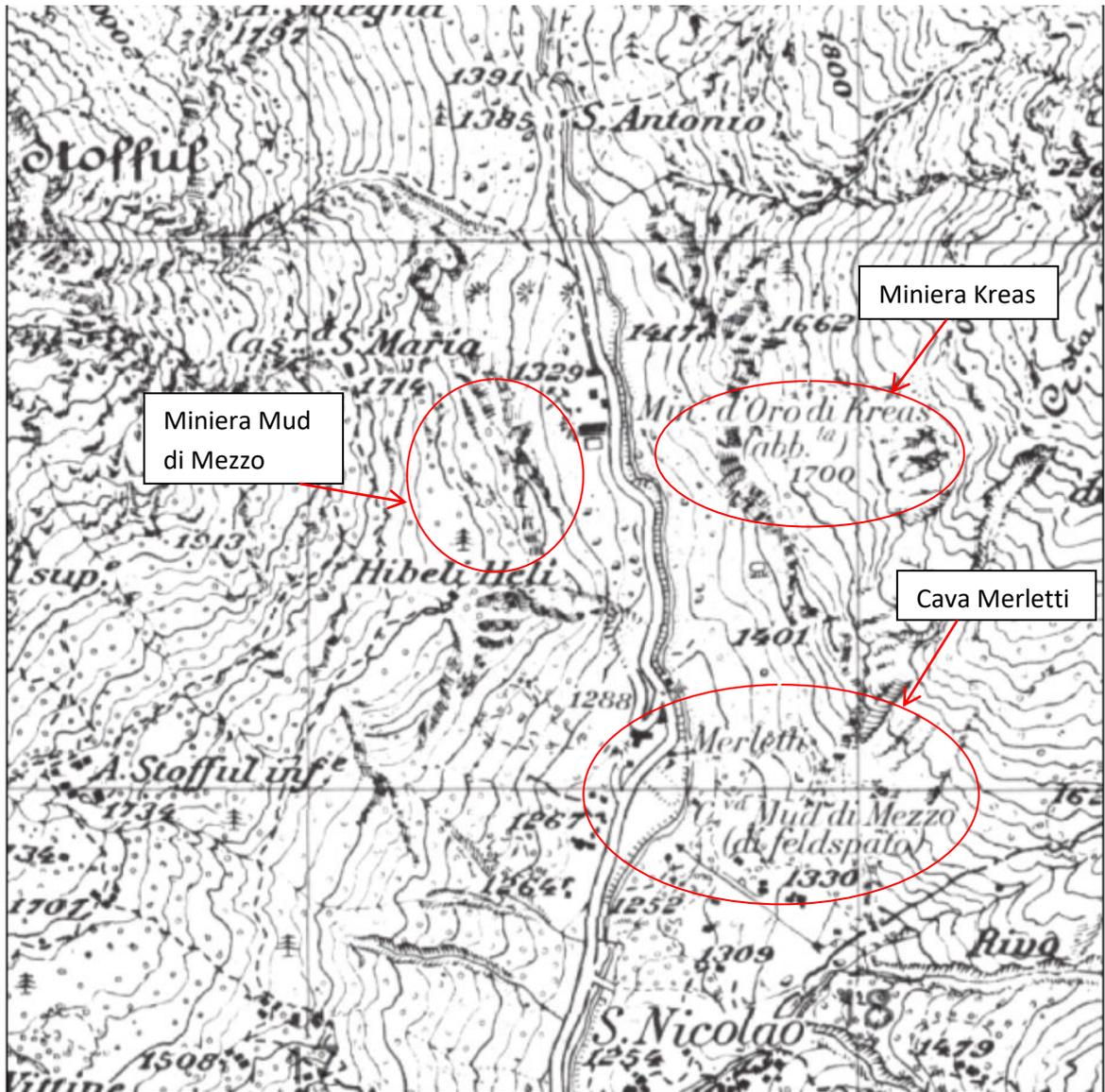


Figura 8- Estratto tavoletta IGM: indicazione delle miniere di Kreas, Mud di Mezzo e cava Merletti (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Nel sito in esame, l'attività estrattiva ha interessato un corpo di gneiss aplitici, coltivati per il feldspato (Concessione Mineraria per feldspati ed associati denominata "Mud di Mezzo" sita in localita' Merletti - Kreas nel territorio del Comune di Alagna Valsesia (VC) – società concessionarie: Veneta Mineraria S.p.A., Veneta Mineraria Kreas S.r.l. - concessione mineraria scaduta l'11 luglio 2019). L'attività estrattiva veniva eseguita in due zone denominate: Cava Merletti (o Cava Mud di Mezzo) e Miniera Mud di Mezzo.

Attualmente il giacimento minerario, costituito da feldspati ed associati per usi industriali ancora presente e non esaurito, può essere oggetto di una nuova concessione.

1.4. VINCOLI PRESENTI

Nel PRGC di Alagna l'area è considerata nelle classi 3a e 3a.1 per le condizioni geologico Morfologiche sfavorevoli; mentre l'ambito dei fabbricati della miniera d'oro abbandonata di Kreas ricadono in 3b.3 (Figura 9). La definizione delle classi di pericolosità viene riportata in Figura 9.

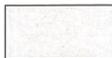
CLASSE		PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA
2		<i>Porzioni di territorio in cui le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione di accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al Decreto 14.1.2008 e realizzabili nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante.</i>
		<i>Porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischio, derivanti questi ultimi dalla urbanizzazione dell'area, sono tali da impedire l'utilizzo qualora inedificate, richiedendo, viceversa, la previsione di interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente.</i>
3	3a 	<i>Porzioni di territorio generalmente inedificate o interessate da edifici isolati in cui sussistono condizioni geomorfologiche o idrologiche tali da renderle inidonee a nuovi insediamenti.</i>
	3a.1 	<i>Aree con condizioni fisiche molto sfavorevoli legate alle precarie condizioni di stabilità dei versanti e all'azione diretta dei corsi d'acqua.</i>
	3b	<i>Porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale di carattere pubblico a tutela del patrimonio urbanistico esistente. In assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico</i>
	3b.2 	<i>A seguito dell'esecuzione delle opere di riassetto sarà possibile la realizzazione di nuove edificazioni, ampliamenti o completamenti.</i>
	3b.3 	<i>A seguito dell'esecuzione delle opere di riassetto sarà possibile solo un modesto incremento del carico antropico. Da escludersi nuove unità abitative o completamenti.</i>
	3b.4 	<i>Anche a seguito dell'esecuzione delle opere di riassetto, non sarà possibile alcun incremento del carico antropico.</i>
3 indifferenziata 	<i>Porzioni di territorio caratterizzate da ridotta o assente urbanizzazione (isola amministrativa) e da condizioni morfologiche tali da determinare un'elevata propensione al dissesto, in relazione all'attività dei versanti o dei corsi d'acqua. All'interno di tali aree le indagini geologiche di dettaglio, necessarie ad identificare eventuali situazioni locali meno pericolose, potenzialmente attribuibili a classi meno condizionanti (classe 2 o classe 3b) possono essere rinviate a future varianti di piano.</i>	

Figura 9-Classi di pericolosità geomorfologica e idoneità all'utilizzazione urbanistica (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

L'area è caratterizzata da un'intensa propensione al dissesto (Figura 10); si elencano di seguito i dissesti da PRGC vigente:

- Frana attiva, denominata FA1;
- Valanga a rischio elevato, denominata Ve-35;
- Valanga a rischio elevato, denominata Ve-36;
- Conoide attivo a rischio medio – moderato, denominato CA.

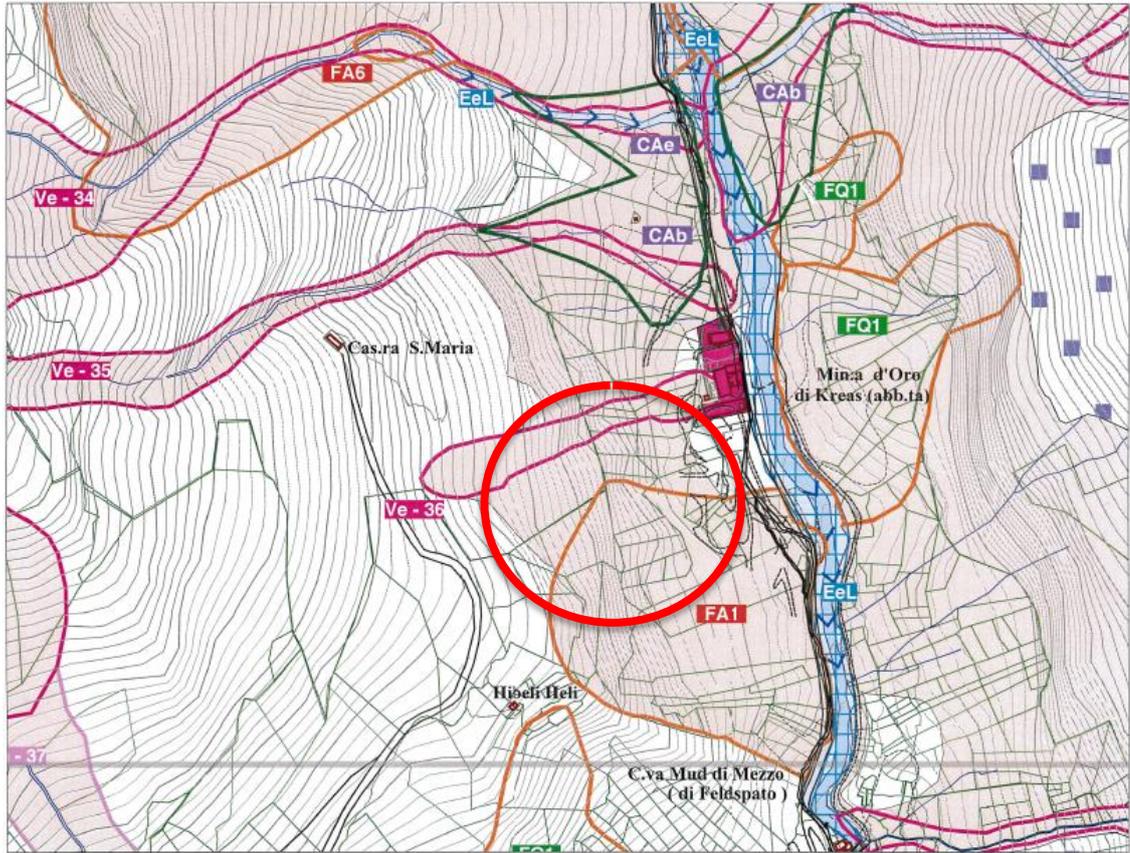


Figura 10-Estratto carta geomorfologica e dei dissesti del PRGC (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

1.5. EVENTI ALLUVIONALI E FENOMENI FRANOSI IN VALSESIA

Da un'analisi dei dati storici relativi a dissesti nel bacino del Sesia si rileva che i periodi più pericolosi, per il verificarsi di eventi estremi, corrispondono a quelli tardo estivi ed autunnali. Luglio ed agosto sono caratterizzati da precipitazioni a carattere temporalesco che, anche se di breve durata e su aree relativamente ristrette, sono di forte intensità e possono quindi dare origine a processi torrentizi violenti e a frane superficiali. In autunno invece i mesi a maggior rischio risultano essere settembre e ottobre, per il manifestarsi di precipitazioni prolungate legate a perturbazioni originate da correnti sudoccidentali, che coinvolgono settori ampi di territorio e possono mettere in crisi tutta la rete idrografica e attivare fenomeni franosi importanti.

Nella Figura 11 viene indicato l'andamento medio della distribuzione alluvionale a Valsesia nel XX secolo. Mentre nel seguito verrà illustrato, in modo più esaustivo, l'andamento delle precipitazioni nell'area oggetto di studio negli ultimi anni.

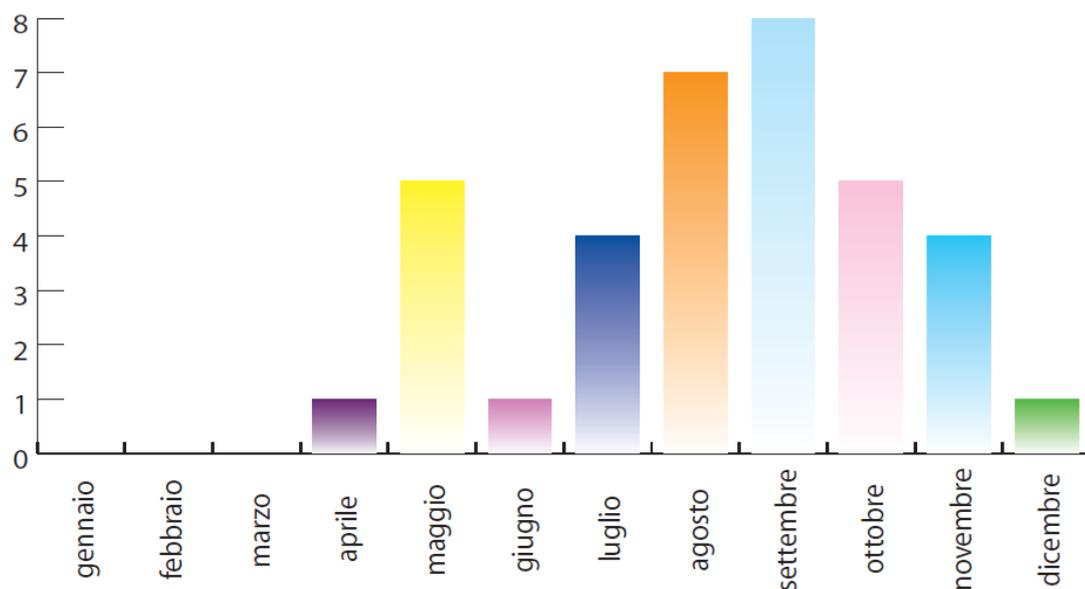


Figura 11-Distribuzione mensile degli eventi alluvionali nel bacino del Fiume Sesia nel XX secolo (“Itinerari geologici in Piemonte, sito Arpa Piemonte)

La Valsesia, a causa delle avverse condizioni climatiche e della morfologia caratterizzata dalla diffusione di zone acclivi, è soggetta periodicamente a fenomeni di instabilità quali frane da crollo e/o da ribaltamento. Seguono i fenomeni franosi per colamento rapido anche a causa della saturazione e successiva fluidificazione della copertura superficiale (Figura 12).

Entrambe le tipologie sono frane di modeste dimensioni caratterizzate da estrema rapidità che generalmente si innescano durante eventi di pioggia di forte intensità.

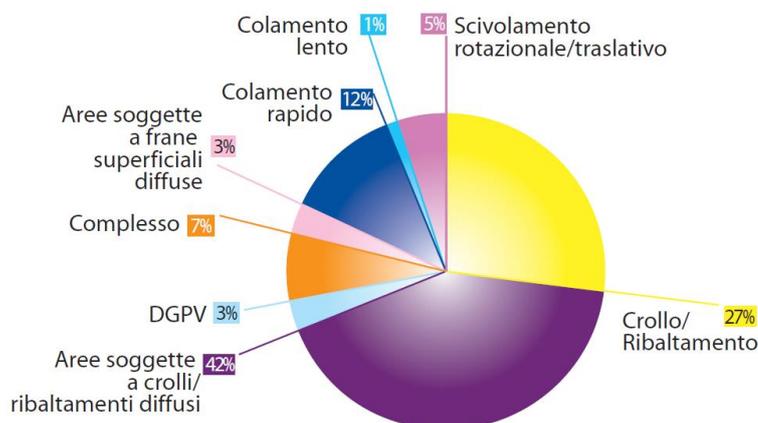


Figura 12- Percentuale di tipologie di frana in Valsesia (“Itinerari geologici in Piemonte, sito Arpa Piemonte)

Dalla Figura 12 si può notare come il fenomeno più frequente sia il crollo/ribaltamento sia locale che diffuso (42%+27%=69% degli eventi di instabilità).

Si può affermare che la zona in questione sia stata periodicamente soggetta ad eventi alluvionali anche di grave entità. Da un’analisi storica relativa ai dissesti nel bacino del Sesia si rileva che i periodi in cui avvengono fenomeni di instabilità sono concentrati in estate ed autunno. Luglio ed Agosto sono mesi con un elevato tasso di precipitazione, anche di breve durata ma con forte intensità che possono dare origine a processi torrentizi e frane superficiali.

1.5.1. FRANE DA CROLLO NEL SITO DI KREAS

Con particolare riferimento al sito in esame, nel Giugno 1998 e nel Marzo 2016 si sono registrati dei crolli in roccia di notevole entità nella località Merletti Sup.-Kreas (Figure 2-3-4-5), ad ovest del fiume Sesia. Le cause scatenanti dei fenomeni d'instabilità sono state la presenza di acqua all'interno delle discontinuità che ha esercitato delle pressioni non trascurabili e/o i continui cicli di gelo-disgelo che hanno incrementato la probabilità di distacco dei blocchi in roccia. A ciò si aggiungono anche le cause predisponenti come l'acclività del versante e la bassa qualità dell'ammasso roccioso (che come vedremo nel capitolo 2, ha un GSI=53).

In Tabella 1 vengono indicate gli eventi franosi che hanno investito l'area.

Tabella 1-Eventi franosi avvenuti nel comune di Valsesia (VC)

EVENTI FRANOSI			
DATA	VOLUME COINVOLTO[m3]	AREA COINVOLTA[m2]	note
1998	>100000	3500	Il corpo di frana si è riversato sulla viabilità comunale, occupandola per circa 130 m e raggiungendo poi il sottostante fiume Sesia.
2005	4000	-	Caduta di massi di grandi dimensioni, delle vere e proprie porzioni di montagna
2016	100680	2900	L'evento franoso ha coinvolto la porzione rimasta instabile dall'evento del giugno 1998. Il dissesto ha avuto un'evoluzione rapidissima e estremamente caotica, con scontri di massi e deviazioni di traiettorie di caduta. Solo un masso ha oltrepassato la strada e raggiunto il fiume Sesia.

DESCRIZIONE EVENTO 1998

La frana del giugno 1998 ha coinvolto la porzione più esposta delle pareti soprastanti l'area di miniera. L'area planimetrica stimata, coinvolta nel crollo 1998, è di circa 3.500 m². Il corpo di frana si è quindi riversato sulla viabilità comunale, occupandola per circa 130 m e raggiungendo poi il sottostante fiume Sesia.

La Figura 13 mostra il confronto tra il limite dell'espansione del corpo di frana del 1998 (linea blu) e quello del 2016 (linea azzurra). Mentre l'area tratteggiata in blu rappresenta la porzione di pendio franato nel 1998 e in verde nel 2016.

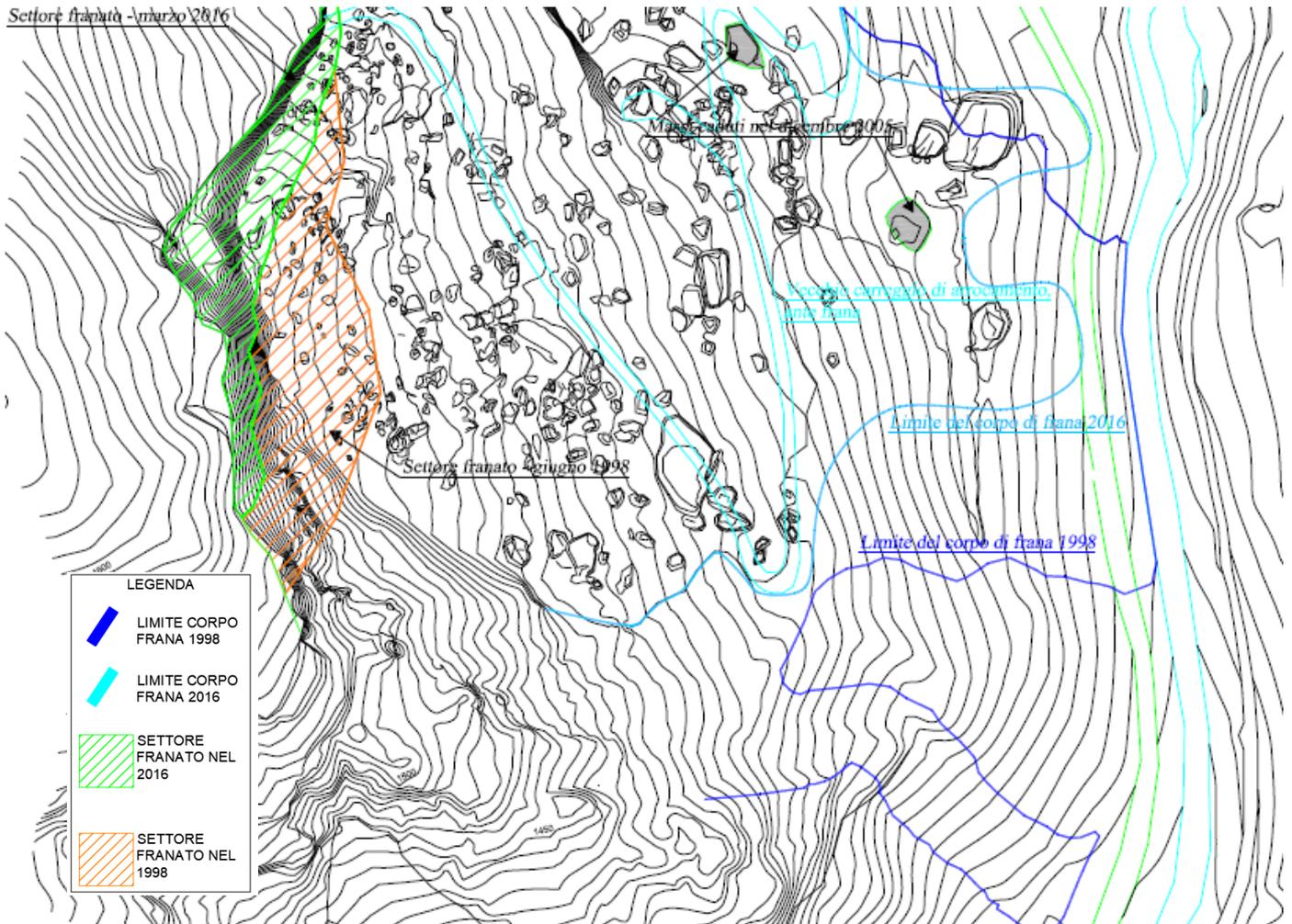


Figura 13-Settori franati e limite di arresto frane 1998 e 2016 (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

È utile osservare come una porzione del corpo di frana si sia estesa oltre la dorsale che delimita Kreas da Merletti Sup.re, raggiungendo la base del versante denominato “Vecchia Cava”.

L’evento franoso del 1998 lasciava un’estesa porzione aggettante caratterizzata da importanti fratture aperte e beanti, ben visibili sull’ampio, neo formato, ciglio di monte. La nomenclatura, la posizione e lo sviluppo bidimensionale di tali fratture viene mostrato nella Figura 14.

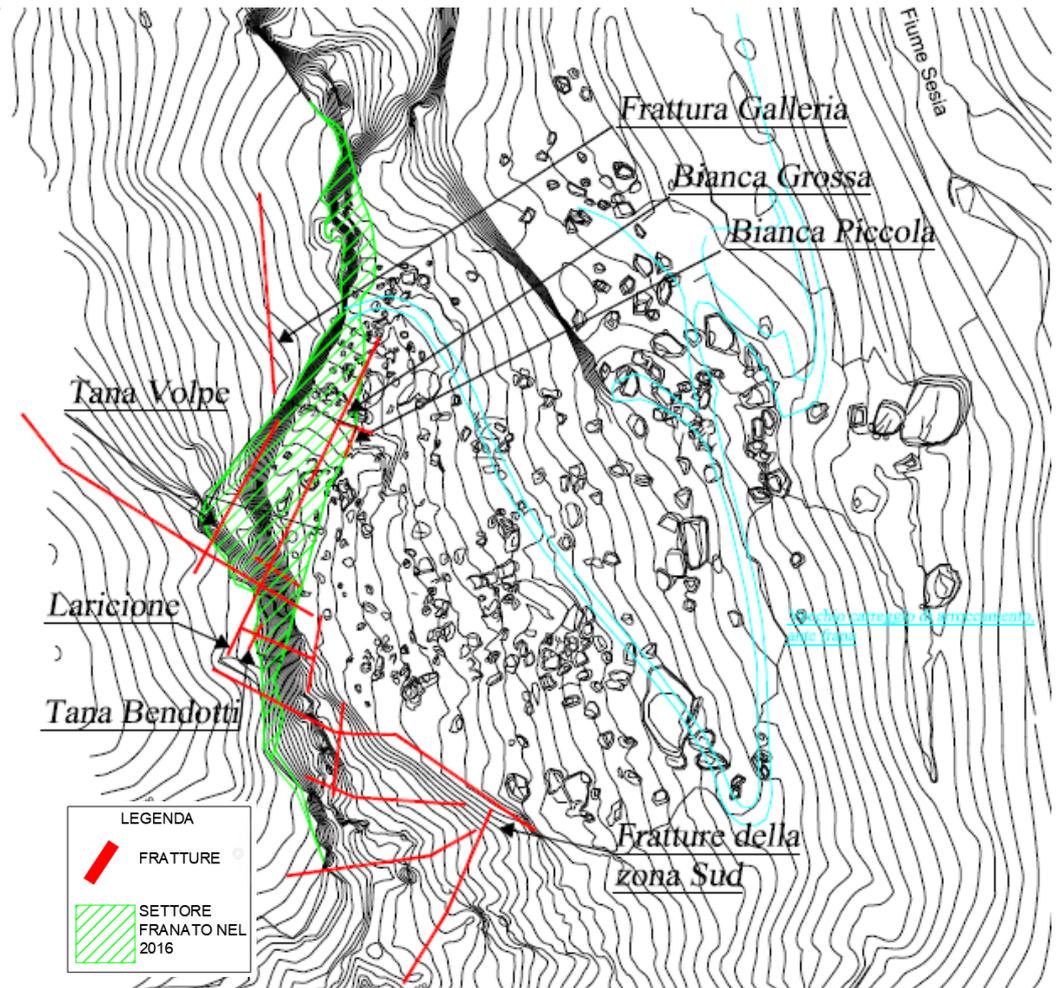


Figura 14-Principali Fratture in seguito all'evento del 1998 (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Tali fratture sono state costantemente monitorate dai Tecnici della società concessionaria Veneta Mineraria S.p.A. , all'epoca gestori della Concessione Mineraria "Mud di Mezzo".

DESCRIZIONE EVENTO 2016

L'evento del marzo del 2016 ha ulteriormente arretrato il fronte delle pareti, per un'area planimetrica stimata di circa 2.900 m², come si può notare nella Figura 13-14 (area tratteggiata in verde) e Fig.15-16.



Figura 15-Immagine 2D Google Earth-Frana 2016



Figura 16- Immagine 3D Google Earth-Frana 2016

L'evento franoso ha coinvolto la porzione rimasta instabile dall'evento del giugno 1998. La frana ha coinvolto volumi ingentissimi, superiori a 100.000 m^3 "in banco". L'areale di espansione del corpo di frana è di circa 44.000 m^2 .

Il dissesto ha avuto, con buona probabilità, un'evoluzione rapidissima e estremamente caotica, con scontri di massi e deviazioni di traiettorie di caduta. Alcuni "massi" sono vere e proprie "porzioni di montagna" aventi volumi enormi.

Nella Figura 17 si evidenziano i massi caduti nel 2016 (M1-M2-M3-M4-M5-M6) e i massi caduti nel 2005 (massi in colore grigio). Nella stessa immagine si può anche notare il limite estremo del corpo frana dell'evento del 2016, in colore azzurro.

Nell'aprile del 2018, una zona abbastanza contenuta (comunque di un'entità non equiparabile con il crollo del 2016) è crollata causando la caduta di massi di particolare importanza; il suddetto settore crollato è visibile nella Figura 17 (polilinea tratteggiata in colore verde).

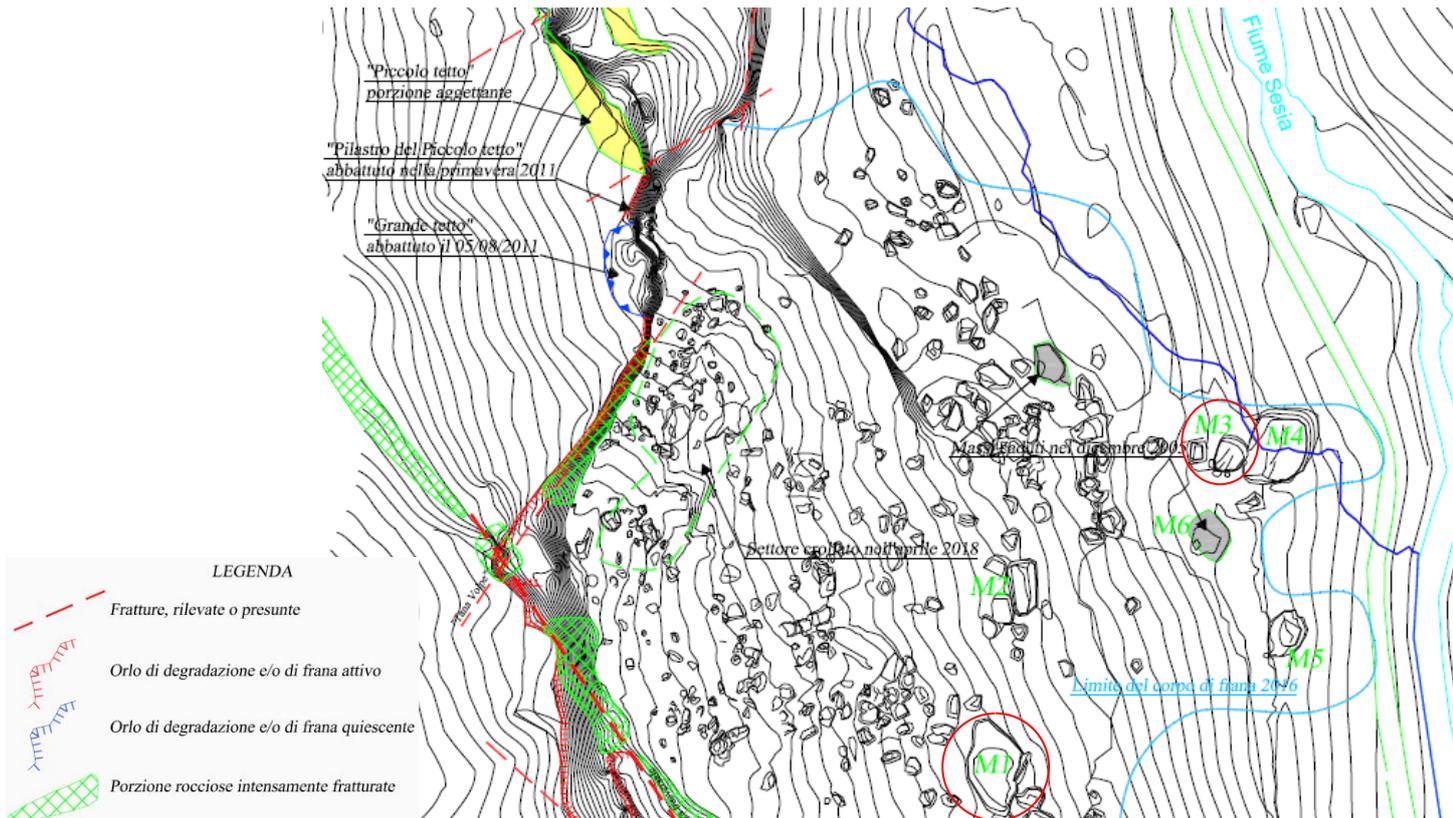


Figura 17-Limite corpo frana 2016 (colore azzurro) - Settore crollato nel 2018 - posizione massi caduti nel 2005(colore grigio) e 2016 (M1-M2-M3-M4-M5-M6) (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Per avere un ordine di grandezza dell'entità dei massi caduti, vengono indicati di seguito il volume e la massa del masso 1 e del masso 3 (volume e massa max e min, evidenziati in Figura 18).

$$V_{M1}=988,83 \text{ m}^3 \quad m_{M1}=2620,39\text{t}$$

$$V_{M3}=315,9 \text{ m}^3 \quad m_{M3}=837,14\text{t}$$

La Figura 18 evidenzia l'unico masso che oltrepassato la strada comunale e raggiunto il Fiume Sesia.



Figura 18-Masso sul fiume Sesia (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

La Figura 19 evidenzia la vicinanza della zona di arrivo dei massi con la strada comunale.



Figura 19-Immagine Google Earth-zona di arrivo dei massi

Le grandi fratture monitorate denominate: Bianca Piccola, Bianca Grossa, Tana Bendotti e Laricione, sono crollate con l'evento 2016 (Figura 14). Il nuovo ciglio, della porzione di versante coinvolto dalla frana, corrisponde circa alla frattura monitorata più interna, denominata Tana Volpe (Figura 17).

Per una più esaustiva comprensione dell'area franata nel 2016, in Figura 20 viene rappresentata una planimetria con l'indicazione dell'ubicazione e descrizione delle sezioni e in Figura 21 e 22 viene indicata la sovrapposizione delle sezione del 1998 (in blu) e 2019 (in verde) realizzate dall'Ing.Viazzo. Si noti come, sempre in Figura 20, viene indicato il cuore dell'area franata, la coda del crollo e l'area disgiunta nell'agosto del 2011 (denominata Grande Tetto).

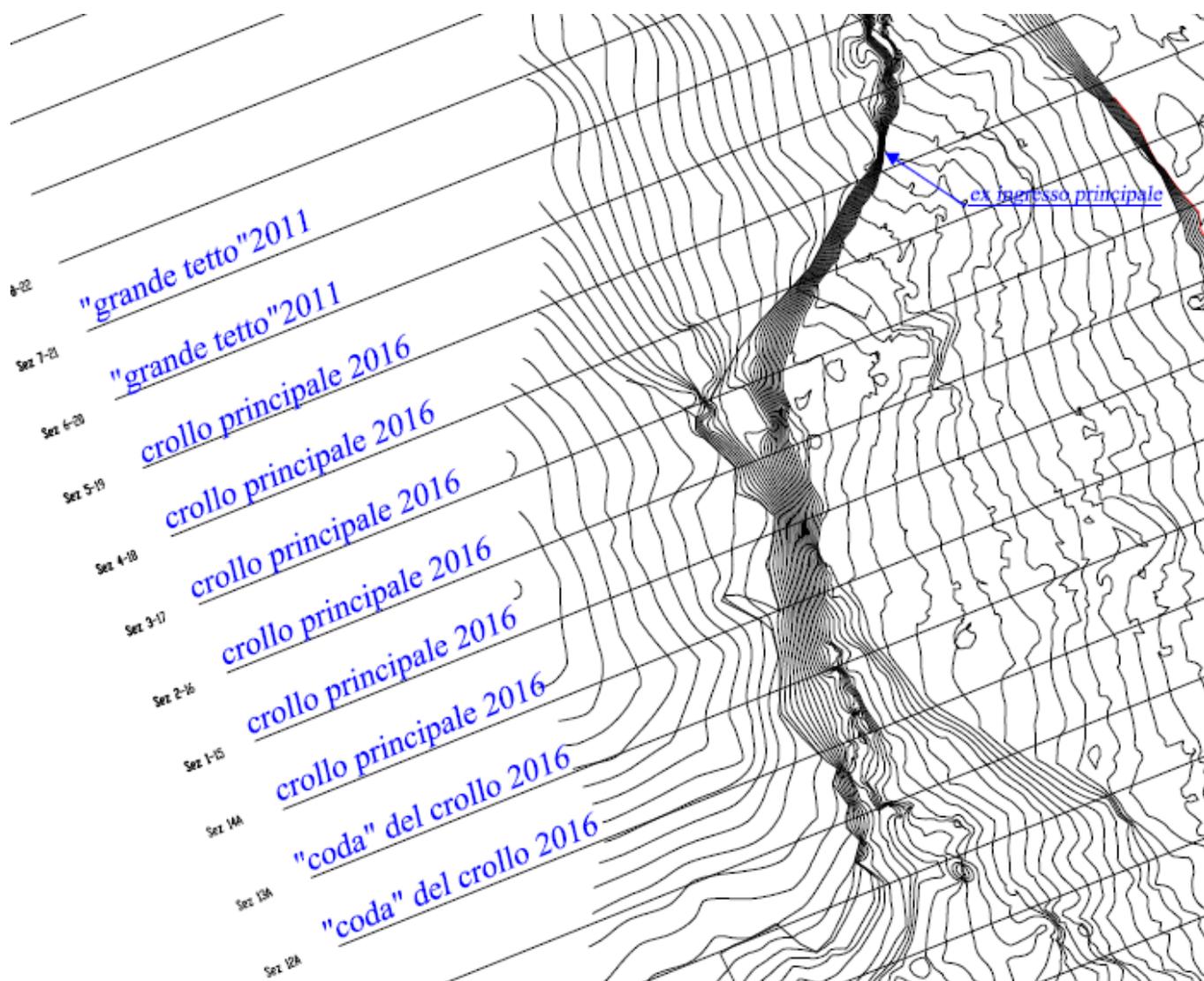


Figura 20- Ubicazioni delle sezioni 1998 e 2019 con descrizione (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

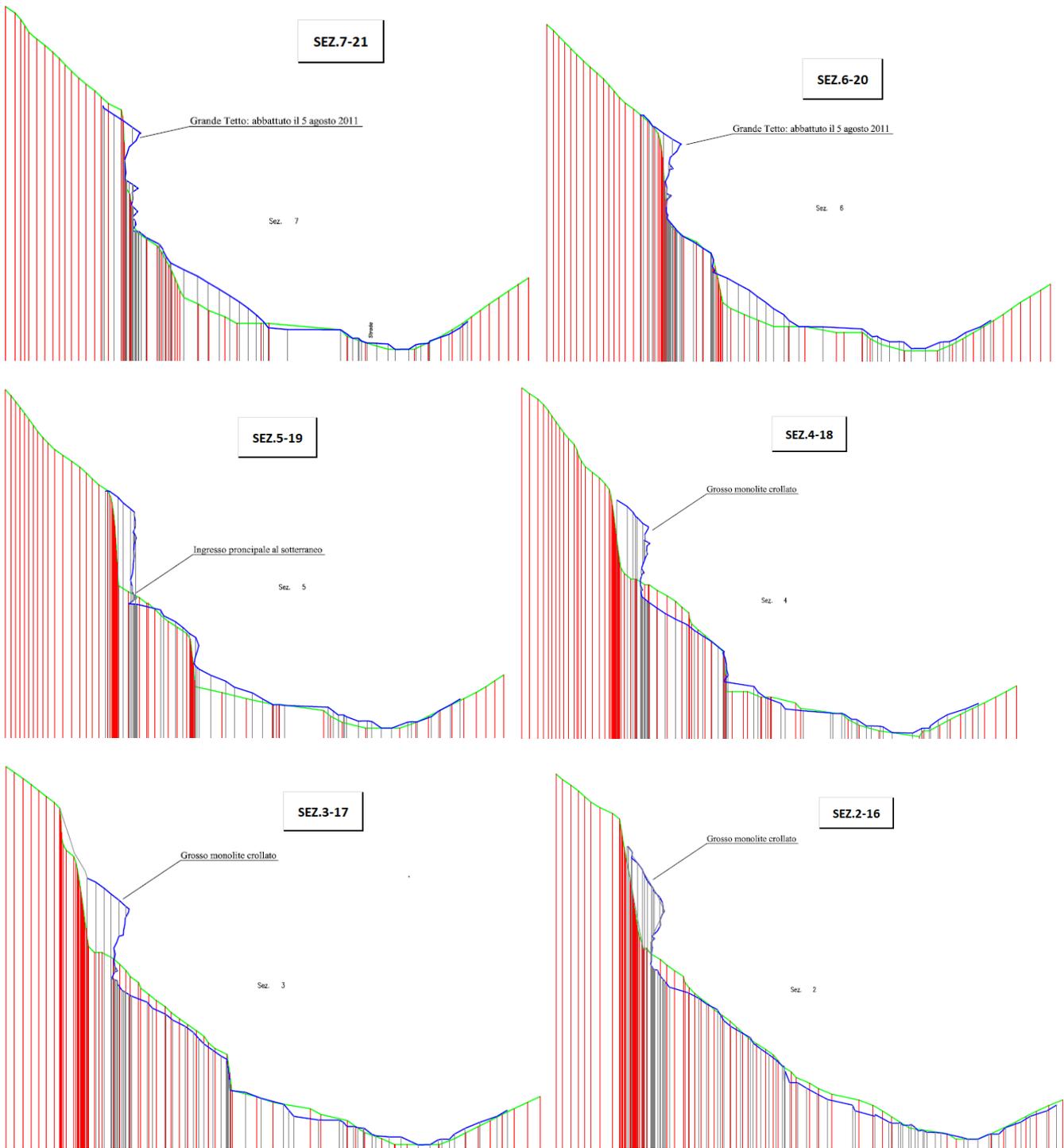


Figura 21-Sovrapposizione tra sezioni Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

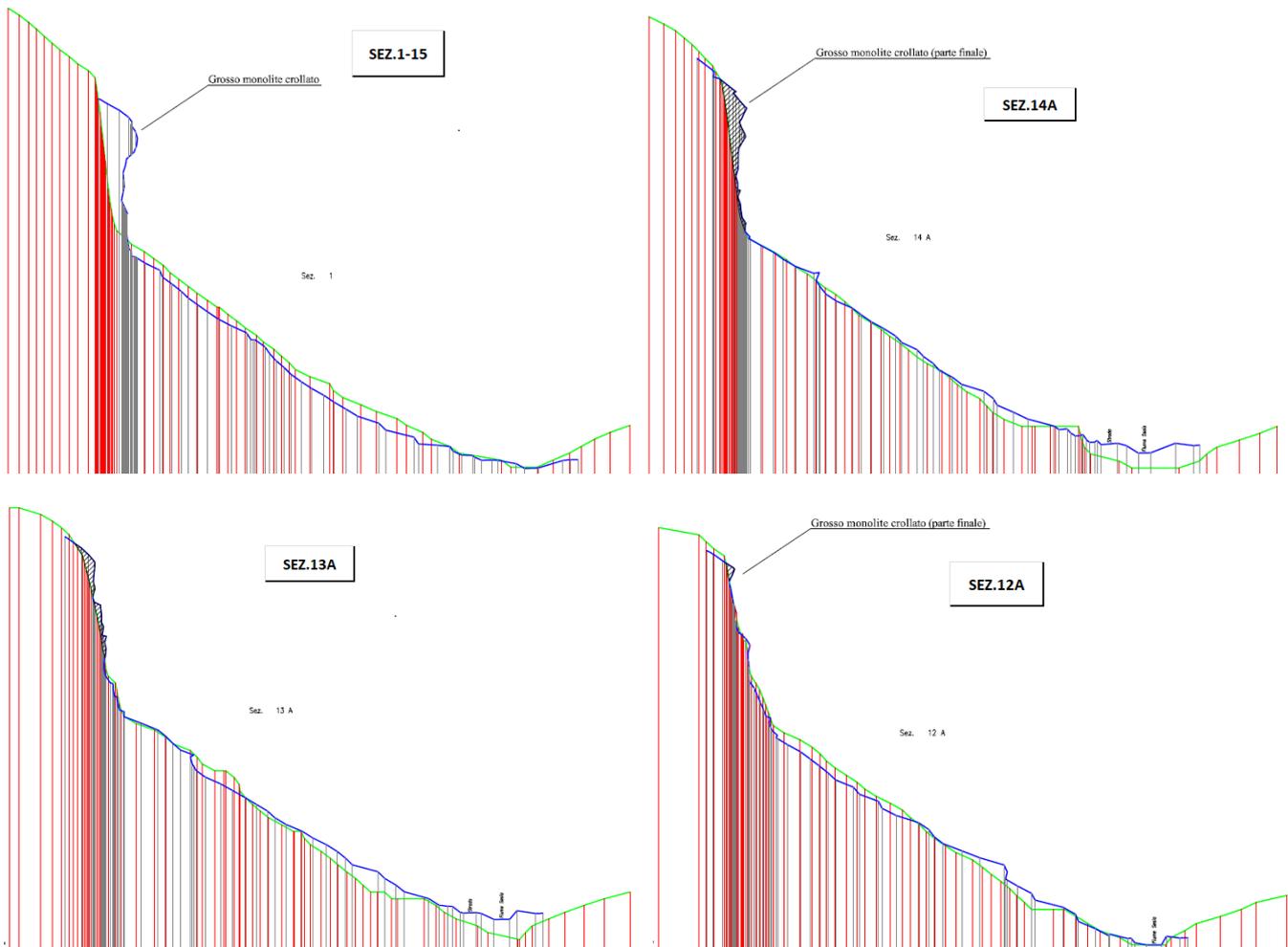


Figura 22- Sovrapposizione tra sezioni Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Come si osserva nella Figura 20, il crollo principale è avvenuto tra le sezioni 14A e 5-19, ove è collassata la porzione aggettante, lasciata in essere dall'evento giugno 1998. Tra le sezioni 12A e 13A abbiamo invece "la coda" dell'evento 2016.

Si osservi che tra le sezioni 6-20 e 7-21 era presente una porzione rocciosa instabile, molto aggettante, denominata "Grande Tetto" e abbattuta con l'utilizzo di esplosivo il 5 agosto 2011.

Infine, in Figura 23 viene riportato lo stato di fatto dell'area oggetto di studio dopo l'evento franoso del 2016.



Figura 23-Stato di fatto dopo l'evento del 2016(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

1.5.2. STATO DEI LUOGHI: RILIEVO DRONE ED ELICOTTERO

Nell'area oggetto di studio sono state eseguite, dallo studio Viazzo, delle indagini aeree tramite drone ed elicottero, per avere una più esaustiva rappresentazione dell'area oggetto di studio e avere più informazioni riguardo la morfologia della parete rocciosa dopo la frana del 2016.

Come verrà mostrato nei fotogrammi di figura 25-26-27-30-31, la parete post frana 2016 ha lasciato numerose porzioni del versante con blocchi rocciosi aggettanti. Questa parete dovrà essere costantemente monitorata e studiata per prevedere un futuro evento franoso e definire quindi il grado di sicurezza dello stesso allo stato attuale.

Nella Figura 24 viene indicata la relativa posizione delle prese fotogrammetriche con drone ed elicottero.

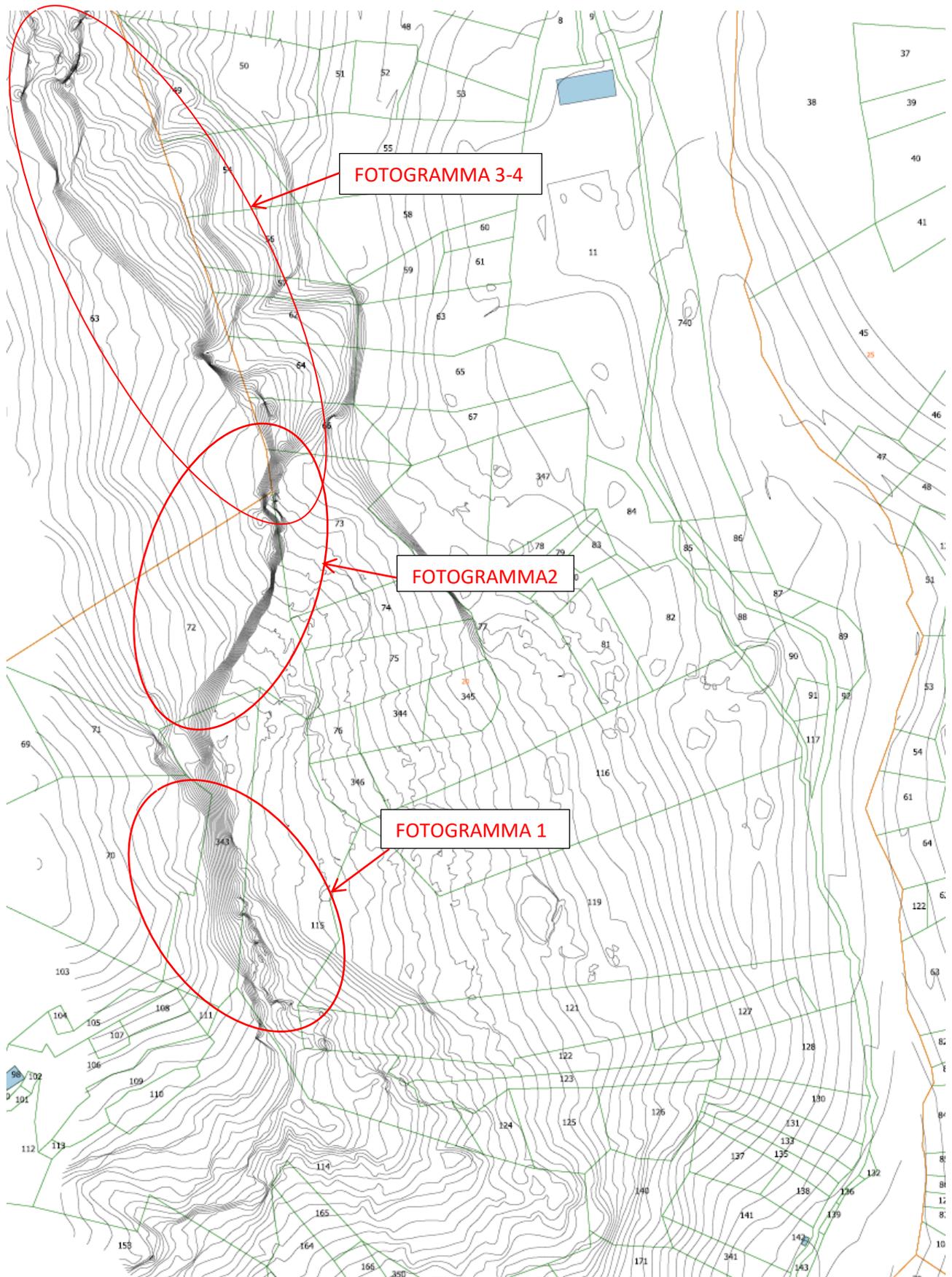


Figura 24-Estratto della "Planimetria Catastale di Riferimento Regionale" della Regione Piemonte con indicazione della posizione delle prese fotogrammetriche (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Nei fotogrammi riportati nelle Figure 25-26-27-30-31, vengono indicate le zone (polilinee tratteggiate) più critiche post frana 2016. Tali zone verranno nel seguito brevemente descritte per una più esaustiva comprensione.

FOTOGRAMMA 1 - DRONE



Figura 25-Fotogramma 1-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

In Figura 25 vengono indicate le pareti della zona Sud: esse risultano solo parzialmente coinvolte nel crollo del 2016: permangono numerose porzioni instabili, che andranno il più possibile disaggiate e poi monitorate.

Verranno evidenziati i punti saliente del fotogramma 1 nella breve descrizione sottostante.

Porzioni critiche rilevate nel Fotogramma 1-Drone (Figura 25):

-“I II III IV ”: settori solo parzialmente coinvolti dal crollo del marzo 2016, caratterizzati da roccia intensamente fratturata e/o porzioni aggettanti;

- “V”: porzioni aggettanti residui del crollo di “Tana Volpe” (visibili anche nel fotogramma 2);
- “VI”: porzione caratterizzata da un caotico accastellamento di massi;
- “VII”: ciglio verso Sud della parete in evoluzione. In riferimento alle indagini fotografiche svolte dopo l’evento del 1998, sembra che questa nicchia di distacco sia pressoché invariata dopo il crollo del 1998.

FOTOGRAMMA 1 - ELICOTTERO

Fotogramma 1 - elicottero, aprile 2019

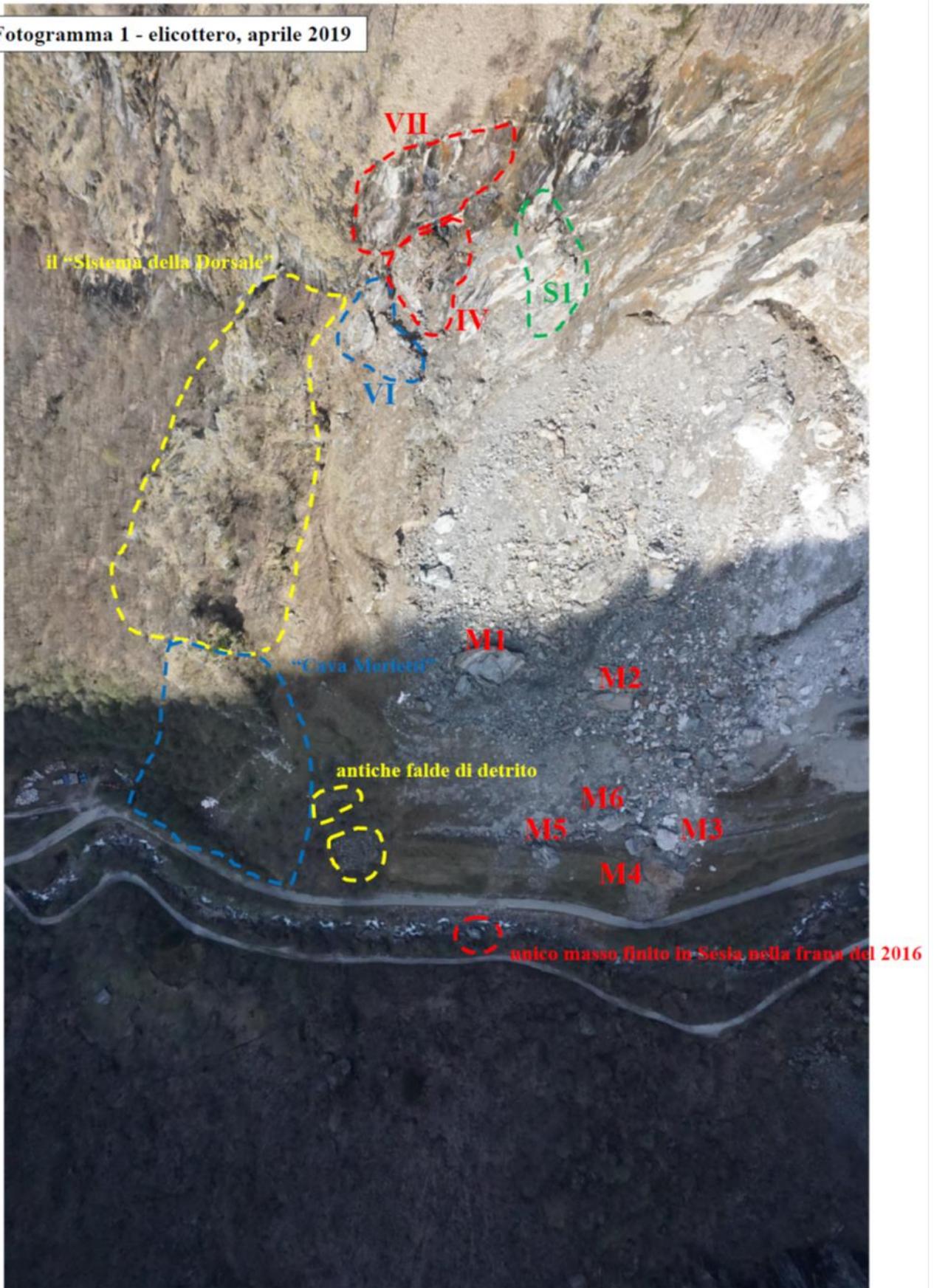


Figura 26-Fotogramma 1-Elicottero(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Porzioni critiche rilevate nel Fotogramma 1-Elicottero (in Figura 26):

“S1”: porzione instabile delle pareti Sud, da disgiungere (compatibilmente con la sicurezza degli operatori) e/o da monitorare

Sono evidenti i settori “IV” “VI” ed già in precedenza descritti. È inoltre evidente il “sistema della dorsale” e la “Cava Merletti”. Si vedono inoltre i grandi monoliti caduti con la frana del 2016 (nel prossimo capitolo verrà descritta la “stima dei volumi del crollo 2016”).

FOTOGRAMMA 2 - DRONE

Fotogramma 2 - drone, ottobre 2019

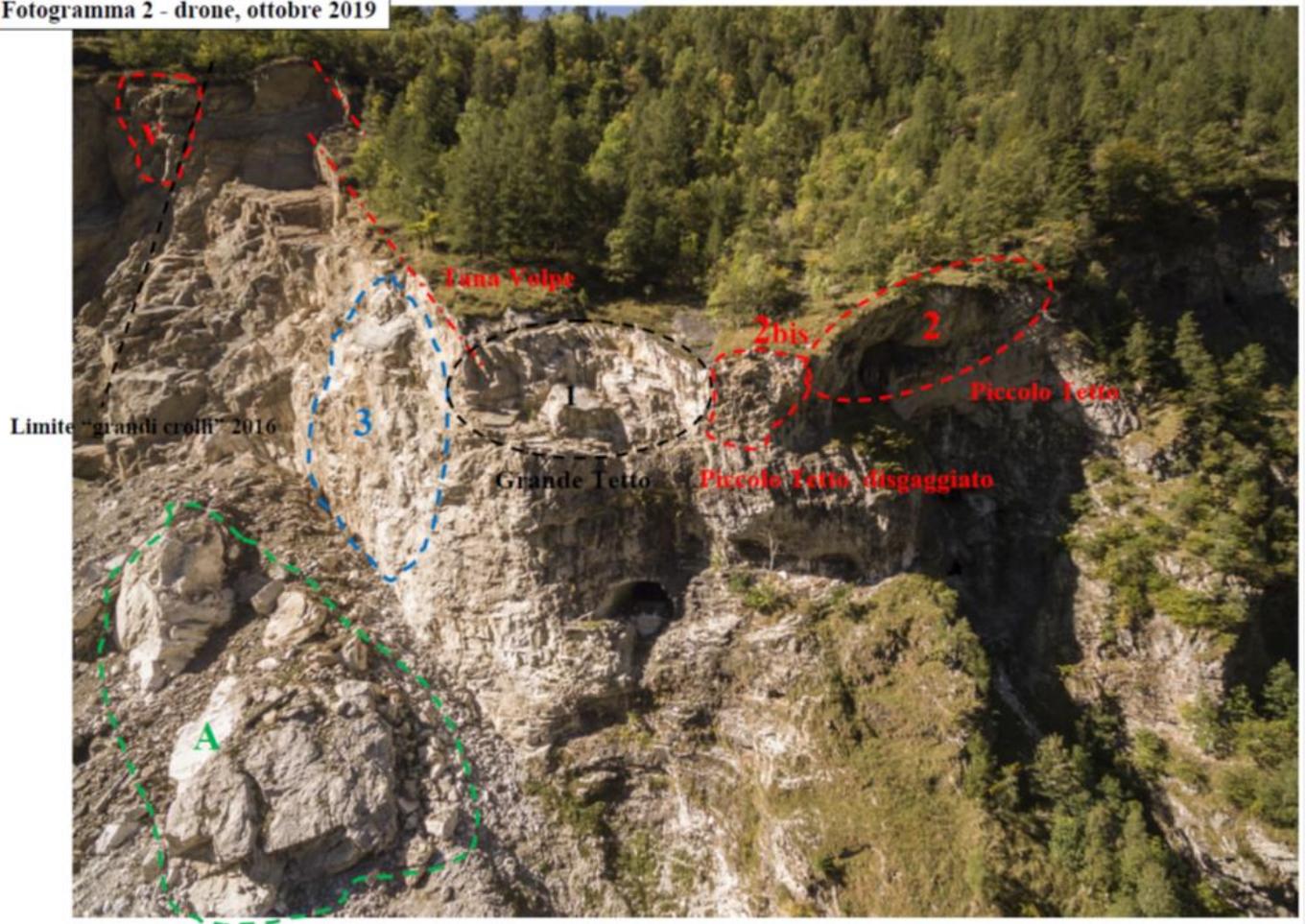


Figura 27-Fotogramma 2-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

In Figura 27 viene rappresentata la parete della zona centrale dell'area interessata dal crollo del 2016 (come viene anche indicato in Figura 20 e 24). Verranno evidenziati i punti saliente del fotogramma 2 nella breve descrizione sottostante.

Porzioni critiche rilevate nel Fotogramma 2-Drone (in Figura27):

-“1”: ex Grande Tetto, abbattuto nell'agosto 2011;

-“2”: porzione aggettante denominata “Piccolo Tetto”. Potenzialmente in grado di generare crolli significativi.

-“3”: esteso “pilone” residuo del crollo dell’aprile 2018;

-“V”: porzioni aggettanti residui del crollo di “Tana Volpe” (visibili anche in fotogramma 1)

-“A”: corpo di frana instabile dal crollo aprile 2018.

Nella Figura 28, nell’area tratteggiata in colore azzurro, viene indicata la zona di “arrivo” della frattura “Tana Volpe” e le porzioni aggettanti del settore “V”. Questa rappresentazione fotografica individua la porzione aggettante che sarà studiata nel dettaglio nel prossimo capitolo.



Figura 28-Individuazione della zona di arrivo della Frattura Tana Volpe e delle porzioni aggettanti del settore “V” (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Nella Figura 29 viene rappresentata la Frattura “Tana Volpe” (con tratteggio in colore rosso) e il corpo di frana aprile 2018 (con tratteggio in colore azzurro).



Figura 29-Frattura Tana Volpe e dislocazione del corpo frana del 2018(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

FOTOGRAMMA 3 - DRONE



Figura 30-Fotogramma 3-Drone(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

In Figura 30 vengono rappresentate solo una parte delle pareti della zona nord, che si estendono dall'ex "Grande Tetto" (abbattuto il 5 agosto 2011) fino a poco prima del rio noto come "Canalone Santa Maria" (l'area delle pareti della zona nord vengono anche mostrate in Figura 20 e 24).

Le pareti non sono state direttamente coinvolte nei crolli del 2016, tuttavia sono presenti numerosi settori aggettanti e porzioni rocciose intensamente fratturate che possono, potenzialmente, generare frane di crollo di volumetria importante, oltre che la caduta, periodica, di singoli massi. Il sistema di fratture generale è molto persistente e presente alla grande scala.

Porzioni critiche rilevate nel Fotogramma 3-Drone (in Figura 30):

- "2": porzione aggettante denominata "Piccolo Tetto";

- "4": porzione aggettante in corrispondenza del ciglio di scarpata, anch'essa in grado di generare caduta di singoli blocchi e crolli in massa;

-“5”: speroni rocciosi, particolarmente fratturati sul lato Nord (non visibile in questo fotogramma)

-“6”: porzione instabile denominata “fratture della zona Nord”, già oggetto di crolli in passato, monitorato dalla Società incaricata per l'estrazione dei minerali “Veneta Mineraria”.

FOTOGRAMMA 4 - ELICOTTERO

Fotogramma 4 - elicottero, aprile 2019

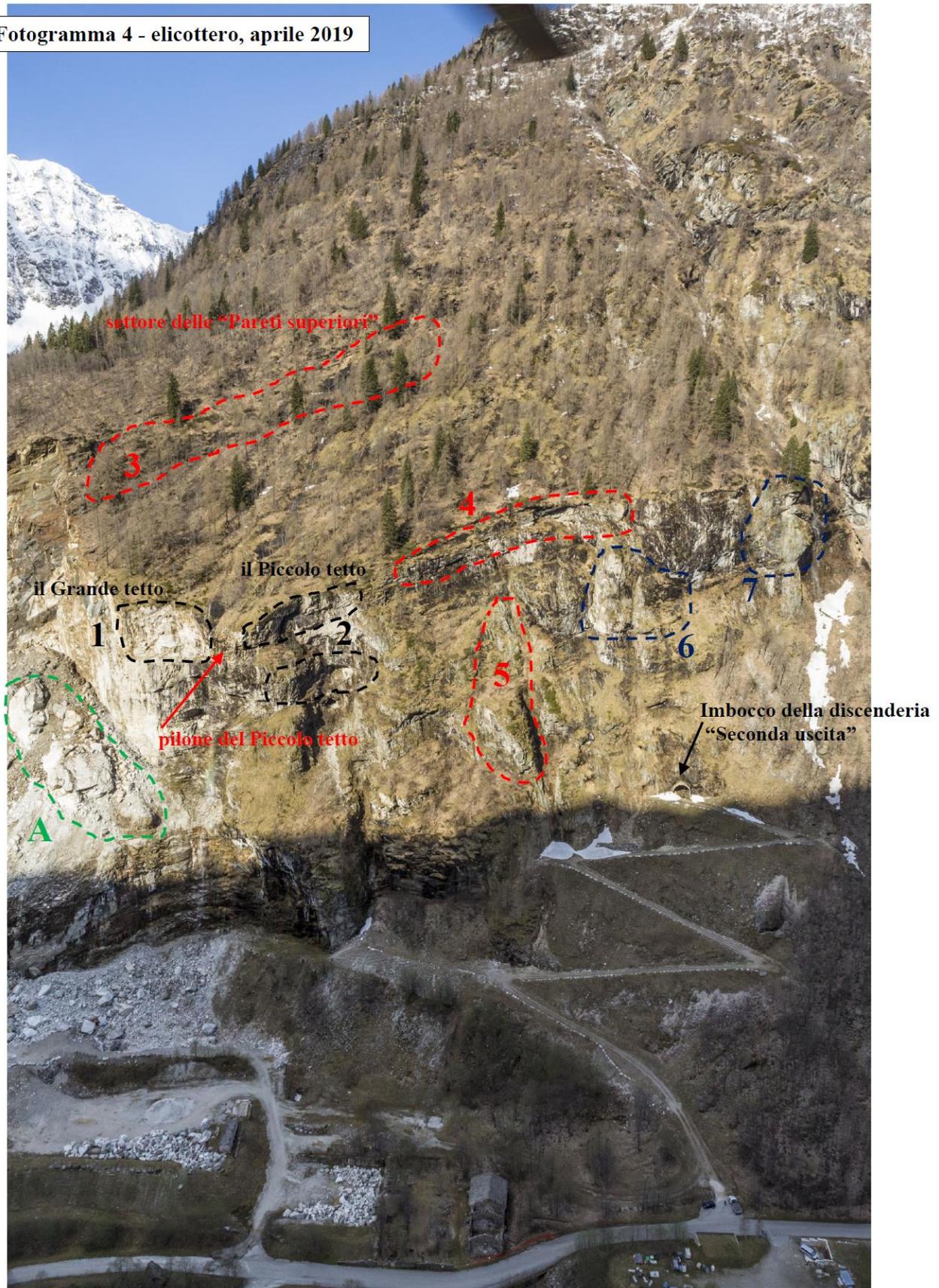


Figura 31-Fotogramma 4-Elicottero (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Per una chiara e più esaustiva comprensione dell'area comprendente le pareti della zona nord , in Figura 31 viene rappresentata la stessa area (già indicata in Figura 31) ma ripresa da un altro punto, comprendendo inoltre: il settore 7 in Figura 31, l'imbocco della discenderia di seconda uscita, il careggio di arroccamento, la porzione a valle della parete rocciosa e la strada comunale. Nella descrizione sottostante, vengono definiti i punti salienti della Figura 31 (comprendendo molti settori già discussi in precedenza e quelli non visibili in Figura 30).

Porzioni critiche rilevate nel Fotogramma 4-Elicottero (in Figura 31):

-“A” “1” “2” “4” “5” e “6”: settori già descritti nei precedenti fotogrammi.

Nel Fotogramma, in basso e al centro, sono presenti i ruderi degli ex edifici minerari delle “Miniere d’Oro” e a destra il carreggio di arroccamento per l’ingresso della discenderia (cioè di una galleria scavata in discesa) di accesso al sotterraneo denominata “Seconda Uscita”.

-“3 ”: settore delle “pareti superiori”: si tratta di una linea di pareti circa parallele all’andamento della valle del Sesia (cioè Nord – Sud) caratterizzate, localmente, da intensa fatturazione con monoliti distaccati e “pronti al crollo”;

-“7”: monolite potenzialmente instabile quasi prossimo al “Canalone Santa Maria”.

Nelle Figure 32 e 33 vengono indicate: le Porzioni aggettanti del settore “5”, con tratteggio in colore azzurro; Piccolo Tetto del settore “2”, con tratteggio in colore rosso; Porzioni aggettanti del ciglio di parete del settore “4”, con tratteggio giallo in colore giallo.



Figura 32-Porzioni aggettanti del settore 5(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)



Figura 33-Portioni aggettanti dei settori 2 e 4(cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

Infine, viene riportata nella Figura 34 una rappresentazione planimetrica dello stato di fatto post frane 2016/2018 con l'introduzione:

- di tutte le aree critiche descritte precedentemente in questo paragrafo,
- dei grandi massi dislocati in prossimità della strada comunale (M1-M2-M3-M4-M5-M6) e
- dei limiti del corpo frana del 1998 e 2016.

In particolare, si vogliono specificare le principali fratture preesistenti:

- Frattura Tana Volpe,
- Grande Frattura Trasversale,
- Fratture del Sistema Dorsale,
- Fratture della zona Nord,
- Frattura Galleria (non indicata nella Figura 35).

Lo stato di fratturazione e/o degradazione delle rocce è comunque molto elevato in tutta l'area e, come vedremo nel capitolo 2, caratterizzerà un indice di qualità dell'ammasso roccioso del versante in esame relativamente basso (GSI=53 "ammasso roccioso scadente").

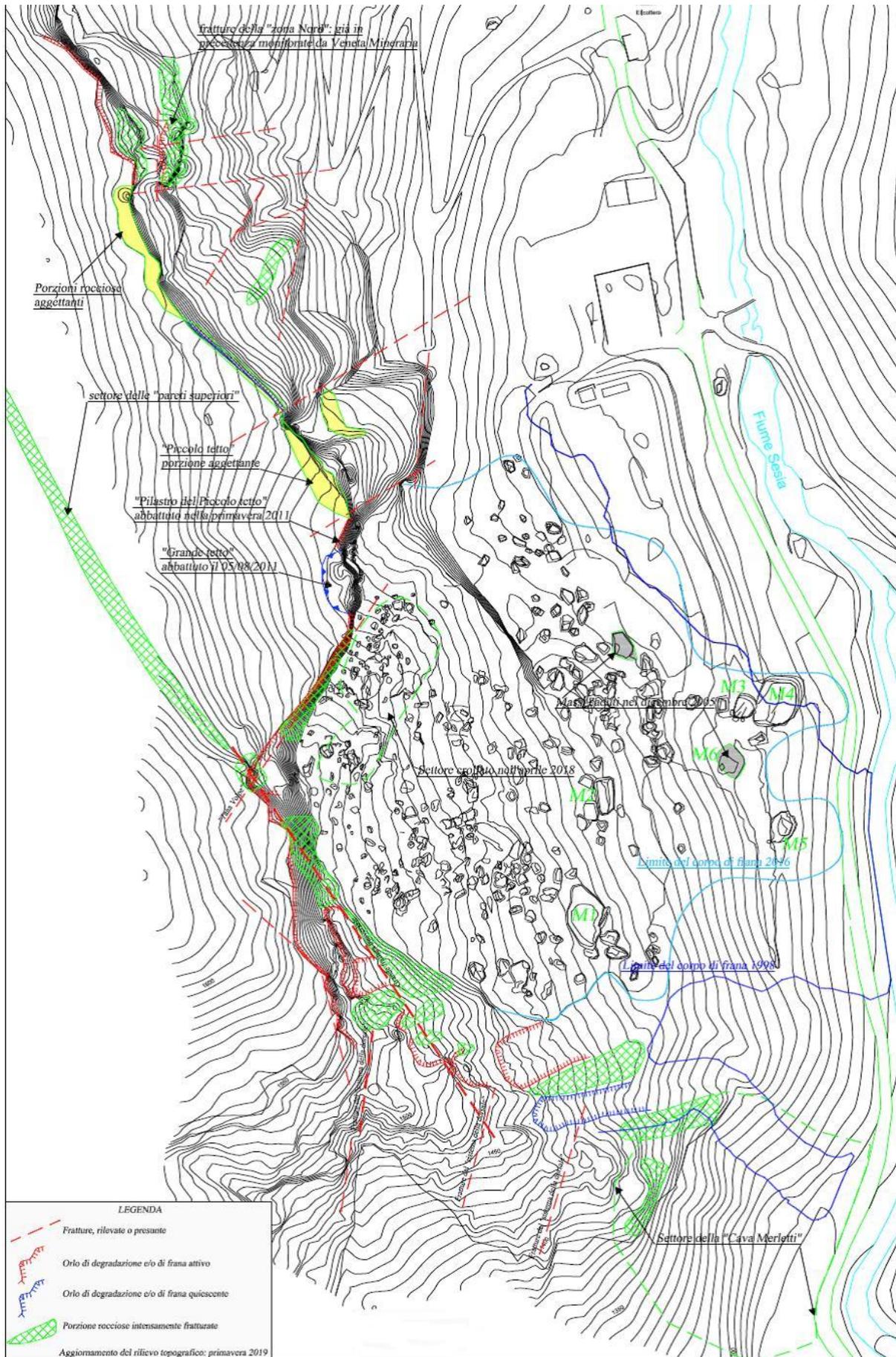


Figura 34-Carta delle Pareti da rilievo con drone ottobre 2019-studio Ing.Viazzo (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

1.5.3. STUDIO AFFRONTATO NELLA TESI

Nella presente tesi verrà quindi analizzato un versante roccioso sito nel comune di Alagna Valsesia (VC) particolarmente interessato da numerosi fenomeni franosi, con evidenti monoliti pericolanti in parete. Verranno raccolti tutti i dati geomeccanici per uno studio delle condizioni di stabilità del versante in oggetto. In primo luogo, i dati serviranno per costruire un modello, avvalendosi della metodologia agli elementi finiti bidimensionale, attraverso l'utilizzo del software Rocscience RS2. In particolare, verrà definita la geometria scegliendo una delle sezioni che abbia coinvolto il maggior volume franato nell'evento franoso del 2016 (viste in Figura 21 e 22), e questa sezione verrà usata per descrivere il contorno geometrico del versante. Dopodiché, si classificherà la qualità dell'ammasso roccioso, mediando i valori noti dei GSI di alcune stazioni geomeccaniche poste nel territorio e, in alternativa, si adotterà la classificazione RMR (Rock Mass Rating) proposta da Bieniawski. Il GSI finale servirà per definire gli ulteriori valori richiesti dal criterio di resistenza di Hoek&Brown, utilizzato per l'ammasso roccioso in esame. Conseguentemente, servirà definire anche le discontinuità protagoniste del crollo del 2016 (in particolare, la Tana Volpe e la discontinuità perpendicolare alla Tana Volpe). Per queste, verranno definiti i valori delle caratteristiche meccaniche del criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, mediando i valori noti dell'angolo di resistenza al taglio delle discontinuità che abbiano circa la stessa giacitura delle discontinuità protagoniste. Non essendo nota la coesione e la resistenza a trazione dei giunti, queste saranno determinate da una Analisi a Ritroso dell'evento franoso avvenuto nel 2016 (Back Analysis): le simulazioni termineranno una volta ottenuta la condizione di equilibrio limite (cioè, quando si otterrà un fattore di sicurezza molto vicino ad 1) e si definirà il valore di coesione e resistenza a trazione nella condizione di incipiente collasso.

Lo scopo dell'utilizzo della Back Analysis è determinare i suddetti valori di resistenza delle discontinuità, affinché possano poi essere usati per studiare la stabilità di una porzione di ammasso roccioso, limitrofa a quella usata per la Back Analysis, con una frattura interna (tale frattura è posizionata nella calotta della galleria di coltivazione ed è denominata Frattura Galleria). Non essendo nota la lunghezza della frattura (diretta verso l'alto), saranno ipotizzati diversi scenari con diverse lunghezze di frattura e verranno considerate le condizioni idrauliche che si potrebbero instaurare in sito. Dai dati Arpa Piemonte di Alagna Valsesia del paragrafo 1.5, la suddetta area è caratterizzata da frequenti rovesci che hanno generato, in passato, la maggior parte dei crolli. Dunque è fondamentale considerare la condizione idraulica per l'analisi di stabilità.

Infine, dopo l'analisi di stabilità, verranno proposti diversi strumenti di monitoraggio e interventi di stabilizzazione, da integrare a quelli già esistenti per meglio prevenire un futuro crollo (capitolo 5).

2. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMECCANICO

2.1. RILIEVI GEOMECCANICI

In questo capitolo si descrive la procedura adottata ed i risultati ottenuti per la determinazione dei parametri meccanici necessari per caratterizzare l'ammasso roccioso della porzione di versante oggetto di studio e le discontinuità protagoniste dei crolli avvenuti in passato. Questi dati saranno utili nel seguito quando vorremo modellare una porzione di versante con porzioni rocciose strapiombanti. Per far ciò, verranno utilizzati i rilievi eseguiti dal Dott. Geologo Giovanni Cavagnino (Studio di geologia TECNOSESIA Via Monte Rosa 1 Borgosesia (VC)) e dal Dott. Ing. Clara Bruno (Studio: via per Plello, 15 Borgosesia (VC)), per mezzo di stazioni geomeccaniche ubicate nell'area oggetto di studio. Per una chiara ed esaustiva comprensione, nella Figura 35 vengono specificate le posizioni delle suddette stazioni.

Come si può notare nella Figura 35, l'ubicazione dei rilievi è spalmato in tutto il territorio da indagare e la superficie monitorata viene suddiviso in 4 macro aree:

- Discenderia seconda uscita, dove sono presenti 8 stazioni geomeccaniche situate all'interno della discenderia (terminologia tecnica per indicare una galleria scavata in discesa);
- Grande tetto, dove sono situate 2 stazioni di misura poste all'esterno dell'ammasso roccioso;
- Cava Merletti, dove vi è un'unica stazione esterna;
- Merletti Superiore, con altre 2 stazioni esterne.

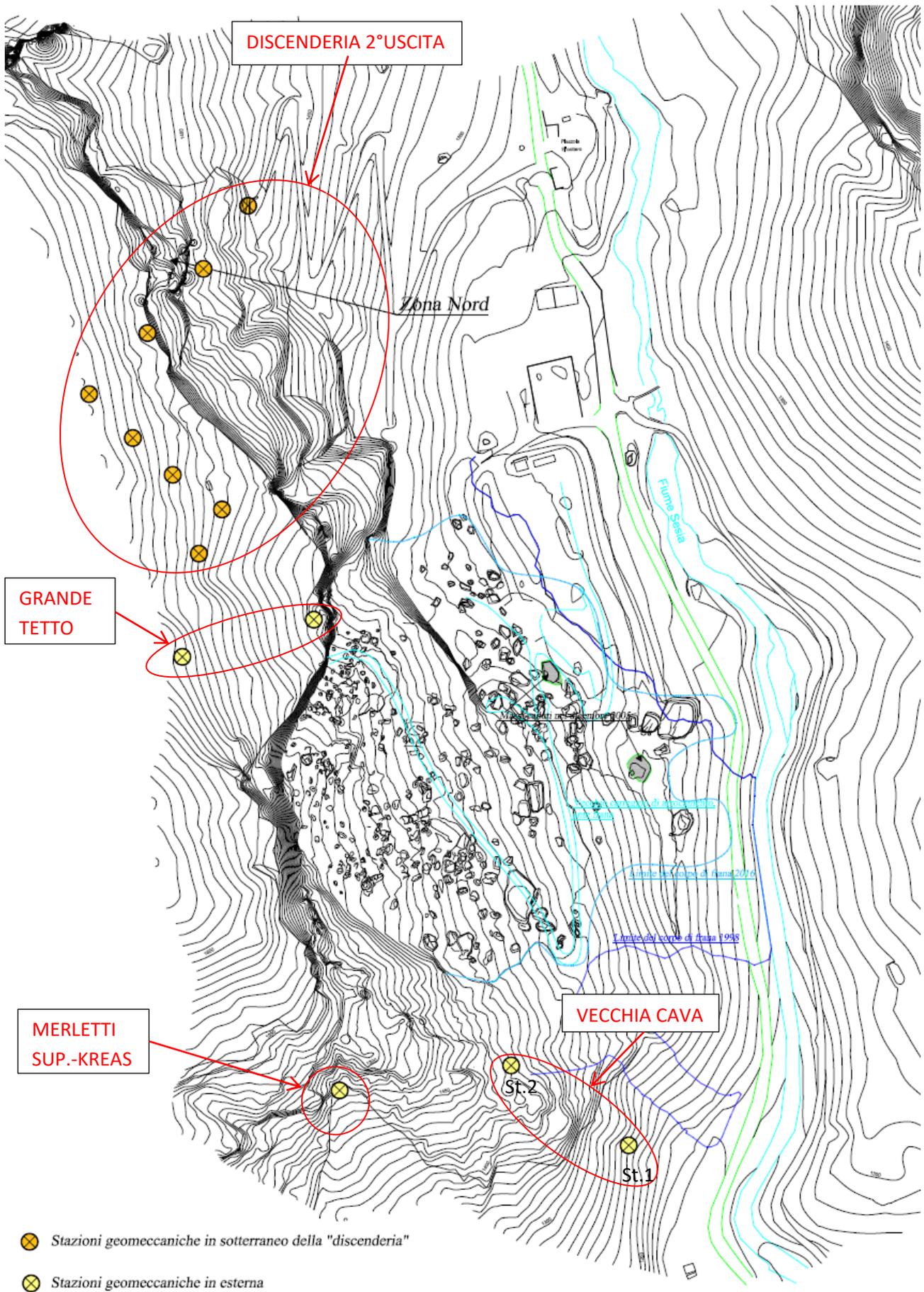
In particolare, tutti i rilievi geomeccanici svolti, negli anni, dai tecnici sopracitati nell'area *Merletti – Kreas*. comprendono, in ordine cronologico:

1. rilievi geomeccanici in occasione dello scavo della discenderia della "seconda uscita" – anno 2004;
2. rilievi geomeccanici in occasione dello studio sulle pareti della "vecchia cava" – anno 2005;
3. rilievi geomeccanici in occasione dell'abbattimento del "grande tetto" – anno 2011;
4. rilievi geomeccanici svolti per il progetto di "MESSA IN SICUREZZA DELLA S.C ALAGNA – SANT'ANTONIO IN LOCALITÀ MERLETTI – KREAS" – luglio 2019 / febbraio 2020.

E' importante sempre specificare che, l'area rocciosa oggetto di studio è caratterizzata da grandi fratture che in passato hanno governato i principali crolli descritti nel capitolo precedente. Queste grandi fratture sono state monitorate prima degli ultimi eventi franosi, dai Tecnici di Veneta Mineraria e per comodità di lettura verranno espresse con la seguente dicitura:

- T.V. = Tana Volpe
- T.B. = Tana Bendotti
- L.X. = "Laricione"
- B.P = "Bianca Piccola"
- B.G. = "Bianca Grande"

Infine vogliamo ricordare che, dopo l'evento franoso del 2016, 4 delle 5 grandi fratture sono crollate e l'unica grande frattura attualmente insita nel territorio è la T.V.. Quest'ultima sarà una delle discontinuità protagoniste a cui si farà riferimento in fase di Back Analysis nel capitolo 3.



- ⊗ Stazioni geomeccaniche in sotterraneo della "discenderia"
- ⊙ Stazioni geomeccaniche in esterna

Figura 35-Individuazione delle stazioni geomeccaniche (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

RILIEVI GEOMECCANICI DELLA DISCENDERIA della "SECONDA USCITA" ESEGUITI NEL 2004

Questi rilievi sono stati realizzati durante l'estate/autunno del 2004, in occasione dello scavo della galleria di collegamento tra "i livelli alti" del giacimento in sotterraneo e l'esterno: si tratta di 90 metri di discenderia, volta a ottenere una seconda uscita di sicurezza dal sotterraneo.

In Figura 36 viene indicata l'ubicazione della galleria e della seconda uscita dal tunnel. La galleria di coltivazione mineraria, come si è già anticipato nel capitolo 1, si sviluppa su 4 livelli, con una rimonta a chiocciola che collega i vari livelli. La discenderia di secondo uscita è un tratto di galleria scavato in discesa e permette un secondo collegamento con l'esterno.

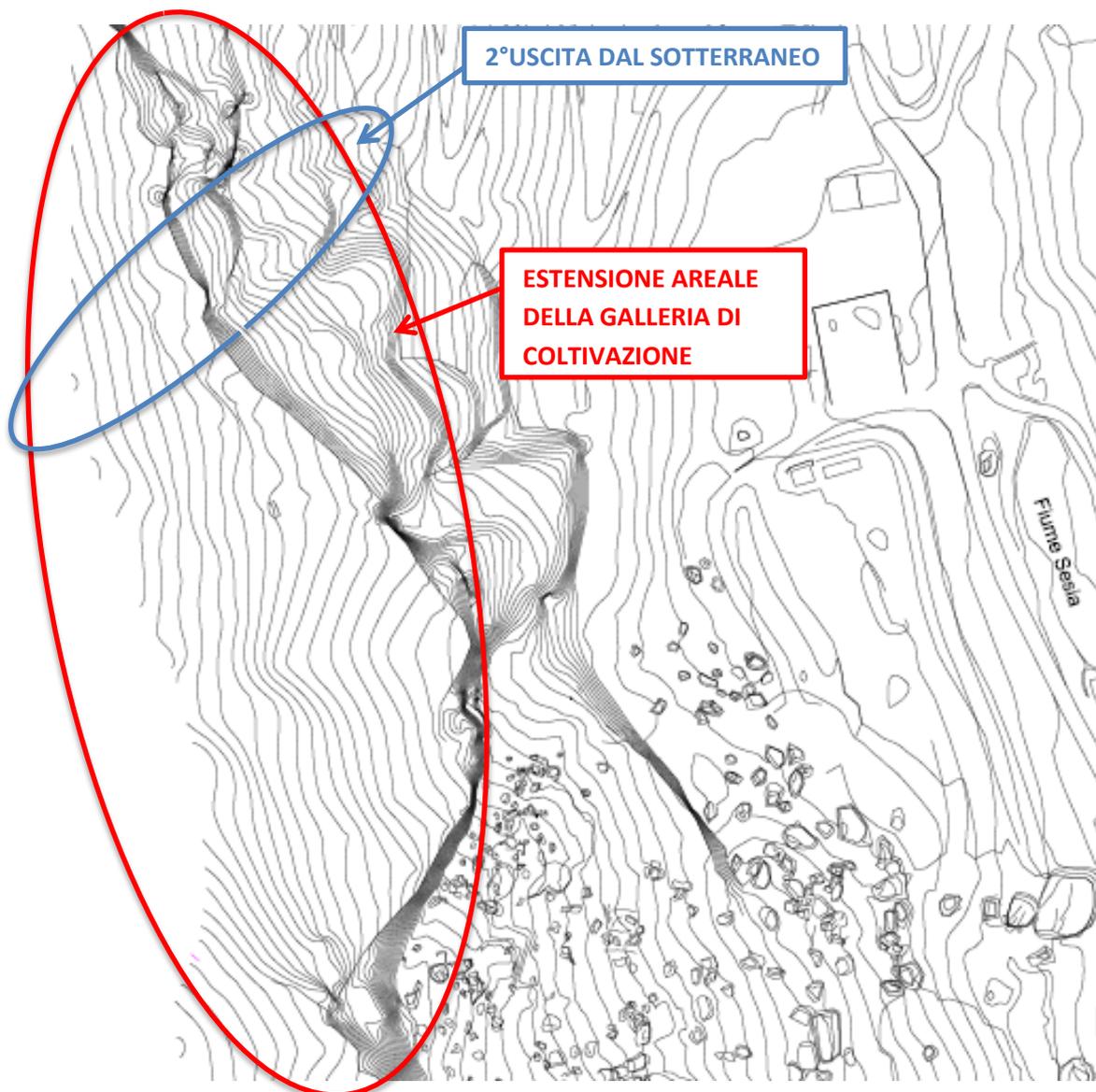


Figura 36-Area della Galleria (cortesia Dott. Geologo Cavagnino)

I seguenti dati geomeccanici sono stati forniti gentilmente dal Dott. Cavagnino. Sono stati ordinati nelle seguenti tabelle (dalla Tab.3 alla Tab.10), dove ogni tabella fa riferimento ad un rilievo avvenuto in un determinato arco temporale. Essi sono stati raccolti mediante l'ausilio di 8 stazioni geomeccaniche ubicate dentro la galleria di coltivazione (la posizione di ognuna è indicata in Figura 35). I dati si riferiscono alle caratteristiche delle discontinuità individuate dentro l'ammasso roccioso, in particolare:

- al numero di discontinuità individuate e alla corrispettiva giacitura,
- alla spaziatura
- all'apertura,
- alla persistenza,
- alla scabrezza, con la corrispettiva correzione per effetto scala mediante la formula di Barton Bandis (JRCn),
- alla resistenza delle pareti, con la corrispettiva correzione per effetto scala mediante la formula di Barton Bandis (JCSn),
- al riempimento,
- all'indice di fratturazione (RQD),
- alla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (C_0),
- all'alterazione,
- all'angolo di resistenza al taglio di base e di picco.

I dati sopracitati verranno usati per determinare l'indice di qualità dell'ammasso roccioso, mediante il metodo di classificazione RMR (Rock Mass Rating) proposto da Bieniawski. Verrà quindi definito un indice RMR di base, poi determinato un RMR corretto e infine si ricaverà il l'indice di qualità dell'ammasso roccioso GSI (Geological strength index).

Il metodo di classificazione RMR (Bieniawski) è il seguente:

per la definizione del valore di RMR caratteristico, vengono considerati 5 parametri considerati maggiormente significativi per la definizione della qualità dell'ammasso roccioso.

1. Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, C_0
2. RQD
3. Spaziatura discontinuità
4. Condizione discontinuità
5. Presenza d'acqua

Ad ogni valore o stima dei parametri sopra definiti corrisponde un coefficiente numerico (Rating) che contribuisce alla definizione per somma dell'indice RMR e così all'attribuzione della relativa classe di appartenenza (classi da I a V in Tabella 2). L'indice così definito viene chiamato RMR di base ed è utilizzato per la stima delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

Tabella 2-Classificazione RMR (Bieniawski)

RMR	100-80	80-60	60-40	40-20	<20
CLASSE	I	II	III	IV	V
Qualità ammasso	Molto buona	Buona	Media	Povera	Molto povera

Le tabelle (dalla tabella 3 alla tabella 10) si riferiscono ai dati raccolti riguardanti le discontinuità di ogni rilievo. In ogni tabella vengono ordinati i dati e conferito un punteggio a seconda del valore numerico della caratteristica del giunto in questione (secondo il metodo RMR) e infine definito un GSI per quel dato rilievo.

Alla fine si otterranno 8 valori del GSI per gli 8 rilievi avvenuti nel 2004 dentro la galleria adiacente alla seconda uscita di sicurezza. Per quanto riguarda le due stazioni poste nella Cava Merletti, esse hanno già un valore di GSI noto per ognuna, quindi la procedura di classificazione di Bieniawski può essere bypassata.

Si procederà infine ad eseguire la media di 10 valori di GSI (8 per la galleria e 2 per la vecchia cava), ottenendo così un GSI finale che definisca la qualità dell'ammasso in questione.

Per le due stazioni geomeccaniche poste nella vecchia Cava Merletti (Figura 35), verrà inoltre definito l'angolo di attrito di base e di picco per ogni discontinuità individuata dal rilievo (l'angolo di attrito di picco corrisponde ad una tensione normale di 0,1MPa nella discontinuità, secondo la prova di taglio diretto).

Tabella 3-Rilevo eseguito il 3/12/2004 nella Galleria di coltivazione

03/12/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	341/74	87/53	163/34	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	22,55	23,47	17,09	10	56	51
apertura [mm]	1,57	4,278	0,789	1		
persistenza [cm]	120	377,5	97,69	4		
JRCn	4,446	6,39	6,425	1		
JCS[MPa]	94,16	66,9	73,43			
φ base	29	29	29			
φ residuo	23,657	21,44	22,09			
φ picco($\sigma_n=0,1$ MPa)	34,22	27,458	40,21			
RQD	73,57	55,78	66,26	13		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

Tabella 4-Rilevo eseguito il 9/07/2004 nella Galleria di coltivazione

09/07/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	310/70	35/80- 205/75	140/20	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	60,39	44,33	37,2	10	58	53
apertura [mm]	0,88	1,13	3,14	1		
persistenza [cm]	557,14	342,85	620	2		
JRCn	5,42	5,71	4,88	1		
JCS[MPa]	60,147	49,17	50,005			
φ base	29	29	29			
φ residuo	20,97	19,39	19,62			

ϕ picco($\sigma=0,1$ MPa)	36,07	34,78	34,98	
RQDmedio	80,9			17
Co[MPa]	93,5			7
alterazione	moderatamente alterati			3
riempimento	soffice (<5mm)			2
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15
orientazione giunti	(cl.RMR)			0

Tabella 5-Rilevo eseguito il 13/07/2004 nella Galleria di coltivazione

13/07/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	323/70	28/68-207/82	126/28	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	62,13	30,67	32,6	10	58	53
apertura [mm]	2,79	1,39	2,56	1		
persistenza [cm]	466,67	600	660	2		
JRCn	5,39	3,4	6,66	1		
JCS[MPa]	64,53	55,6	51,73			
ϕ base	29	29	29			
ϕ residuo	-	-	-			
ϕ picco($\sigma=0,1$ MPa)	36,13	8,73	39,87			
RQDmedio	77,2			17		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

Tabella 6-Rilevo eseguito il 17/06/2004 nella Galleria di coltivazione

17/06/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	330/80	50/80-60	130/30	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	36,92	27,06	31,43	10	61	56
apertura [mm]	0,7	2,27	3,59	1		
persistenza [cm]	371,43	368	216,67	2		
JRCn	4,19	3,29	6,86	1		
JCS[MPa]	45,16	33,77	6,86			
ϕ base	29	29	29			
ϕ residuo	25,34	19,92	21,86			
ϕ picco($\sigma=0,1$ MPa)	36,42	28,22	39,98			
RQD	93,8			20		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		

orientazione giunti	(cl.RMR)	0
---------------------	----------	---

Tabella 7-Rilevo eseguito il 10/09/2004 nella Galleria di coltivazione

10/09/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	333/89	55/26	177/34	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	31	36,29	35	10	58	53
apertura [mm]	1,91	2,51	0,67	1		
persistenza [cm]	633,33	675	280	2		
JRCn	3,01	4,6	6,36	1		
JCS[MPa]	66,28	54,87	51,9			
φ base	29	29	29			
φ residuo						
φ picco($\sigma_n=0,1$ MPa)	29,48	32	39,07			
RQD	77,2			17		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

Tabella 8-Rilevo eseguito il 22/07/2004 nella Galleria di coltivazione

22/07/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	348/75	27/60	127/21	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	30,57	50,64	41,14	10	58	53
apertura [mm]	1,8	2,05	0,43	1		
persistenza [cm]	540	633,33	583,33	2		
JRCn	4,59	4,33	6,03	1		
JCS[MPa]	64,95	55,03	51,8			
φ base	29	29	29			
φ residuo						
φ picco($\sigma_n=0,1$ MPa)	33,91	31,26	38,18			
RQD	77,2			17		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

Tabella 9-Rilevo eseguito il 29/06/2004 nella Galleria di coltivazione

29/06/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	330/80	50/80-60	130/30	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	28,33	48,33	54,92	10	61	56
apertura [mm]	0,7	2,27	3,59	1		
persistenza [cm]	371,43	368	216,67	2		
JRCn	4,25	5,67	5,82	1		
JCS[MPa]	45,13	33,26	44,82			
φ base	29	29	29			
φ residuo	25,84	19,92	21,86			
φ picco($\sigma=0,1$ MPa)	36,58	34,21	37,24			
RQD	93,8			20		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

Tabella 10-Rilevo eseguito il 30/07/2004 nella Galleria di coltivazione

30/07/2004	giacitura discontinuità			classificazione RMR		
	328/76	16/59	132/25	Punteggio	RMRmod	GSI
SPAZIATURA[cm]	49,53	30,35	38,45	10	58	53
apertura [mm]	1,73	1,65	1,17	1		
persistenza [cm]	230	760	417,43	2		
JRCn	5,58	2,7	6,52	1		
JCS[MPa]	64,32	56,18	51,79			
φ base	29	29	29			
φ residuo						
φ picco($\sigma=0,1$ MPa)	36,67	26,81	39,5			
RQD	77,2			17		
Co[MPa]	93,5			7		
alterazione	moderatamente alterati			3		
riempimento	soffice (<5mm)			2		
venute d'acqua	asciutta (cl. RMR)			15		
orientazione giunti	(cl.RMR)			0		

VECCHIA CAVA (CAVA MERLETTI)

Nel novembre / dicembre del 2005, sono stati eseguiti alcuni studi sul settore denominato “Vecchia Cava”(l’ubicazione è indicata in Figura 37 e nelle Figure 26-34). Erano state realizzate due stazioni geomeccaniche complete esterne (la posizione di dette stazioni è riportata in Figura 35).

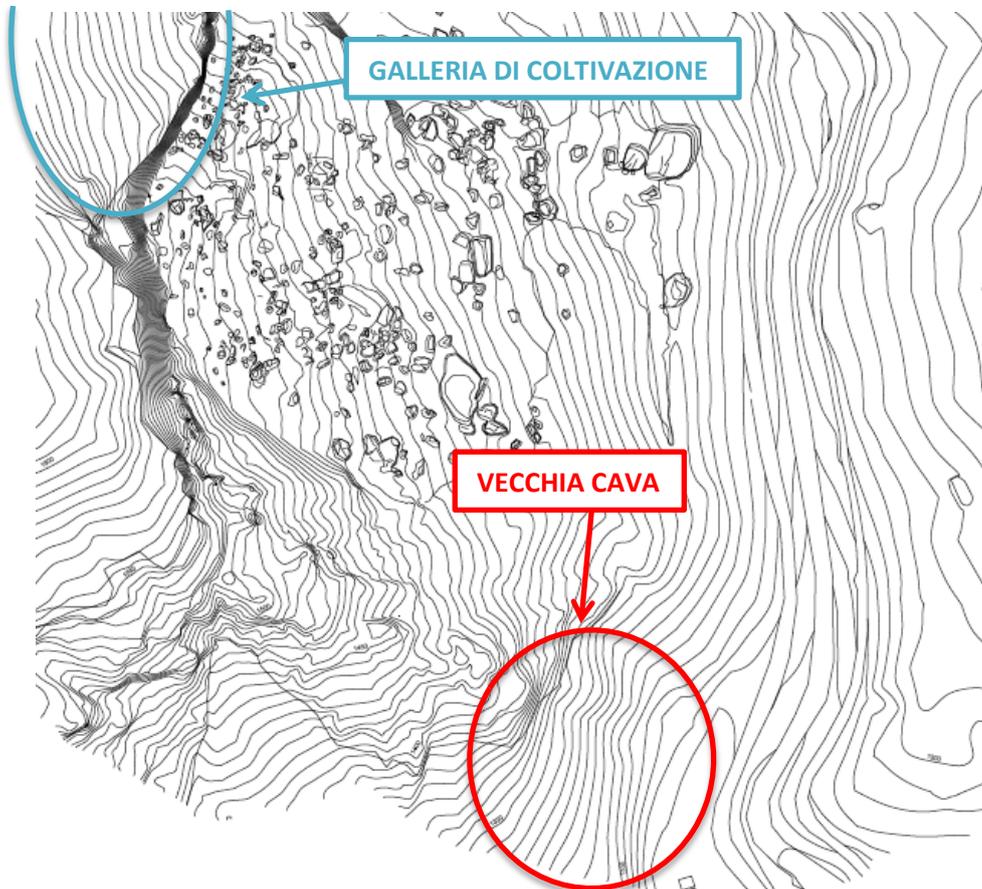


Figura 37-Ubicazione vecchia cava (cava Merletti) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

STAZIONE GEOMECCANICA NUMERO 1 – APLITE FELDSPATICA

La stazione numero 1 (denominata anche Bianca) è stata realizzata in corrispondenza del terrazzo intermedio della vecchia cava, posto circa a quota 1310 m s.l.m. (vicino al fiume Sesia)(la posizione è indicata in Figura 35). L’area in corrispondenza della stazione 1 è caratterizzata geologicamente da Aplite Feldspatica.

Le famiglie di giunti rilevate (direzione di immersione o dip direction/inclinazione o dip) sono le seguenti:

- 1) $136^{\circ}/86^{\circ}$:circa parallela al sistema “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”;
- 2) $111^{\circ}/25^{\circ}$:sistema circa avente la medesima direzione di “T.V – T.B. ...” ma meno inclinato;
- 3) $46^{\circ}/75^{\circ}$:sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”;
- 4) $86^{\circ}/72^{\circ}$:sistema circa parallelo alle pareti.

I dati relativi alla stazione numero 1 sono riportati nelle Tabelle 11 e 12. Per il rilievo ricavato dalla stazione 1, viene direttamente fornito il valore del GSI (Geological Strength Index) relativo all’area circostante la stazione Bianca (Tabella 11). Vengono inoltre forniti i valori della resistenza a compressione monoassiale

della roccia intatta(UCSroccia intatta) e delle discontinuità(UCSgiunti=JCS “Joint Compressive Strength”)(Tabella 11).

I metodi di classificazione usati per la determinazione della qualità dell’ammasso roccioso sono:

- Classificazione Rock Mass Rating – RMR, BIENIAWSKI;
- Geological Strength Index (secondo Ulusay e Sonmez (1999)).

Si riportano, infine, nella Tabelle 12, i valori forniti dell’angolo di resistenza al taglio di base e di picco di ogni famiglia di discontinuità rilevata (si ricordi che l’angolo di attrito di picco è relativo ad una tensione normale agente sul giunto di 0,1MPa).

Tabella 11-Rilievo eseguito nella stazione 1 (Bianco) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

STAZIONE 1 (BIANCO)-APLITE FELDSPATICA				
RMRbase	RMRcorretto*	GSI	UCSroccia intatta[MPa]	UCSgiunti[MPa]
60	35 classe IV:scadente	48	105	82,5

*RMR_{corretto} considera anche il punteggio relativo all’orientazione dei giunti: RMR_{corretto}= RMR_{base}-P_{orientazione}.

Tabella 12-Angolo di attrito di base e di picco ($\sigma=0,1MPa$) delle discontinuità rilevate nella staz.1 (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

STAZIONE 1-APLITE FELDSPATICA		
	$\varphi_{base}[^\circ]$	$\varphi_{picco}[^\circ](\sigma=0,1MPa)$
136/86	29	34
111/25	29	33
46/75	29	40
86/72	29	43

STAZIONE GEOMECCANICA NUMERO 2 – GNEISS SCISTOSI

La stazione numero 2 (denominata anche Nero) è stata realizzata alla sommità del canalone posto in sinistra orografica rispetto ai terrazzamenti della “vecchia cava”, circa a quota 1415 m s.l.m. (la posizione è indicata in Figura 35). L’area in corrispondenza della stazione 2 è caratterizzata geologicamente da Gneiss Scistososi.

Le famiglie di giunti rilevate (direzione di immersione o dip direction [α]/inclinazione o dip[ψ]) sono le seguenti:

- 1) 122°/79° :circa parallela al sistema “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”
- 2) 206°/56° :sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”
- 3) 211°/90° :sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”
- 4) 25°/33° :sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”

Valgono le stesse considerazioni della stazione 1 per quanto riguarda i valori geomeccanici forniti (Tabella 13 e 14) e i metodi di classificazione usati per la determinazione della qualità dell’ammasso roccioso

(Tabella 13). Come si può già notare dai valori forniti direttamente dell'RMR e del GSI, l'ammasso roccioso risulta di qualità scadente.

Tabella 13-Rilievo eseguito nella stazione 2 (Nero) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

STAZIONE 2(NERO)-GNEISS SCISTOSI				
RMRbase	RMRcorretto*	GSI	UCSroccia intatta[MPa]	UCSgiunti[MPa]
59	34 classe IV:scadente	52	82	62,25

*RMR_{corretto} considera anche il punteggio relativo all'orientazione dei giunti: $RMR_{corretto} = RMR_{base} - P_{orientazione}$

Tabella 14-Angolo di attrito di base e di picco ($\sigma=0,1MPa$) delle discontinuità rilevate nella staz.2(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

STAZIONE 2-GNEISS SCISTOSI		
	$\phi_{base}[^\circ]$	$\phi_{picco}[^\circ](\sigma=0,1MPa)$
122/79	29	43
206/56	29	38
211/90	29	41
25/33	29	42

2.2. CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Si vuole ora caratterizzare l'ammasso roccioso sulla base dei valori dei GSI relativi alla galleria di coltivazione e della vecchia cava (introdotti nel paragrafo 2.2). Per far ciò, verrà eseguita la media dei 10 valori dei GSI noti (Tabelle 3-4-5-6-7-8-9-10-11-13) e verrà definito un unico valore che permetta di identificare la qualità della porzione di ammasso roccioso che si vuole studiare.

Si ricordi la definizione teorica dell'indice GSI (Geological Strength Index):

L'indice di resistenza geologica GSI(Geological Strength Index) fornisce la stima della riduzione della resistenza dell'ammasso roccioso in relazione a differenti condizioni geologiche. Il valore di GSI è ottenuto tramite una valutazione qualitativa dell'ammasso roccioso basata sull'impressione visiva della struttura dell'ammasso, in relazione a:

Caratteristiche di interconnessione tra i blocchi;

Condizioni delle superfici di contatto espresse in termini di rugosità ed alterazione.

Il valore di GSI è variabile tra 0 e 100 (valore basso=bassa qualità; valore alto=alta qualità). Tale parametro è utilizzato solamente per stimare indirettamente le caratteristiche di deformabilità e resistenza dell'ammasso roccioso.

L'indice di qualità dell'ammasso roccioso è il seguente:

$$GSI = \frac{48 + 52 + 51 + 53 + 53 + 56 + 53 + 53 + 56 + 53}{10} = 52,8 \Rightarrow 53$$

Si può quindi affermare, che dalla base dei dati disponibili , l'ammasso roccioso risulta di bassa qualità. Ciò caratterizzerà dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso relativamente bassi.

DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DELLA ROCCIA INTATTA m_i

Per definizione m_i è una costante caratteristica del materiale roccioso. In particolare, è una costante legata al litotipo e al variare del valore di m_i , varia il tipo di roccia. E' un parametro usato nella definizione del criterio di resistenza di Hoek & Brown (idoneo per l'ammasso roccioso e la roccia intatta), di cui si parlerà nel paragrafo 2.3.4: maggiore è il valore di m_i , maggiore sarà il dominio di resistenza per l'ammasso roccioso o la matrice rocciosa (ovvero si otterrà una curva di resistenza più pronunciata).

La condizione geologica rilevata nella galleria di coltivazione è la seguente: *ortogneiss a grana minuta con intercalazioni (centimetriche) di gneiss aplitico grigio chiaro e subordinati livelli di apliti gneissica grigia.*

Mentre la litologia rilevata nella vecchia cava e nella porzione caratterizzata dell'ex Grande tetto (abbattuto nell'agosto del 2011) è rispettivamente la seguente: *Apliti feldspatica - Apliti e Gneiss Micascisti.*

Dunque la litologia è approssimativamente derivante da rocce metamorfiche (Gneiss e Scisti) e ignee (Granito), i cui valori di m_i sono evidenziati in Tabella 15 e raccolti in Tabella 16.

Tabella 15-Valori m_i per rocce ignee e metamorfiche

METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5
	Foliated **			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	
			Granodiorite (29 ± 3)		
	Dark	Gabbro 27 ± 3	Dolerite (16 ± 5)		
		Norite 20 ± 5			
Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Periodotite (25 ± 5)

Tabella 16- Valori m_i per rocce gneiss-scisti e graniti

	m_i
GNEISS	28+-5
GRANITO (o APLITE)	32+-3
SCISTI	12+-3

Dunque si è voluta eseguire una sorta di media ponderata per identificare la litologia relativa alla galleria, alla vecchia cava e all'ex grande tetto, ottenendo così 3 valori di mi. Infine si è eseguita la media aritmetica dei 3 valori. I valori sono riportati in Tabella 17.

Tabella 17-Definizione dell'mi medio

	GEOLOGIA	mi	mi ammasso roccioso
GALLERIA	ortogneiss+gneiss aplite+aplite gnessica	23	24
VECCHIA CAVA	aplite feldspatica+gneiss scistosi	25	
GRANDE TETTO	aplite+gneiss micascisti	23	

Si può infine stabilire che la litologia media è pari a 24, dunque un valore relativamente alto e tipico delle rocce ignee e metamorfiche.

DETERMINAZIONE DEL GRADO DI DISTURBO D DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Per definizione, D identifica il livello di disturbo dell'ammasso roccioso causato prevalentemente da esplosivo e da scavi.

Nel caso in esame, l'area oggetto di studio sono stati eseguiti: interventi di abbattimento di porzione rocciose pericolanti con l'utilizzo di esplosivo (si ricordi l'ex Grande Tetto abbattuto nell'agosto del 2011) e scavi a seguito dell'attività estrattiva di minerali. E' stato quindi fornito e definito un valore di 0,5 per il grado di disturbo dell'ammasso roccioso indicato in Tabella 18.

Tabella 18-Grado di disturbo dell'ammasso roccioso (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

	GRADO DI DISTURBO
AMMASSO ROCCIOSO	0,5

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE PER LA ROCCIA INTATTA Co

Per definizione, la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta corrisponde allo stato di sollecitazione massimo, agente in un'unica direzione, che la matrice rocciosa è in grado di sopportare poco prima di arrivare a rottura. Identifica quindi il punto di massimo nel piano (sforzo assiale σ_a e deformazione assiale ϵ_a). Tale valore è ottenuto per mezzo della prova a compressione monoassiale eseguita su un provino cilindrico.

Avendo solo noti i valori di Co [MPa] corrispondenti alle due stazioni poste nella vecchia cava, il valore finale verrà determinato come media di questi due valori (Tabella 19).

Tabella 19-Resistenza a compressione monoassiale media tra i dati disponibili (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

VECCHIA CAVA	UCSintact rock[MPa]	UCS[MPa]
STAZ.1	105	93,5
STAZ.2	82	

Si può dunque concludere che si sono definiti i dati geotecnici necessari relativi all'ammasso roccioso per la definizione del criterio di resistenza dell'ammasso roccioso stesso (il criterio di resistenza verrà discusso nel paragrafo 2.3.3).

MODELLO GEOMECCANICO DELL'AMMASSO ROCCIOSO

In questo paragrafo verrà definita la geometria del versante, andando a considerare la sezione che abbia coinvolto il maggior volume franato (ovvero considerando quella che abbia il maggior monolite roccioso aggettante). Tutte le sezioni disponibili nell'area di versante direttamente coinvolta dall'evento franoso del 2016, sono già state introdotte nel capitolo 1 in Figura 20-21-22.

Tra queste sezioni, bisogna scegliere quella che abbia coinvolto nel crollo il maggior monolite roccioso aggettante. La scelta di detta sezione verrà discussa nel seguente paragrafo 2.3.1 . e definirà il modello geometrico bidimensionale del versante.

Dopodiché si procederà a definire tutte le discontinuità principali del sito roccioso oggetto di studio e quelle direttamente coinvolte nel crollo del 2016. Conseguentemente, dai dati geomeccanici disponibili dei giunti, verranno individuati i valori riferiti all'angolo di resistenza al taglio delle due discontinuità protagoniste del crollo, necessari per la definizione del criterio di resistenza delle discontinuità stesse.

Successivamente verranno definiti i criteri di resistenza dell'ammasso roccioso e delle discontinuità.

Verrà inoltre studiata la posizione della galleria di coltivazione nella sezione di riferimento, la forma e il sistema di rinforzo adottato.

Infine verranno analizzati i dati meteorologici ricavati dal sito internet Arpa Regione Piemonte relativi alle precipitazioni per stabilire che la Valsesia è stata soggetta ad eventi alluvionali importanti in passato che hanno generato crolli. Tutto questo per affermare che i fattori climatici sono stati la causa scatenante del crollo del 2016 e quindi considerare la presenza dell'acqua dentro le discontinuità in fase di modellazione e simulazione numerica dell'evento del 2016 (ovvero nell'analisi a ritroso che verrà discussa nel capitolo 3).

2.2.1. SCELTA DELLA SEZIONE PIU' CRITICA

Si vuole determinare la sezione di riferimento che definirà il modello geometrico bidimensionale del versante. Per fare questo, si studierà la sezione che abbia coinvolto il maggior volume roccioso strapiombante. La proiezione grafica delle sezioni disponibili nell'area in oggetto, sono già state indicate nel capitolo 1 in Figura 20-21-22. Di dette sezioni, sono disponibili inoltre i valori relativi all'area franata, al volume parziale franato (considerando 1m di profondità) e al volume totale franato tra due sezioni adiacenti, come viene indicato nello schema seguente (dati forniti gentilmente dal Dott.Geologo Cavagnino). Viene inoltre indicato il volume totale franato, pari a circa 100680 m³.

CALCOLO DEI VOLUMI DEL CROLLO MARZO 2016

	Area [m ²]	Vol. parziale [m ³]	Vol. totale tra Sez. [m ³]
Sez 5 - 19	406,0	4060,0	
Sez 4 - 18	777,00	7770,00	11830,00
Sez 3 - 17	762,00	7620,00	15390,00
Sez 2 - 16	1439,00	14390,00	22010,00
Sez 1 - 15	1076,00	10760,00	25150,00
Sez 14 A	586,00	5860,00	16620,00
Sez 13 A	173,00	1730,00	7590,00
Sez 12 A	36,00	360,00	2090,00

VOLUME TOTALE: 100680,00

Come si può notare dai valori indicati in alto, la sezione che ha interessato la maggior quantità di volume franato è la sezione 2-16, corrispondente a 22110 m³ di volume franato. Inoltre tale sezione mostra un monolite roccioso più aggettante rispetto alle altre sezioni (come di può notare anche nelle Figure 21-22). Si utilizzerà tale sezione per definire il modello geometrico del versante, per la modellazione numerica dello stesso e per la simulazione dell'evento franoso del 2016 (back analysis nel capitolo 3).

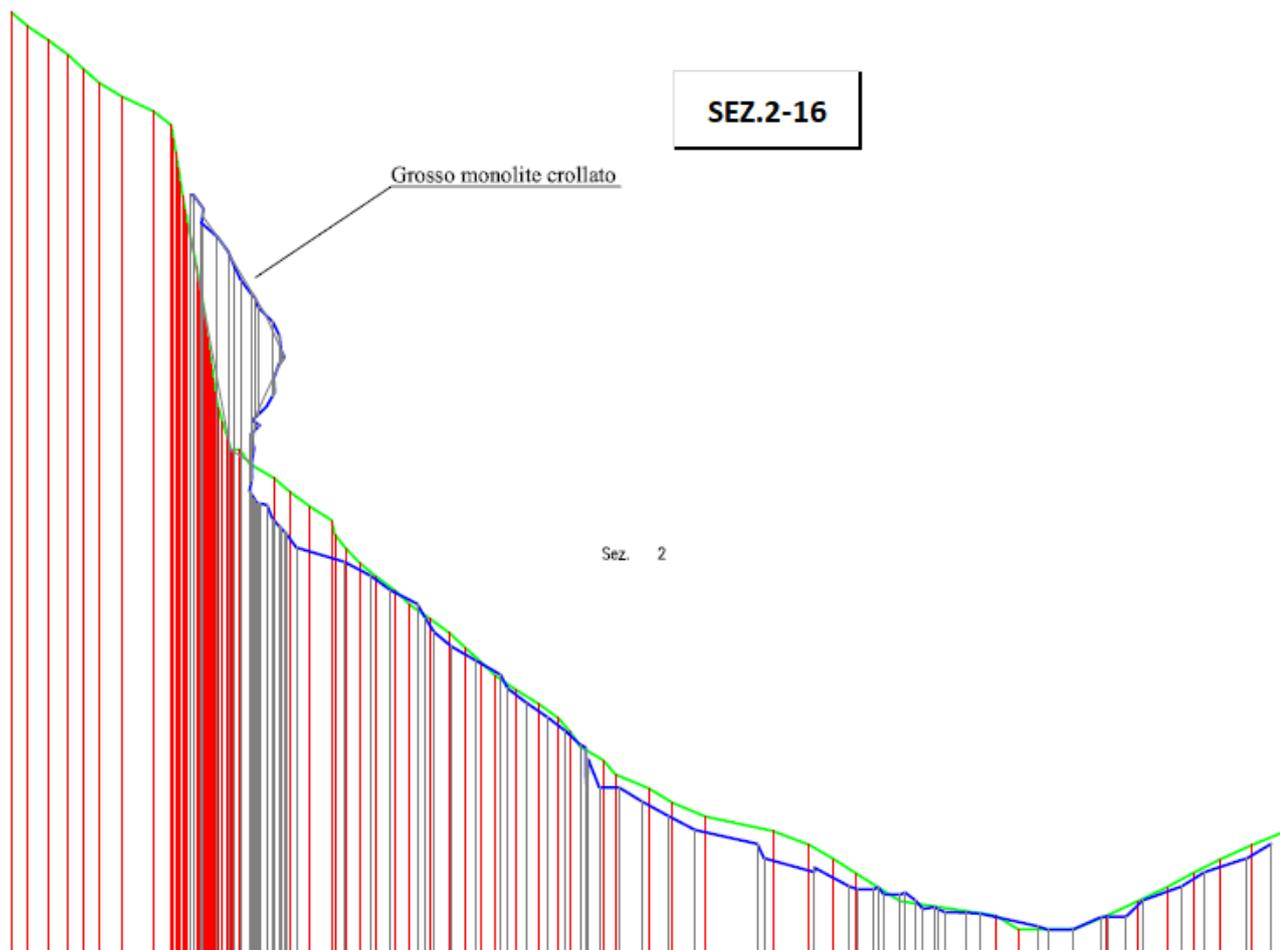


Figura 38-Sezione 2-16: linea blu(1998) - linea verde(2019) (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

A titolo esplicativo, in Figura 39 viene mostra l'evidenza della frattura in superficie.



Figura 39-Frattura in superficie (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

2.2.2. SISTEMA DI DISCONTINUITA' PRINCIPALI E CARATTERIZZAZIONE DELLE DISCONTINUITA'

Tra tutte le famiglie di giunti rilevate dalle stazioni geomeccaniche in Figura 35, vengono forniti i sistemi di discontinuità principali caratteristici dell'area oggetto di studio. Si vuole sottolineare che, dai dati forniti relativi a tutte le discontinuità rilevate dalle stazioni di Figura 35, alla grande scala si ripresentano sempre le stesse famiglie di giunti e queste sono indicate nell'elenco sottostante.

Le principali famiglie di discontinuità rilevate (α =Immersione/ ψ =Inclinazione) nella zona di interesse sono:

- 1) 133°/88° :sistema "T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G."

Si tratta della famiglia che definisce le discontinuità principali a franapoggio, alla quale appartengono le grandi fratture in passato monitorate. Ne esiste una variante "a reggipoggio" ben evidente in discenderia e al "grande tetto".

- 2) 131°/29° :sistema circa avente la medesima direzione di "T.V – T.B. ..." ma meno inclinato.

Costituisce il “piano di scivolamento basale”.

3) 38°/62°: sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”

Unitamente alle discontinuità di 4), costituiscono le superfici di svincolo di 1) e 2): l'incrocio reciproco è responsabile della maggior parte dei fenomeni franosi alla piccola ed alla grande scala.

4) 207°/67°: sistema circa perpendicolare a “T.V. – T.B. – L.X. – B.P. – B.G.”

Unitamente alle discontinuità di 3), costituiscono le superfici di svincolo di 1) e 2): l'incrocio reciproco è responsabile della maggior parte dei fenomeni franosi alla piccola ed alla grande scala.

5) 85°/72°: sistema corrispondente al fronte.

Corrisponde all'orientamento delle pareti principali; si osservi come la direzione sia sostanzialmente nord / sud, analogamente all'asse della valle del Sesia. Costituisce il gruppo di tension crack principali.

In Figura 40 viene riportata lo stereogramma dei sistemi di giunti appena descritti.

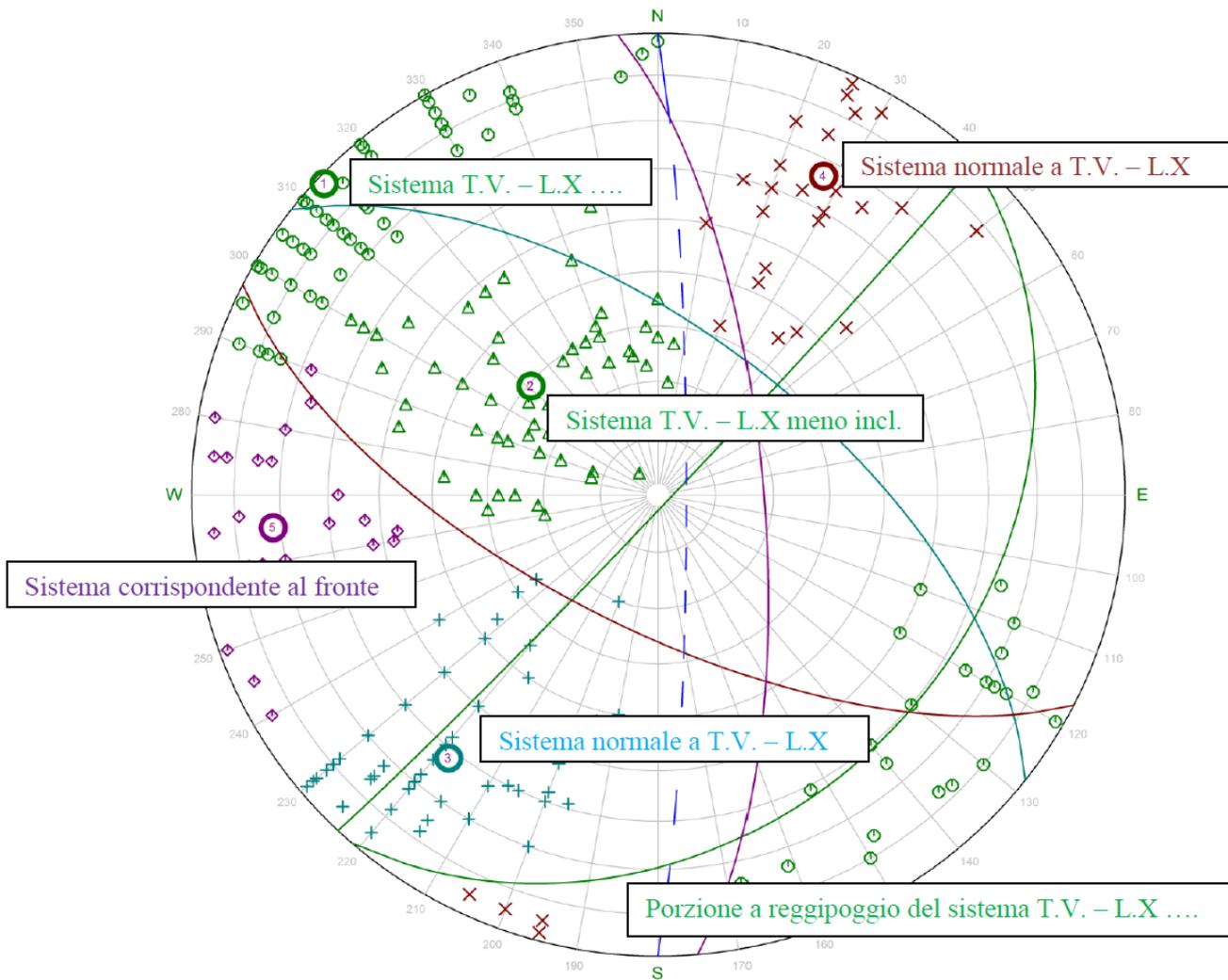
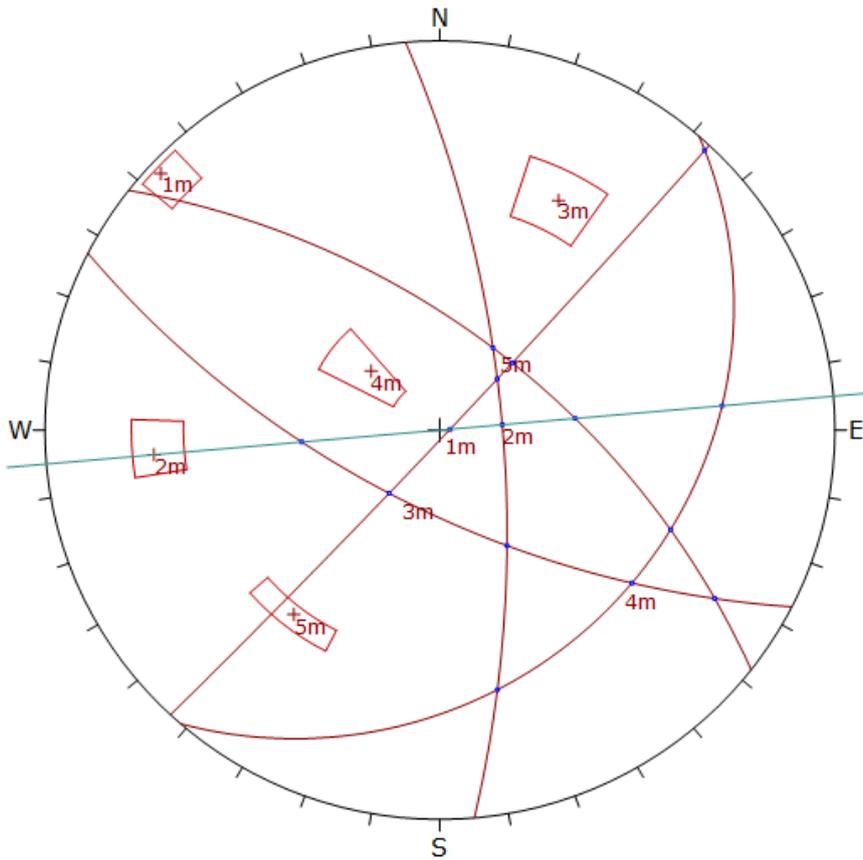


Figura 40- Stereogramma con le principali famiglie di giunti (cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

Il prossimo passo è determinare la giacitura delle due discontinuità direttamente coinvolte nel crollo del 2016. Per far ciò, verranno definite tutte le famiglie di giunti principali e la sezione perpendicolare al fronte nello stereogramma a reticolo equatoriale tramite l'ausilio del software Rocscience DIPS. Le giaciture dei giunti e della sezione è indicata nella tabellina in Figura 41, dove la sezione è indicata con ID2 ed ha una immersione di 175° e una inclinazione di 90°. Le due famiglie di discontinuità che identificano il monolite strapiombante molto simile a quello di Figura 38 sono il set1 (ID3) e il set5 (ID5) e le giaciture dell'intersezione tra le due famiglie di giunti e la sezione sono indicate in Tabelle 10.



ID	Dip	Dip Direction	Set
1	72	85	2
2	90	175	
3	88	133	1
4	26	131	4
5	62	38	5
6	67	207	3

Figura 41-Stereogramma con le principali famiglie di giunti e la linea in azzurro di sezione perpendicolare al fronte del versante

I giunti che si prenderanno come riferimento per simulare il crollo del monolite aggettante della sezione 2-16, sono:

- Sistema di discontinuità 133°/88° (ID:3): k3 (tension crack)
- Sistema di discontinuità 38°/62° (ID:5): k5

Tabella 20-individuazione della inclinazione delle discontinuità protagoniste del crollo del 2016

GIACITURA	FRONTE	SEZIONE S	INTERSEZIONE	
			S-k3	S-k5
DIP DIRECTION	85	85+90=175	85	85
DIP	72	90	86	51

DETERMINAZIONE DELL'ANGOLO DI ATTRITO PER LE DISCONTINUITA' PROTAGONISTE DEL CROLLO DEL 2016

In base ai dati geomeccanici raccolti nella discenderia di seconda uscita e nella vecchia cava, si prendono in considerazione i valori degli angoli di attrito per le famiglie di giunti con dip direction e dip simile ai giunti di riferimento k3 - k5.

Il valore dell'angolo di attrito per le discontinuità k3 e k5 è quindi determinato come media aritmetica dei valori considerati, come indicato nelle Tabelle 21 e 22. Questi valori serviranno per la definizione del criterio di resistenza delle discontinuità.

Tabella 21-Angolo di resistenza al taglio del giunto k3(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

k3(133/88)				
	$\varphi_{base}[^\circ]$	$\varphi_{picco}[^\circ](\sigma=0,1MPa)$	$\varphi_{medio}[^\circ]$	$\varphi_{k3}[^\circ]$
136/86	29	34	33,4	33
122/79	29	43		
310/70	29	40		
323/70	29	38		
330/80	29	39		
333/80	29	30		
330/80	29	40		
328/76	29	38		
	$\varphi_{base,medio}[^\circ]$	$\varphi_{picco,medio}[^\circ]$		
	29	37,75		

Tabella 22- Angolo di resistenza al taglio del giunto k5(cortesia Dott.Geologo Cavagnino)

k5(38/62)				
	$\varphi_{base}[^\circ]$	$\varphi_{picco}[^\circ](\sigma=0,1MPa)$	$\varphi_{medio}[^\circ]$	$\varphi_{k5}[^\circ]$
46/75	29	40	32,5	33
206/56	29	38		
35/80	29	40		
28/68	29	30		
50/80-60	29	31		
27/60	29	33		
50/80-60	29	40		
	$\varphi_{base,medio}[^\circ]$	$\varphi_{picco,medio}[^\circ]$		
	29	36,00		

2.2.3. MODELLO GEOMETRICO 2D DEL VERSANTE

Nella Figura 42 si vuole evidenziare il modello geometrico del versante ottenuto dalle considerazioni appena descritte, ovvero in base alla scelta della sezione con il maggior monolite aggettante (si è ricostruita la geometria bidimensionale del versante) ed in base alla definizione delle inclinazioni delle due discontinuità in sezione (tale che formino un blocco aggettante simile a quello mostrato nella sezione 2-16 in Figura 38). Sempre nella stessa Figura 42, si vuole evidenziare l'intersezione dei due giunti e la formazione di un monolite aggettante simile a quello proposto in sezione 2-16 di Figura 38.

In Figura 42 viene riportato la sezione ricavata dalle coordinate altimetriche note di ogni punto della sezione 2-16 di Figura 38. Detta sezione è stata ricostruita con l'ausilio del software Autocad. In particolare, si vuole evidenziare l'inclinazione delle discontinuità dedotte nel paragrafo 2.3.2. Nel capitolo 3, quando si parlerà di modellazione numerica del versante, questa rappresentazione grafica in AutoCad verrà importata nel software Rocscience RS2 per impostare direttamente la complessa geometria del modello.



Figura 42-Modello geometrico 2D del versante riprodotto con il software AutoCad

2.2.4. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER L'AMMASSO ROCCIOSO E LE DISCONTINUITA'

Si sono dedotti tutti i dati necessari per definire il criterio di resistenza per l'ammasso roccioso e ricavati quelli disponibili per le discontinuità. Come si è infatti notato dall'analisi dei dati disponibili, per definire un criterio di resistenza per le discontinuità di Mohr-Coulomb, i dati riguardanti la coesione e la resistenza a trazione delle stesse risultano incognite. A tal fine, verrà definito il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb per le discontinuità e i parametri mancanti saranno calibrati tramite un'analisi a ritroso dell'evento franoso avvenuto nel 2016.

CRITERIO DI RESISTENZA E LEGGE COSTITUTIVA PER L'AMMASSO ROCCIOSO

Si ipotizzerà una legge costitutiva elastica perfettamente plastica per l'ammasso roccioso, in mancanza di dati che possano definire il comportamento tenso-deformativo dello stesso.

Il criterio di resistenza maggiormente usato per gli ammassi rocciosi è il criterio di Hoek&Brown, anche se può essere utilizzato per la roccia intatta.

Il criterio di Hoek e Brown è un criterio di resistenza non lineare espresso nel piano delle tensioni principali σ_1 e σ_3 (Figura 43)

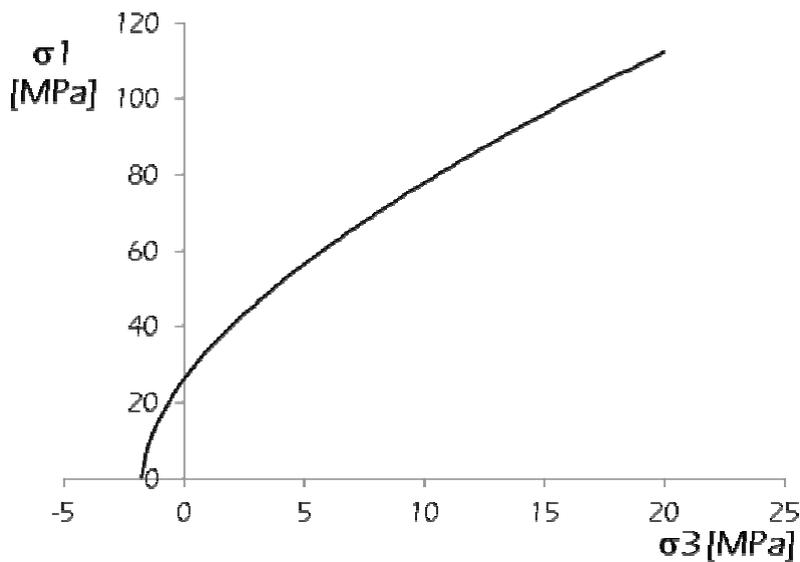


Figura 43-Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb

La relazione che lega la tensione normale principale massima con la tensione normale principale minima è la seguente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Dove:

- $\sigma'1$ e $\sigma'3$ sono le tensioni principali efficaci a rottura
- σ_{Cl} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (C_0)
- Esponente a e i parametri m ed s dipendono dalla qualità dell'ammasso roccioso (GSI) e dal grado di disturbo D .

Il parametro m_b esprime le caratteristiche del Litotipo di cui è costituito l'ammasso (m_i) in relazione alla qualità dell'ammasso roccioso, mentre s ed a sono costanti della massa rocciosa.

- m_i ed s sono due costanti caratteristiche del materiale:
 - m : litotipo (dipende dal tipo di matrice rocciosa);
 - s : qualità dell'ammasso roccioso ($s=1$ per roccia intatta).

All'aumentare del grado di fratturazione e quindi al diminuire della qualità dell'ammasso roccioso, il dominio di resistenza diminuisce di conseguenza (Figura 44).

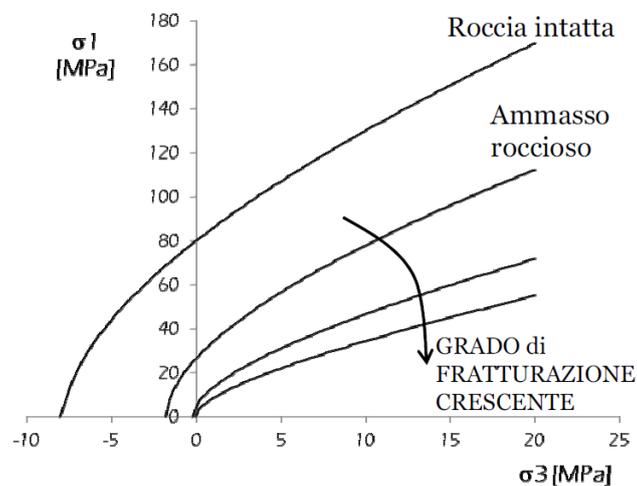


Figura 44-Differenza tra domini di resistenza della roccia intatta e dell'ammasso roccioso

Quindi le caratteristiche di resistenza per l'ammasso roccioso sono sintetizzate nello schema sottostante e in Tabella 23.

Legge costitutiva: ELASTICA PERFETTAMENTE PLASTICA

Criterio di resistenza: HOEK & BROWN

Tabella 23-Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso

AMMASSO ROCCIOSO	
peso specifico [kN/m ³]	26
UCSintact rock[MPa]	93,5
GSI	53
mi	24
D	0,5

CRITERIO DI RESISTENZA E LEGGE COSTITUTIVA PER LE DISCONTINUITA'

In base ai valori molto bassi di JRC delle discontinuità rilevate nelle discenderia di seconda uscita (dalla Tabella 3 alla Tabella 10), si possono ipotizzare discontinuità prevalentemente lisce. A tal fine viene definita una legge costitutiva elastica perfettamente plastica per le discontinuità protagoniste del crollo del 2016.

Si prende in considerazione un criterio di resistenza al taglio di Mohr-Coulomb per le discontinuità in questione.

Il criterio di resistenza lineare di Mohr-Coulomb è il seguente:

- Rappresentando gli stati tensionali a rottura mediante cerchi di Mohr sul piano σ - τ , è possibile definire una retta tangente alla maggior parte dei cerchi
- Tale retta avrà equazione: $\tau = c' + \sigma n \cdot \tan\varphi'$
- Si individuano così i due parametri del criterio:
 c' = coesione
 φ' = angolo di attrito

La rappresentazione grafica del criterio è evidenziata in Figura 45.

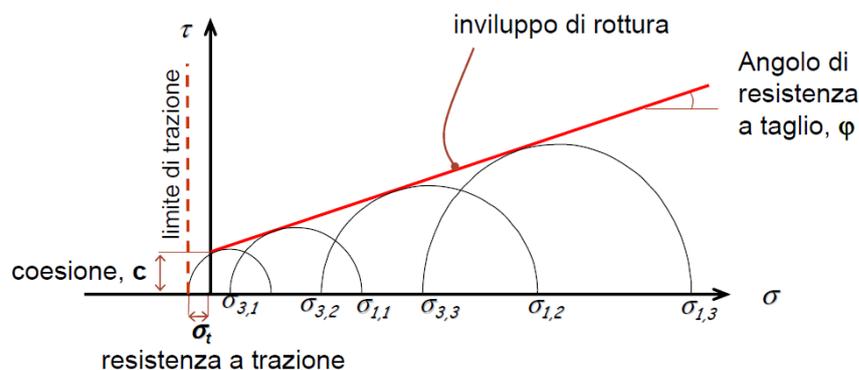


Figura 45-Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb

Quindi le caratteristiche di resistenza per le discontinuità sono sintetizzate nello schema sottostante e in Tabella 24.

Legge costitutiva: ELASTICA PERFETTAMENTE PLASTICA

Criterio di resistenza: MOHR COULOMB

Tabella 24-Caratteristiche meccaniche delle discontinuità

GIUNTI K3 K5	
$\varphi' [^\circ]$	33
coesione	da back analysis
resistenza a trazione	da back analysis

2.2.5. DATI DELLA GALLERIA

Nella sezione che si andrà a considerare per eseguire successivamente un modello numerico del versante bidimensionale (in corrispondenza della sezione con il maggior monolite franato) e simulare la frana del 2016 (di cui si parlerà nel capitolo 3), è necessario andare a considerare tutte le caratteristiche. In particolare, come si evince dalle Figure 20 e 36, nella sezione che si andrà a considerare, è presente il primo livello della galleria di coltivazione (livello 0). L'ubicazione della galleria dentro la sezione di riferimento è illustrata in Figura 46. Sempre nella stessa Figura 46 si vogliono anche evidenziare le quote tra la calotta della galleria e la discontinuità K5 e la superficie esterna: si nota una distanza minima di circa 28 metri.

E' importante considerare tutte le caratteristiche dell'area che si vuole studiare, al fine di costruire il miglior modello numerico che più si avvicini a quello reale e quindi simulare al meglio la frana del 2016. In particolare, è importante capire se la galleria abbia influenzato la frana del 2016. In base ai dati che sono stati forniti riguardo la galleria di coltivazione mineraria, la galleria non ha subito nessuna variazione di forma e nessuna convergenza. Quindi, si può affermare che la galleria non abbia influenzato la stabilità del monolite aggettante nel marzo del 2016 e che il crollo non abbia influenzato la galleria. E' importante considerare la galleria al fine di ottenere la migliore rappresentazione del modello numerico.



Figura 46-Rappresentazione della sezione di riferimento con all'interno la galleria tramite il software AutoCad

La forma e le dimensioni della galleria sono indicate in Figura 47.

Il rinforzo della galleria, indicato in Figura 47, è stato eseguito con bulloni Swellex (Figura 48), aventi lunghezza pari a 4 m, posti sia in calotta che nella parte alta dei fianchi della galleria. Il passo tra un bullone e l'altro è corrispondente a 1,575m. Non si hanno ulteriori dati riguardo le caratteristiche meccaniche dei suddetti bulloni, quindi in fase di modellazione numerica, verranno impostate le caratteristiche meccaniche di Default sul programma Rocscience RS2 (di cui si parlerà nel capitolo 3).

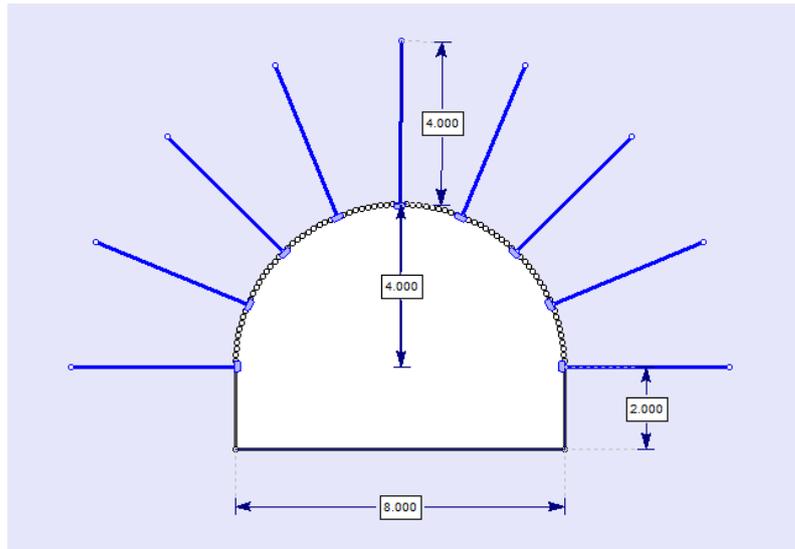


Figura 47-Dimensioni della galleria e del sistema di rinforzo

Le caratteristiche del bullone Swellex sono le seguenti:

E' costituito da una membrana metallica molto deformabile che viene inserita nel foro. Ad essa si collega una pompa che permette l'iniezione di acqua ad alta pressione, con la funzione di distendere e dilatare la membrana. Alla fine, grazie all'alta pressione, la membrana risulta quasi incollata sulla superficie del foro e questo genera attrito. Il bullone è costituito da un materiale molto deformabile e se questo aderisce bene contro le pareti del foro, esso è difficile da estrarre.

Vantaggi:

- Semplice installazione, purché si disponga di una pompa per l'iniezione di acqua ad alta pressione;
- Azione immediata.

Svantaggi:

- Diametro cruciale: è necessaria una buona calibrazione del diametro;
- Corrosione;
- Richiede una pompa per l'installazione.

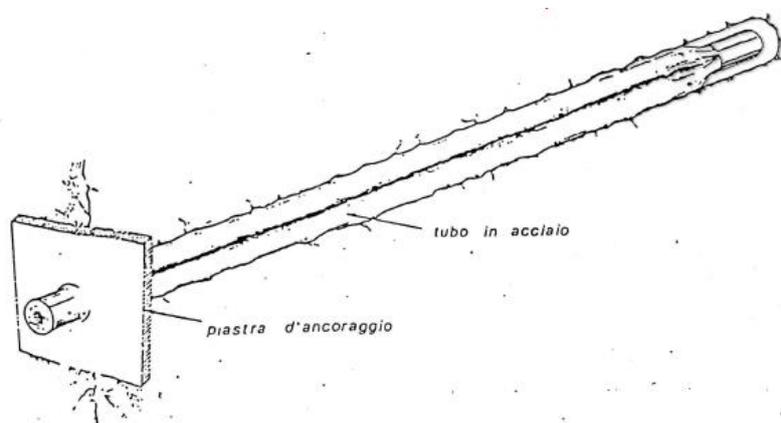


Figura 48-Bullone Swellex

3. BACK ANALYSIS DELL'EVENTO DI MARZO 2016

3.1. INTRODUZIONE

Nel seguente capitolo verrà simulato l'evento franoso avvenuto nel marzo del 2016 per la determinazione dei parametri meccanici delle discontinuità incogniti, in particolare la coesione e la resistenza a trazione. Avendo sufficienti informazioni disponibili, analizzati dettagliatamente nel capitolo 2, si può ricostruire il fenomeno franoso del 2016 per determinare i parametri geotecnici mancanti.

Come si è già discusso nel capitolo 1 e 2, l'evento franoso del 2016 ha arretrato il fronte del versante coinvolgendo un volume di circa 100680 m³. La porzione rocciosa in oggetto, era caratterizzata da diverse fratture, che a causa dell'evento franoso, sono crollate. Il nuovo ciglio del versante che si è andato a creare, è caratterizzato solo da due grandi fratture denominate Tana Volpe e Grande frattura trasversale (come è riportato in Figura 34). Il fronte ante frana 2016, era caratterizzato da una grande porzione rocciosa strapiombante con pericolanti monoliti a vista. Si è deciso di analizzare e modellare una sezione del versante che abbia coinvolto il maggior volume franato, al fine di usare questa per simulare l'evento franoso del 2016 e calibrare i dati geotecnici mancanti.

La simulazione di un evento già avvenuto in passato e la conseguente calibrazione dei valori dei parametri meccanici incogniti, viene anche denominata Back Analysis (analisi a ritroso). Per riproporre lo stesso fenomeno avvenuto in passato, sono necessari molti dati di tale evento, per la costruzione di un modello numerico che più si avvicini a quello reale.

I risultati che si vogliono ottenere, sono i parametri geotecnici mancanti relativi alle discontinuità, ovvero la coesione e la resistenza a trazione. Si anticipa che questi valori verranno usati nel capitolo 4, quando si vorrà studiare la condizione di stabilità di un'altra porzione rocciosa limitrofa, avente una frattura interna con caratteristiche dimensionali e meccaniche incognite.

Per calibrare la coesione e la resistenza a trazione dei giunti, verrà simulato il crollo del 2016 e le simulazioni termineranno una volta ottenuta la condizione di equilibrio limite (ovvero, fattore di sicurezza circa uguale a 1) e la deformata del modello sia quanto più prossima alla deformata reale (ovvero, distacco del monolite roccioso aggettante).

Data la moderata persistenza e la medio-bassa spaziatura delle discontinuità (come si evince dai valori nelle Tabelle 3-4-5-6-7-8-9-10), si è ipotizzato un modello continuo equivalente per l'ammasso roccioso e si sono solo riportate, all'interno dell'ammasso stesso, le discontinuità che hanno formato il grosso monolite franato.

Sarà proposto dunque un modello numerico agli elementi finiti per riprodurre la sezione del versante con il maggior volume franato e verrà quindi usato un software agli elementi finiti denominato Rocscience RS2 per simulare l'evento del 2016.

CONCETTO DELLA BACK ANALYSIS

Le analisi a ritroso possono essere utilizzate efficacemente per verificare una serie di aspetti dei modelli numerici. Consentono di ottenere un feedback e una maggiore fiducia su un insieme di parametri selezionati prima di utilizzarli, per eseguire successivamente delle analisi predittive.

Le analisi a ritroso possono anche essere utilizzate per determinare i parametri geomeccanici in alcune situazioni specifiche. La back analysis (usata in combinazione alla modellazione numerica) è un processo in cui si simula un fenomeno reale cercando di ottenere come risultato quanto osservato durante il suo verificarsi (es. Spostamenti, tensioni, ecc.). Per eseguire un'analisi a ritroso è necessario avere una chiara descrizione di un fenomeno verificatosi (come una frana o un crollo di una galleria). Ciò include i dati di monitoraggio, la geometria precedente e modificata, le informazioni visive, ecc.

SOFTWARE ROCSCIENCE RS2

RS2 (o Phase2) è un potente programma a elementi finiti 2D per applicazioni su suolo e roccia. RS2 può essere utilizzato per un'ampia gamma di progetti ingegneristici tra cui progettazione di scavi, stabilità dei pendii, infiltrazioni di acque sotterranee, analisi probabilistiche, consolidamento e capacità di analisi dinamica.

È possibile creare facilmente modelli complessi a più stadi e analizzarli rapidamente: gallerie in roccia debole o articolata, caverne sotterranee di centrali elettriche, miniere a cielo aperto e pendii, argini, strutture in terra stabilizzata e molto altro.

La propagazione della frattura, l'interazione con il supporto e una varietà di altri problemi possono essere affrontati con l'ausilio di questo software.

Una delle caratteristiche principali di RS2 è l'analisi della stabilità del pendio agli elementi finiti utilizzando il metodo di riduzione della resistenza al taglio (shear strength reduction method). Questa opzione è completamente automatizzata e può essere utilizzata con vari criteri di rottura, tra cui Mohr-Coulomb e Hoek-Brown generalizzato.

In questa analisi, verrà appunto impostato su RS2, il metodo SSR (shear strength reduction) per la determinazione del fattore di sicurezza globale del pendio in esame. Le simulazioni numeriche si baseranno sull'andare a ipotizzare i valori di coesione e di resistenza a trazione dei giunti protagonisti del crollo, al fine di ottenere un fattore di sicurezza molto prossimo a 1 (indicato nel software come Critical Shear Strength Reduction). L'attivazione del metodo appena introdotto su Rocscience RS2 deve essere impostato nelle impostazioni iniziali del progetto, come indicato in Figura 49.

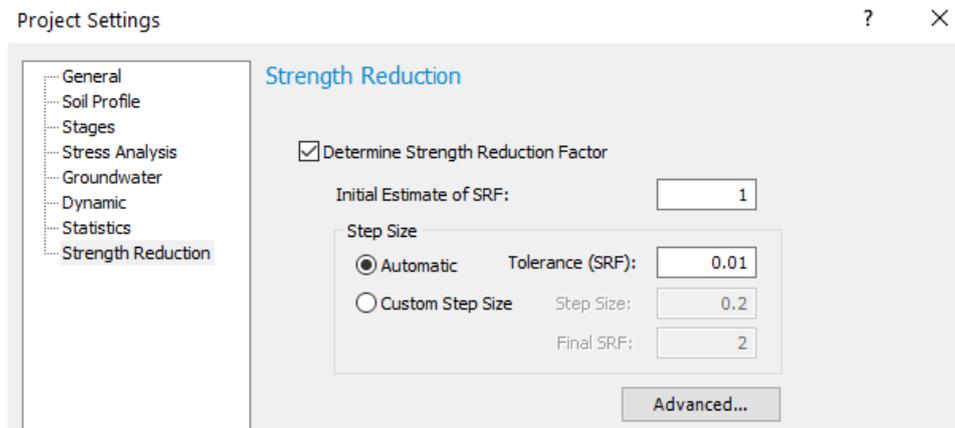


Figura 49-Impostazione del metodo Shear Strength Reduction in Rocscience RS2

➤ METODO DEGLI ELEMENTI FINITI

L'ammasso roccioso che si vuole andare a studiare, viene approssimato ad un modello continuo equivalente, cioè le proprietà meccaniche dello stesso sono uguali in tutte le direzioni e le discontinuità secondarie sono incorporate al suo interno. Si terranno solo conto delle discontinuità che hanno generato il crollo del 2016.

Teoricamente, il modello continuo approssima il sistema reale ad un dominio discretizzato (detta Mesh) costituito da "unità elementari" di forma geometricamente semplice (triangoli, rettangoli, quadrilateri) chiamati "Elementi Finiti". La discretizzazione permette di descrivere il dominio con un numero finito di punti, detti nodi. Quest'ultimi sono i punti di connessione degli elementi finiti che costituiscono il dominio discretizzato. Gli elementi finiti sono quindi regioni di volume finito e forma semplice, connesse tra loro in un numero finito di punti detti nodi.

Questo metodo ipotizza inoltre che gli spostamenti di un punto interno ad un elemento siano funzioni degli spostamenti nodali tramite opportune funzioni del punto dette funzioni di spostamento.

3.2. MODELLO NUMERICO DEL VERSANTE ROCCIOSO

IPOTESI DI MODELLO

Per la costruzione del modello numerico che simuli l'evento franoso del 2016, verranno assunte le seguenti ipotesi:

- 1) Pressione idrostatica nel giunto k3 (ipotesi plausibile in base ai dati Arpa del paragrafo 1.5): verrà considerato un riempimento d'acqua del giunto fino al 70% della sua altezza totale, siccome risulta avere una profondità elevata pari a 69,5m (Figura 50). Il motivo è che se si considerasse un riempimento d'acqua totale dei due giunti, si instaurerebbe una pressione idrostatica elevata, pari a 0.95MPa.
- 2) La resistenza a trazione del giunto è funzione della coesione: in questo modo si dovrà calibrare un solo parametro meccanico in fase di simulazione.

3.2.1. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

DEFINIZIONE DEL DOMINIO

La prima operazione da eseguire nella costruzione del modello numerico è definire il dominio. Introducendo le discontinuità k3 e k5, aventi inclinazione rispettivamente di 86° e 51° , queste formano il monolite aggettante protagonista del crollo (Figura 49-50).

Il dominio viene definito considerando la dimensione del problema, che in questo caso è l'altezza del monolite aggettante. Questo risulta avere una estensione massima di 95 metri.

E' necessario considerare un dominio sufficientemente esteso affinché i vincoli (ovvero le condizioni al contorno) non influenzino la zona che si vuole andare ad analizzare. A tal fine verrà considerata una distanza dagli estremi del versante pari a 5 volte l'altezza del monolite aggettante: ovvero 475m. In questo modo si è ottenuto un modello abbastanza grande per evitare l'influenza delle condizioni al contorno.

Il dominio del modello, la dimensione del monolite aggettante e le lunghezze delle discontinuità sono indicate in Figura 50 e 51.

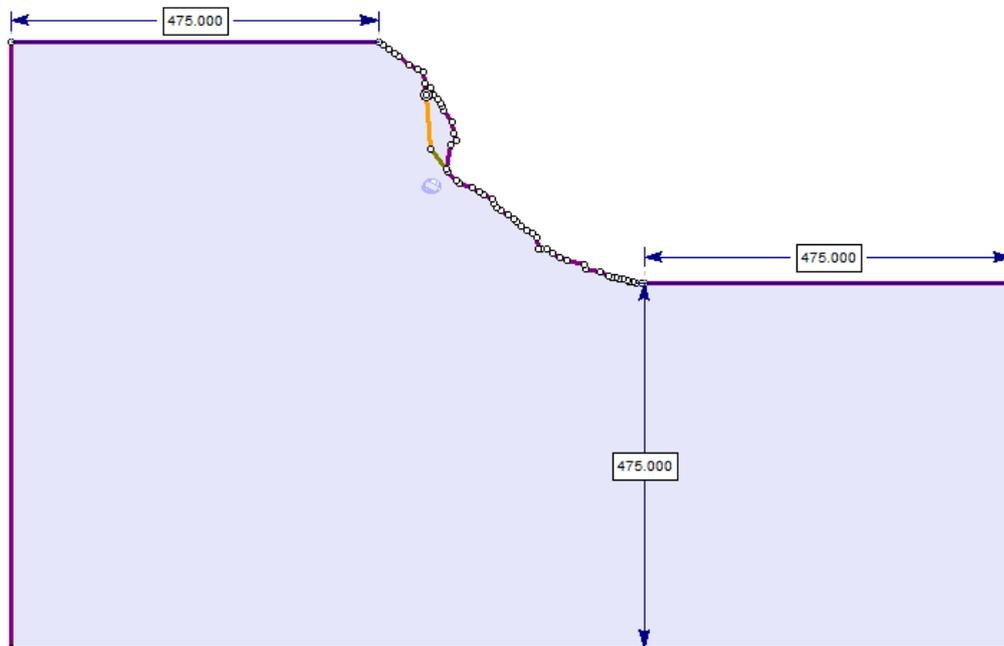


Figura 50-Dominio del modello numerico

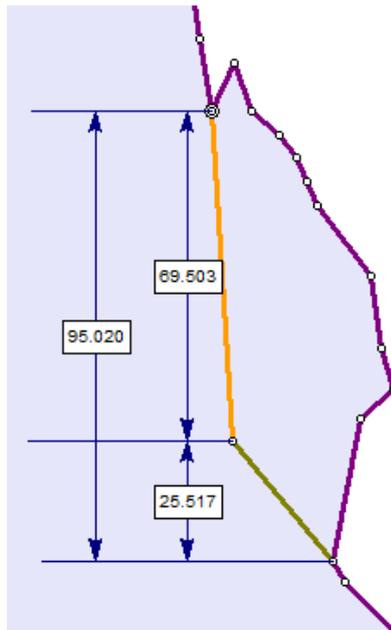


Figura 51-Altezze dei giunti

ELEMENTI DI DISCRETIZZAZIONE

La mesh verrà definita graduata, ovvero con elementi crescenti di dimensione dalla zona del problema agli estremi del dominio. Si adotteranno una tipologia di elementi triangolari, con un nodo per ogni vertice del triangolo.

L'impostazione della mesh è indicata in Figura 52.

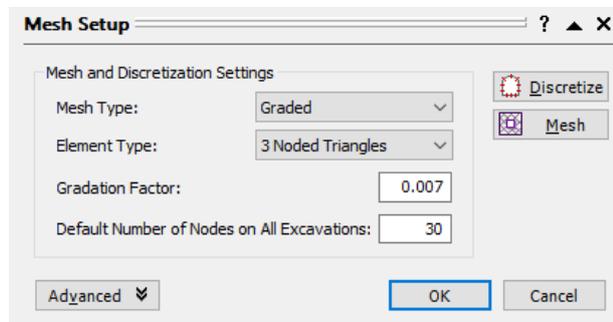


Figura 52-Impostazione della mesh

CONDIZIONI AL CONTORNO

Si hanno due tipologie di condizioni al contorno da prendere in considerazione nella seguente analisi:

- **Condizioni al contorno di spostamento**
 - carrelli: disposti verticalmente nei lati verticali, per impedire lo spostamento orizzontale e consentire quello verticale;
 - cerniere: poste negli estremi inferiori del dominio, perché nella realtà non avvengono spostamenti orizzontali e verticali alla distanza su cui sono posti.

Le condizioni al contorno relative agli spostamenti, sono indicate in Figura 53.

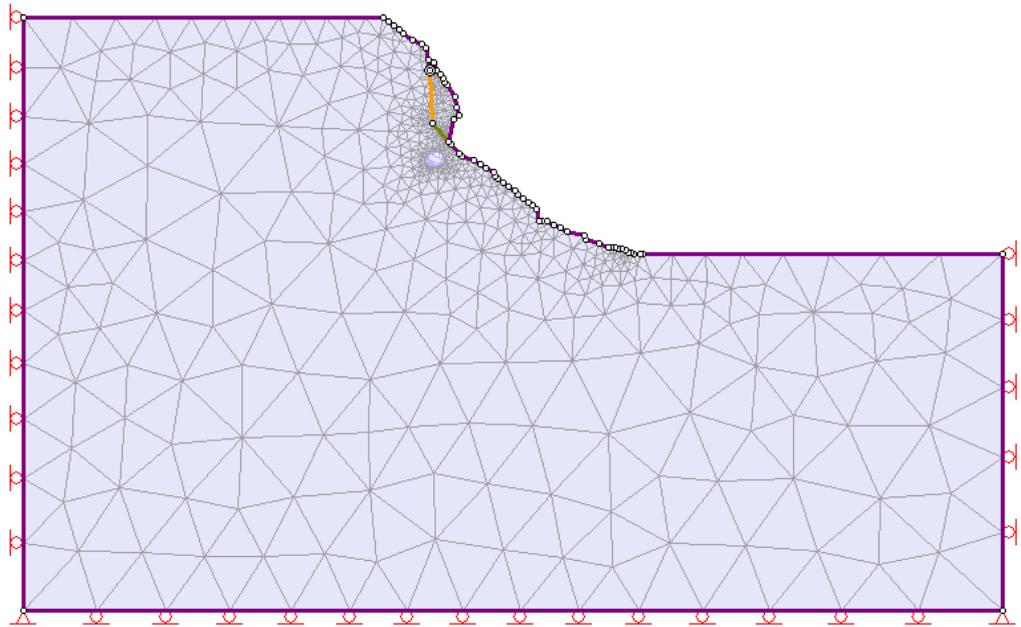


Figura 53-Condizioni al contorno di spostamento

- Condizioni al contorno di carico:**
 - Pressione idrostatica agente nella discontinuità k3 (frattura Tana Volpe)**

Come si è già accennato a inizio capitolo (nelle ipotesi di modello), viene ipotizzata la presenza di acqua solo nel giunto di trazione k3, corrispondente ad un riempimento di acqua pari al 70% della sua altezza totale (ovvero, $70\% \cdot 69,5\text{m} = 48,65\text{m} \rightarrow 50\text{m}$ di altezza d'acqua), ovvero corrispondente ad una distribuzione lineare della pressione idrostatica dentro il giunto da 0 a 0,5 MPa. Il software RS2 considera tale carico distribuito uniformemente su tutta la lunghezza del giunto, dunque si è calcolata la pressione distribuita uniformemente su tutta l'altezza del giunto che produca lo stesso effetto del carico distribuito linearmente per il 70% dell'altezza totale del giunto k3. Si è ricavato infine un carico idraulico distribuito uniformemente di 172 kPa, come si evince in Figura 54. Le impostazioni del carico dell'acqua dentro il giunto k3 verrà discusso nel paragrafo 3.2.2, precisamente quando si parlerà delle proprietà idrostatiche del giunti k3.

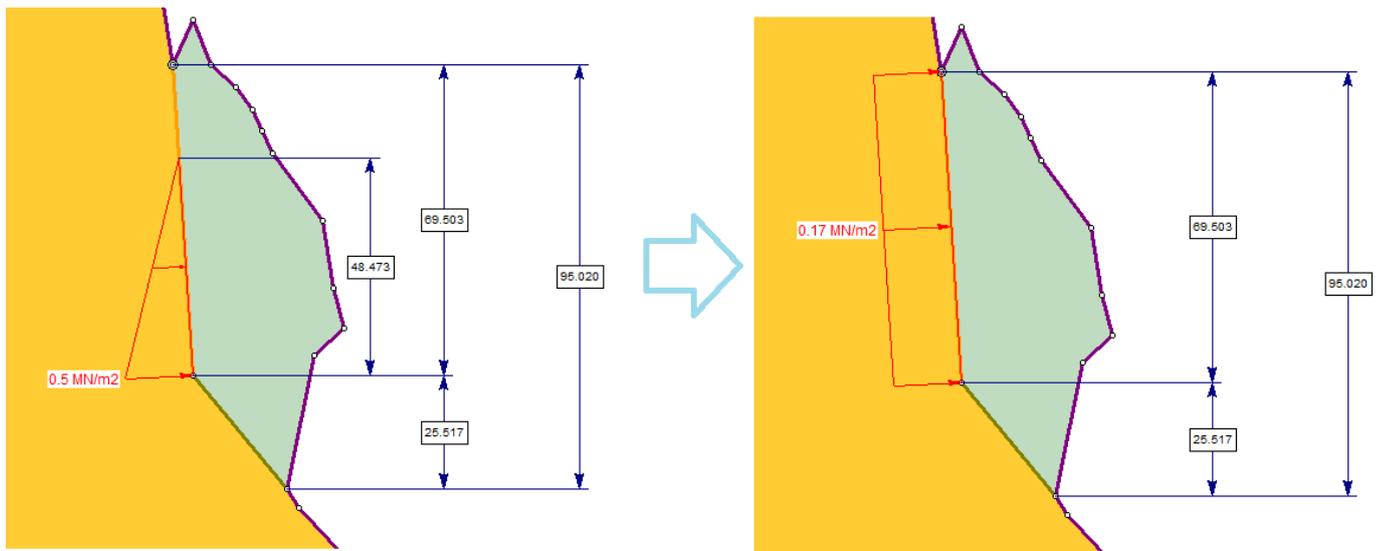


Figura 54-carico reale (sinistra) e carico impostato da RS2 (destra)

FASI IMPOSTATE NEL MODELLO

L'obiettivo dell'analisi numerica riportata è determinare la coesione tramite simulazione dell'evento franoso, ma anche studiare le condizioni tenso deformative una volta raggiunto l'equilibrio limite. Le risposte tenso deformative del versante che si vogliono andare a studiare, sono quelle che nascono dall'azione sollecitante dell'acqua. Quindi è necessario depurare dai risultati la risposta tenso deformativa che nasce a seguito dell'inizializzazione del modello (ovvero, l'ammasso subisce il suo peso proprio e si deforma di conseguenza) e per effetto dello scarico tensionale prodotto dall'introduzione della galleria dentro l'ammasso stesso. Dunque è necessario inserire più fasi ("stages" nel programma) affinché, in fase di interpretazione dei risultati, si possano studiare quelli relativi al solo effetto dell'azione sollecitante idraulica.

L'impostazione delle fasi è delineata in Figura 55. Come si può notare sono state definite 4 fasi, prendendo in considerazione tutte le caratteristiche dell'ammasso (comportamento elastico, comportamento elasto-plastico, introduzione della galleria, azione sollecitante dell'acqua).

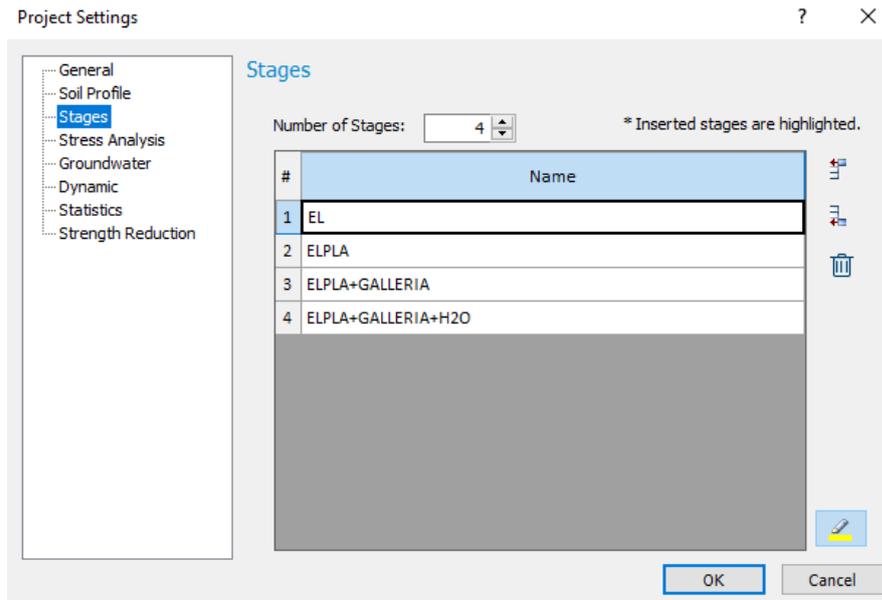


Figura 55-Definizione delle fasi (stages)

La definizione delle fasi è indicata nell'elenco seguente.

1) Stage 1: EL

AMMASSO ROCCIOSO ELASTICO

Per l'inizializzazione del modello è conveniente impostare, come prima fase, un comportamento elastico per l'ammasso roccioso. Il motivo è che si vuole interpretare al meglio i risultati tenso deformativi e quindi è necessario far scontare al modello le deformazioni elastiche che nascono a seguito del solo peso proprio dell'ammasso. In fase di interpretazione dei risultati, verrà selezionata l'opzione "Reference Stages", per riferire i risultati tenso deformativi ad una data fase (che sarà la fase 3, per visualizzare i risultati derivanti dal solo effetto prodotto dall'acqua).

Dunque per definire il comportamento elastico per l'ammasso roccioso, non si deve far altro che impostare, nelle proprietà dei materiali, un tipo di materiale con comportamento elastico (Figura 62).

2) Stage 2: ELPLA

AMMASSO ROCCIOSO ELASTO PLASTICO

In questa fase viene definita, nelle impostazioni delle proprietà dei materiali del software RS2, un tipo di materiale avente un comportamento plastico (Figura 64). Il comportamento dell'ammasso roccioso da ora in poi rimarrà elastico perfettamente plastico, con criterio di resistenza di Hoek&Brown..

3) Stages 3: ELPLA+GALLERIA

INTRODUZIONE DELLA GALLERIA

Per scontare l'effetto dovuto allo scarico tensionale prodotto dall'introduzione della galleria e quindi non tenerne conto in fase di interpretazione dei risultati (grazie all'opzione "Reference stages"), viene definita questa ulteriore fase. In questa fase viene introdotta la galleria e il suo sistema di rinforzo (i bulloni di cui si è parlato nel capitolo 2 paragrafo 2.3.5).

4) Stages 4: ELPLA+GALLERIA+H2O

INTRODUZIONE DELL'ACQUA ALL'INTERNO DEL GIUNTO TANA VOLPE (K3)

In questa fase, viene introdotta la pressione idraulica nel giunto Tana Volpe (denominato anche k3). Per far ciò, viene ipotizzato uno scenario idraulico corrispondente ad una azione dell'acqua di 172kPa. Tale carico, assunto distribuito da RS2 su tutto il giunto Tana Volpe (vedi Figura 53), corrisponde ad un carico triangolare idrostatico di altezza pari al 70% dell'altezza totale della frattura Tana Volpe (giunto k3), ovvero ad un riempimento di acqua di circa 50m del giunto stesso. Viene ipotizzata l'introduzione dell'acqua solo nel primo giunto, dal momento che l'altezza di quest'ultimo risulta già molto elevato (69.5m). Se si considerasse l'ipotesi di riempimento totale di acqua nei giunti k3 e k5, la pressione idraulica che si instaurerebbe dentro i giunti, sarebbe troppo elevata e non realistica (dal momento che produrrebbe sempre il collasso del versante in oggetto).

Viene quindi impostato un carico idraulico di 172kPa solo nella fase 4 (Figura 70-71).

Dalla Figura 56 alla 59, si visualizza il modello nelle le 4 fasi.

Per il monolite aggettante (Figura 60), si è impostato un tipo di materiale elastico corrispondente alla roccia intatta, alla quale sono state assegnate le proprietà meccaniche di cui si discute nel paragrafo 3.2.2. : quindi si sono definite le proprietà meccaniche caratteristiche della roccia intatta corrispondenti al criterio di resistenza di Hoeh&Brown (di cui si parlerà nel paragrafo 3.2.2). Il motivo di tale ipotesi è che si vuole riprodurre lo stesso cinematico avvenuto nella realtà, ovvero distacco del blocco dal resto del versante. Se si impostassero le stesse caratteristiche dell'ammasso roccioso per il blocco in questione, questo si deformerebbe plasticamente e la deformata finale non corrisponderebbe a quella reale. Dunque si ipotizza che in tale porzione collassata non ci siano discontinuità al suo interno, affinché si possa impostare il criterio di resistenza della roccia intatta.

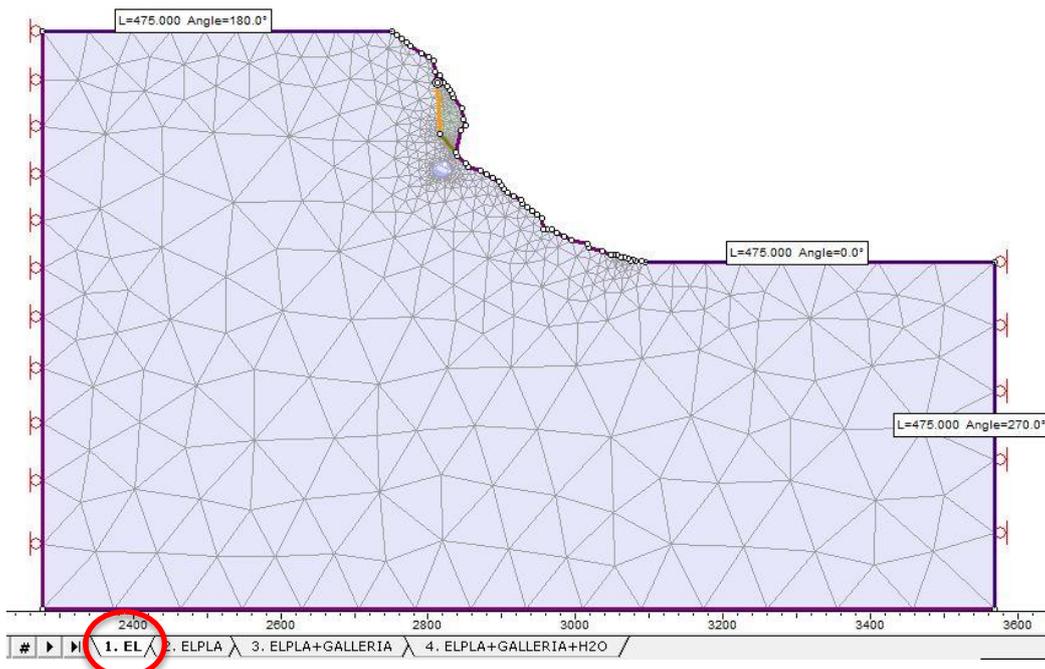


Figura 56-Fase 1:ammasso roccioso elastico

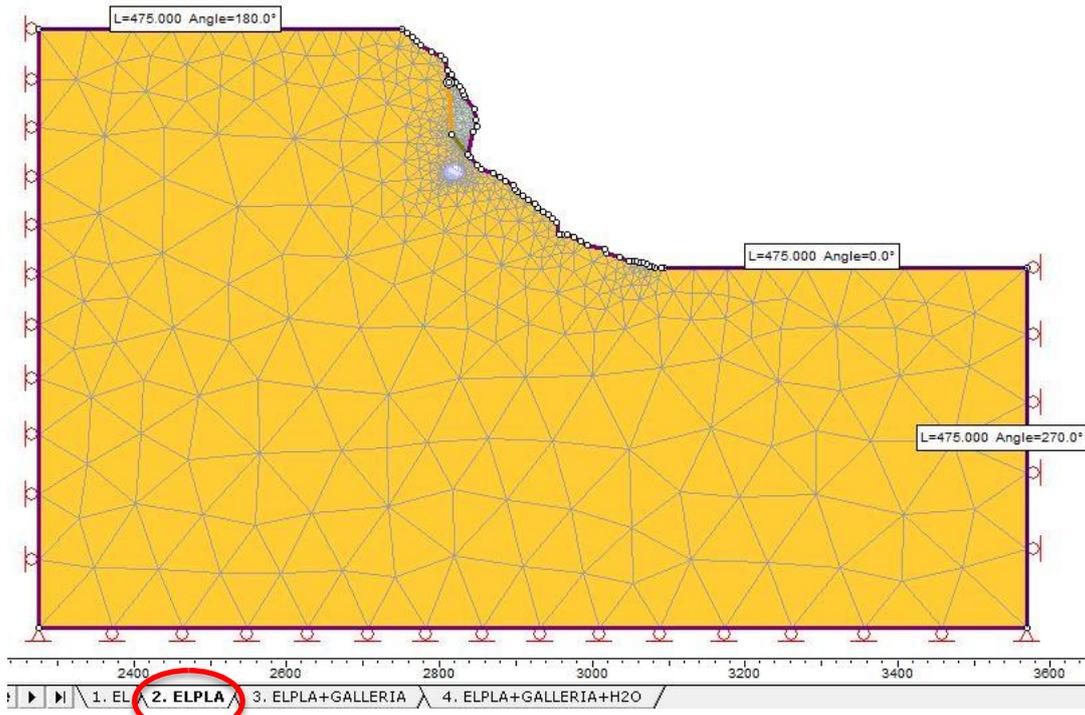


Figura 57-Fase2:ammasso roccioso elastoplastico

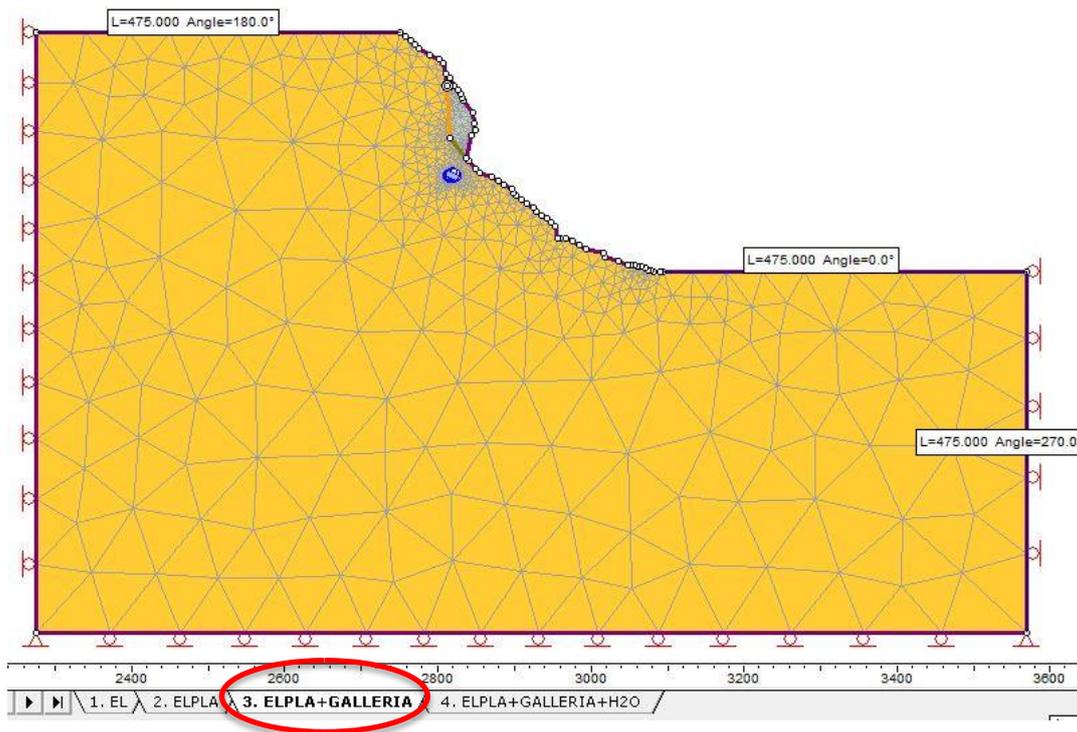


Figura 58-Fase 3:Introduzione della galleria e comportamento elastoplastico per l'ammasso roccioso

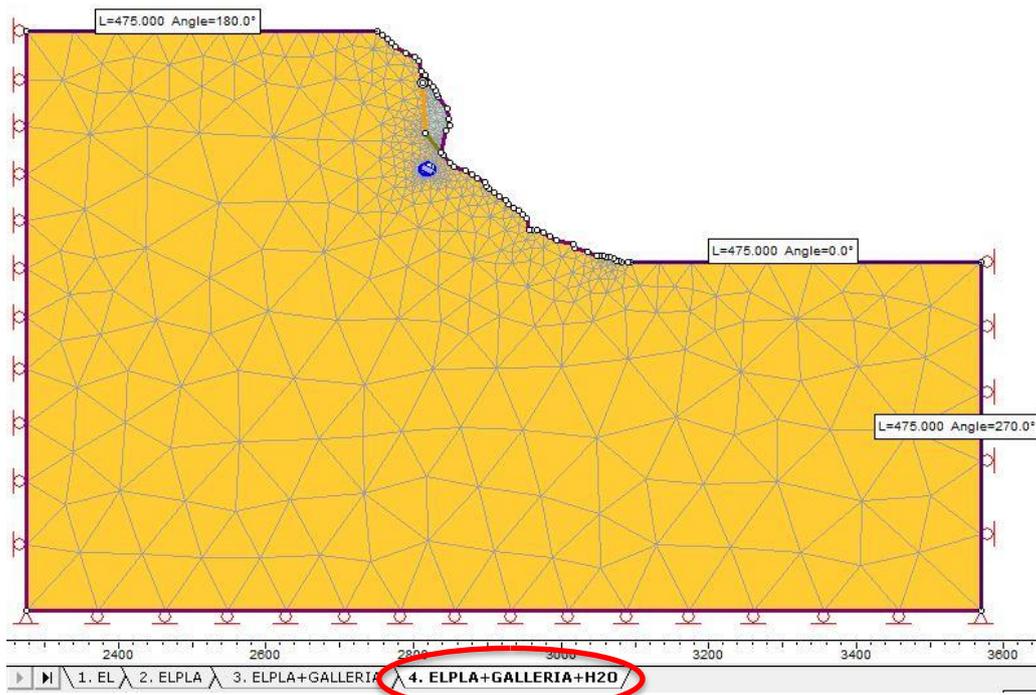


Figura 59-Introduzione della pressione idraulica nel giunto k3

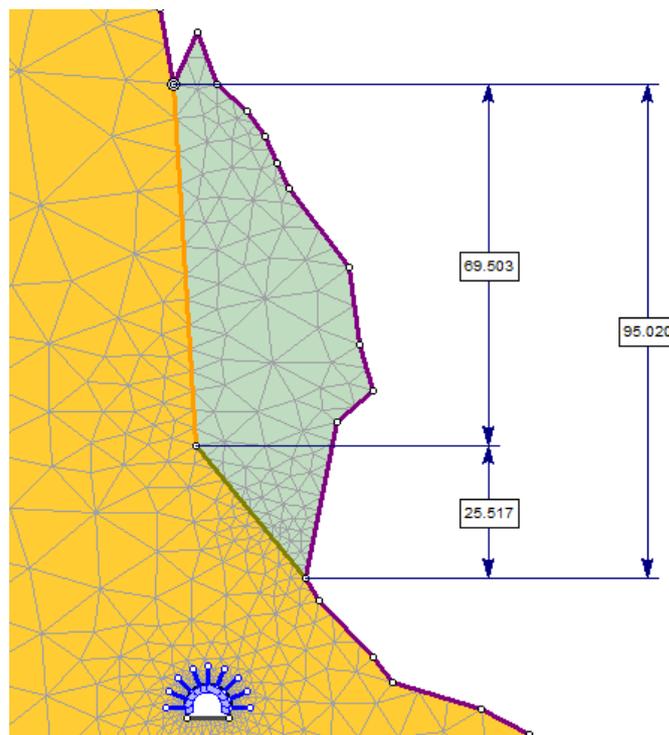


Figura 60-Particolare del monolite aggettante con caratteristiche meccaniche della roccia intatta

3.2.2. PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI E DELLE DISCONTINUITA'

In questo paragrafo verrà illustrato tutto il processo di impostazione delle proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso, delle discontinuità e del rinforzo della galleria di coltivazione, sulla base dei dati geomeccanici discussi nel capitolo 2.

PROPRIETA' DELL'AMMASSO ROCCIOSO

1) AMMASSO ROCCIOSO ELASTICO

Si riportano i dati geomeccanici ricavati nel capitolo 2 per l'ammasso roccioso, utili per impostare le proprietà meccaniche del criterio di resistenza di Hoek&Brown nel software RS2.

In Figura 61 viene indicata l'impostazione del peso specifico dell'ammasso roccioso, che in base ai dati forniti dal Dott. Geologo Cavagnino, viene definito pari a 26kN/m3.



Figura 61-Initial conditions EL rock mass

In Figura 62 viene impostato il criterio di resistenza di Hoek&Brown generalizzato, impostando i dati geomeccanici relativi all'ammasso roccioso discussi nel capitolo 2. Tramite la funzione del programma "GSI Calculator", vengono ricavati direttamente: m_b , s , a e il modulo elastico (come si può notare in Figura 63).

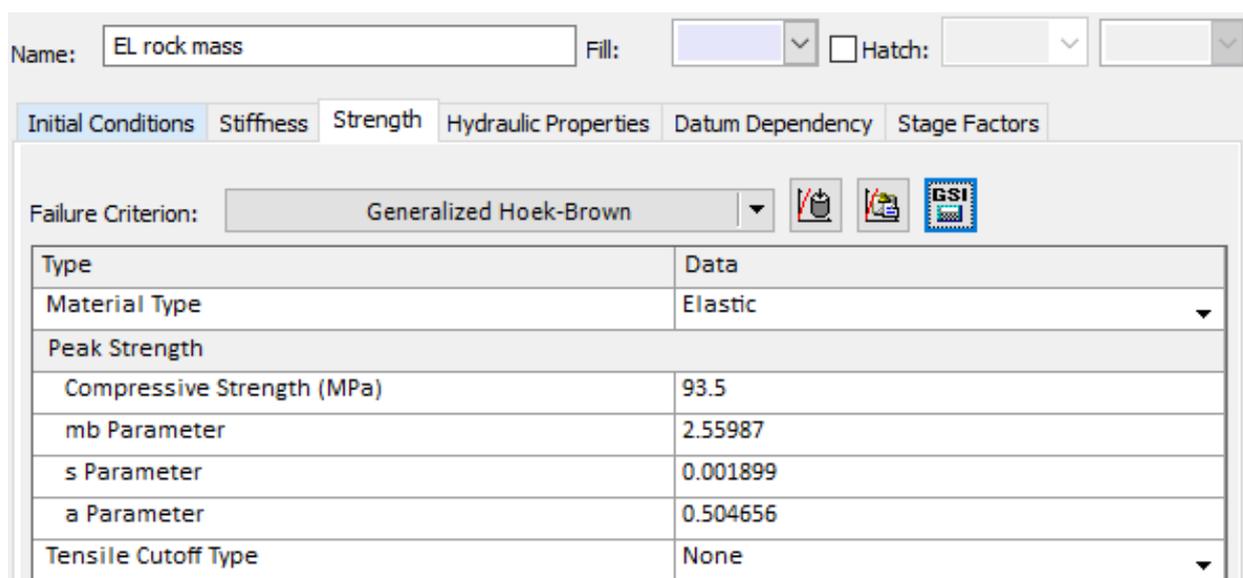


Figura 62- Strength per EL rock mass

Parameter Calculator ? X

Intact UCS (MPa):

Peak Residual

Geological Strength Index:

Intact Rock Constant mi:

Disturbance Factor:

The disturbance factor should only be applied to damaged rock around the excavations or behind a slope and not to the entire rock mass.

mb:

s:

a:

Compute rock mass elastic modulus

Erm (MPa):

Method: ▼

Figura 63-GSI calculator per EL rock mass

I dati geomeccanici delle Figure 61-62-63 vengono sintetizzati in Tabella 25.

Tabella 25-Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso elastico

EL ROCK MASS	
peso specifico [kN/m ³]	26
CRITERIO DI ROTTURA	HOEK&BROWN
TIPO DI MATERIALE	ELASTICO
Co[MPa]	93,5
mb	2,56
s	0,00189
a	0,5047
GSI	53
mi	24
D	0,5
E[MPa]	8619,2

2) AMMASSO ROCCIOSO ELASTO-PLASTICO

Allo stesso modo, vengono inseriti i dati geomeccanici, già discussi nel capitolo 2 (paragrafo 2.3.4), per impostare le proprietà meccaniche del criterio di resistenza di H&B relative all'ammasso roccioso. In questo caso viene definito un tipo di materiale plastico e i valori sono i medesimi visti nel caso elastico, come si evince dalle Figura 64-65.

Si noti infine come nella Figura 64 sia stata spuntata anche l'icona "Apply SSR" per l'applicazione del metodo SSR.

Type	Data
Material Type	Plastic
Peak Strength	
Compressive Strength (MPa)	93.5
mb Parameter	2.55987
s Parameter	0.001899
a Parameter	0.504656
Residual Strength	
Residual mb Parameter	2.55987
Residual s Parameter	0.001899
Residual a Parameter	0.504656
Dilation Parameter	0
Apply SSR (Shear Strength Reduction)	<input checked="" type="checkbox"/> Yes
Tensile Cutoff Type	None

Figura 64- Strength per ELPLA rock mass

Parameter Calculator

Intact UCS (MPa): 93.5

Peak Residual

Geological Strength Index: 53

Intact Rock Constant mi: 24

Disturbance Factor: 0.5

The disturbance factor should only be applied to damaged rock around the excavations or behind a slope and not to the entire rock mass.

mb: 2.560

s: 0.0018985

a: 0.5047

Compute rock mass elastic modulus

Erm (MPa): 8619.2

Figura 65- GSI calculator per ELPLA rock mass

I dati geomeccanici delle Figure 64-65 vengono sintetizzati in Tabella 26.

Tabella 26- Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso elastoplastico

ELPLA ROCK MASS	
peso specifico [kN/m ³]	26
CRITERIO DI ROTTURA	HOEK&BROWN
TIPO DI MATERIALE	PLASTICO
Co[MPa]	93,5
mb	2,56
s	0,00189
a	0,5047
GSI	53
mi	24
D	0,5
E[MPa]	8619,2

PROPRIETA' DELLA ROCCIA INTATTA

Vengono impostate le proprietà meccaniche della roccia intatta per il monolite roccioso aggettante, affinché il cinematismo, che si verrà ad instaurare nel modello, sia quanto più possibile simile a quello avvenuto nella realtà. Dalla ricostruzione storica del fenomeno, si è constatato che la porzione aggettante è crollata come un unico blocco. Quindi verranno conferite le proprietà meccaniche della roccia intatta per questa porzione rocciosa strapiombante (avente quindi un dominio di resistenza maggiore rispetto a quello definito per l'ammasso roccioso).

The screenshot shows a software interface for defining material properties. At the top, the 'Name' field is set to 'intact rock'. Below this, there are tabs for 'Initial Conditions', 'Stiffness', 'Strength', 'Hydraulic Properties', 'Datum Dependency', and 'Stage Factors'. The 'Stiffness' tab is selected. Underneath, the 'Type' is set to 'Isotropic'. A table below lists the material properties:

Type	Data
Use Unloading Condition	<input type="checkbox"/> No
Loading	
Poisson's Ratio	0.3
Young's Modulus (MPa)	70000

Figura 66-Stiffness per intact rock

Name: Fill: Hatch:

Initial Conditions | **Stiffness** | **Strength** | Hydraulic Properties | Datum Dependency | Stage Factors

Failure Criterion:

Type	Data
Material Type	Elastic
Peak Strength	
Compressive Strength (MPa)	93.5
mb Parameter	24
s Parameter	1

Figura 67-Strength per intact rock

Come si può dedurre in Figura 66, il modulo elastico assunto è pari a 70GPa, considerando che le rocce prevalenti nella zona oggetto di studio sono lo gneiss ($E \approx 60\text{GPa}$) e l'aplite (granito: $E \approx 80\text{GPa}$). Mentre in Figura 67 si può notare che la costante della qualità del materiale "s" è pari ad 1 (che indica che si sta trattando la roccia intatta) e il comportamento del materiale adottato è di tipo elastico.

Le proprietà meccaniche sono sintetizzate nella Tabella 27.

Tabella 27-Proprietà meccaniche del monolite roccioso aggettante

ELASTIC INTACT ROCK	
peso specifico [kN/m³]	26
CRITERIO DI ROTTURA	HOEK&BROWN
TIPO DI MATERIALE	ELASTICO
Co[MPa]	93,5
mi	24
s	1
a	0,5
E[GPa]	70

PROPRIETA' DELLE DISCONTINUITA'

FRATTURA TANA VOLPE k3 : GIACITURA 133°/88°

Si delineano ora le impostazioni delle proprietà meccaniche relative alle discontinuità.

Per le discontinuità in questione, si ricordi che è stato definito il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il comportamento costitutivo è stato assunto elastico perfettamente plastico (corrispondente al comportamento delle discontinuità lisce), ipotesi dedotta dai valori del JRC riportati nelle Tabelle, da 3 a 10 (tali valori infatti affermano discontinuità prevalentemente lisce).

In Figura 68, "Joint 1" indica il giunto k3. Sempre nella stessa figura, i valori cerchiati in rosso rappresentano i valori finali della Back Analysis, mentre l'area cerchiata in azzurro rappresenta l'impostazione delle condizioni idrauliche del giunto. Si nota infatti come sia stata spuntata la casella "Additional Pressure" (qui si inserirà il valore della pressione idraulica di 172kPa come è anche indicato in Figura 70) e la casella "Stage Joint Properties" (qui si imposterà a quale fase del modello si vuole inserire la pressione idraulica, come è anche indicato in Figura 71). Si noti infine come sia stata spuntata anche l'icona "Apply SSR" per l'applicazione del metodo SSR.

Per quanto riguarda il tipo di giunto impostato nel modello: è stata impostata una discontinuità aperta nell'estremità superiore e chiusa in quella inferiore.

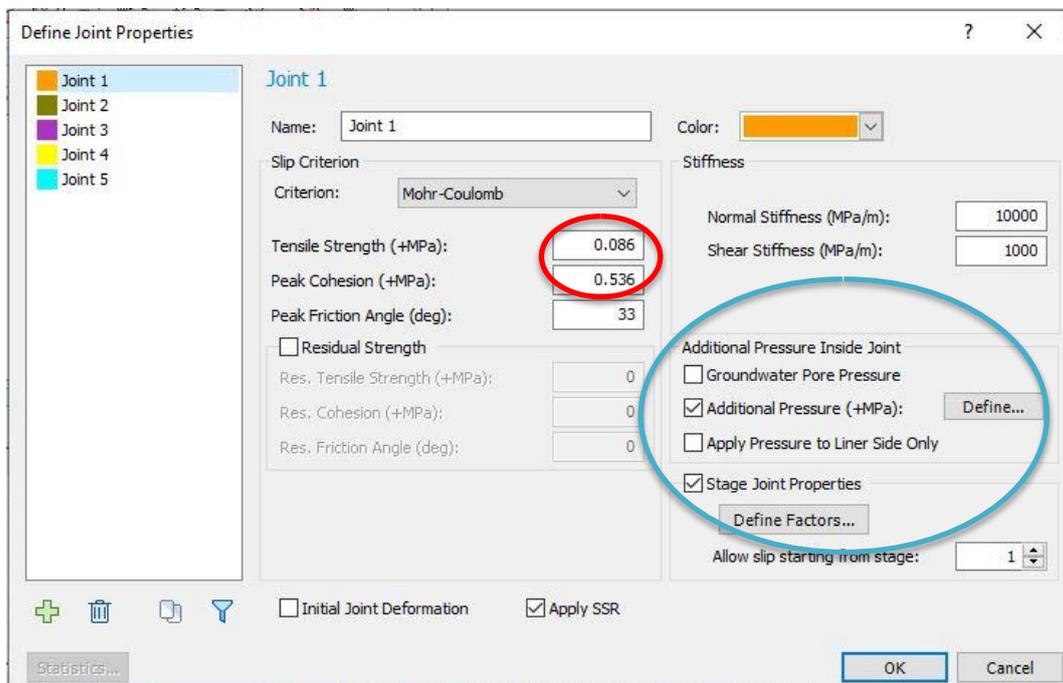


Figura 68-Proprietà meccaniche del giunto k3

GIUNTO PERPENDICOLARE ALLA TANA VOLPE k5: GIACITURA 38°/62°

Stesse considerazioni dette precedentemente per il giunto Tana Volpe.

In Figura 69, "Joint 2" indica il giunto k5. Sempre nella stessa figura, i valori cerchiati in rosso rappresentano i valori finali della Back Analysis.

Per quanto riguarda il tipo di giunto k5 impostato nel modello: è stato impostata una discontinuità chiusa da entrambe le estremità. E' atteso il maggior contributo resistente da tale discontinuità.

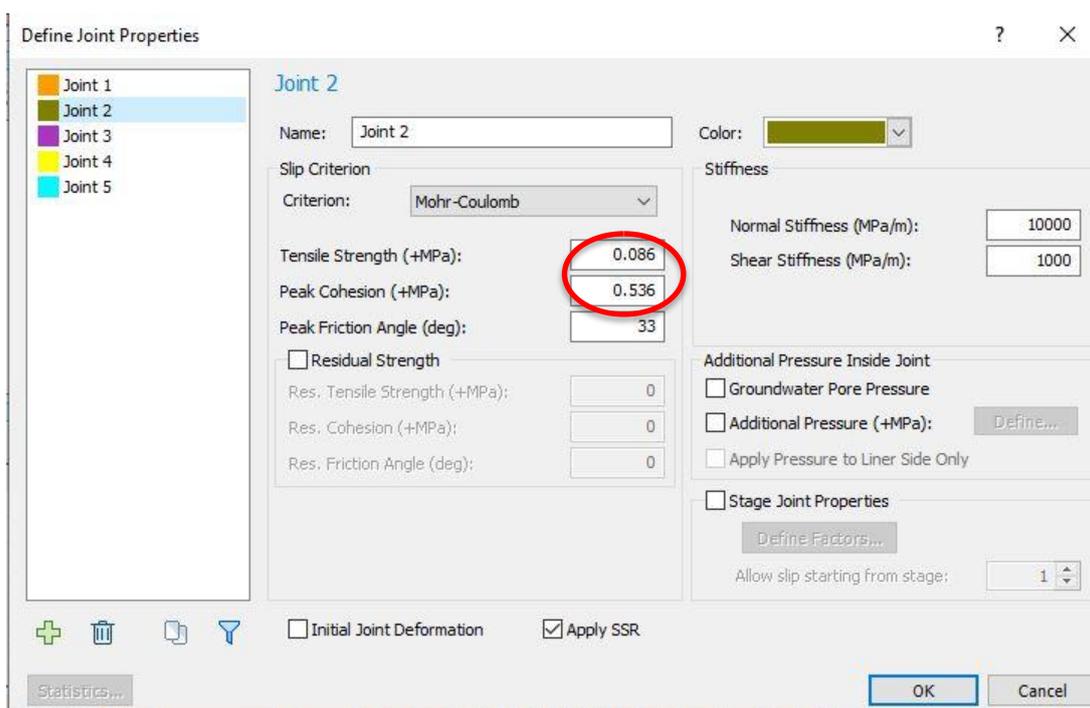


Figura 69- Proprietà meccaniche del giunto k5

Pressione idrostatica agente nella frattura Tana Volpe

Si ricordi che viene ipotizzata una pressione idrostatica pari a 172kPa distribuita uniformemente su tutto il giunto, corrispondente allo stesso effetto prodotto considerando un riempimento di acqua del giunto pari al 70% dell'altezza totale del giunto stesso (altezza totale del giunto=69,5m, altezza d'acqua≈50m). Il software RS2 considera il carico idrostatico distribuito uniformemente su tutta la lunghezza del giunto, dunque si è calcolata la pressione uniforme su tutto il giunto che produca lo stesso effetto di una pressione idrostatica avente altezza d'acqua pari al 70% dell'altezza totale del giunto k3 (si rimanda alla Figura 54).

In Figura 70 viene impostato il valore di pressione idraulica nei giunti k3. Mentre in Figura 71 impostata la pressione idrostatica solo alla fase 4.

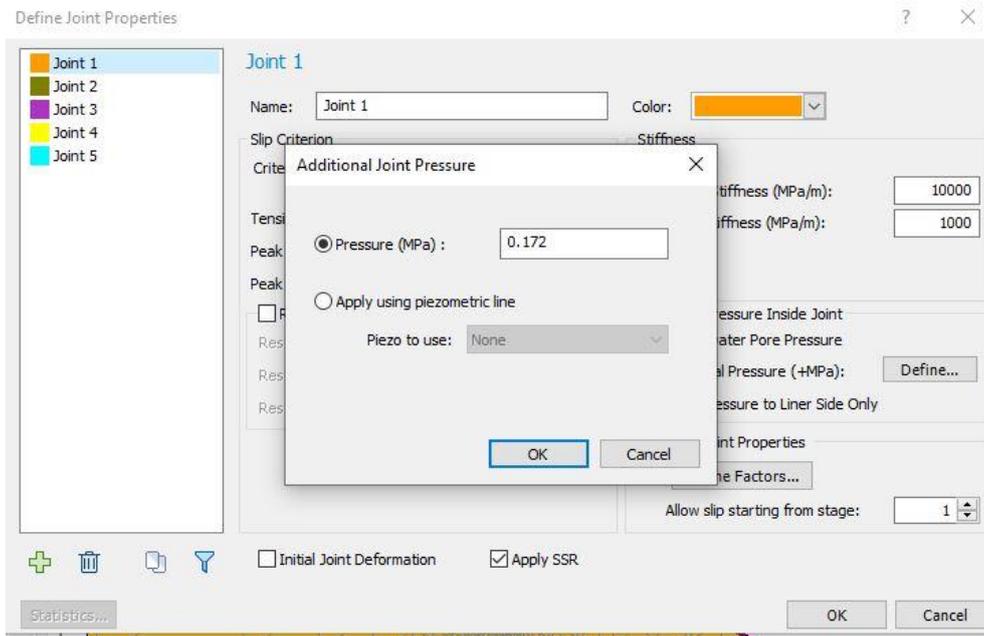


Figura 70- Impostazione della pressione idraulica nel giunto k3

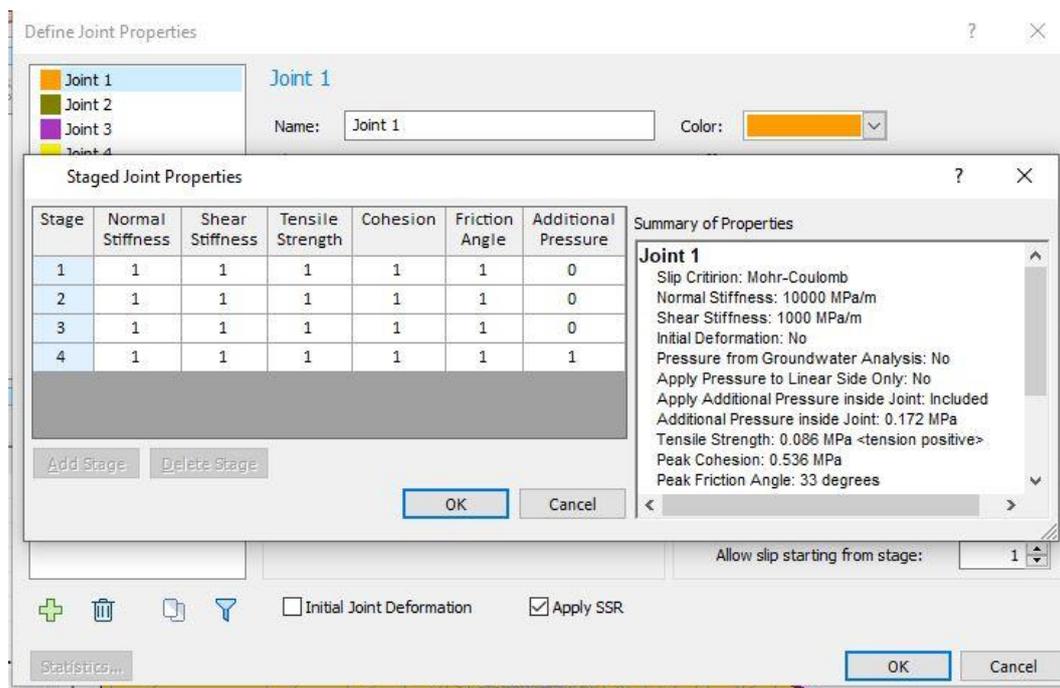


Figura 71- Impostazione della pressione idraulica solo nella fase 4

PROPRIETA' DEI BULLONI SWELLEX

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche del sistema di rinforzo della galleria, non avendo dati disponibili riguardo le caratteristiche meccaniche di tali bulloni, sono stati impostati i valori di Default nel software Rocscience RS2.

Le uniche informazioni sul sistema di rinforzo della galleria sono le seguenti:

- posizionamento del sistema di rinforzo in calotta e nella parte alta dei fianchi della galleria di coltivazione;
- lunghezza del bullone pari a 4 metri;
- Passo tra i bulloni pari a 1,575 metri.

In Figura 72 vengono evidenziate le proprietà meccaniche di default dei bulloni Swellex.

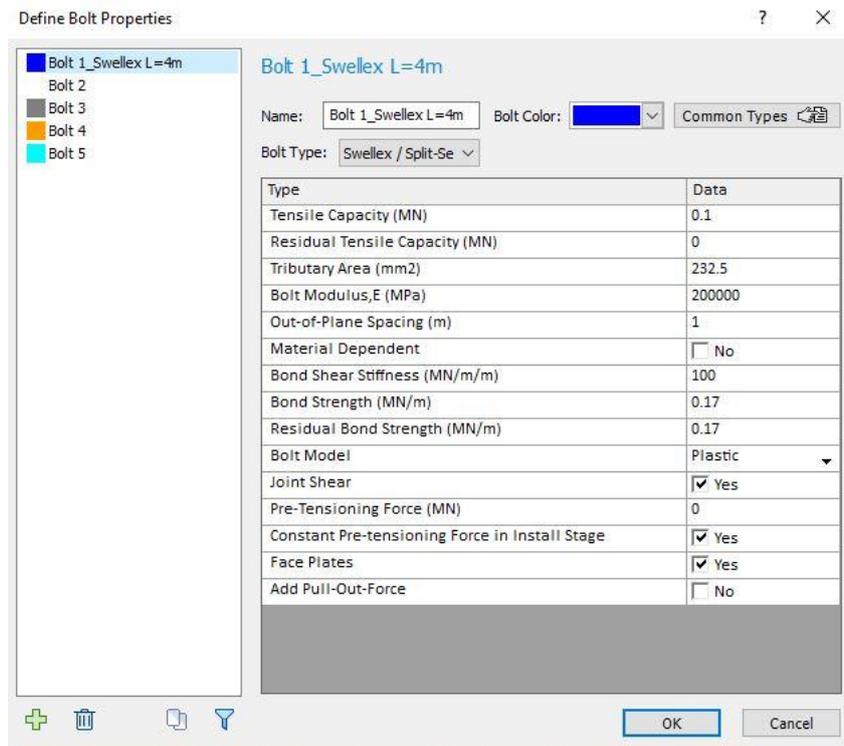


Figura 72-Proprietà meccaniche dei bulloni Swellex

3.3. RISULTATI DELL'ANALISI NUMERICA

3.3.1. SIMULAZIONE DELL'EVENTO FRANOSO 2016 E CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI

Dopo aver costruito geometricamente il modello e ricavato ed impostato tutti i dati geomeccanici disponibili nel modello numerico di Rocscience RS2, il passo successivo è ipotizzare diversi valori di coesione e impostarli nel modello, affinché si eseguano diverse simulazioni numeriche (una per ogni valore di coesione ipotizzata) e si trovi quella corrispondente ad un fattore di sicurezza globale circa uguale ad 1.

La resistenza a trazione, come si è già accennato, è stata posta come una funzione della coesione, affinché si potesse calibrare un solo parametro.

La calibrazione della coesione prevede appunto di eseguire diverse analisi numeriche e determinare, per ognuna, il corrispondente fattore di sicurezza: si diminuisce o si aumenta il

valore della coesione in funzione del valore del fattore di sicurezza trovato nella simulazione numerica precedente. L'obiettivo è trovare il valore di coesione e resistenza a trazione dei giunti in condizioni di incipiente collasso e che produca lo stesso cinematisimo avvenuto nella realtà.

RESISTENZA A TRAZIONE DEI GIUNTI

La determinazione della resistenza a trazione dei giunti in funzione della coesione è la seguente:

Resistenza a trazione dei giunti:

$$\sigma_{t,giunto} = \sigma_{t,roccia\ intatta} \cdot \frac{L_{tot,ponti\ di\ roccia}}{L_{tot,giunto}} \quad (1)$$

$\sigma_{t,giunto}$ = resistenza a trazione del giunto

$\sigma_{t,roccia\ intatta}$ = resistenza a trazione della roccia intatta

$L_{tot,ponti\ di\ roccia}$ = lunghezza totale dei ponti di roccia nella discontinuità

$L_{tot,giunto}$ = lunghezza totale del giunto

Stima del lunghezza dei ponti di roccia:

$$L_{tot,ponti\ di\ roccia} = L_{tot,giunto} \cdot \frac{c'_{backanalysis}}{c'_{linearizzazione\ di\ H\&B\ per\ la\ roccia\ intatta}} \quad (2)$$

$c'_{backanalysis}$ = coesione ipotizzata per la back analysis

$c'_{lin.H\&B\ roccia\ intatta}$ = coesione da linearizzazione di Hoek&Brown roccia intatta

1) Resistenza a trazione della matrice rocciosa

Il primo passo è la determinazione della resistenza a trazione della matrice rocciosa $\sigma_{t,roccia\ intatta}$.

Si considera dunque la formula di H&B, ovvero:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Da questa funzione, ponendo $\sigma_1'=0$, si ricava la relazione della resistenza a trazione dei giunti:

$$\sigma_1 = 0 \Rightarrow \sigma_3 = \frac{m\sigma_{ci} \pm \sqrt{\sigma_{ci}^2(m^2 + 4)}}{2}$$

In Tabella 28 si riportano i dati e le soluzioni della funzione soprastante.

Tabella 28-Resistenza a trazione della roccia intatta

m	24	
σ_{ci} [MPa]	93,5	
$\sigma-t$,roccia intatta[MPa]	-3,88909	OK!
$\sigma+t$,roccia intatta[MPa]	2247,889	NO!

2) Coesione da linearizzazione di Hoek&Brown

Il secondo passo è determinare la coesione da linearizzazione di H&B.

Breve richiamo teorico della linearizzazione del criterio di Hoek&Brown:

- È possibile ricavare una coppia di parametri di Mohr-Coulomb, rappresentativi della roccia esaminata, operando una linearizzazione del criterio di Hoek-Brown in un certo intervallo della tensione principale minima.
- Gli Autori propongono di linearizzare in un intervallo di σ_3 compreso tra 0 e 0.5 σ_{ci} .
- Alternativamente, si può scegliere un intervallo piccolo nell'intorno di un valore di σ_3 di interesse.

La linearizzazione avviene su otto valori di σ_3 equamente distribuiti in un intervallo compreso tra 0 e 0.5 σ_{ci} , come è riportato in Figura 73.

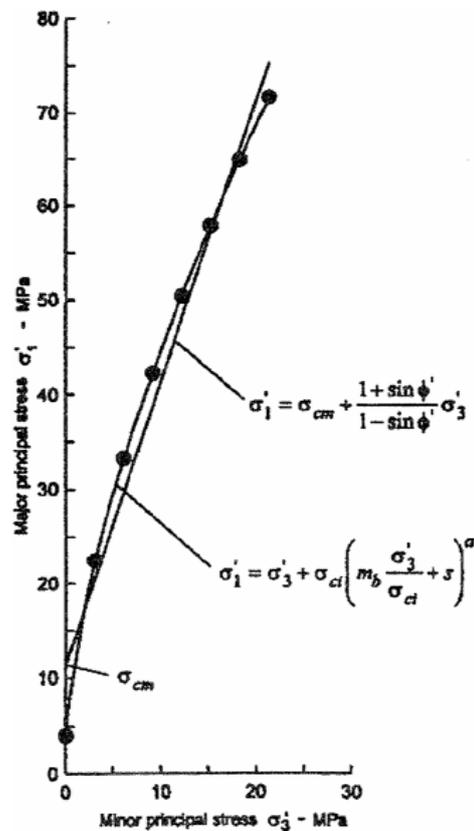


Figura 73-Linearizzazione di Hoek&Brown

Per la roccia intatta, le costanti del materiale roccioso sono le seguenti:

$$s = 1$$

$$\alpha = 0,5$$

In Tabella 29 si vogliono sottolineare le grandezze degli 8 intervalli σ_3 necessari per la linearizzazione di H&B.

Tabella 29-Dati per lin.H&B

σ_{ci} [MPa]	mi	$0,5*\sigma_{ci}$ [MPa]	$(0,5*\sigma_{ci})/8$ [MPa]
93,5	24	46,75	5,844

In tabella 30 vengono indicati gli otto valori di σ_1 dedotti dalla relazione di H&B.

Tabella 30- 8 valori di σ_3 e σ_1 equamente distribuiti su un intervallo 0 e $0.5 \sigma_{ci}$

linear Hoek Brown	
σ_3 [Mpa]	σ_1 [Mpa]
0,000	93,500
5,844	153,680
11,688	198,688
17,531	236,808
23,375	270,753
29,219	301,816
35,063	330,735
40,906	357,980
46,750	383,869

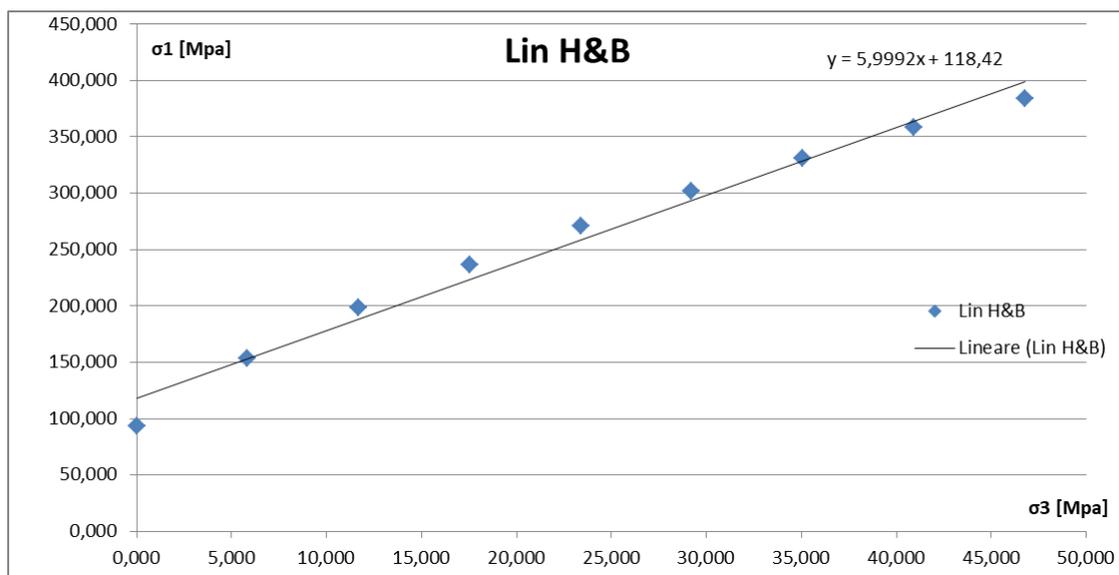


Figura 74-Linearizzazione di H&B

La relazione ricavata dalla linearizzazione di H&B in Figura 74 è utile per ricavare l'angolo di resistenza al taglio e la coesione. Per fare ciò, si utilizzeranno le relazioni di Mohr-Coulomb nel piano (σ_1, σ_3):

$$C_o = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\varphi'}{1 - \sin\varphi'} = 118,42$$

$$N\varphi = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) = 5,99$$

Dalle relazioni in alto, si ricavano i valori di coesione c ed angolo di attrito φ' .

$$\varphi = 45,58^\circ$$

$$c = 24,174 \text{ MPa}$$

Si è quindi determinata la coesione da linearizzazione di Hoek&Brown per la roccia intatta.

3) Lunghezza dei ponti di roccia dei giunti k3 e k5 – Coesione e resistenza a trazione dei giunti

Il terzo passo è determinare le lunghezze dei ponti di roccia relative ai giunti k3 e k5.

Per far ciò, il procedimento è il seguente:

- Si ipotizza un valore di coesione (che verrà usato per la Back Analysis);
- Si calcola la lunghezza dei ponti di roccia per la discontinuità k3 e k5 (i cui valori finali sono riportati in Tabella 31);
- Si determina la resistenza a trazione delle discontinuità protagoniste del crollo, funzione della lunghezza dei ponti di roccia e quindi della coesione (ipotizzata per la Back Analysis).

Si riportano nelle Tabelle 31 e 32 i valori finali dedotti dalla Back Analysis, ovvero i valori corrispondenti a quella particolare simulazione numerica che abbia restituito un fattore di sicurezza molto prossimo ad 1. In Figura 75 si può notare il fattore di sicurezza ("Critical Strength Reduction Factor) dell'ultima simulazione numerica analizzata.

Si è dunque riprodotto l'evento del 2016 e conseguentemente si sono determinati i parametri meccanici mancanti (questi saranno utili nello studio della stabilità di un'altra porzione di versante limitrofa a quella appena analizzata, di cui si parlerà nel capitolo 4).

Tabella 31-Lunghezza dei ponti di roccia

Lunghezza ponti di roccia su giunto 1 e 2					
c'back analysis[MPa]	c'lin H&Broccia intatta[MPa]	GIUNTO k3		GIUNTO k5	
		Lgiuntok3[m]	Lponti di roccia su giuntok3[m]	Lgiuntok5[m]	Lponti di roccia su giuntok5[m]
0,536	24,174	69,636	1,544	32,985	0,731

Tabella 32-Resistenza a trazione dei giunti

RESISTENZA A TRAZIONE GIUNTI					
GIUNTO k3			GIUNTO k5		
Lgiuntok3[m]	Lponti di roccia su giuntok3[m]	$\sigma_{tgiuntok3}$ [MPa]	Lgiuntok5[m]	Lponti di roccia su giuntok5[m]	$\sigma_{tgiuntok5}$ [MPa]
69,636	1,544	-0,086	32,985	0,731	-0,086
$\sigma-t$,roccia intatta[MPa]		-3,889			

CRITICAL STRENGTH REDUCTION FACTOR

In Figura 75 viene indicato il valore del fattore di sicurezza ottenuto impostando una coesione di 536 kPa e una resistenza a trazione nelle discontinuità di 86 kPa.

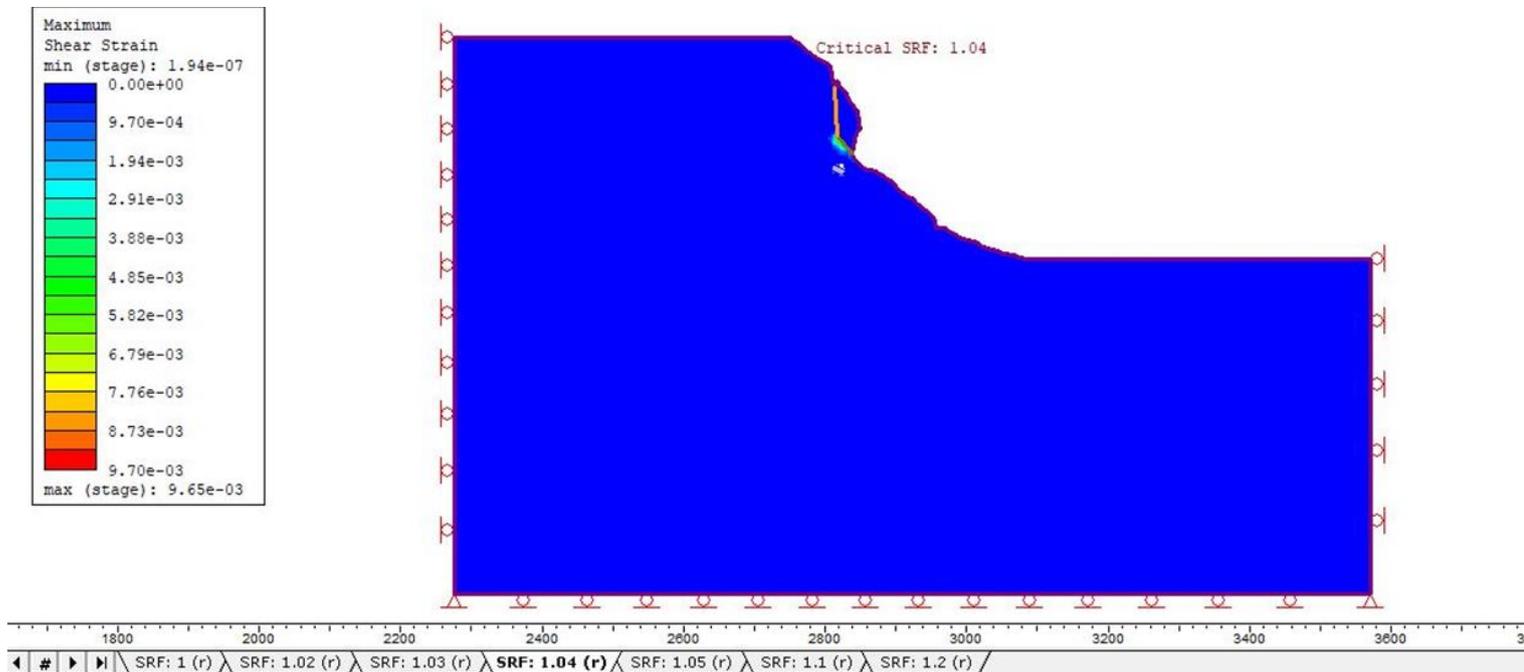


Figura 75-Critical Strength Reduction Factor

3.3.2. RISULTATI TENSO-DEFORMATIVI

I risultati sono riferiti alla fase ELPLA (dal comando "Reference Stage" del software RS2), affinché si possa visualizzare lo stato tenso deformativo dovuto solo all'azione sollecitante dentro i giunti, eliminando tutti i contributi tenso deformativi dovuti all'inizializzazione del modello (Stage 1).

ZONA PLASTICA

I risultati in Figura 76 sono riferiti alla fase ELPLA (dal comando "Reference Stage" di RS2), affinché si possa visualizzare la plasticizzazione dovuta al solo contributo dell'azione dell'acqua, eliminando gli spostamenti elastici dovuti all'inizializzazione del modello (Stage 1).

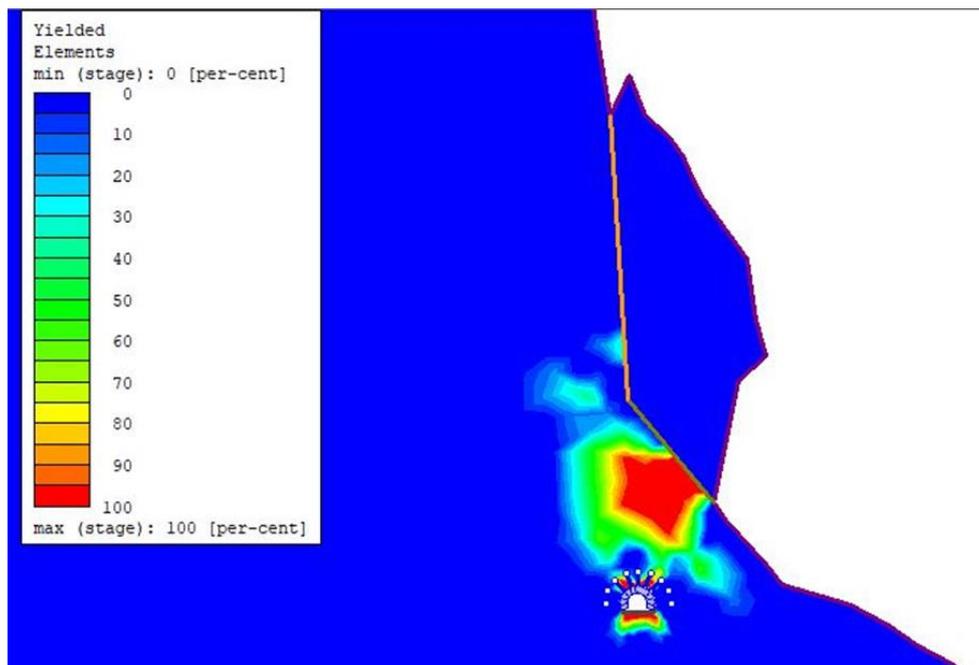


Figura 76-Plasticità nell'ammasso roccioso

SPOSTAMENTI TOTALI

I risultati di Figura 77 sono riferiti alla fase ELPLA (dal comando "Reference Stage" di RS2), affinché si possa visualizzare la deformata totale causata dal solo contributo spingente dell'acqua dentro il giunto Tana Volpe.

Si notano gli spostamenti solo in corrispondenza del masso aggettante.

La deformata finale del modello rispecchia bene il cinematismo reale.

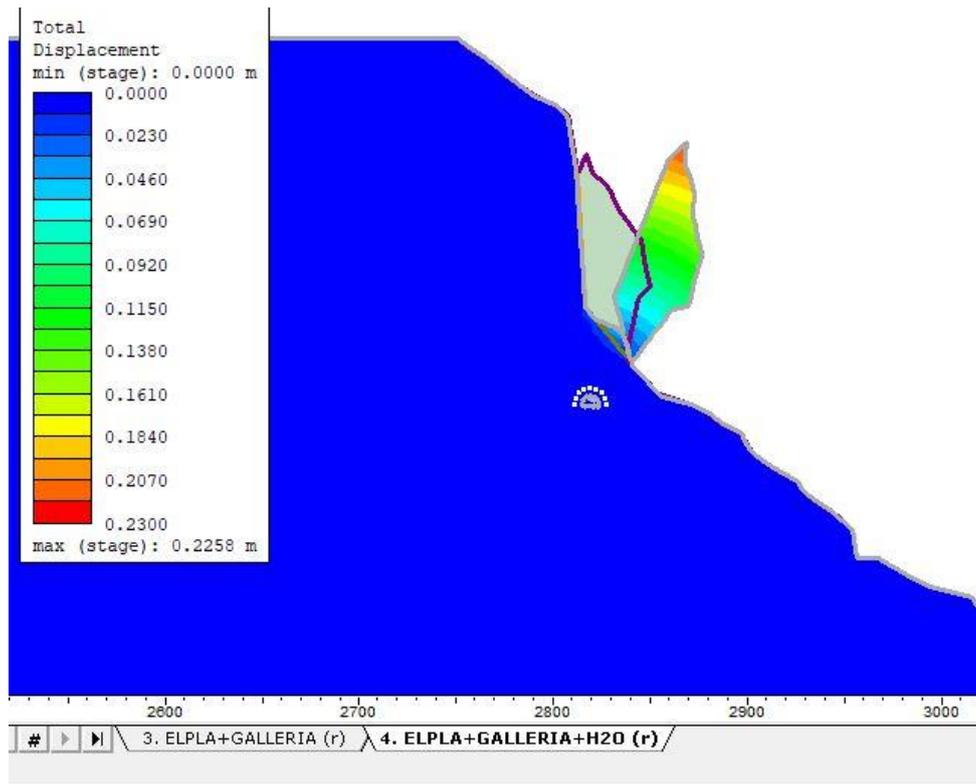


Figura 77-Deformata finale della frana del 2016

MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

Dalla figura 78 si può notare che i punti più sollecitati sono quelli corrispondenti alle due estremità del giunto k5. Essendo il giunto k5 (Joint 2) chiuso da entrambe le estremità, ci si aspetta infatti la massima deformazione a taglio in questi due punti, derivante dall'azione sollecitante dell'acqua dentro il giunto k3 (Joint 1 - giunto Tana Volpe).

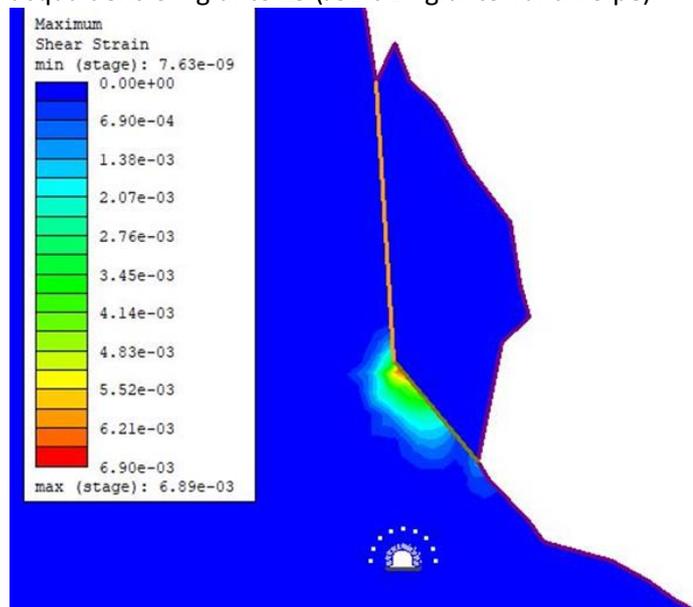


Figura 78-Massima deformazione a taglio

TENSIONE TANGENZIALE LUNGO LE DISCONTINUITA'

In Figura 79 viene indicata la direzione dello scorrimento e l'andamento delle tensioni tangenziali nei giunti. I valori corrispondono alla massima e minima tensione tangenziale.

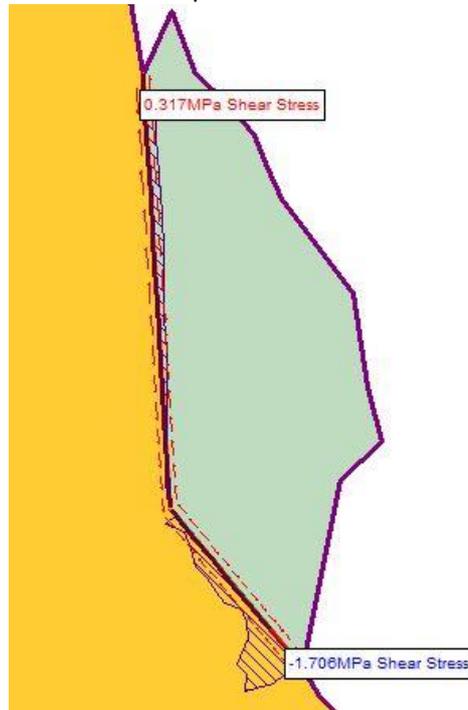


Figura 79-Tensionii tangenziali nei giunti

TENSIONE NORMALE LUNGO LE DISCONTINUITA'

In Figura 80 viene indicata la direzione dello scorrimento e l'andamento della tensione normale nei giunti. I valori riportati in Figura 80 si riferiscono alla massima e minima tensione normale.



Figura 80-Tensione normale nei giunti

SPOSTAMENTI TANGENZIALI LUNGO LE DISCONTINUITA'

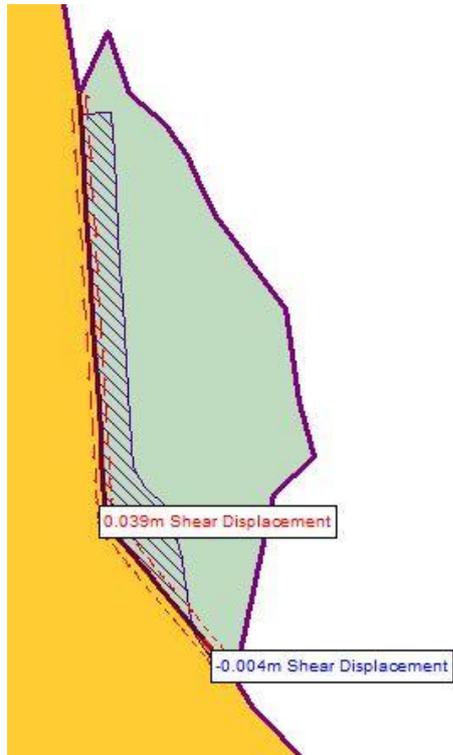


Figura 81-Spostamenti tangenziali nelle discontinuità

SPOSTAMENTI NORMALI LUNGO LE DISCONTINUITA'

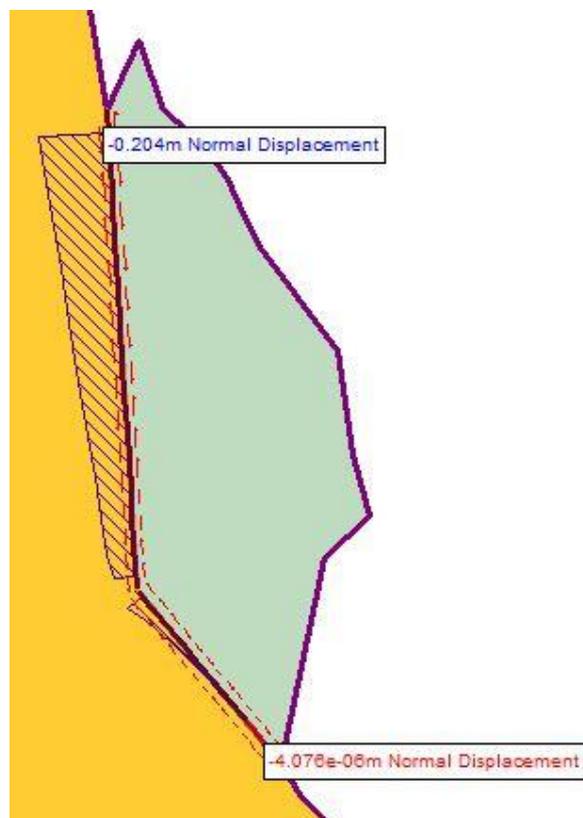


Figura 82-Spostamenti normali nei giunti

TENSIONE NORMALE VERTICALE DEL VERSANTE

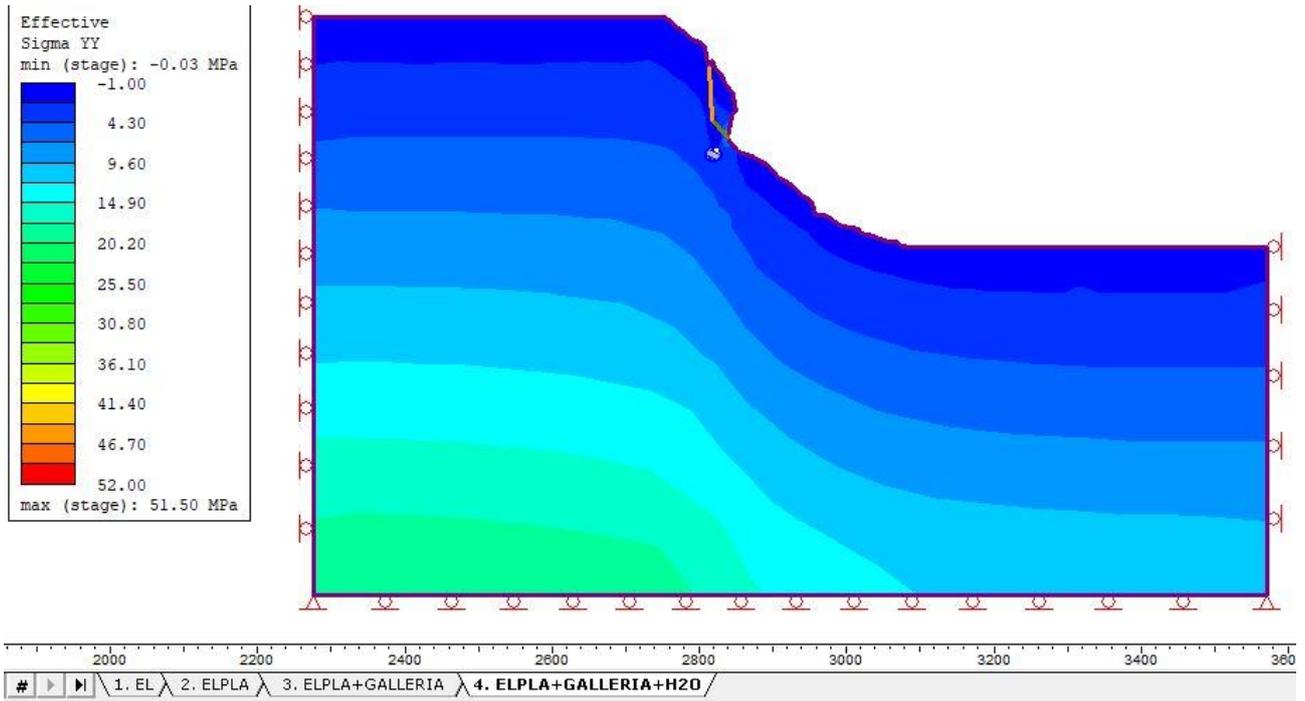


Figura 83-Tensione normale verticale dell'ammasso roccioso

TENSIONE NORMALE ORIZZONTALE DEL VERSANTE

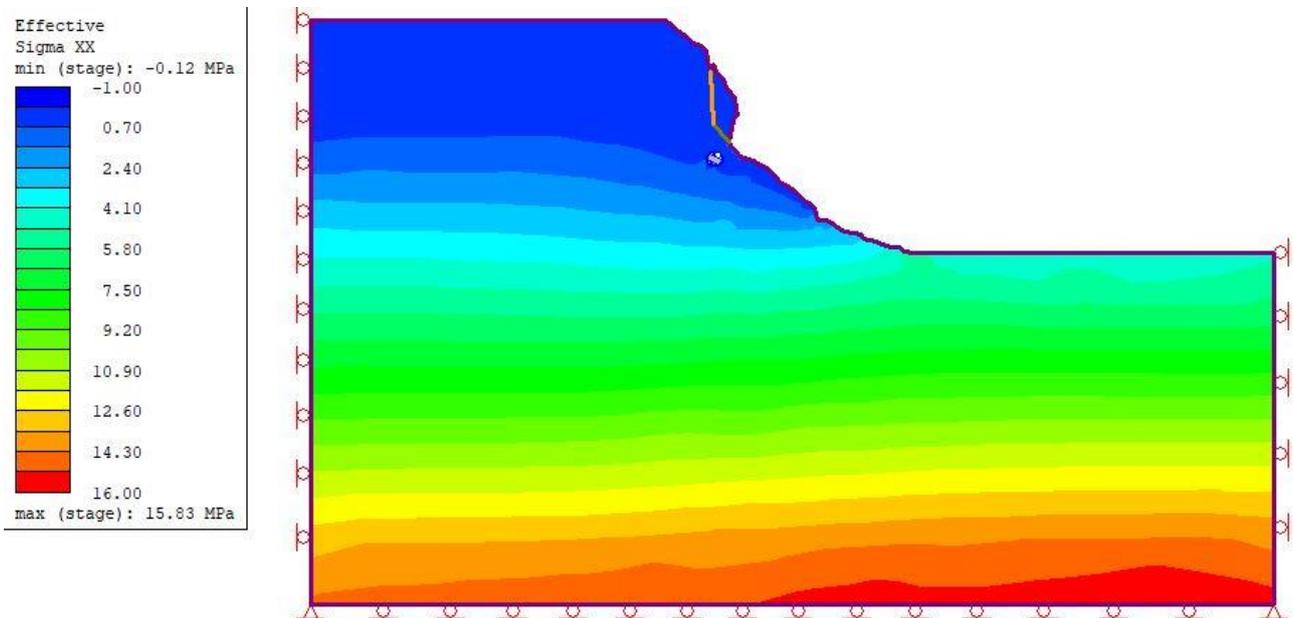


Figura 84-Tensione normale orizzontale dell'ammasso roccioso

FATTORE DI SICUREZZA PRIMA DELLO SCENARIO IDRAULICO

Viene illustrato in Figura 85, il fattore di sicurezza nelle condizioni di ammasso roccioso asciutto, ovvero nelle condizioni più favorevoli (e anche poco realistiche). Si può notare un valore del fattore di sicurezza ampiamente sopra l'unità, in termini decimali, ma non del tutto rassicurante, ovvero non risulta essere eccessivamente maggiore di uno. Inoltre anche in questa condizione (favorevole), si evidenzia sempre la massima concentrazione tenso-deformativa in corrispondenza della porzione strapiombante, precisamente in prossimità dei giunti. Come si è già ben evidenziato nei capitoli precedenti, il fronte del versante risulta essere prevalentemente strapiombante, con evidenti monoliti aggettanti. Dunque ci si aspetta, anche per le altre porzioni di versante limitrofe, la maggior concentrazione delle tensioni in prossimità dei blocchi pericolanti. Quindi nonostante il versante abbia un fattore di sicurezza maggiore di uno nella condizione più favorevole, bisogna tenere in considerazione che l'ammasso roccioso risulta essere di bassa qualità (GSI=53) e il fronte è caratterizzato dalla presenza di molti monoliti rocciosi aggettanti.

Questo valore consiglia di monitorare il versante, soprattutto nelle porzioni rocciose aggettanti e se possibile, eliminarle eseguendo il disaggancio. E' importante monitorare costantemente il sito affinché si possa prevenire una futura frana da crollo e da ribaltamento.

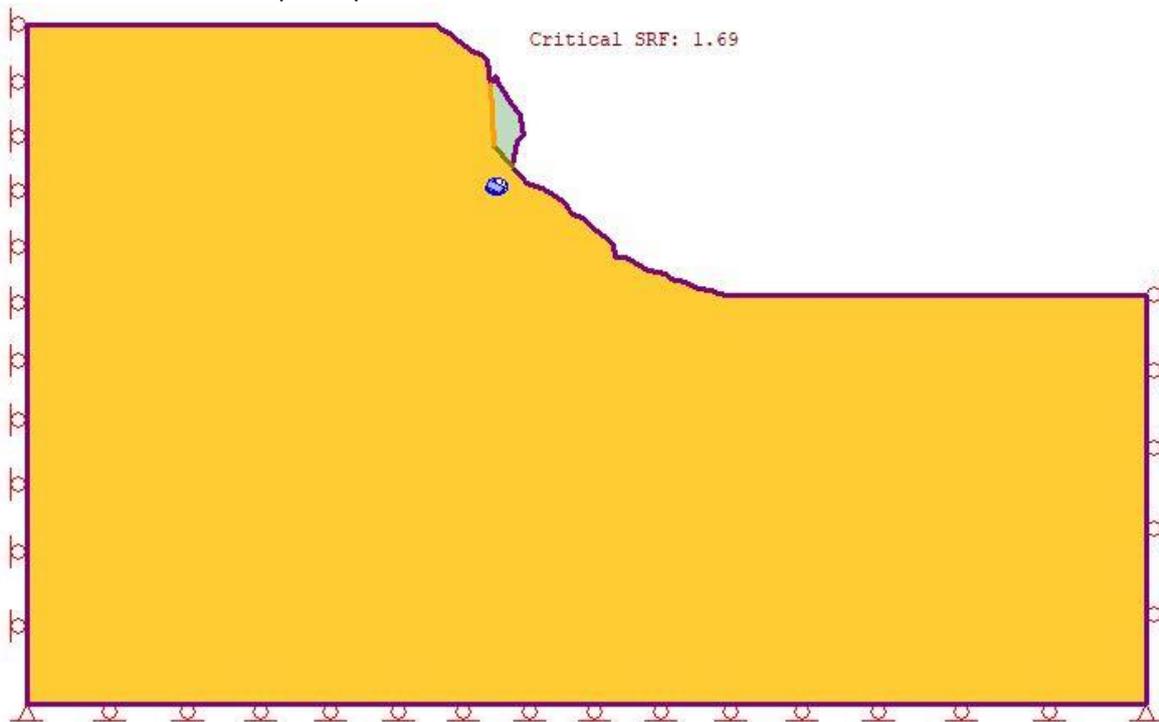


Figura 85-Fattore di sicurezza in condizione di ammasso roccioso asciutto

4. SCENARI PREVISIONALI: RUOLO DELLA FRATTURA GALLERIA NELLA STABILITA' DEL VERSANTE

In questo capitolo si analizzerà la stabilità di una porzione di versante adiacente a quella trattata nel capitolo 2-3. La porzione del versante che si vuole andare a studiare, è caratterizzata da una frattura interna all'ammasso roccioso. Tale frattura è stata rilevata al secondo piano della galleria di coltivazione (livello 1) ed è posizionata in corrispondenza della calotta del tunnel. Questa frattura è già stata introdotta nel capitolo 1, nella descrizione delle fratture dell'area oggetto di studio, ed è stata denominata Frattura Galleria.

Non essendo nota la sua lunghezza verso la superficie esterna, è necessario eseguire un'analisi di stabilità, ipotizzando diversi scenari con diverse lunghezze di frattura. Lo scopo è indagare come può variare la condizione attuale di stabilità del fronte del versante, al progredire della frattura verso la superficie.

4.1. DESCRIZIONE DELLA FRATTURA GALLERIA

La frattura è stata rilevata al secondo livello della galleria di coltivazione, precisamente in un tratto del secondo piano della galleria (livello 1).

Tale frattura è stata monitorata dai tecnici di Veneta Mineraria, ed è ancora attualmente monitorata per mezzo di misuratori di giunto posti in tale frattura. Questi misuratori di giunti sono stati denominati con la lettera G e F e la loro posizione relativa la si può notare in Figura 86.

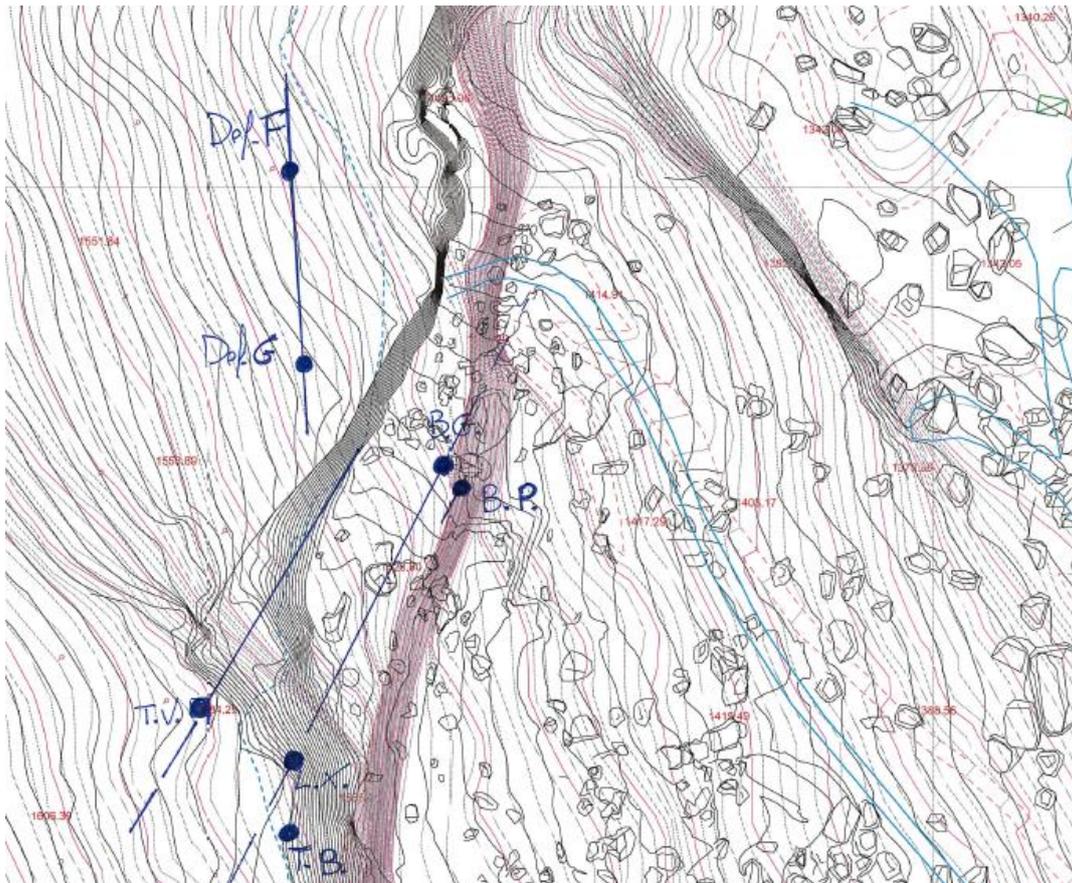


Figura 86-Indicazione della posizione di 2 misuratori di giunto (G-F) interni all'ammasso e 5 deformometri monoassiali (TV,TB,LX,BP,BG) esterni all'ammasso di Veneta Mineraria

Come si può ancora notare in Figura 86, nel sito di interesse erano presenti altri 5 deformometri monoassiali, che sono andati distrutti con l'evento del 2016 o comunque si trovano in posizioni allo stato dell'arte non più accessibili. Infatti nessuno strumento di questi cinque è stato trovato durante il rilievo di campagna. Questi altri 5 misuratori, interessavano le grandi fratture Bianca Piccola, Bianca Grossa, Tana Bendotti e Laricione, che sono crollate con l'evento del 2016. Come già accennato nel capitolo 1, il nuovo ciglio, della porzione di versante coinvolto dalla frana del 2016, corrisponde circa alla frattura monitorata più interna, denominata Tana Volpe.

In Figura 87, viene indicata la posizione della galleria e la sua estensione in pianta. Come si è già anticipato nel capitolo 1-2, la galleria si sviluppa su 4 livelli (livello 0-1-2-3). Il livello dove è stata rilevata la frattura, è al primo livello della galleria di coltivazione. Sempre nella stessa figura (Figura 87), viene indiciata la posizione della frattura denominata “Frattura Galleria” e la linea di sezione della porzione di versante che si vuole andare a studiare. In Figura 88 è riportato lo zoom della zona su cui si ricaverà la sezione bidimensionale.

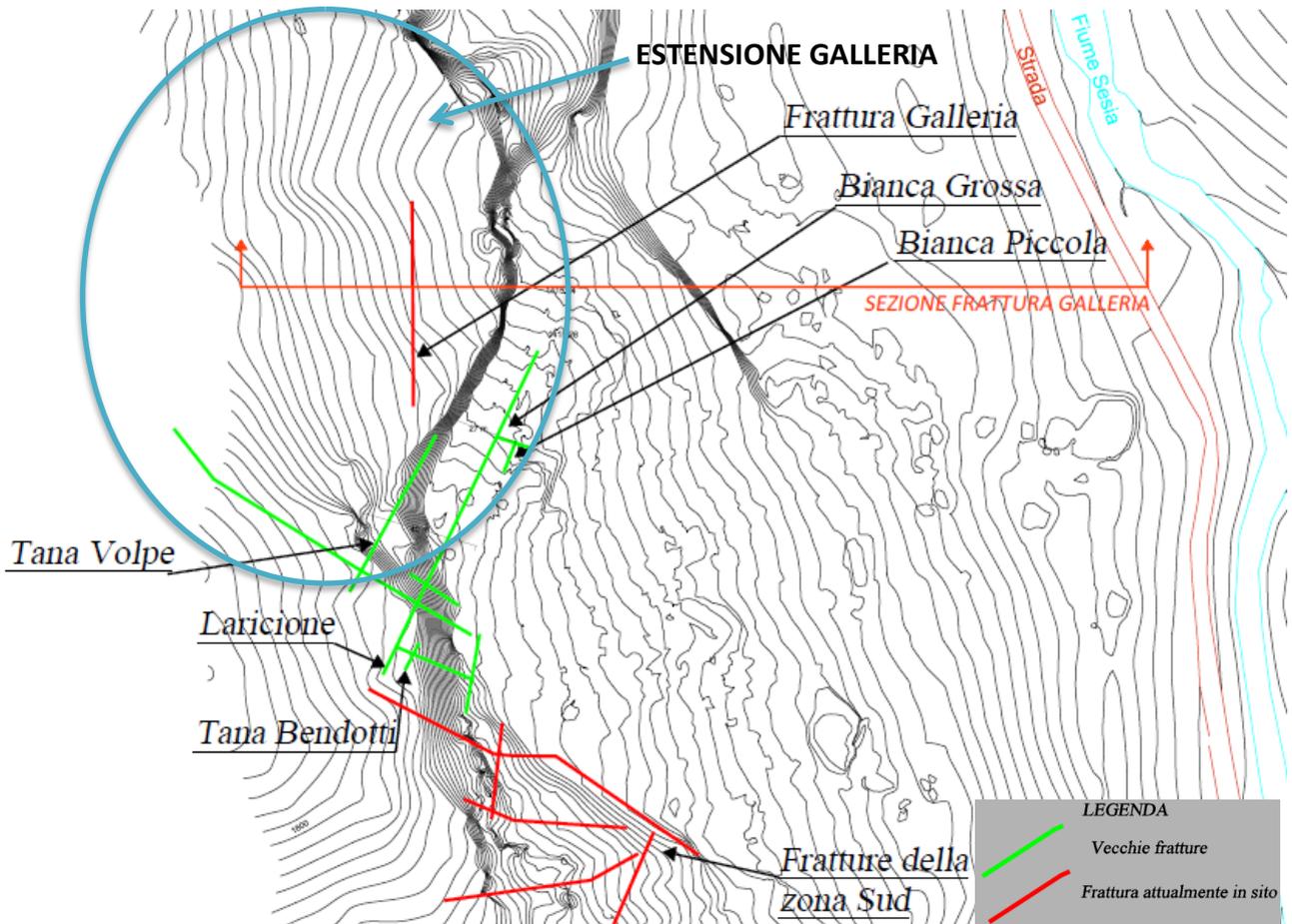


Figura 87-Estensione della galleria in piante, posizione delle fratture in pianta e posizione linea di sezione

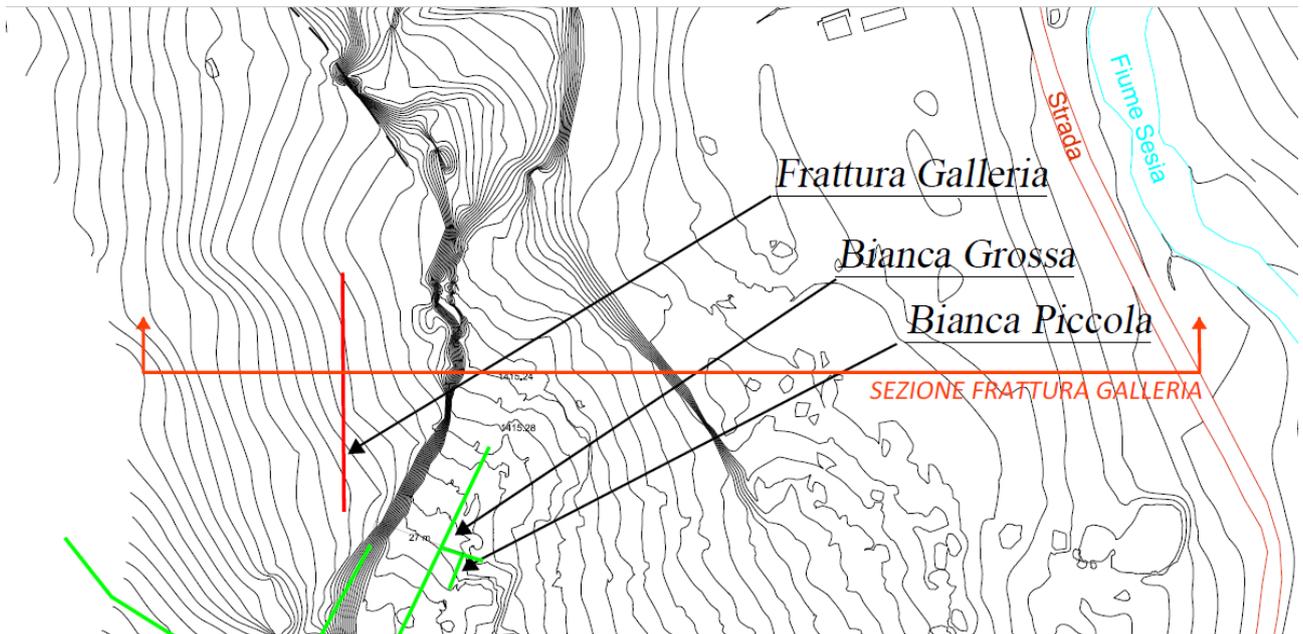


Figura 88-Zoom della zona oggetto di studio

La frattura galleria si trova ubicata nel livello 1 della galleria, ad una quota di circa 1440 m s.l.m. e si estende longitudinalmente di circa 70 m (precisamente 69,1m). La profondità (o la lunghezza) della “Frattura Galleria” verso la superficie del versante è però incognita e sarà oggetto di studio in questo capitolo.

In Figura 89 viene riportata la sezione che interseca la frattura e la galleria (evidenziata in Figura 88), con la relativa posizione altimetrica della galleria. La galleria quindi è posta ad una profondità verticale di 77,50 metri ed orizzontale di 30,72 metri.

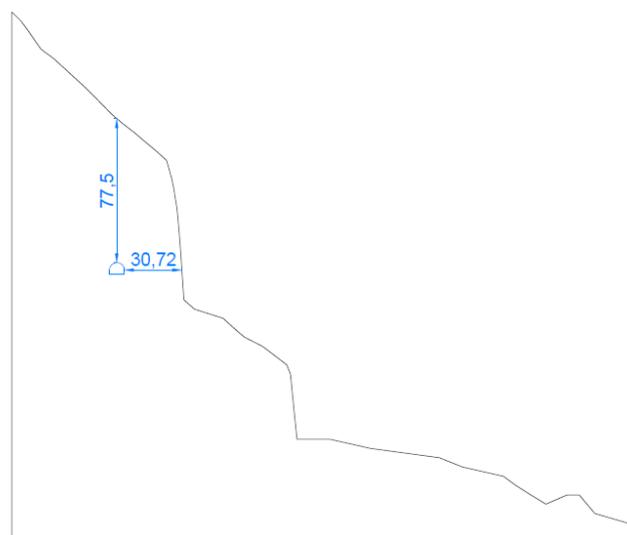


Figura 89-Sezione Frattura Galleria

Gli unici dati a disposizione di tale frattura sono la DIP e la DIP DIRECTION: 90° per la Dip e 85° per la Dip Direction. Dunque questo giunto è assimilabile ad un giunto di trazione e se evolvesse, potrebbe influenzare la stabilità del versante. E' importante conoscere come la sua lunghezza possa influenzare la stabilità del versante. Infatti, negli scenari previsionali dei prossimi paragrafi, si studierà la condizione di stabilità, ipotizzando diverse lunghezze di tale frattura, fino ad arrivare alla superficie esterna del versante.

In Figura 90 si può evidenziare, grazie ad una rappresentazione stereografica, la giacitura della Frattura Galleria e della sezione di riferimento, con il relativo stereogramma (software Rocscience Dips). La sezione ricavata evidenziata in Figura 89, descriverà il modello geometrico dell'analisi numerica e questa sarà sempre condotta con l'ausilio del software agli elementi finiti Rocscience RS2.

GIACITURA	FRATTURA	LINEA DI SEZIONE
α [°]	90	180
ψ [°]	85	90

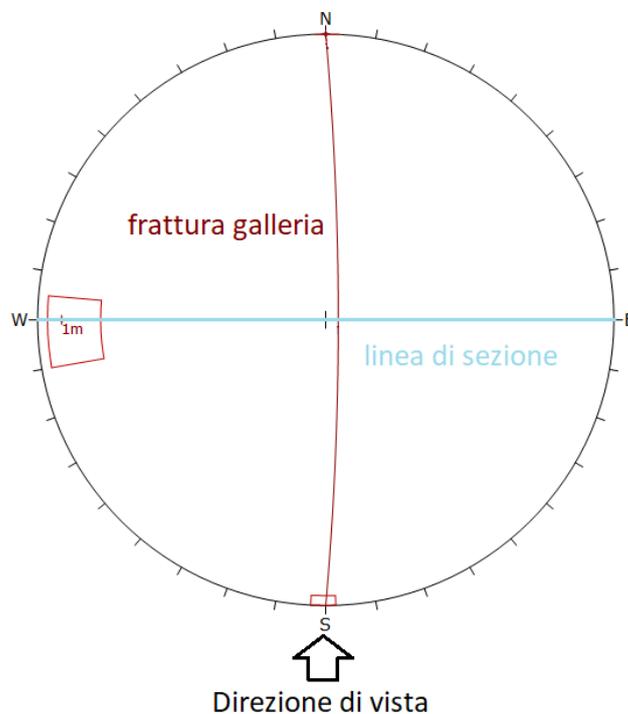


Figura 90-Stereogramma con indicazione delle giaciture della frattura galleria e della sezione (software Rocscience Dips)

In Figura 91, viene evidenziata l'intersezione della sezione con il secondo livello della galleria di coltivazione e la frattura. Come è indicato sempre nella stessa figura, lunghezza della frattura risulta incognita. La determinazione delle tracce della discontinuità in sezione, sono state ricavate dallo stereogramma indicato in Figura 90: immersione=90°, inclinazione=85°.

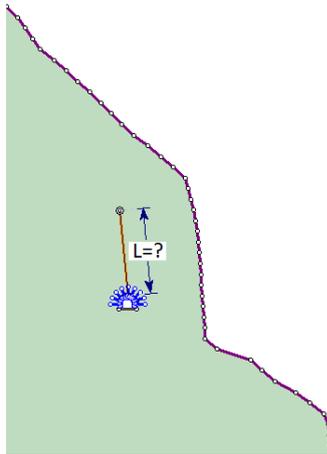


Figura 91-Indicazione della posizione della frattura in sezione

4.2. DESCRIZIONE DEGLI SCENARI DI ANALISI

GLI SCENARI PER L'ANALISI DI STABILITA'

Si prenderà in considerazione una sezione che intersechi il versante in corrispondenza di tale frattura, come è già stato mostrato in Figura 89-91. In corrispondenza di tale sezione, è presente anche la galleria di coltivazione, di cui se n'è discusso nel paragrafo 1.3.1 . Le caratteristiche geometriche e il sistema di rinforzo della galleria sono le medesime già discusse nel paragrafo 2.2.5 .

La lunghezza della Frattura Galleria è stata intercettata al secondo livello della galleria ed è posizionata in calotta della stessa (come si evince in Figura 91 e 87). Tale lunghezza risulta essere incognita, ma la sua presenza preoccupa la stabilità del versante. Dunque l'obiettivo è studiare la stabilità del versante andando ad eseguire un'analisi parametrica, ovvero si ipotizzeranno diversi scenari e per ognuno si varieranno le caratteristiche geometriche, meccaniche e lo stato di sollecitazione della Frattura Galleria.

Lo stato di sollecitazione che verrà preso in considerazione è l'azione dell'acqua dentro il giunto in questione (ipotesi plausibile dall'analisi dei dati meteorologici dell'Arpa Piemonte ad Alagna Valsesia, richiamati nel paragrafo 1.5).

I macro scenari che verranno esaminati saranno 2:

- Scenario 1: condizione di giunto asciutto
- Scenario 2: condizione di giunto pieno d'acqua

In questi due macro-scenari verranno fatti variare i parametri della discontinuità, in particolare, verrà fatta variare la lunghezza della frattura e la coesione della stessa, definendo così, per ogni macro-scenario, i relativi sotto-scenari. L'obiettivo di questa analisi parametrica è andare ad indagare le condizioni che possono generare instabilità del versante e verificare quindi se esistono; dunque stabilire se la presenza della frattura potrebbe generare instabilità del versante, considerando tutte le condizioni della frattura.

In mancanza di ulteriore dati relativi alle dimensioni della frattura, saranno ipotizzate diverse lunghezze della frattura per stabilire la stabilità del versante ed indagare se esistono delle lunghezze che generano instabilità.

Verranno modellati diversi scenari con diverse lunghezze della frattura, con lunghezze crescenti al crescere del numero di scenari. Si considererà, in prima battuta, la condizione di giunto asciutto, ovvero la situazione in cui non ci sia la presenza di acqua in esso e quindi non ci sia nessuna sollecitazione idraulica all'interno del giunto (anche se è poco realistica, ma è una condizione utile per iniziare l'analisi di stabilità del versante nella situazione più favorevole).

Successivamente, se la stabilità verrà affermata anche per la condizione di lunghezza della frattura massima (ovvero, per un valore di lunghezza tale da raggiungere la superficie esterna del versante), allora sarà considerata la presenza di acqua nel giunto (condizione più sfavorevole ma anche più realistica).

La Valsesia (e in particolare, la porzione rocciosa in oggetto), a causa delle avverse condizioni climatiche e della morfologia caratterizzata dalla diffusione di zone acclivi, è soggetta periodicamente a fenomeni di instabilità quali frane da crollo e/o da ribaltamento (vedi paragrafo 1.5). A tal fine, verrà ipotizzata la presenza di acqua nel giunto, con diversi valori di pressione idraulica. Tutto questo per studiare la stabilità del pendio nella situazione più gravosa e più realistica. Non sapendo l'entità della pressione idrostatica dentro la discontinuità, si ipotizzerà una variazione di tale pressione fino ad un valore che produce un abbassamento del fattore di sicurezza del pendio roccioso.

Lo scopo di questa analisi è studiare la stabilità del versante nella condizione più favorevole (giunto asciutto) e più sfavorevole (giunto pieno d'acqua) ed indagare se esistono delle condizioni che producono l'instabilità.

In Tabella 33-34 vengono sintetizzati gli scenari 1 e 2, con i relativi sotto-scenari al variare della lunghezza della discontinuità, della coesione e della pressione idraulica. Nel capitolo che segue saranno descritti i sotto-scenari più significativi.

Tabella 33-Elenco scenari previsionali in condizioni di giunto asciutto

SCENARIO PREVISIONALE 1	
CONDIZIONE DI GIUNTO ASCIUTTO	
1	L=5m - c'=536kPa
2	L=5m - c'=0kPa
3	L=20m - c'=536kPa
4	L=20m - c'=0kPa
5	L=40m - c'=536kPa
6	L=40m - c'=0kPa
7	L=60m - c'=536kPa
8	L=60m - c'=0kPa
9	L=85,35m - c'=536kPa
10	L=85,35m - c'=0kPa

Tabella 34-Elenco scenari previsionali in condizioni di giunto umido

SCENARIO PREVISIONALE 2		
CONDIZIONI DI GIUNTO UMIDO		
n°		pressione idraulica [MPa]
1	L=5m, c'=536KPa	0
2		0,0125
3		0,05
4		0,125
5		0,175
6		0,19375
7		0,25
8		0,3
9		0,35
10		0,4
11		0,45
12		0,5
13		0,6
14		0,7
15		0,75
16		0,8
17		0,9
18		1
19	L=5m, c'=0KPa	0
20		0,0125
21		0,05
22		0,125
23		0,175
24		0,19375
25		0,25
26		0,3
27		0,35
28		0,4
29		0,45
30		0,5
31		0,6
32		0,7
33		0,75
34		0,8
35		0,9
36		1
37	L=40m, c'=536kPa	0
38		0,0125
39		0,05

40		0,125
41		0,15
42		0,175
43		0,18
44		0,185
45		0,19375
46		0,3
47	L=40m, c'=0kPa	0
48		0,0125
49		0,05
50		0,125
51		0,15
52		0,175
53		0,18
54		0,185
55		0,19375
56		0,3
57	L=85,35m, c'=536kPa	0
58		0,0125
59		0,025
60		0,0375
61		0,05
62		0,0875
63	L=85,35m, c'=0kPa	0
64		0,0125
65		0,025
66		0,0375
67		0,05
68		0,0875

CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL VERSANTE

La sezione ricavata in Figura 89 sarà quella che definirà il contorno geometrico della porzione di versante che si vuole andare ad analizzare.

Il dominio verrà definito nel paragrafo 4.3 .

Gli elementi di discretizzazione sono i medesimi assunti nel precedente modello numerico del capitolo 3 (si rimanda al paragrafo 3.2.1) .

Le condizioni al contorno di spostamento sono le medesime di quelle assunte nella modellazione numerica (paragrafo 3.2.1). Le condizioni al contorno di carico idrauliche saranno assunte solo per scenari previsionali idraulici (con un livello di pressione idraulica diverso per ogni scenario).

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso e della frattura, saranno assunte le stesse leggi costitutive assunte nel modello numerico precedente (vedi paragrafo 2.2.4) e gli stessi valori geomeccanici impostati nell'analisi a ritroso dell'evento 2016 (vedi paragrafo 3.2.2). In particolare, per la frattura Galleria, si farà riferimento ai valori di coesione e resistenza a trazione dedotti dalla Back Analysis del capitolo 3. Dunque si considererà una coesione di 536 kPa e una resistenza a trazione di 86 kPa.

Il software che verrà utilizzato per condurre l'analisi di stabilità previsionale sarà sempre Rocscience RS2.

4.3. SCENARIO 1: GIUNTO ASCIUTTO

Come si è già specificato, si considererà la condizione poco realistica di giunto asciutto, ovvero non si considererà la presenza di acqua all'interno della frattura, ipotesi in contrasto con quanto detto nel paragrafo 1.5 ma utile come prima analisi di stabilità del versante. Verranno considerati i sotto-scenari previsionali, sia con la presenza della coesione che con l'assenza della coesione.

4.3.1. CARATTERISTICHE DEL MODELLO

E' stato costruito un modello agli elementi finiti, come si è fatto nel precedente capitolo, tramite l'ausilio del software Rocscience RS2, per l'analisi di stabilità del versante in 2D.

Per il dominio di tale modello verrà assunta una dimensione pari a 5 volte l'altezza del problema, che in questo caso è la porzione di versante interessata dalla galleria e dalle fratture. Le dimensioni del dominio sono rappresentate in Figura 92.

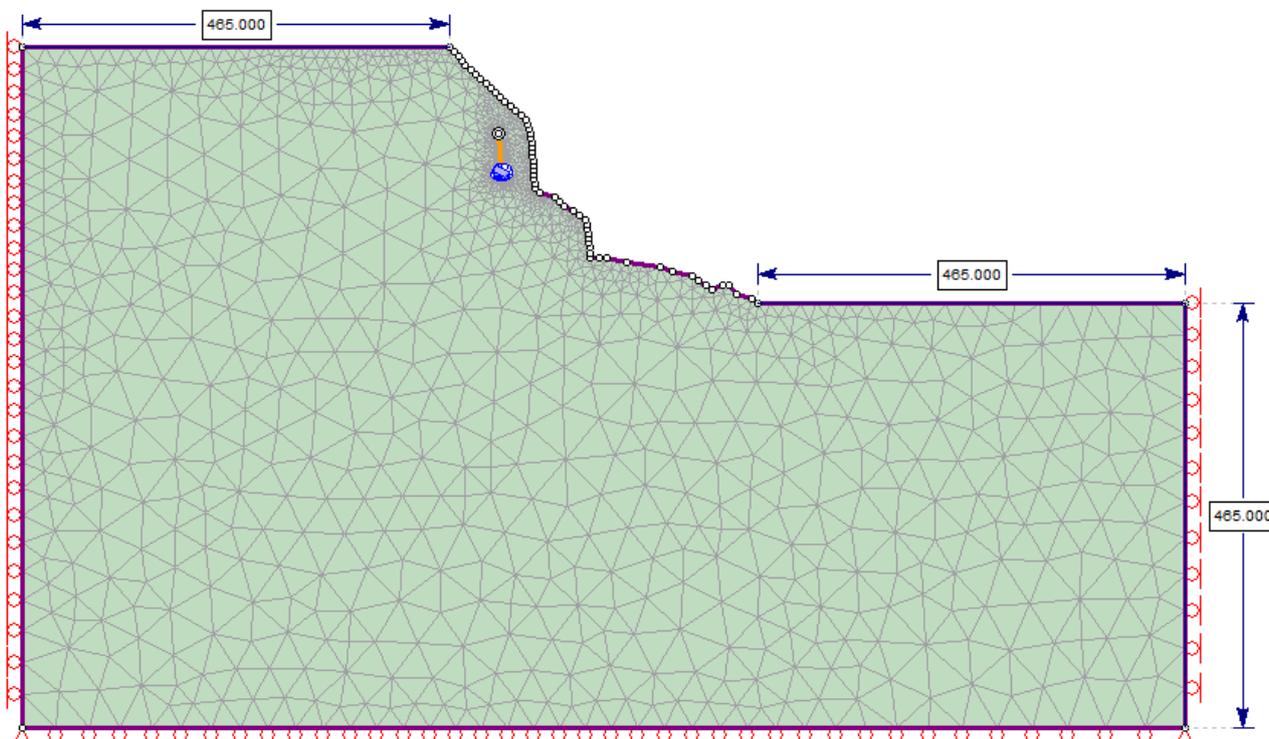
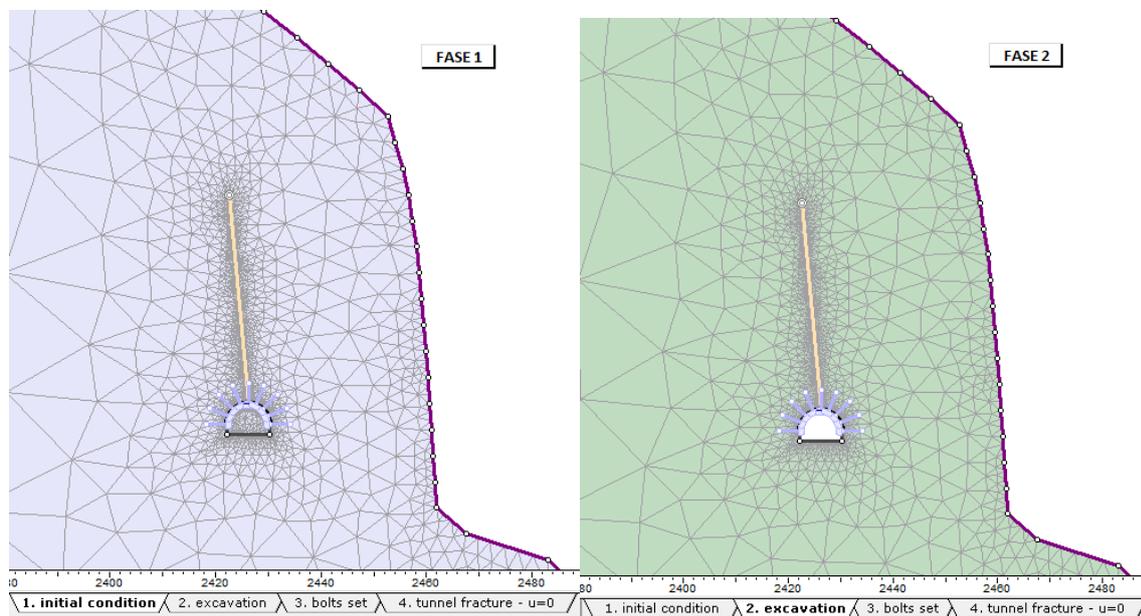


Figura 92-Dominio modello con frattura galleria

Per quanto riguarda le fasi impostate per il modello numerico, verranno considerate 4 fasi:

- 1) Initial condition: fase necessaria per l'inizializzazione del modello. Anche in questo caso verrà impostata una legge costitutiva elastica per l'ammasso roccioso.
- 2) Excavation: fase relativa all'introduzione dello scavo circolare della galleria. In questa fase verrà impostata una legge costitutiva elasto-plastica per l'ammasso roccioso (realistica per l'ammasso in questione). Si ricordi che per non tenere conto dell'effetto tenso-deformativo dovuto all'introduzione della galleria e quindi non tenerne conto in fase di interpretazione dei risultati (grazie al comando "Reference stages" del software RS2), viene definita questa ulteriore fase. Il comando "Reference stages" permette di visualizzare i risultati tenso deformativi rispetto ad una determinata fase.
- 3) Bolts: fase che evidenzia l'effetto del rivestimento della galleria sullo stato tenso deformativo dell'ammasso roccioso e della frattura. Il rivestimento della galleria è il medesimo a quello descritto nel paragrafo 2.2.5 .
- 4) Tunnel fracture: è la fase più importante perché simula l'introduzione della frattura nella calotta della galleria. Le fasi precedenti a questa, sono utili in fase di interpretazione dei risultati del modello numerico, ovvero sono utili per riferire i risultati dell'analisi rispetto alla fase 3 e far scontare al modello tutti gli effetti tenso deformativi prodotti dalle fasi soprastanti (sempre tramite il comando di RS2 "Reference Stages"). E' importante dunque fare riferimento alla fase 3 nell'interpretazione dei risultati, affinché non vengano considerati gli effetti tensionali e deformativi prodotti dalle fasi 1, 2 e 3, ma considerare il solo effetto della frattura sull'ammasso roccioso.

In Figura 93 vengono evidenziate le fasi appena descritte.



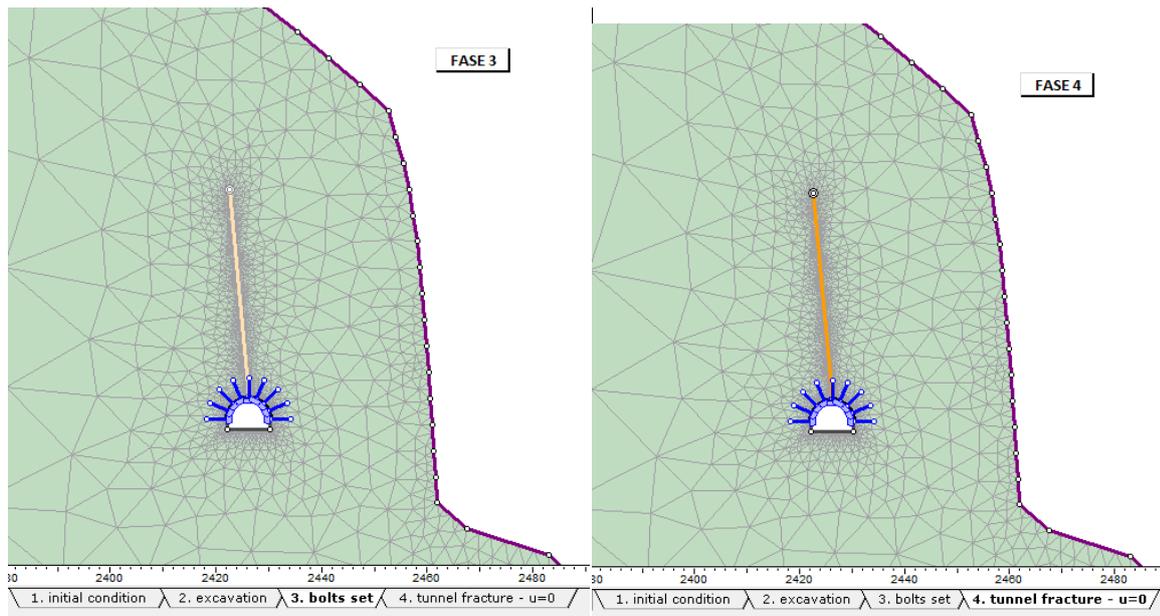


Figura 93-Fasi del modello con frattura galleria in condizione di giunto asciutto

Si ricorda che la lunghezza della frattura non è nota e nelle immagini soprastanti è stata considerata una lunghezza intermedia al solo scopo di rappresentazione ed descrizione delle fasi e delle dimensioni del modello.

4.3.2. ANALISI PARAMETRICA AL VARIARE DELLA LUNGHEZZA DELLA FRATTURA

Saranno considerate le seguenti lunghezze della frattura: 5m – 20m – 40m – 60m – 85,35m, e per ognuna di esse verranno ricavati i fattori di sicurezza. Si presuppone che con 5 lunghezze si ha un sufficiente spettro di previsione dello stato di stabilità del versante.

Non essendo nota la presenza della coesione in tale frattura, si studieranno le condizioni di stabilità sia in presenza che in assenza della coesione. La coesione che verrà assunta, sarà quella ricavata dalla Back Analysis del capitolo 3.

Quindi i sotto-scenari ipotizzati nella condizioni di giunto asciutto sono:

- 1) Lunghezza della frattura pari a 5 m, presenza di coesione
- 2) Lunghezza della frattura pari a 5 m, assenza di coesione
- 3) Lunghezza della frattura pari a 20 m, presenza di coesione
- 4) Lunghezza della frattura pari a 20 m, assenza di coesione
- 5) Lunghezza della frattura pari a 40 m, presenza di coesione
- 6) Lunghezza della frattura pari a 40 m, assenza di coesione
- 7) Lunghezza della frattura pari a 60 m, presenza di coesione
- 8) Lunghezza della frattura pari a 60 m, assenza di coesione
- 9) Lunghezza della frattura pari a 85,35 m, presenza di coesione
- 10) Lunghezza della frattura pari a 85,35 m, assenza di coesione

I risultati relativi agli scenari sopracitati sono riassunti in Tabella 35, in termini di fattore di sicurezza globale del versante roccioso.

Per il calcolo del fattore di sicurezza globale del pendio in esame, verrà impostato su RS2 il metodo SSR (Shear Strength Reduction Method).

Tabella 35-Fattori di sicurezza del versante in condizioni di giunto asciutto

SCENARIO 1	
CONDIZIONI DI GIUNTO ASCIUTTO	
sotto-scenari	FS[-]
L=5m - c'=536kPa	2,16
L=5m - c'=0kPa	2,16
L=20m - c'=536kPa	2,14
L=20m - c'=0kPa	2,11
L=40m - c'=536kPa	2,1
L=40m - c'=0kPa	2,07
L=60m - c'=536kPa	2,09
L=60m - c'=0kPa	2,01
L=85,35m - c'=536kPa	2,07
L=85,35m - c'=0kPa	1,92

Come si può constatare dalla Tabella 35, in condizioni di giunto asciutto, l'ammasso roccioso può essere considerato stabile per qualsiasi variazione della lunghezza della frattura. E' da notare che i fattori di sicurezza oscillano intorno a 2, quindi questi valori stabiliscono che il versante risulta stabile ma suggeriscono di monitorarlo costantemente (soprattutto in quelle porzioni del fronte strapiombanti), perché non si è ottenuto un fattore di sicurezza molto maggiore dell'unità.

4.4. SCENARIO 2: PRESENZA DI ACQUA NEL GIUNTO

Dalla precedente analisi, si sono ottenuti dei risultati a favore della stabilità in condizione di giunto asciutto. Per avere una analisi più esaustiva, ovvero un'analisi che consideri anche la condizione più sfavorevole, è bene considerare la presenza dell'acqua dentro il giunto (situazione più sfavorevole ma comunque realistica nel sito in esame, da quanto si è constatato dalla situazione climatica discussa nel paragrafo 1.5). Non avendo informazioni riguardo la pressione idraulica che si potrebbero instaurare nel giunto, si ipotizzeranno dunque diversi valori di pressione idrostatica per ogni lunghezza della frattura considerata, che andranno ad aumentare fino ad un valore soglia (1MPa) o fino a quando non si ottenga una netta riduzione del fattore di sicurezza globale dell'ammasso roccioso. In tal caso si determinerà un valore di pressione idraulica che produca la completa plasticizzazione della discontinuità e un fattore di sicurezza intorno all'unità.

4.4.1. CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Le dimensioni del dominio sono le medesime di quelle descritte nel modello con frattura galleria in condizioni di giunto asciutto.

Per quanto riguarda il numero di fasi impostate sul modello numerico (precisando che ogni modello numerico è un macro-scenario), queste sono caratterizzate dalle 4 fasi descritte precedentemente e dalle

fasi aggiuntive che riguardano i diversi valori della pressione idraulica introdotti nel giunto. In questo modo, per ogni macro-scenario, si hanno più sotto-scenari, ognuno dei quali è contraddistinto da un diverso valore di pressione idraulica. Questo permette di studiare l'evoluzione della criticità nel giunto all'aumentare della pressione idraulica, ovvero, all'aumentare della fase di uno stesso macro-scenario.

Nelle figure 94-95-96 vengono indicati i modelli relativi alle 3 lunghezze della frattura considerate per questa analisi, ovvero viene considerata:

- una lunghezza minima di 5 metri,
- una lunghezza media di 40 metri,
- una lunghezza massima di 85,35 metri (la massima raggiungibile dalla frattura).

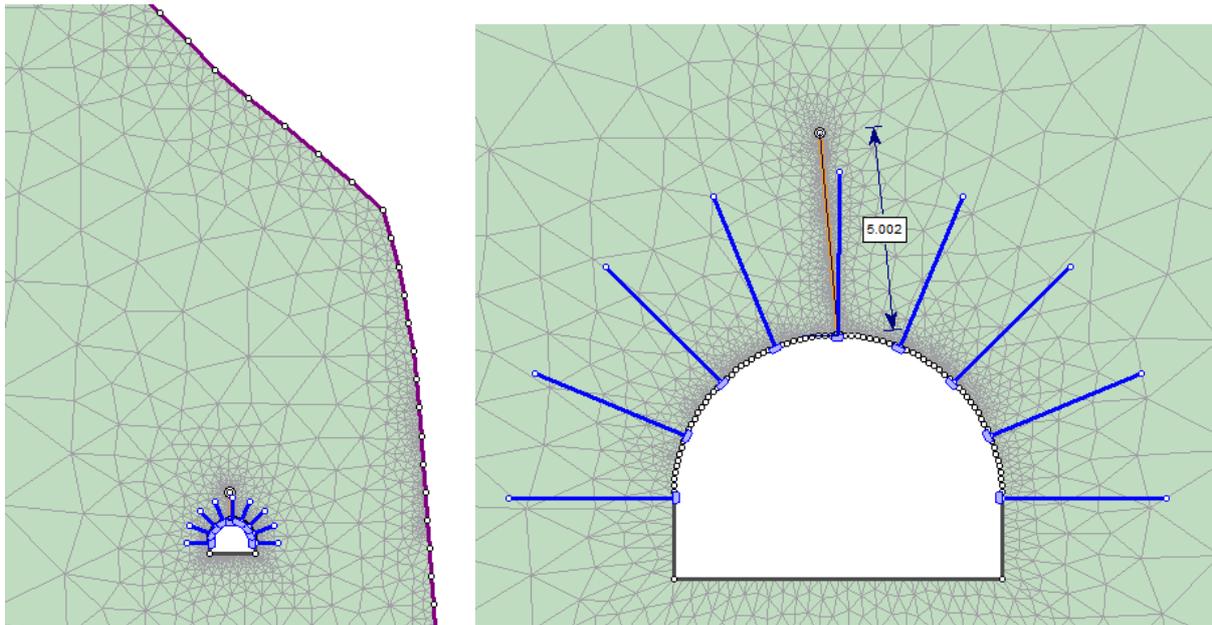


Figura 94 – Modello con una lunghezza della frattura di 5 metri

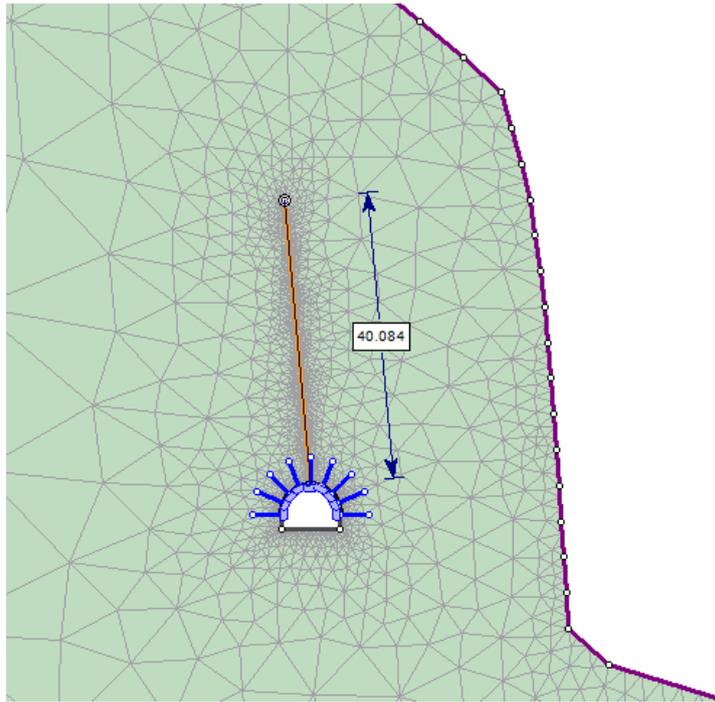


Figura 95 - Modello con una lunghezza della frattura di 40 metri

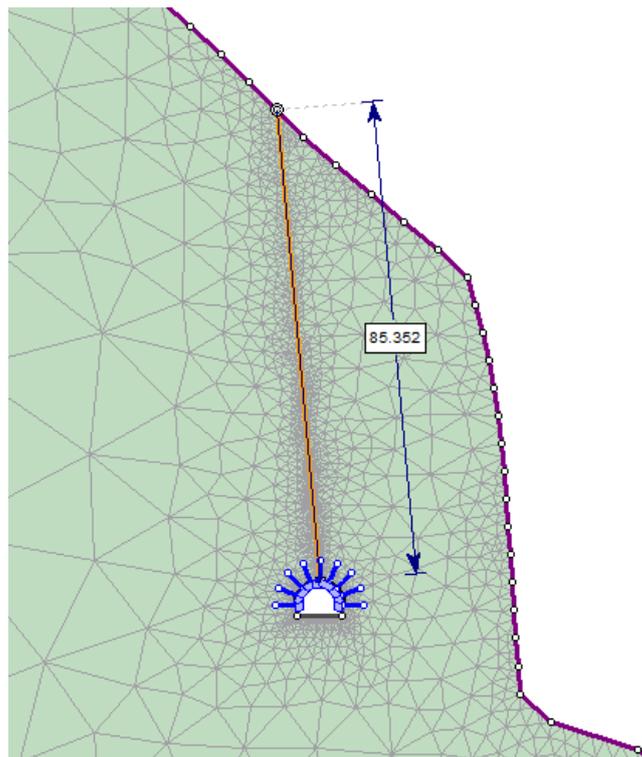


Figura 96 - Modello con una lunghezza della frattura di 85,35 metri

Per quanto riguarda la distribuzione della pressione idraulica nella discontinuità, valgono le stesse considerazioni già dette nel paragrafo 3.2.1 – “Condizioni al contorno di carico”. Si ricordi che il software RS2 non permette la visualizzazione della distribuzione della pressione idraulica, ma permette solo di impostare il valore numerico nelle proprietà idrauliche del giunto (come è indicato nel paragrafo 3.2.1) e

considera tale pressione distribuita uniformemente nella discontinuità (la Figura 98 vuole solo indicare l'andamento della stessa)

4.4.2. ANALISI PARAMETRICA AL VARIARE DELLA LUNGHEZZA DELLA FRATTURA GALLERIA E DELLA PRESSIONE IDRAULICA

I macro-scenari che saranno oggetto di studio in condizione di giunto bagnato sono:

- 1) Lunghezza della frattura pari a 5 m, presenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 1MPa;
- 2) Lunghezza della frattura pari a 5 m, assenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 1MPa;
- 3) Lunghezza della frattura pari a 40 m, presenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 0,3MPa;
- 4) Lunghezza della frattura pari a 40 m, assenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 0,3MPa;
- 5) Lunghezza della frattura pari a 85,35 m, presenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 0,0875MPa;
- 6) Lunghezza della frattura pari a 85,35 m, assenza di coesione, variazione della pressione idraulica da 0 a 0,05MPa.

Ogni macro-scenario (relativo alle diverse lunghezze della frattura e alla presenza o meno della coesione) è costituito da più sotto-scenari relativi ai diversi valori di pressione idraulica ipotizzati per uno stesso macro-scenario. I sotto-scenari di uno stesso macro-scenario sono quindi distinti dai diversi valori di pressione idraulica.

I valori soglia di pressione idraulica di ogni macro-scenario, come si vedrà dai risultati, sono quelli corrispondenti al limite dell'equilibrio globale del versante (o comunque molto vicino), eccetto per lo scenario $L=5m$. Dunque non vuol dire che per un valore soglia si abbia un fattore di sicurezza globale circa uguale a 1, ma comunque provoca una netta variazione dello stato tenso-deformativo del versante. Questi valori sono stati dedotti in fase di modellazione: per i valori di pressione oltre ai valori soglia, indicati nell'elenco soprastante, l'analisi numerica non andava a convergenza. Si sono impostati quindi valori soglia di pressione idraulica entro l'equilibrio limite del versante. Questi valori soglia danno, già di per sé, un ordine di grandezza dell'entità massima della pressione idraulica che può instaurarsi nel giunto. Per il macro-scenario $L=5m$, come si vedrà dai risultati, la variazione della pressione idraulica non produce nessun effetto significativo sulla stabilità del versante, dunque si è impostato un valore massimo corrispondente alla pressione idrostatica che si instaura ad una altezza d'acqua di 100 metri (quindi già troppo cautelativo).

Impostata la geometria del modello (paragrafo 4.2) e impostati i valori delle caratteristiche meccaniche (paragrafo 4.2) per: l'ammasso roccioso, la discontinuità e il rivestimento della galleria, l'obiettivo

principale è studiare la stabilità del versante con una frattura interna di 5 - 40 – 85,35 metri attraverso l'interpretazione dei seguenti risultati tenso-deformativi relativi all'ammasso roccioso e alla frattura.

Risultati globali tenso deformativi relativi all'ammasso roccioso:

- Plasticità nell'ammasso roccioso (Yielded elements)
- Spostamenti totali e deformata dell'ammasso roccioso nei pressi della frattura
- Fattori di sicurezza

Risultati tenso deformativi relativi alla frattura:

- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio nella frattura
- Normal stress nella frattura
- Shear stress nella frattura
- Normal displacements nella frattura
- Shear displacements nella frattura

4.4.2.1. LUNGHEZZA DELLA FRALLUTA = 5m

I primi due macro-scenari sono quelli relativi ad una lunghezza minima della frattura di 5 metri (Figura 98).

Gli sotto-scenari sono:

- 1) Lunghezza della frattura pari a 5 metri, presenza di coesione ($c'=536\text{kPa}$)
 - a) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - b) Pressione idraulica nel giunto di 0.0125MPa
 - c) Pressione idraulica nel giunto di 0.125MPa
 - d) Pressione idraulica nel giunto di 0.0175MPa
 - e) Pressione idraulica nel giunto di 0.19375MPa
 - f) Pressione idraulica nel giunto di 0.25MPa
 - g) Pressione idraulica nel giunto di 0.3MPa
 - h) Pressione idraulica nel giunto di 0.35MPa
 - i) Pressione idraulica nel giunto di 0.4MPa
 - j) Pressione idraulica nel giunto di 0.45MPa
 - k) Pressione idraulica nel giunto di 0.5MPa
 - l) Pressione idraulica nel giunto di 0.6MPa
 - m) Pressione idraulica nel giunto di 0.7MPa
 - n) Pressione idraulica nel giunto di 0.8MPa
 - o) Pressione idraulica nel giunto di 0.9MPa
 - p) Pressione idraulica nel giunto di 1MPa
- 2) Lunghezza della frattura pari a 5 metri, assenza di coesione ($c'=0\text{kPa}$)
 - a) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - b) Pressione idraulica nel giunto di 0.125MPa

- c) Pressione idraulica nel giunto di 0.0175MPa
- d) Pressione idraulica nel giunto di 0.5MPa
- e) Pressione idraulica nel giunto di 0.8MPa
- f) Pressione idraulica nel giunto di 1MPa

Viene considerato un valore soglia di pressione idraulica pari ad 1MPa all'interno del giunto, perché corrisponde ad una pressione idrostatica che si instaura ad una altezza d'acqua di 100 metri (quindi già troppo cautelativo).

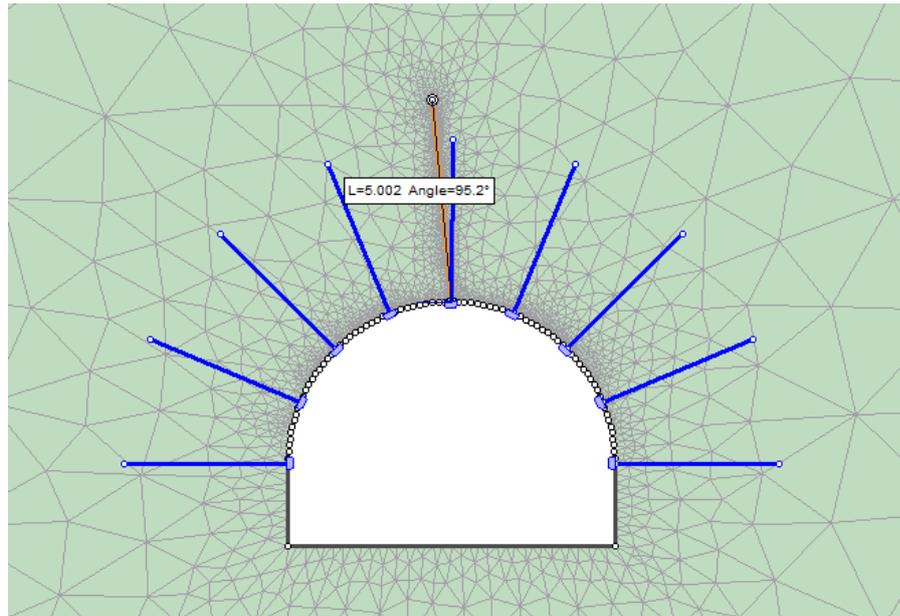


Figura 97-Zoom della frattura con L=5m

4.4.2.1.1. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 5m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.0125 MPa -0.125 MPa -0.175 MPa -0.19375 MPa -0.250 MPa -0.300 MPa -0.350 MPa - 0.400 MPa -0.450 MPa -0.500 MPa -0.600 MPa -0.700 MPa -0.800 MPa -0.900 MPa -1 MPa

Interpretazione dei risultati riguardanti l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

La pressione idraulica sarà denominata da qui in avanti la lettera "u".

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

- PRESSIONE IDRAULICA=0kPa - 12,5 kPa - 125 kPa - 175 kPa – 193,75 kPa

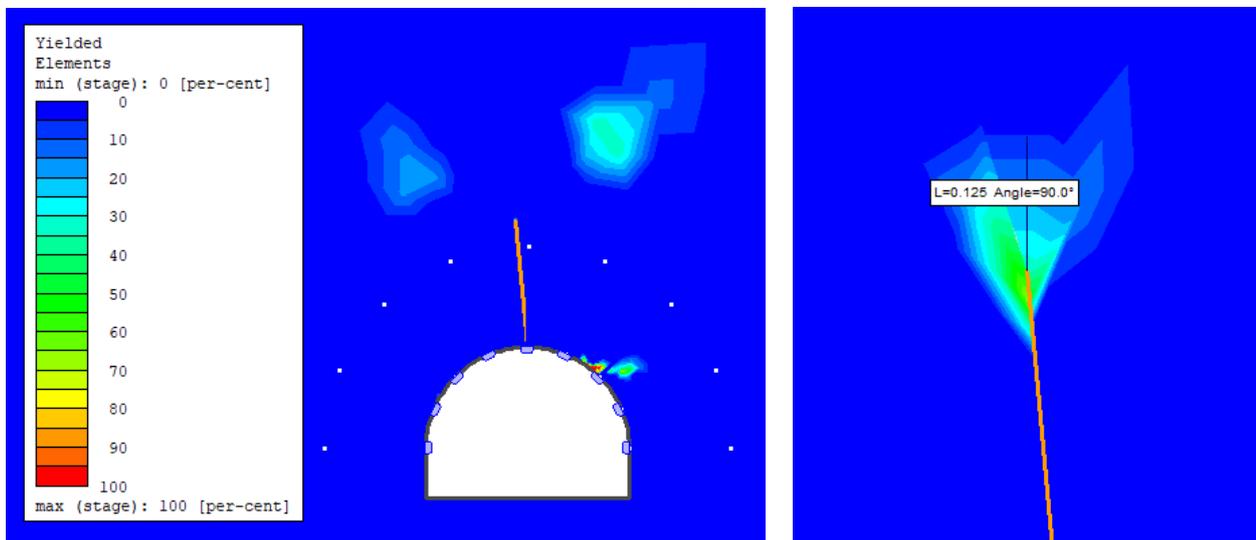


Figura 98-Zona di plasticizzazione nella fase u=0-12.5-125-175-193.75kPa

Con assenza di acqua nel giunto , la zona di plasticizzazione si estende a 0.125m dal vertice della frattura (Figura 99). Aumentando il valore di pressione idraulica fino a 193.75kPa, non si hanno sostanziali differenze nella frattura rispetto alla condizione di giunto asciutto.

- **PRESSIONE IDRAULICA=250 kPa**

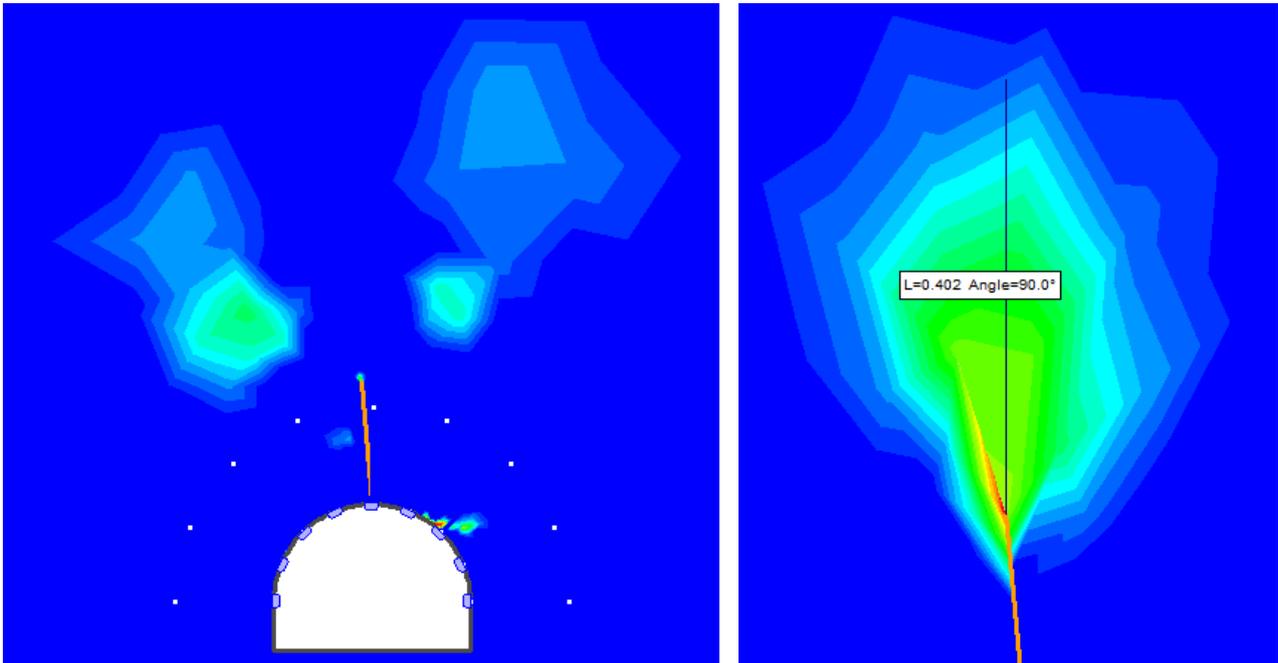


Figura 99- Zona di plasticizzazione nella fase u=250kPa

In questa fase inizia ad evidenziarsi un aumento della zona di plasticizzazione, con una estensione di 0.402 m (Figura 99).

- **PRESSIONE IDRAULICA=300 kPa**

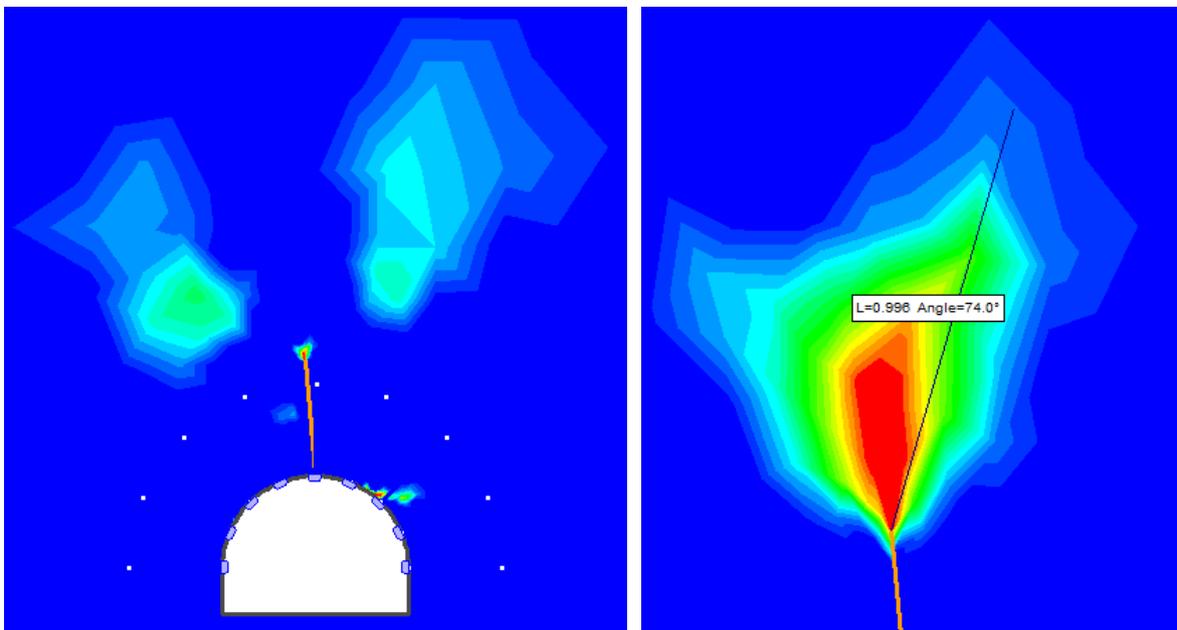


Figura 100- Zona di plasticizzazione nella fase u=300kPa

L'estensione della frattura continua ad aumentare fino ad arrivare a 0.996m (Figura 100).

- **PRESSIONE IDRAULICA=350 kPa**

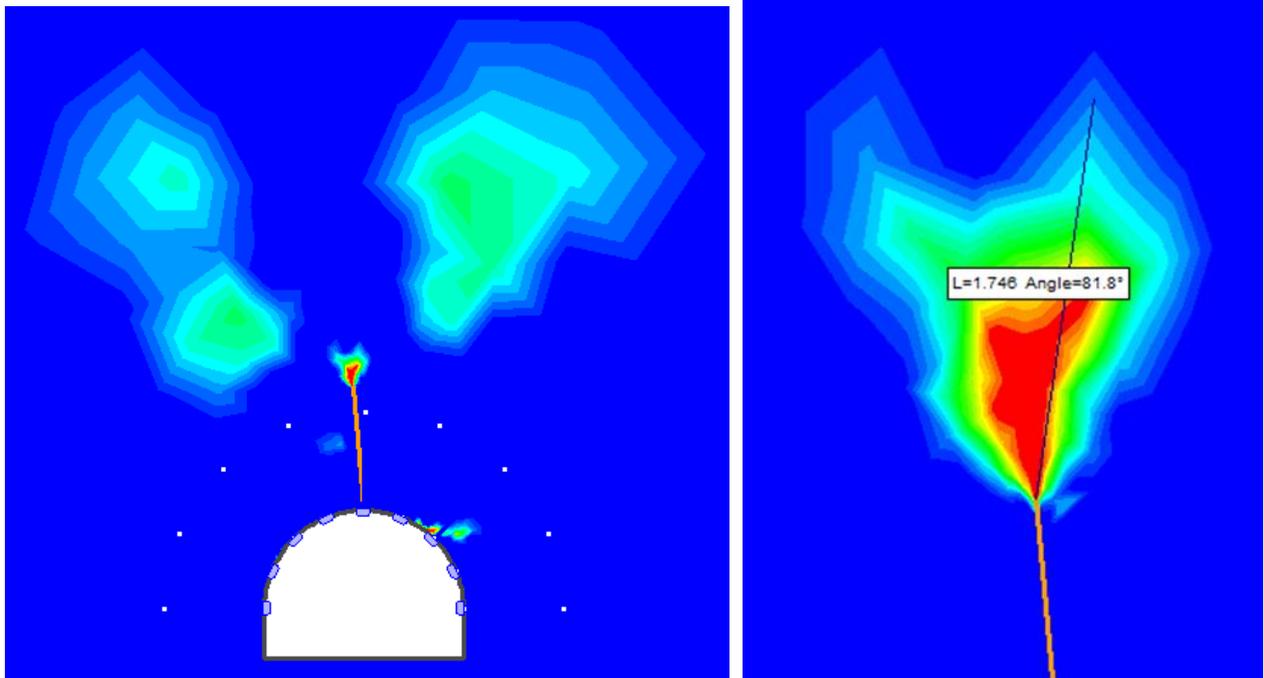


Figura 101- Zona di plasticizzazione nella fase u=350kPa

In questa fase si ottiene una lunghezza massima di plasticizzazione di 1.746m (Figura 101).

- **PRESSIONE IDRAULICA=400 kPa**

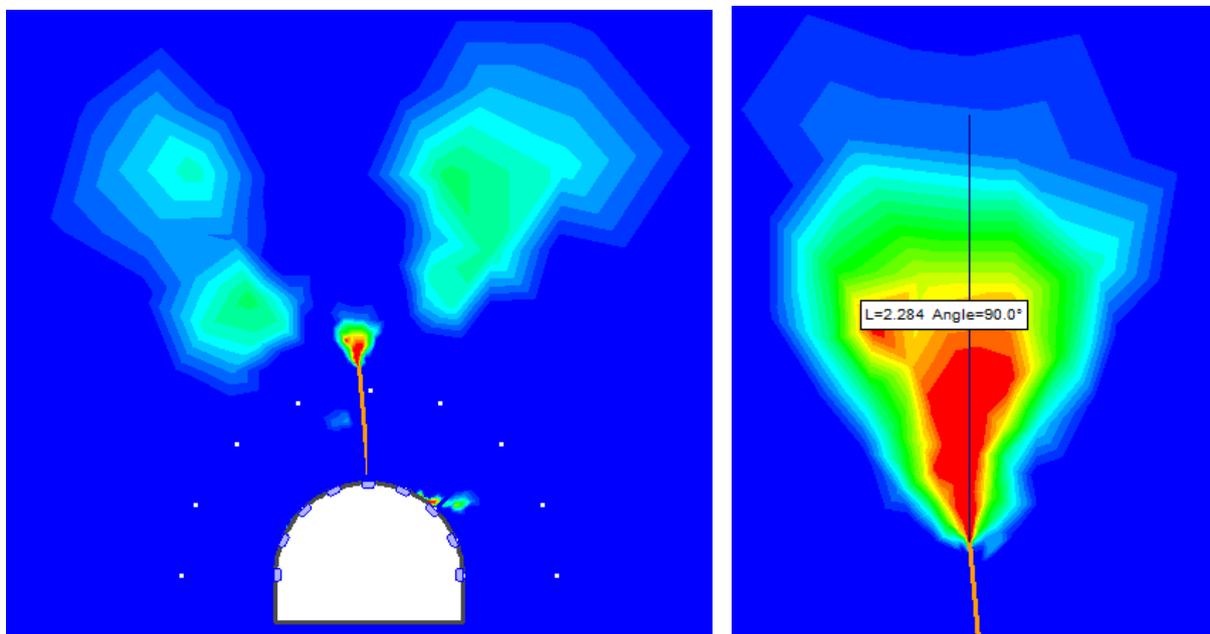


Figura 102- Zona di plasticizzazione nella fase u=400kPa

A 400kPa di spinta idrostatica nel giunto, si ottiene una lunghezza plastica di 2.284m. E' da notare come anche nell'ammasso roccioso limitrofo alla frattura, si stia instaurando la plasticizzazione (Figura 102).

- **PRESSIONE IDRAULICA=450 kPa - 500 kPa**

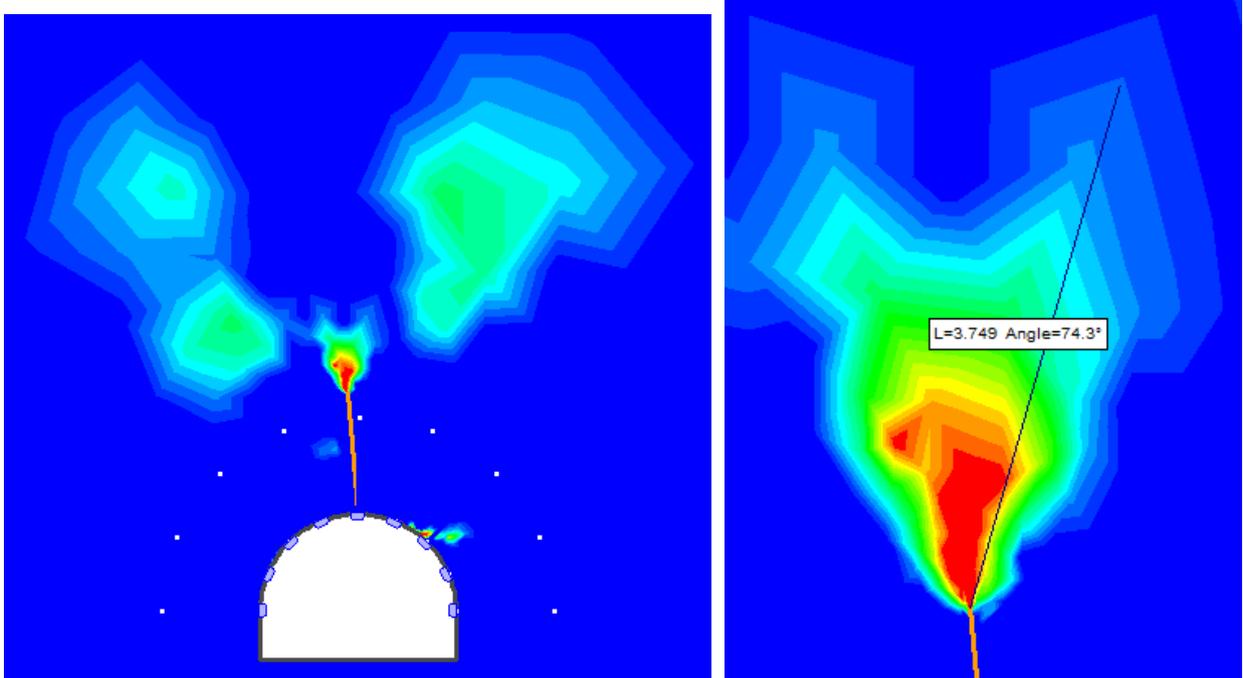


Figura 103- Zona di plasticizzazione nella fase u=450kPa

La lunghezza plastica nell'ammasso roccioso è 3.749m (Figura 103).

- **PRESSIONE IDRAULICA=600 kPa**

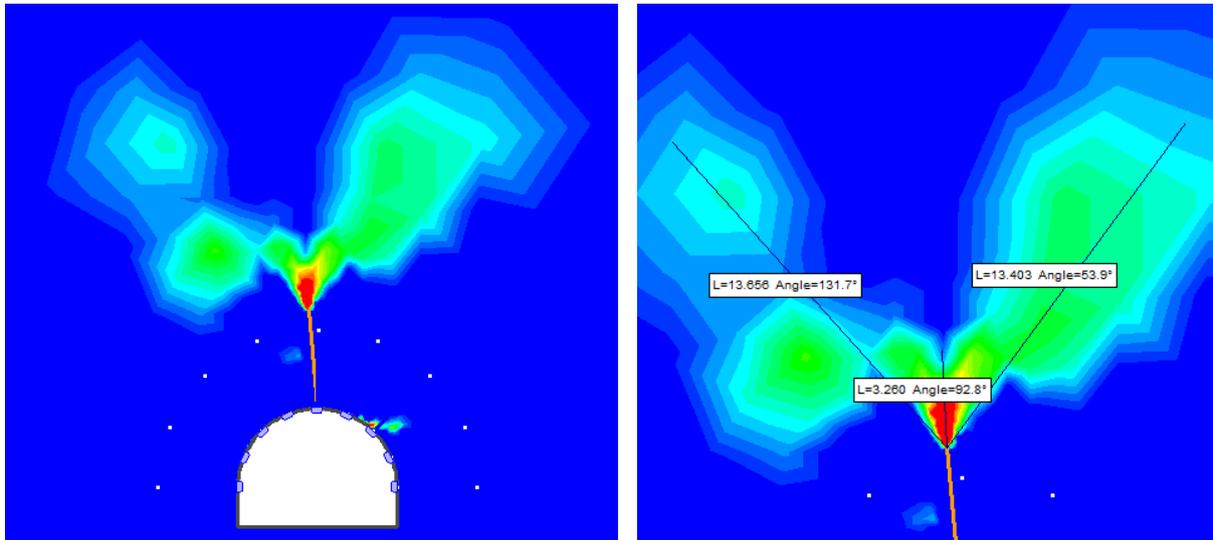


Figura 104- Zona di plasticizzazione nella fase u=600kPa

Si può notare come le zone precedentemente plasticizzate limitrofe alla frattura, si siano estese ed unite alla zona plastica all'apice della frattura, caratterizzando 3 direzioni di plasticizzazione (Figura 104).

- **PRESSIONE IDRAULICA=700 kPa**

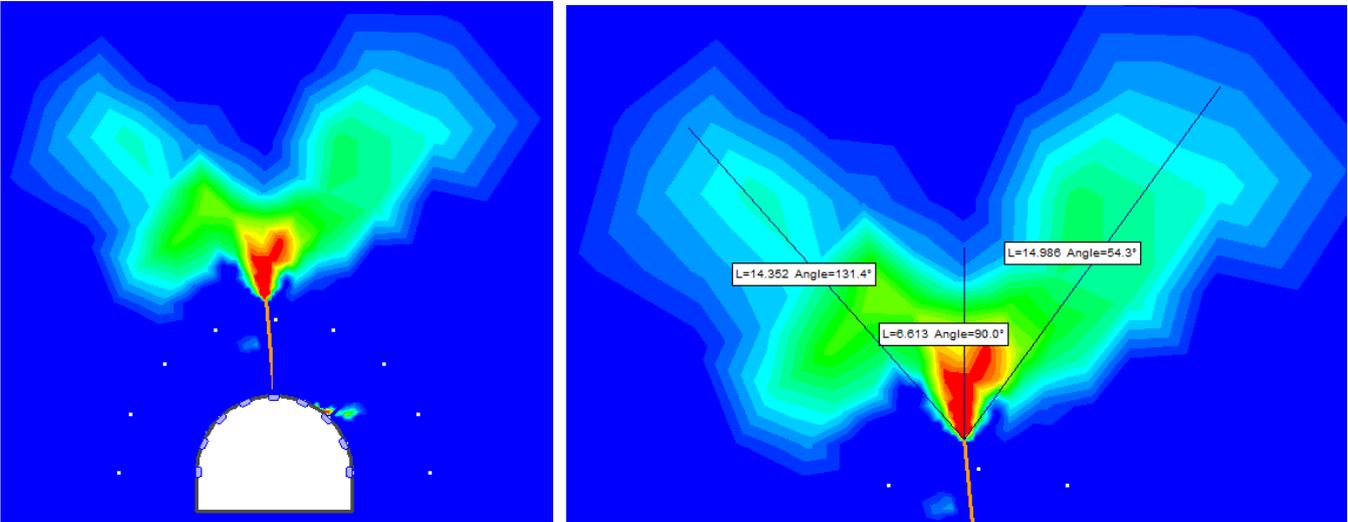


Figura 105- Zona di plasticizzazione nella fase u=700kPa

Con un aumento di 100kPa di spinta idraulica, la zona plastica è aumentata di 3 metri al centro, 1 metro a destra e 1,5 metri a sinistra.

- **PRESSIONE IDRAULICA=800 kPa**

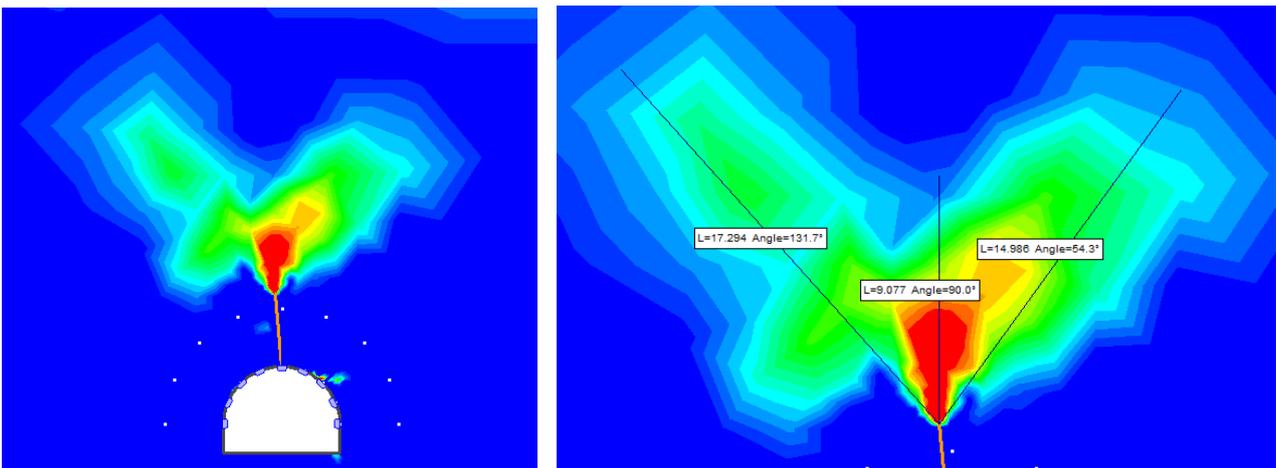


Figura 106- Zona di plasticizzazione nella fase u=800kPa

Si registra un'ulteriore incremento della zona plastica di circa 3 metri nella parte centrale e a sinistra.

- **PRESSIONE IDRAULICA=900 kPa**

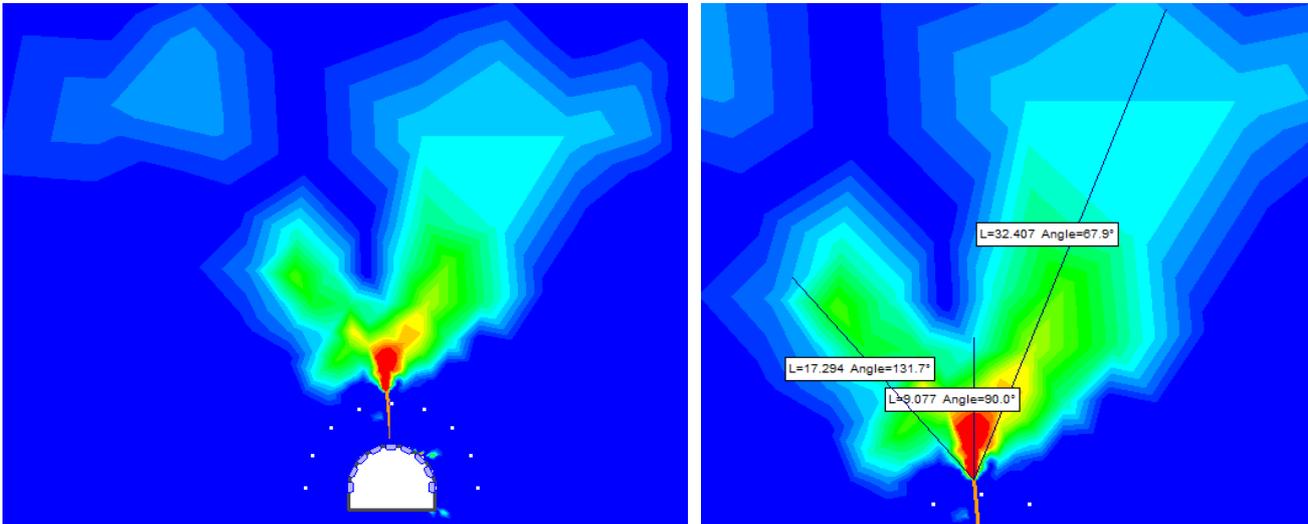


Figura 107- Zona di plasticizzazione nella fase u=900kPa

Si nota l'evoluzione della zona plastica verso destra, ovvero verso la superficie esterna del versante (ovvero, la parte meno resistente perché caratterizzata da meno materiale).

- **PRESSIONE IDRAULICA=1000 kPa**

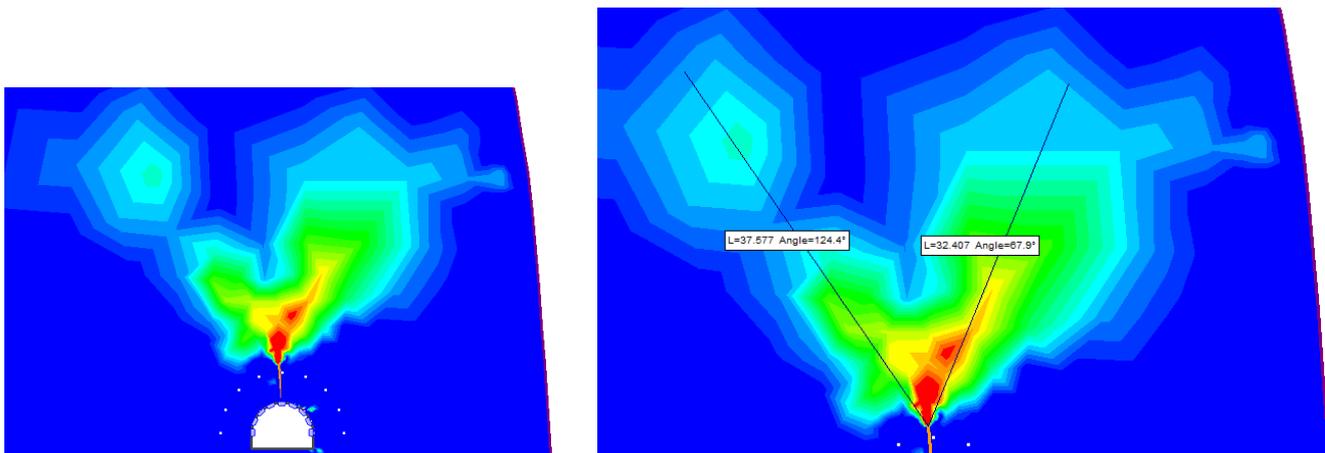


Figura 108- Zona di plasticizzazione nella fase u=1000kPa

Con un aumento di 100kPa rispetto al caso precedente, non si hanno sostanziali differenze (Figura 108).

Globalmente, si è dedotto che al variare della pressione idraulica si forma una zona plastica all'apice della frattura, assumendo una estensione longitudinale significativa da u=300kPa in poi.

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

Ora è importante analizzare l'andamento degli spostamenti per ogni fase (ovvero, per ogni pressione idraulica) e quindi la deformata che assume il versante e la zona dell'ammasso vicino alla frattura.

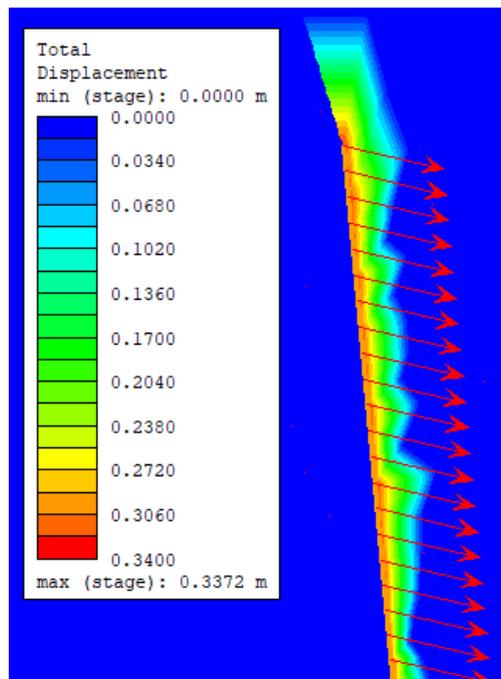


Figura 109-Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 1 MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi

Come è riportato in Figura 109, globalmente, non si registrano spostamenti significativi nel versante ma solo nella zona limitrofa alla frattura. Come viene evidenziato in Figura 109, si hanno spostamenti massimi di 33,72 cm, corrispondenti ad una spinta idraulica di 1MPa. Si nota, dalla Figura 109, un traslazione rigida della porzione rocciosa limitrofa alla frattura, causata essenzialmente dal peso proprio dell'ammasso roccioso e dalla spinta idrostatica. A scopo esemplificativo, si riporta solo l'immagine corrispondente a 1MPa, dato che l'andamento della deformata rimane tale e variano leggermente gli spostamenti totali (di qualche decimo di mm).

Nelle Figure 110-111-112, si vuole evidenziare l'andamento degli spostamenti all'apice della frattura (punto A in figura) e nell'estremo inferiore della frattura (punto B in figura) all'aumentare della pressione idraulica.

Come si può notare dalla tabella nella Figura 111, all'apice della frattura (punto A) si ha un aumento degli spostamenti dalla condizione di giunto asciutto alla condizione di spinta dell'acqua di 1MPa di 0,07mm (da 33,14cm a 33,22cm). Mentre nell'estremo inferiore (punto B), si hanno spostamenti leggermente più alti (da 33,62cm a 33,72cm), con una differenza di 1mm (Figura 112).

Si ricorda che la fase 4 è corrispondente alla condizione di giunto asciutto e la fase 21 è corrispondente alla condizione di spinta pari a 1MPa, come è riportato nelle tabelle sottostanti.

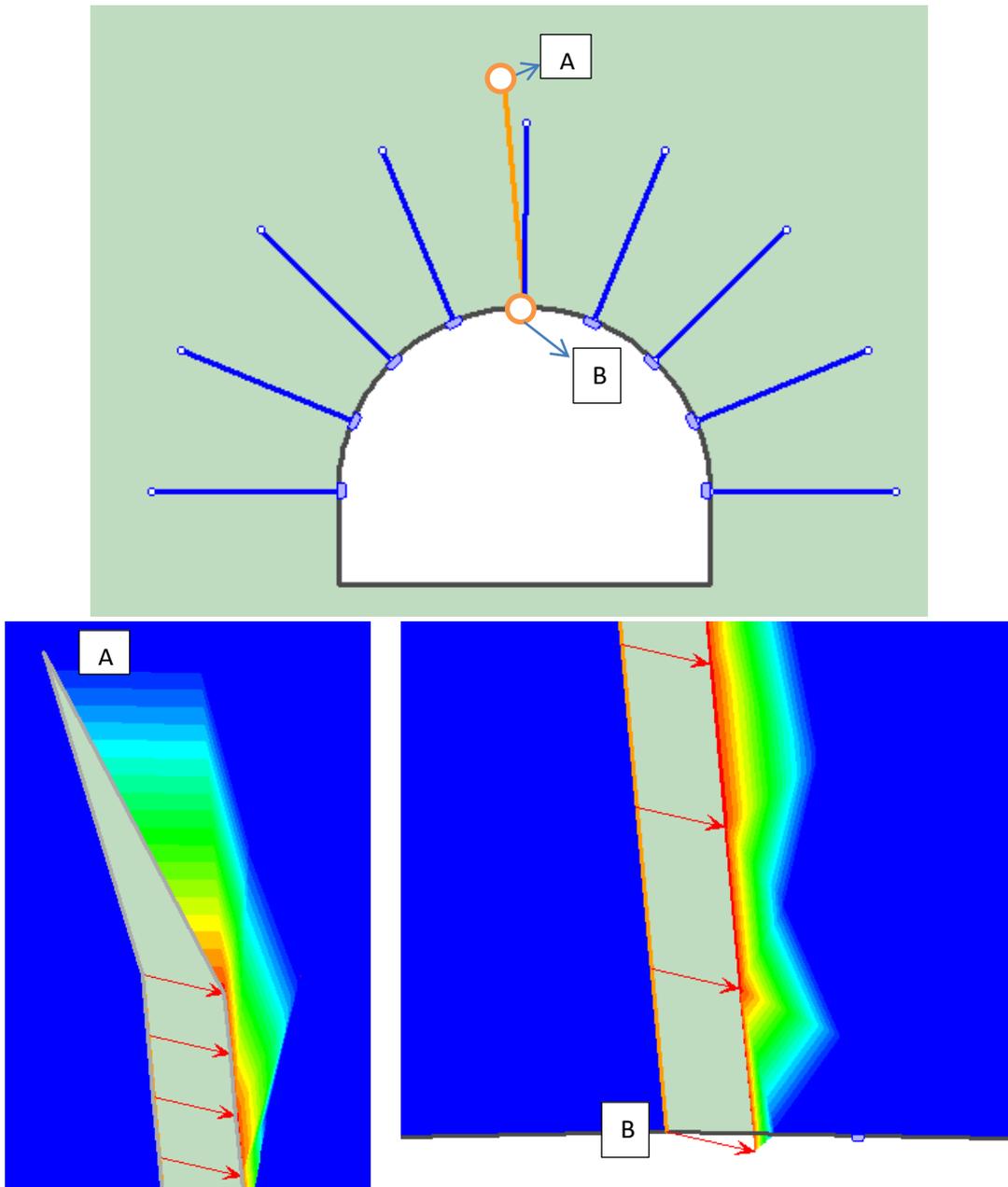


Figura 110 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 1 MPa

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,331428048
5	0,331428673
6	0,331430053
7	0,331435198
8	0,331437752
9	0,331439355
10	0,331460536
11	0,331482239
12	0,331507685
13	0,331535635
14	0,331568755
15	0,331602815
16	0,331679739
17	0,331797988
18	0,331854939
19	0,331909087
20	0,332009861
21	0,332124648

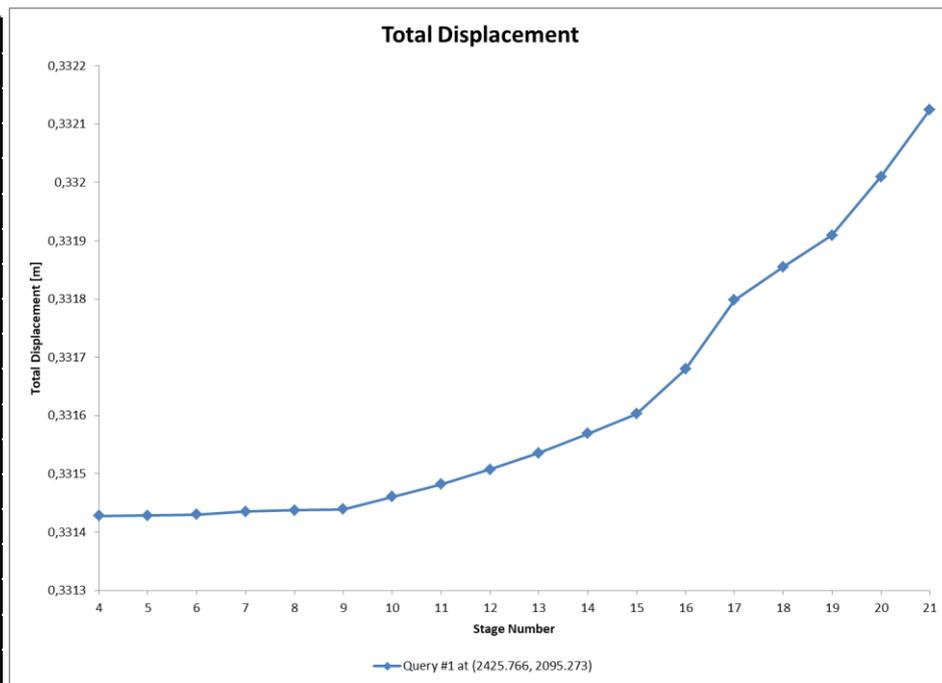


Figura 111-Andamento degli spostamenti nel punto A all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,336222959
5	0,336224374
6	0,336226809
7	0,336269585
8	0,336283652
9	0,336296492
10	0,336353459
11	0,336394985
12	0,336437857
13	0,336481875
14	0,33652788
15	0,336573481
16	0,336666419
17	0,336838385
18	0,336900059
19	0,336955697
20	0,337065082
21	0,337181019

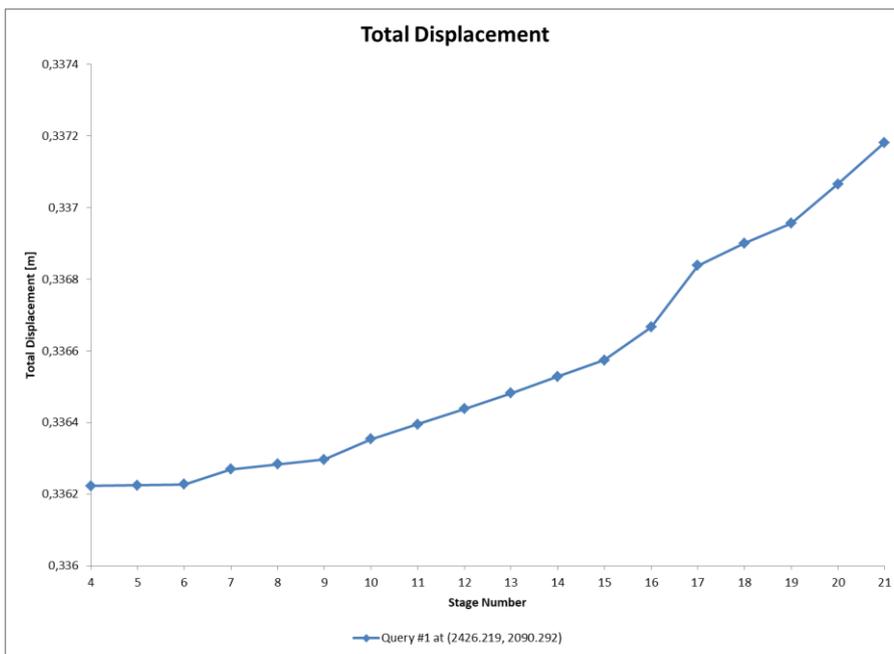


Figura 112- Andamento degli spostamenti nel punto B all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase

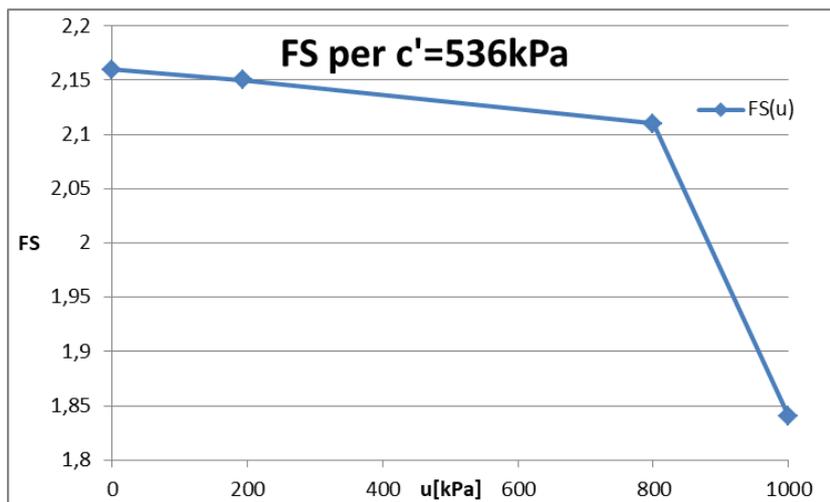
Si precisa che, nel grafico, l'ascissa (stage number) indica:

- 4: u=0MPa
- 5: u=0,0125MPa
- 6: u=0,050MPa
- 7: u=0,125MPa
- 8: u=0,175MPa
- 9: u=0,19375MPa
- 10: u=0,250MPa

- 11:u=0,300MPa
- 12:u=0,350MPa
- 13:u=0,400MPa
- 14:u=0,450MPa
- 15:u=0,500MPa
- 16:u=0.600MPa
- 17:u=0,700MPa
- 18:u=0,750MPa
- 19:u=0,800MPa
- 20:u=0,900MPa
- 21:u=1MPa

C. FATTORE DI SICUREZZA

Il fattore di sicurezza esprime in rapporto tra le resistenza e le azioni. E' calcolato con il software RS2 che utilizza l'algoritmo del Shear Strength Method.



u [kPa]	FS [-]
0	2,16
193,75	2,15
800	2,11
1000	1,84

Figura 113-Andamento del FS all'aumentare della pressione idraulica

Possiamo notare dalla Figura 113 che la presenza dell'acqua nel giunto avente lunghezza di 5 metri, non influenza la stabilità del versante.

Interpretazione dei risultati riguardanti la frattura galleria ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

L'estensione della plasticizzazione della frattura sarà denominata da qui in avanti "Iplast" e sarà indicata dal colore rosso nelle figure, dalla 114 alla 126. Mentre la massima deformazione a taglio sarà denominata "max def. taglio". L'obiettivo ora è indagare l'evoluzione della massima

deformazione a taglio nella frattura (e soprattutto all'apice di essa) e l'incremento della plasticizzazione della frattura (indicato con l_{plast}).

- **PRESSIONE IDRAULICA=0kPa – 12,5kPa:**

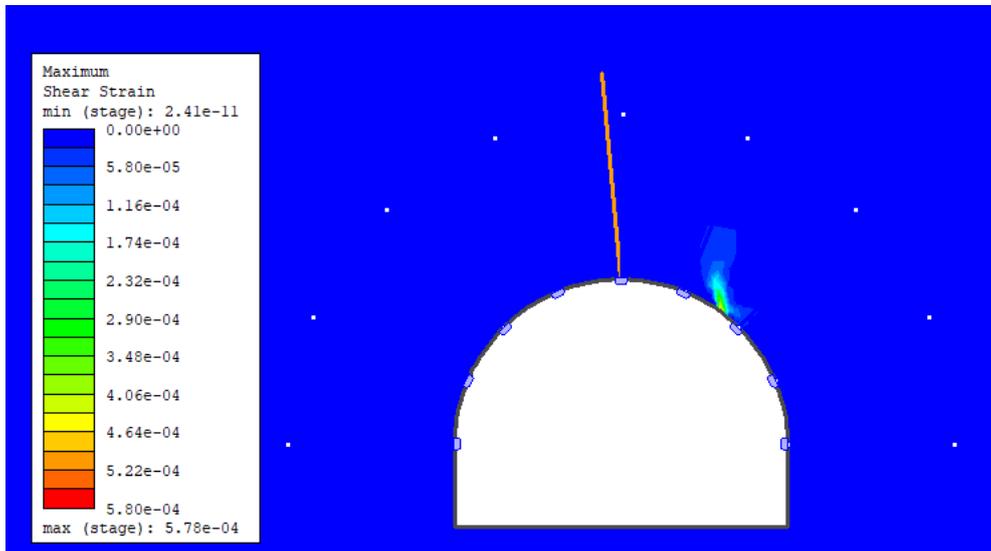


Figura 114-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=0-12,5kPa$

Non si ha nessuna plasticizzazione della frattura e nessuna deformazione a taglio nella frattura in condizioni di giunto asciutto e con un incremento della pressione interstiziale di 12,5kPa (Figura 114).

- **PRESSIONE IDRAULICA=125 kPa:**

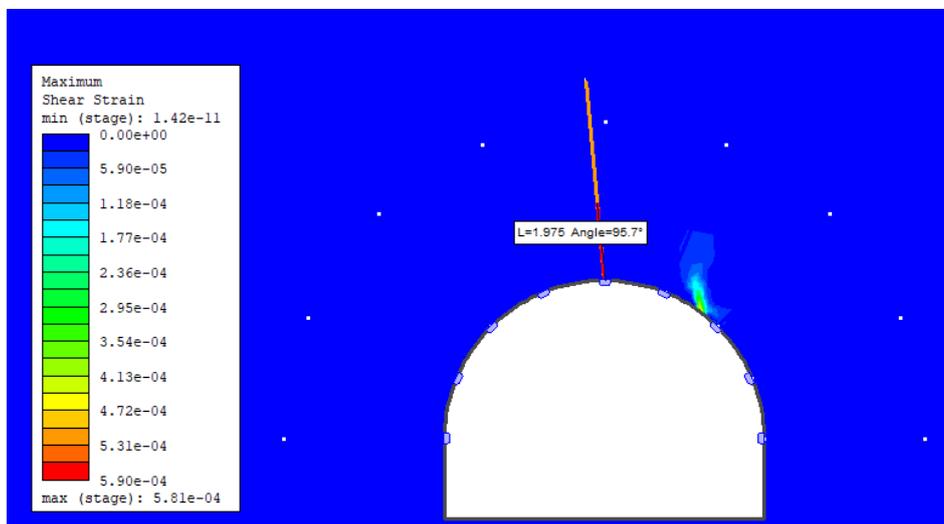


Figura 115-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=125kPa$

Per $u=125kPa$ si ha una plasticizzazione della frattura di 1,975m. Con una lunghezza della frattura di 5 metri e con il contributo resistente dovuto alla coesione nella frattura, la pressione idraulica che produce l'inizio della plasticizzazione del giunto è di 125kPa (Figura 115).

- **PRESSIONE IDRAULICA=175 kPa:**

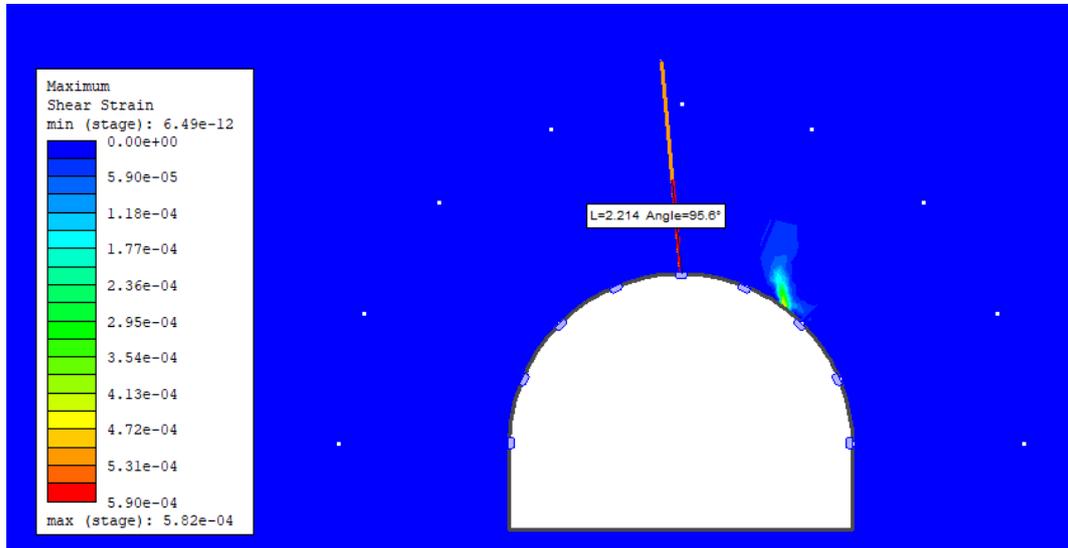


Figura 116-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=175$ kPa

Aumentando di soli 25kPa la pressione idraulica nel giunto rispetto al caso precedente, si ha una evoluzione di l_{plast} di circa 24cm(Figura 116).

- **PRESSIONE IDRAULICA=193.75 kPa:**

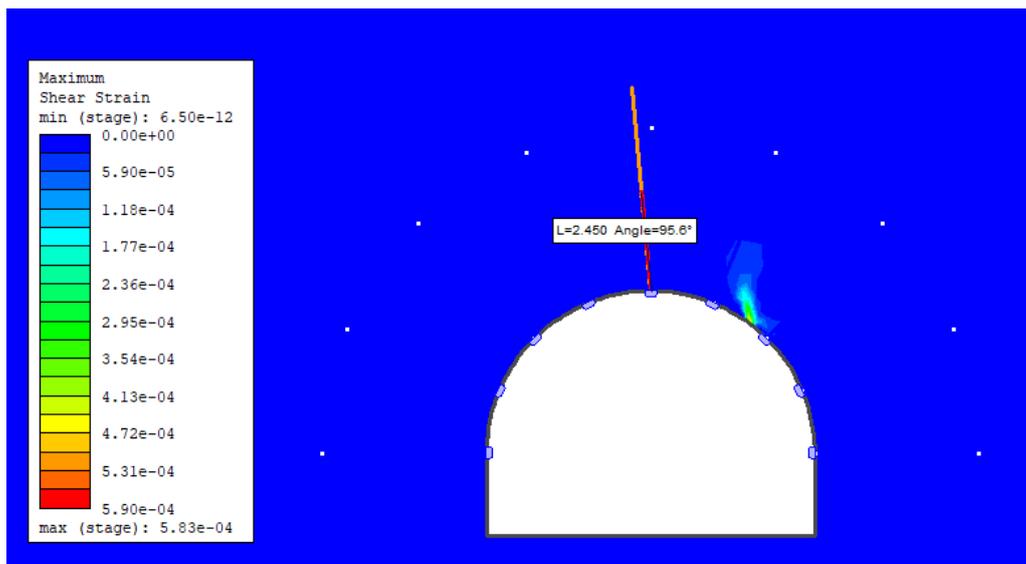


Figura 117-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=193.75$ kPa

Anche in questo caso si ha una evoluzione di circa 24cm rispetto al caso precedente (Figura 117).

- **PRESSIONE IDRAULICA=250 kPa:**

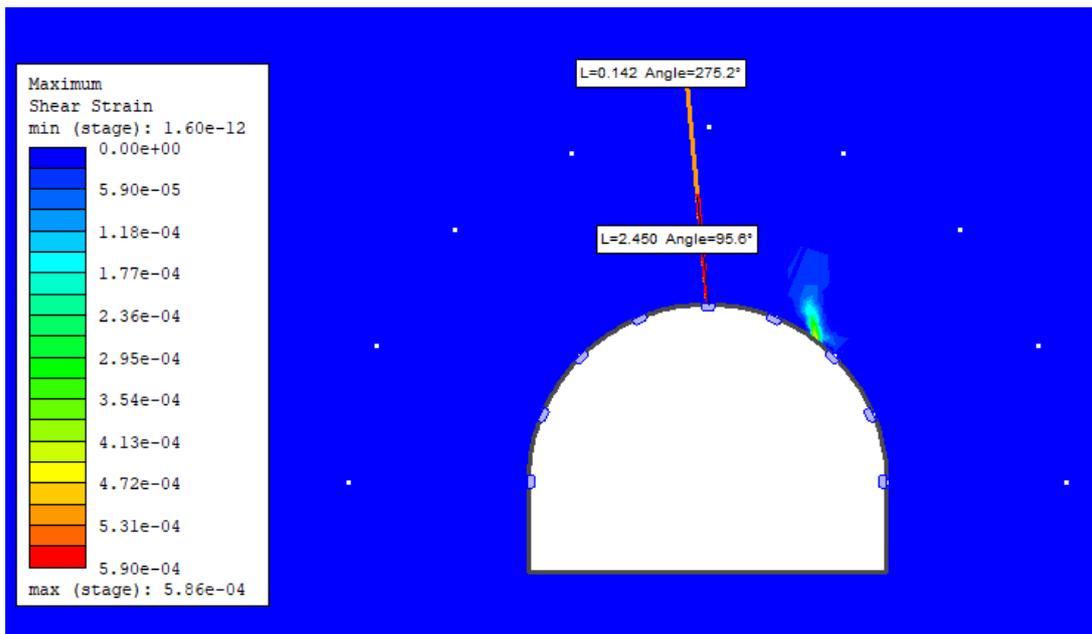


Figura 118-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=250\text{kPa}$

In questa situazione si ha un incremento della plasticizzazione nel giunto, nella parte sommitale, di 14,2cm. Si nota appunto che la plasticizzazione sta interessando anche l'altro estremo della frattura (Figura 118).

- **PRESSIONE IDRAULICA=300 kPa:**

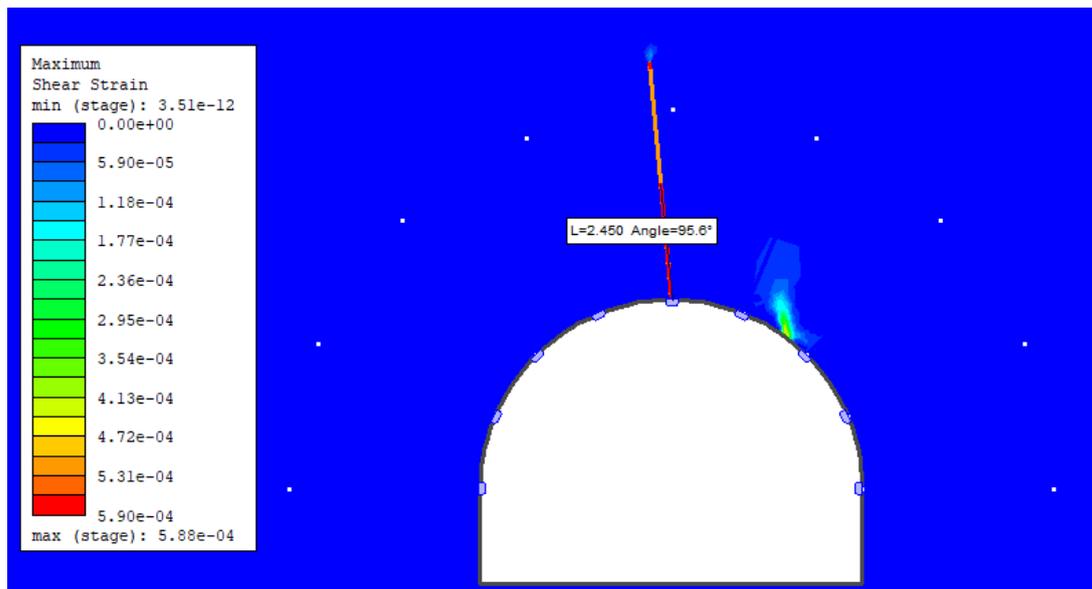


Figura 119-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=300\text{kPa}$

In questa situazione, non si ha nessun incremento della plasticizzazione della frattura ma si intravede l'inizio della massima deformazione a taglio all'apice di essa(Figura 119).

- **PRESSIONE IDRAULICA=350 kPa:**

Stessa situazione rispetto al caso precedente riguardo a I_{plast} , si ha invece un piccolo incremento della massima deformazione a taglio nell'estremo superiore della frattura.

- **PRESSIONE IDRAULICA=400 kPa:**

Per questo grado di spinta idrostatica, si registra solo un piccolo aumento della massima deformazione a taglio all'apice della frattura rispetto al caso precedente.

- **PRESSIONE IDRAULICA=450 kPa:**

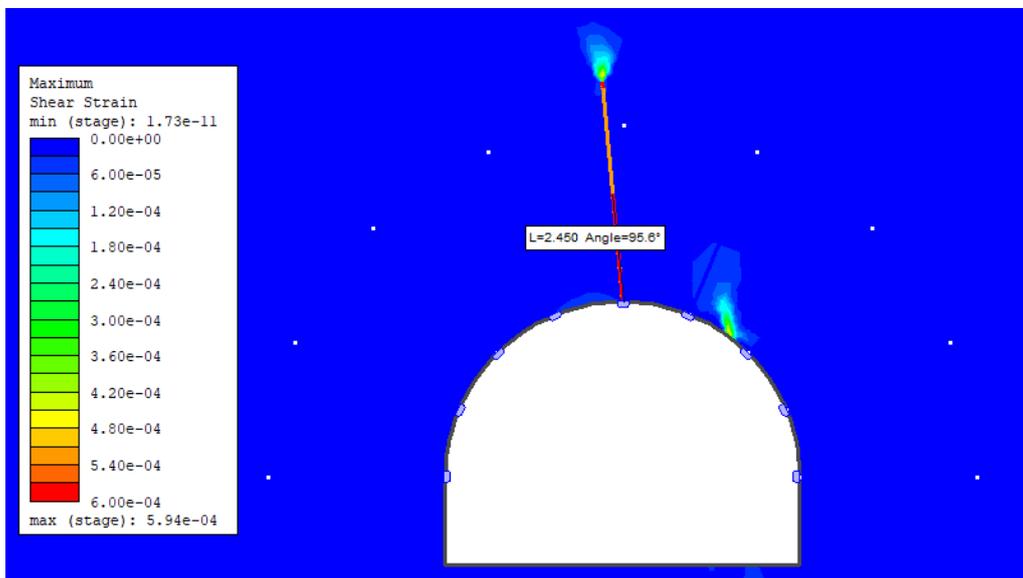


Figura 120-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=450\text{kPa}$

Si ha la stessa situazione rispetto al caso precedente per quanto riguarda la I_{plast} , mentre si intravede un aumento della max def taglio nella zona all'apice della frattura. Questa volta la zona di max def a taglio risulta ben più evidente in Figura 120.

- **PRESSIONE IDRAULICA=500 kPa:**

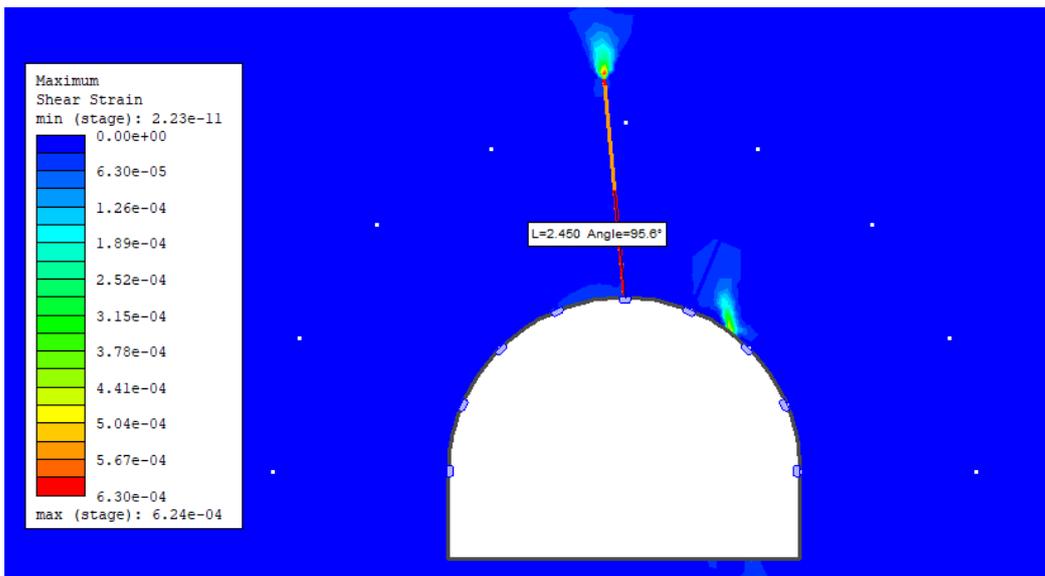


Figura 121-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=500kPa

Stessa situazione rispetto a prima riguardo I_{plast} , mentre si intravede un aumento ancora ben più visibile della max def. taglio nella zona all'apice della frattura (Figura 121).

- **PRESSIONE IDRAULICA=600 kPa:**

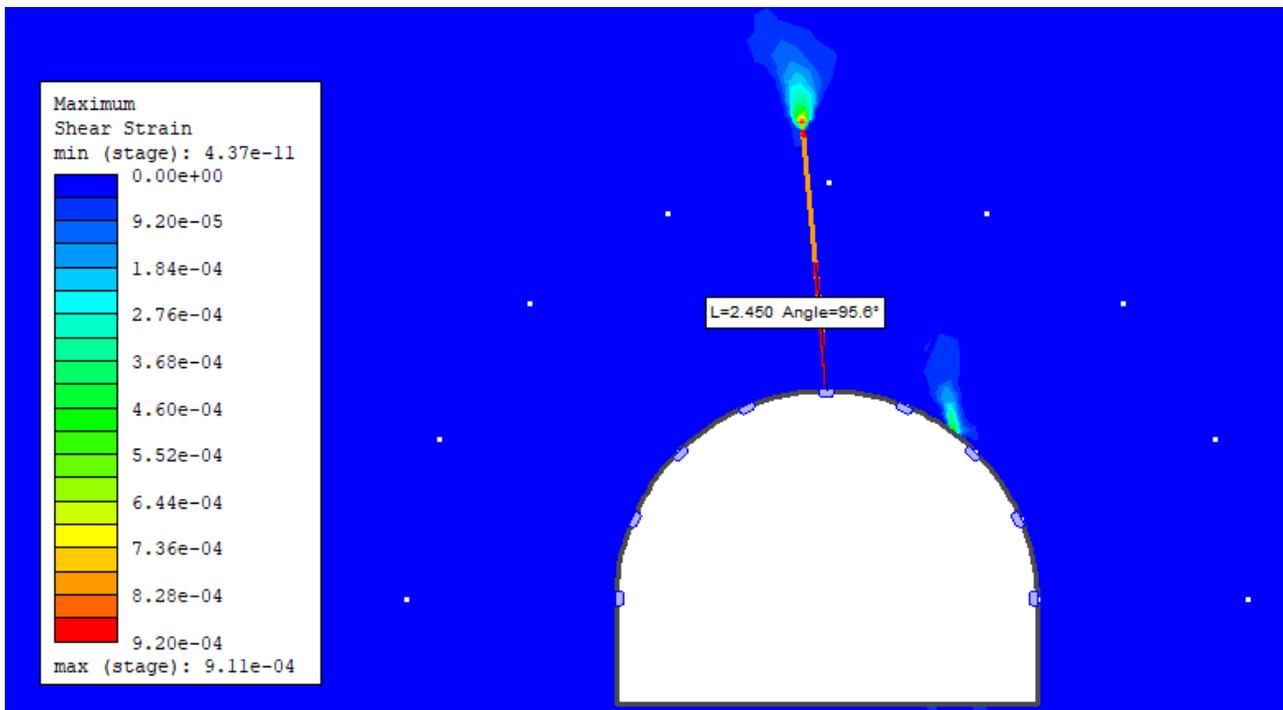


Figura 122-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=600kPa

La I_{plast} continua a rimanere costante e aumenta solo la max def taglio nella zona all'apice della frattura (Figura 122).

- **PRESSIONE IDRAULICA=700 kPa:**

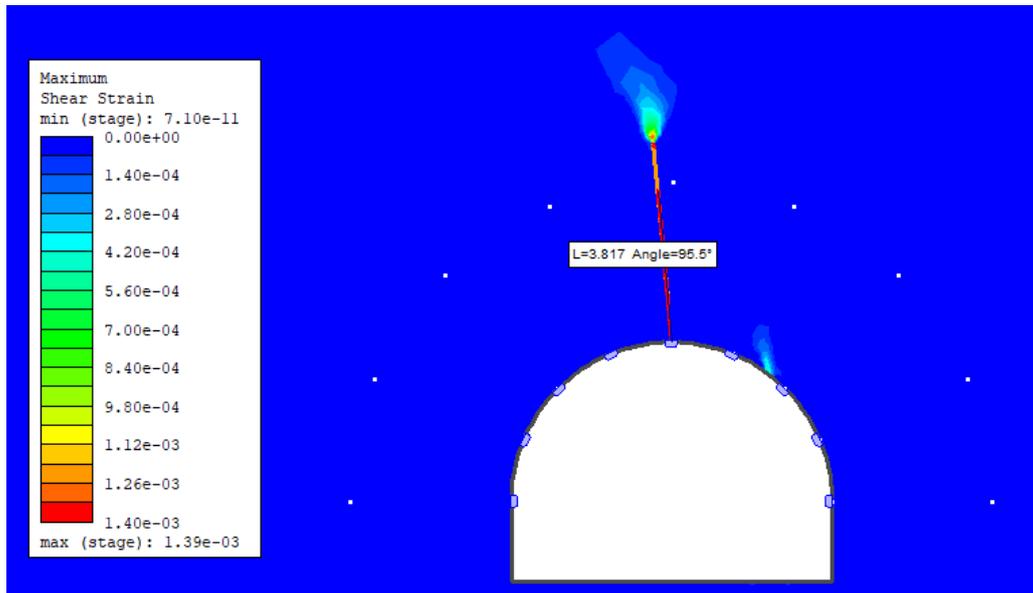


Figura 123-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=700kPa

Per questo livello di spinta dell'acqua, si ha un incremento della l_{plast} corrispondente a 3,817m dall'estremo inferiore e di 0,142m dall'estremo superiore della discontinuità. E' da notare come per $u=700kPa$ si ha la quasi totale plasticizzazione del giunto, il che significa che il contributo di resistenza dovuto alla coesione è quasi arrivato al termine (Figura 123).

- **PRESSIONE IDRAULICA=800 kPa:**

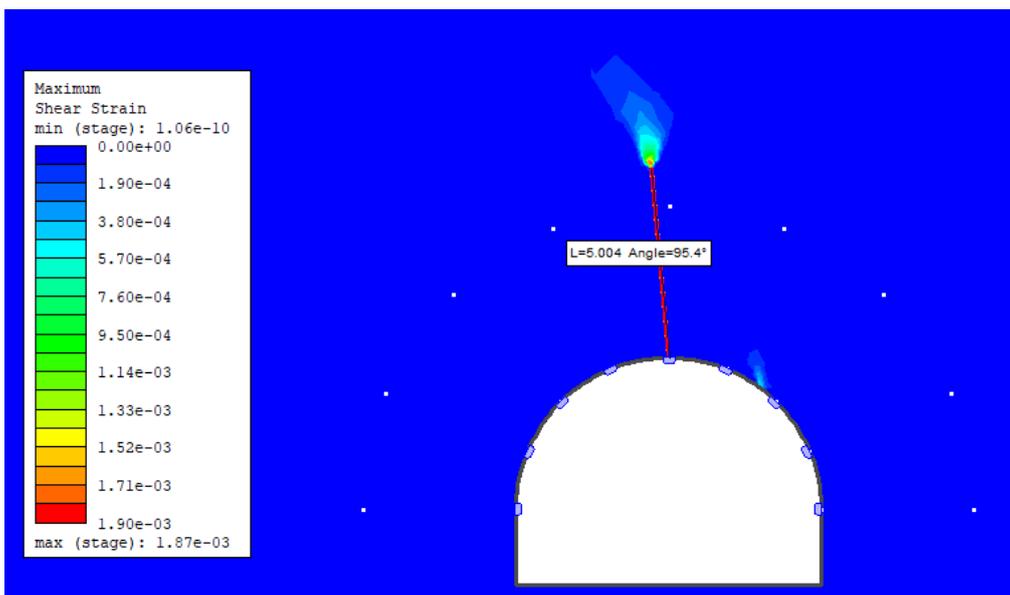


Figura 124-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=800kPa

Per una pressione idrostatica nel giunto di 800kPa, si ha la completa riduzione della coesione (Figura 124). Da questo punto in poi, il contributo resistente è dettato solo dall'angolo di resistenza al taglio nel giunto, secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Per gli scenari seguenti, aumentando la pressione oltre gli 800kPa, si registra solo un aumento della max def taglio nella zona dell'ammasso roccioso limitrofa all'estremo superiore della frattura.

- **PRESSIONE IDRAULICA=900kPa - 1000kPa:**

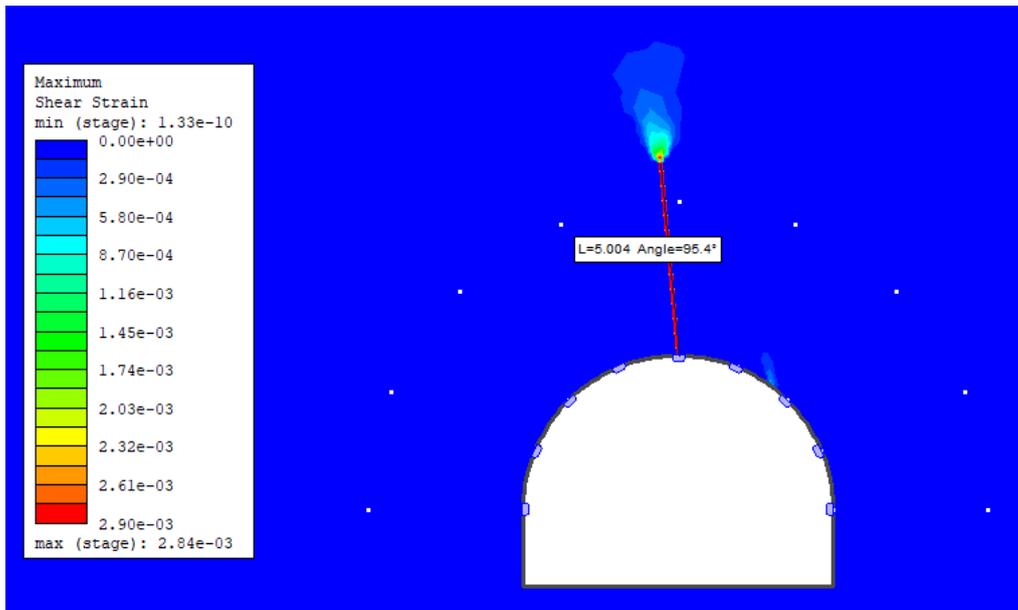


Figura 125-Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=1000kPa

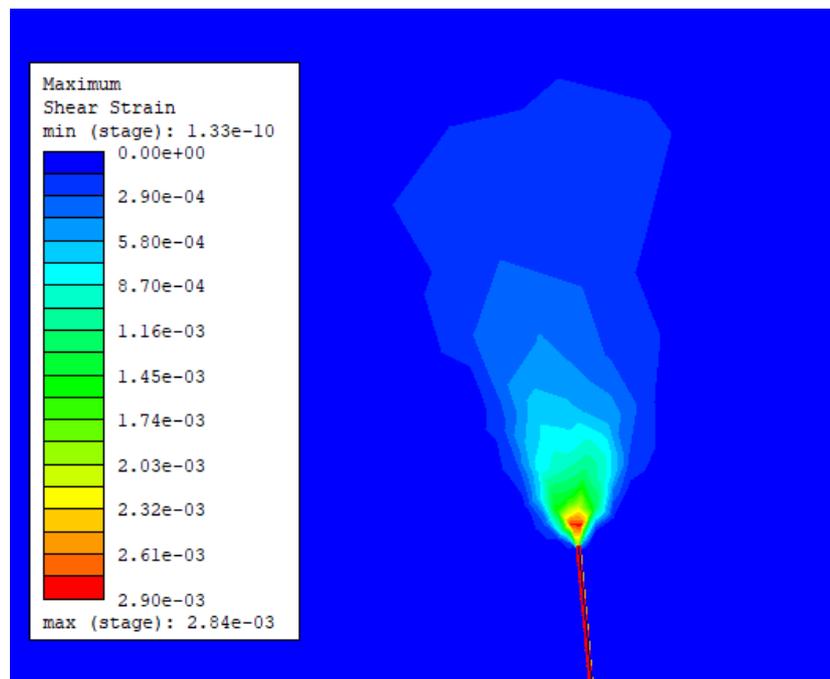


Figura 126-Zoom all'apice della frattura per u=1000kPa

Nella Figura 127, viene indicata l'evoluzione della plasticizzazione della discontinuità. E' da notare come l'incremento della plasticizzazione ha un andamento pressoché lineare tra 0.0125 e 0.19375MPa e tra 0.6 e 0.8MPa; mentre, tra 0.19375 e 0.6MPa, il contributo di resistenza al taglio, dovuto alla coesione e all'attrito tra le due superfici, non permette l'incremento della plasticizzazione della frattura.

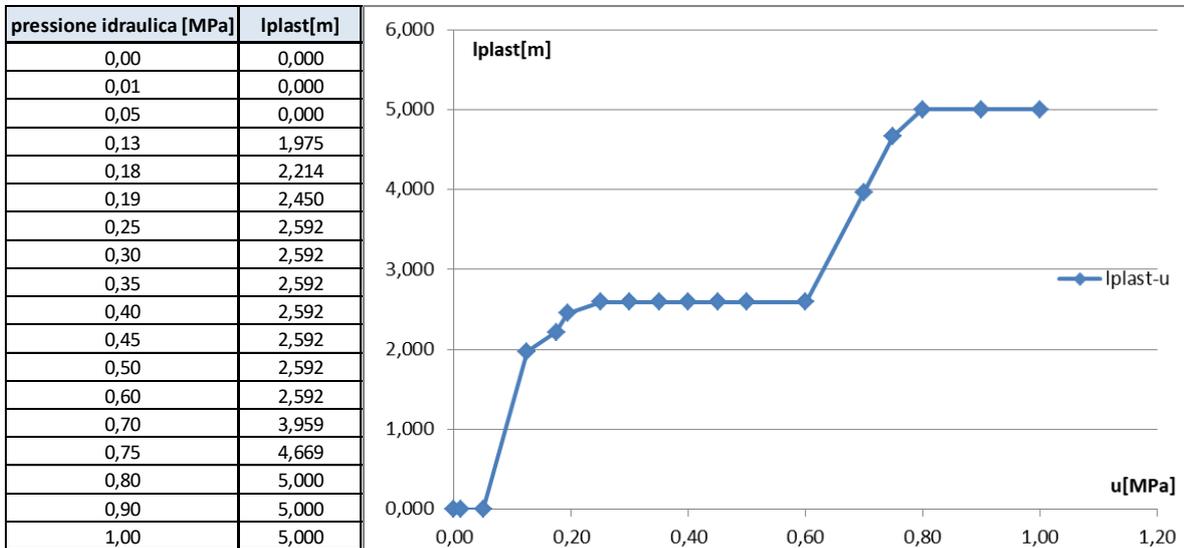


Figura 127-Andamento dell'estensione della plasticizzazione della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Per quanto riguarda l'andamento della massima deformazione a taglio all'apice della frattura, si registra un crescita pressoché esponenziale (Figura 128) . Questo sta a significare che dalla fase 9 (corrispondente ad $u=300\text{kPa}$), la frattura può evolvere ed aumentare la sua lunghezza di oltre 5 m. Questo dato è in accordo con il risultato relativo alla plasticizzazione nell'ammasso roccioso per $u=300\text{kPa}$, dove, per questa pressione, si instaurava la prima zona plasticizzata completamente nei pressi dell'apice della frattura (zona colorata in rosso in Figura 100). E' importante questo dato che indica la probabile propagazione della frattura (tenendo conto che il modello numerico usato per simulare lo scenario previsionale è molto semplificato, quindi non si può affermare l'inizio della propagazione della frattura ma si può stabilire che ci potrebbero essere le condizioni, per questo livello di pressione interstiziale, di una probabile propagazione della frattura).

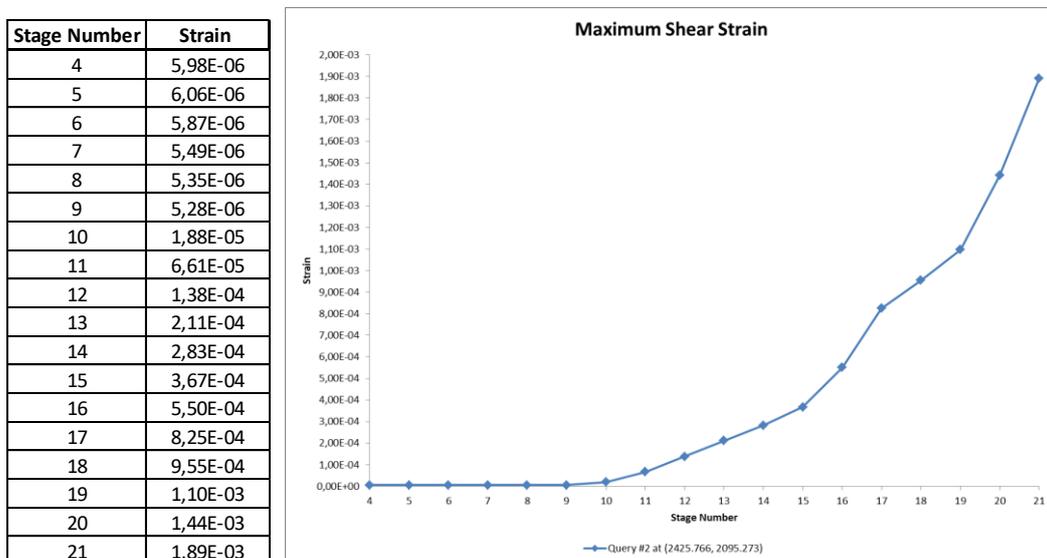


Figura 128-Andamento della massima deformazione a taglio all'apice della frattura all'aumentare della pressione idraulica

A. NORMAL STRESS

In questo paragrafo si analizzerà l'evoluzione dello sforzo normale nel giunto a seguito dell'incremento della sollecitazione idraulica nel giunto stesso. La convenzione di segno è la seguente:

- $\sigma_n > 0 \Rightarrow$ stato tensionale di compressione;
 - $\sigma_n < 0 \Rightarrow$ stato tensionale di trazione;
- con $\sigma_n =$ tensione normale.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

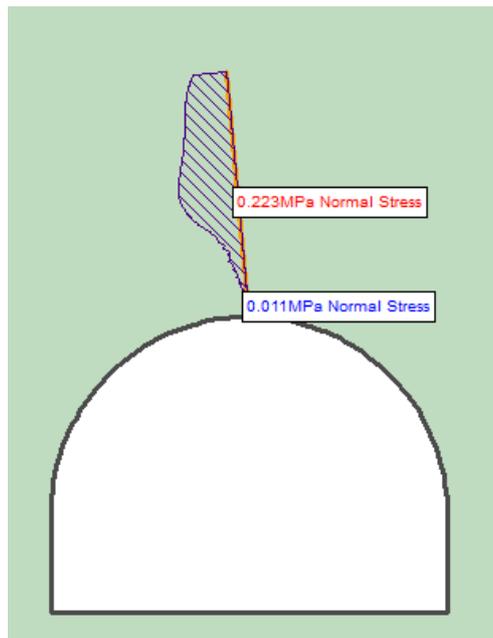


Figura 129-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=0\text{kPa}$

Come si può notare dalla Figura 129, la tensione normale nel giunto si attesta ad un valore costante di circa 220kPa fino a poco più della metà del giunto (dove si registra un picco di 223kPa), per poi ridursi a 1.1kPa verso la galleria. Nel giunto si esercita un'azione dovuta al solo peso proprio dell'ammasso roccioso e questo comporta uno stato tensionale di compressione.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 193.75 kPa:**

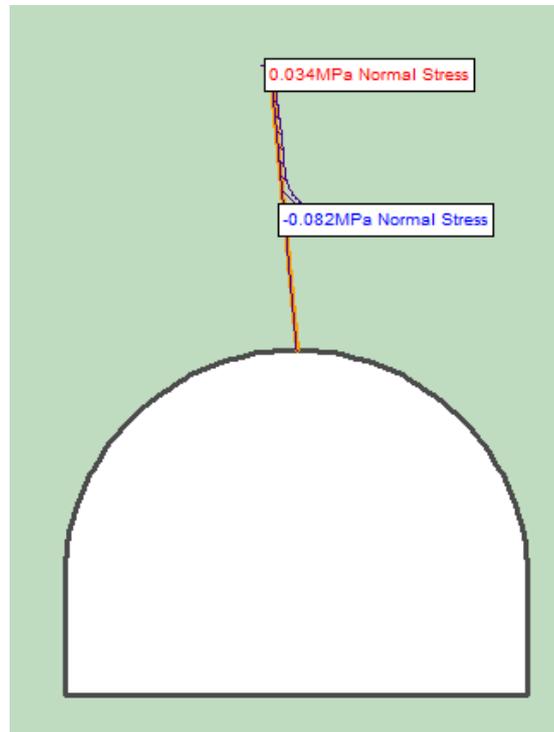


Figura 130-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=193.75\text{kPa}$

Dalla figura 130, si può notare come per il tratto di frattura plasticizzato, la tensione normale sollecitante sia pari a 0. Questo risultato sta a constatare che nel tratto plasticizzato, le pareti della frattura sono arrivate alla condizione ultima di rottura e che quindi esse non impongano più nessun vincolo di resistenza allo sforzo normale.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 – 900 – 1000 kPa**

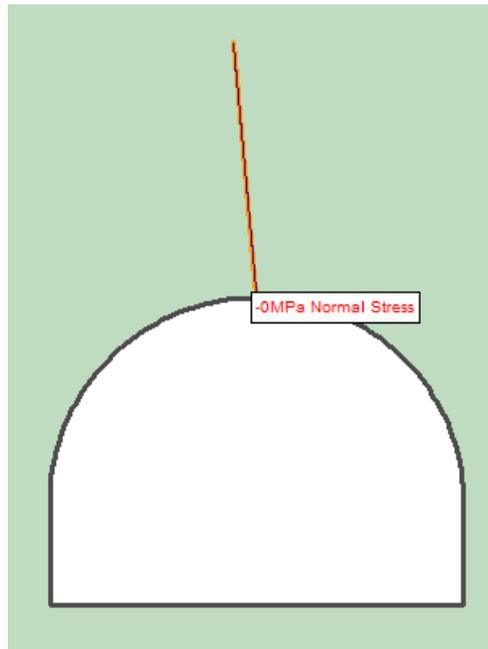


Figura 131-Andamento della tensione normale nel giunto per $u=800-900-1000\text{kPa}$

Per una pressione interstiziale di 800kPa, si ha la completa plasticizzazione del giunto. Dalla figura 131, la tensione normale sollecitante è pari a 0 perché le pareti del giunto sono collassate (dunque, le facce della discontinuità non possono più imporre un nessun vincolo alla sollecitazione normale agente, essendo plasticizzate).

Aumentando la sollecitazione idraulica, ovvero considerando le altre pressioni idrauliche di 900 e 1000kPa, il giunto si presenta plasticizzato e privo di sforzo normale agente. Ci si aspetta un distanziamento delle due facce del giunto (come si vedrà nei grafici relativi alla spostamento normale).

B. NORMAL DISPLACEMENTS

L'origine nei grafici seguenti indica la posizione, nella frattura, in corrispondenza della calotta della galleria. La convenzione di segno per lo spostamento normale è il seguente:

- $\delta_n > 0 \Rightarrow$ avvicinamento delle due facce della frattura
- $\delta_n < 0 \Rightarrow$ allontanamento delle due facce del giunto
con $\delta_n =$ spostamento normale.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

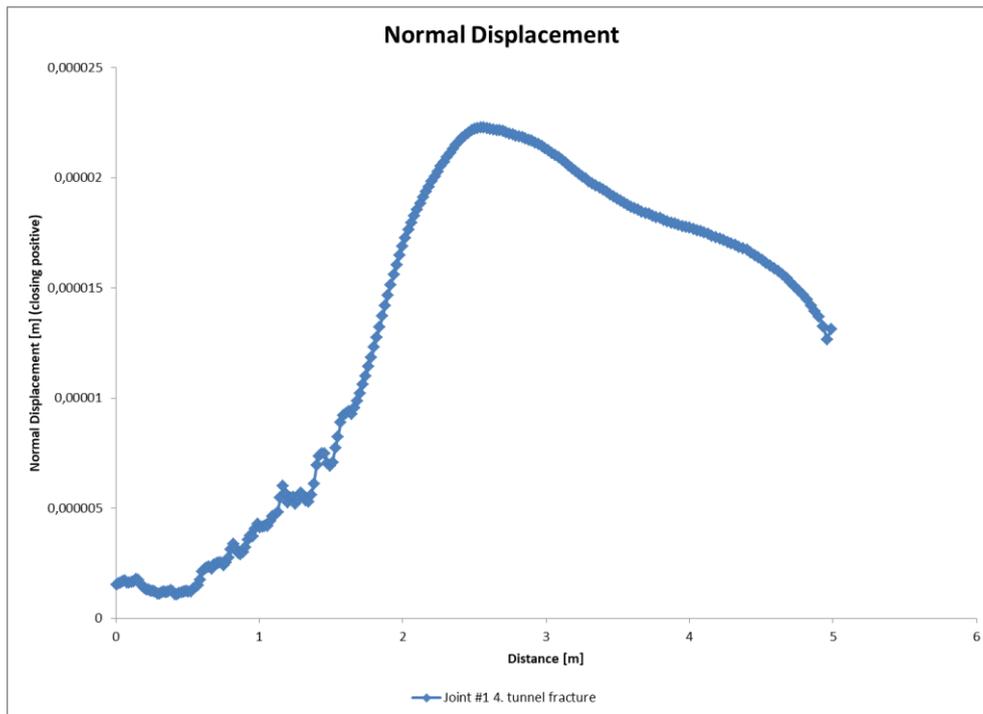


Figura 132-Andamento degli spostamenti normali per $u=0\text{kPa}$

In questa situazione, il giunto assume un comportamento meccanico ancora in campo elastico, essendo sollecitato dal solo peso proprio della porzione di ammasso roccioso soprastante la frattura. Come si può constatare dalla Figura 132 e dalla Figura 129, i due grafici seguono lo stesso andamento, dato che vige la legge elastica: $\sigma = E \cdot \varepsilon$

Si registra uno spostamento massimo di 2 centesimi di millimetro in corrispondenza del punto di massimo sforzo normale sollecitante (ovvero in corrispondenza di $\sigma_n=0,223\text{MPa}$ in Figura 129).

Dal grafico in figura 132, si registrano solo spostamenti positivi che indicano un progressivo avvicinamento delle due facce lungo la discontinuità (dalla calotta della galleria all'apice della frattura).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 193.75 kPa:**

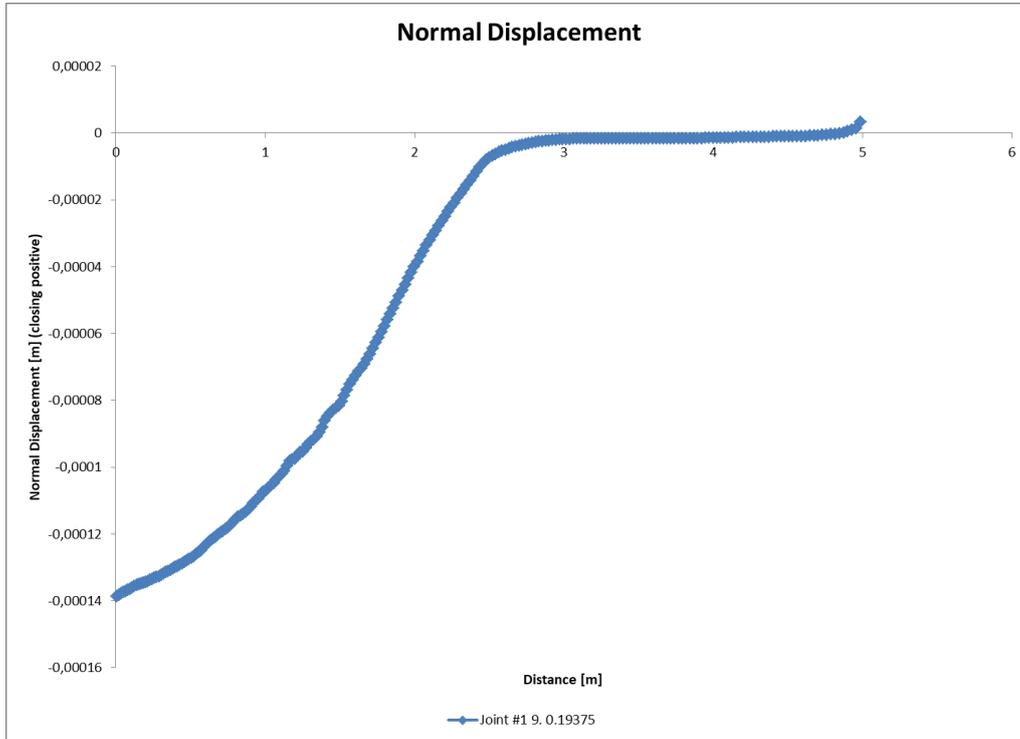


Figura 133-Andamento degli spostamenti normali per u=193.75kPa

Per questa azione dell'acqua, si ha la plasticizzazione di metà lunghezza della frattura. Nella metà plasticizzata, si ha l'allontanamento delle pareti che compongono la discontinuità; mentre nella porzione elastica, le due facce possono scorrere l'una rispetto all'altra, senza distanziarsi e avvicinarsi. Il campo di variazione degli spostamenti oscilla tra 0 e -14 centesimi di millimetro (figura 133).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

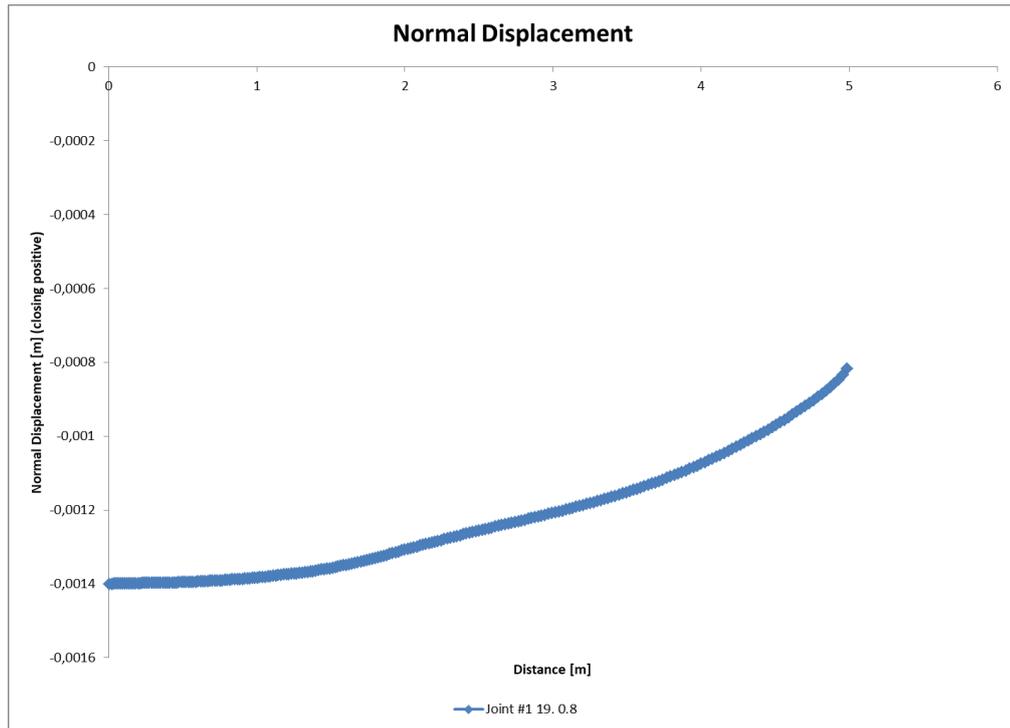


Figura 134-Andamento degli spostamenti normali per u=800kPa

Per un innalzamento del livello di pressione pari a 800kPa, si verifica la completa plasticizzazione della frattura. Gli spostamenti che si registrano sono tutti negativi, ovvero si verifica solo apertura della frattura su tutta la discontinuità, con un campo di variazione compreso tra 0.8 mm e 0.14mm (figura 134).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

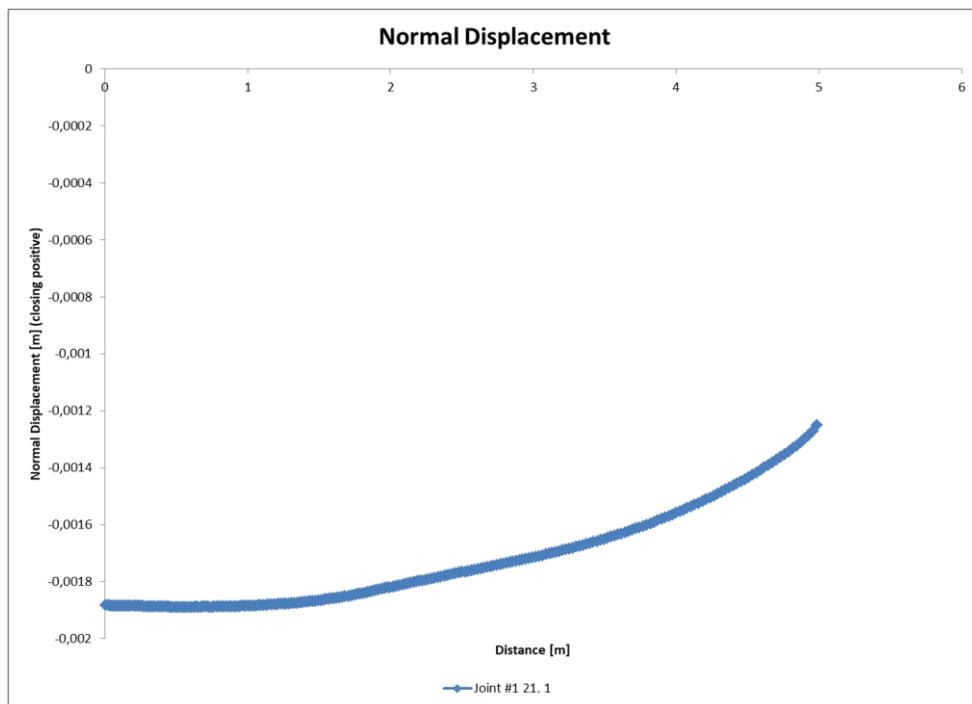


Figura 135-Andamento degli spostamenti normali per u=1000kPa

Infine, per un'ulteriore innalzamento della pressione pari a 1MPa, l'apertura cresce da 0,12mm a 0,19mm (sempre spostamenti negativi, perché le due facce della frattura sono distanziate) (figura 135).

C. SHEAR STRESS

La convenzione di segno per lo sforzo tangenziale è il seguente (prendendo come riferimento la faccia destra della discontinuità):

$\tau_t > 0 \Rightarrow$ direzione della tensione verso l'alto;

$\tau_t < 0 \Rightarrow$ direzione della tensione verso il basso.

con τ =tensione tangenziale.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

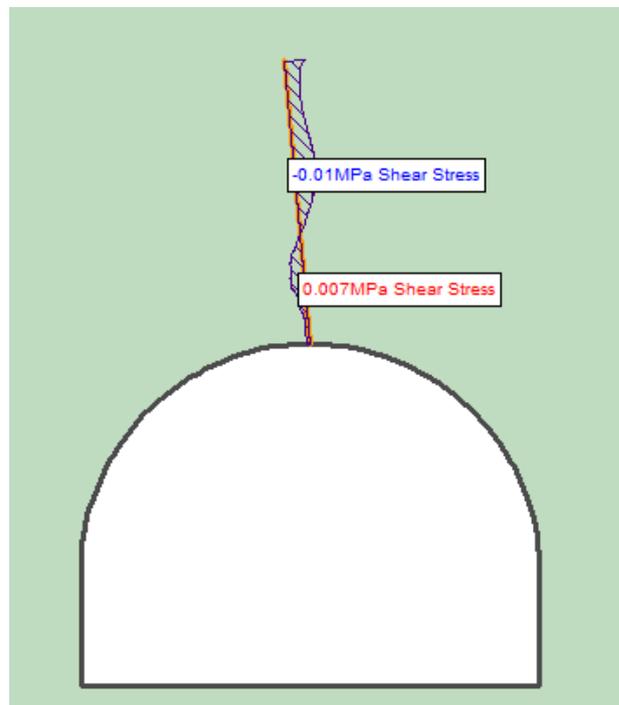


Figura 136 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=0\text{kPa}$

L'andamento delle tensioni tangenziali nel giunto raggiunge i picchi di -0.01MPa e 0.007MPa. La porzione del diagramma con valori di sforzo di taglio negativi, indicano una sollecitazione diretta verso il basso; mentre quelli positivi, indicano un'azione diretta verso l'alto (figura 136).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 193.75 kPa:**

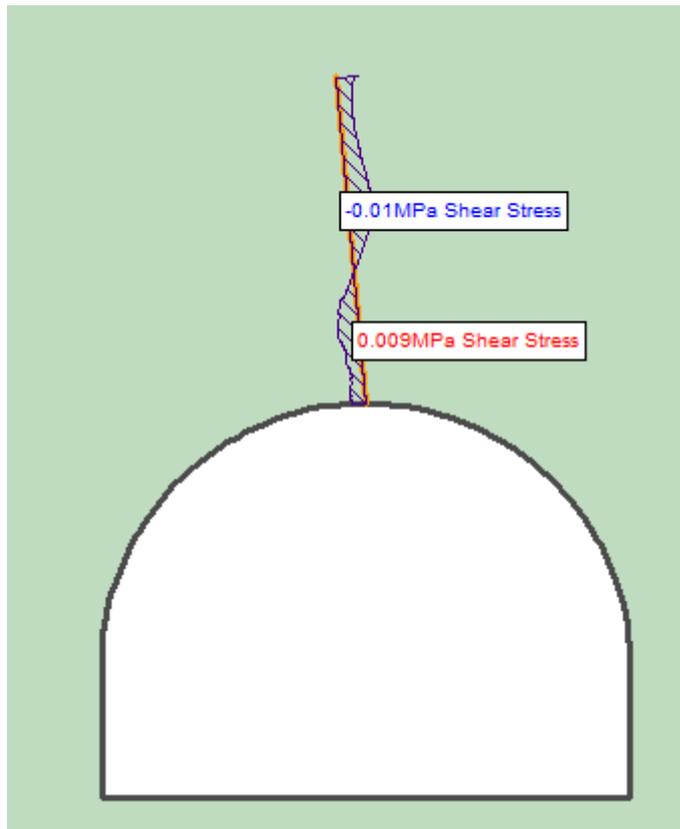


Figura 137 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=193.75\text{kPa}$

Stessa situazione rispetto a prima, in termini di direzione dello sforzo tagliante. La differenza rispetto al caso precedente è che, per questa sollecitazione idraulica, si ha circa metà plasticizzazione della frattura (ovvero circa 2.45m, come è indicato in figura 117). In tale tratto, a differenza del sforzo normale sollecitante visto in Figura 130, si ha ancora resistenza tagliante coesiva e infatti si registra ancora sollecitazione tagliante massima di 9kPa. Questo contributo di resistenza è dovuto dalla presenza di coesione nel tratto plasticizzato.

Confrontando la figura 137 con la 130, l'unico contributo di resistenza al taglio (nel tratto dove non è presente sforzo normale in Figura 130) è dato dalla coesione.

Ricordando il criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau_{res} = c' + \sigma_n \cdot \tan \varphi'$$

si può affermare che, quando la tensione normale sollecitante va a 0 (σ_n) (Figura 130), l'unico contributo di resistenza al taglio è dato dalla coesione (come si può infatti constatare dalla formula in alto).

Si registra un taglio verso l'alto e verso il basso, rispettivamente per valori di τ positivi e negativi, come indicato in Figura 137.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

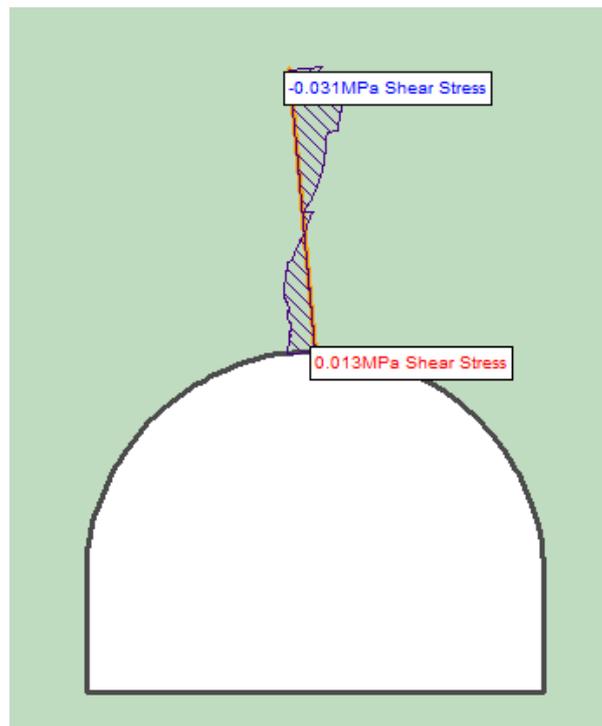


Figura 138-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=800\text{kPa}$

Si ha la condizione di completa plasticizzazione della frattura. Il diagramma tensionale assume una forma cosiddetta "a farfalla". La direzione agente dello sforzo tagliante è diretto sia verso l'alto che verso il basso, rispettivamente nella metà inferiore e superiore della frattura. La direzione della resistenza tagliante è naturalmente opposta a quella di sollecitazione. Il range di variazione del taglio è compreso tra i massimi assoluti: +130kPa e -310kPa (figura 138).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 900 kPa:**

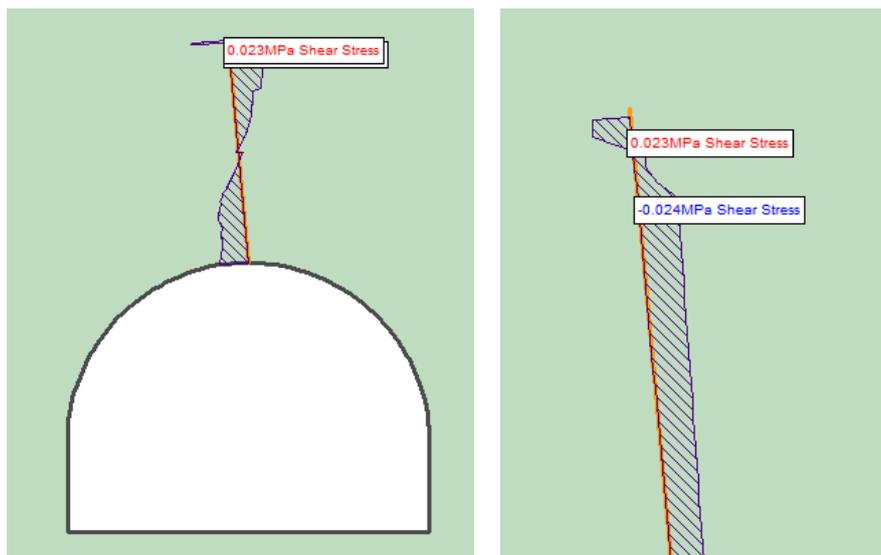


Figura 139-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=900\text{kPa}$

Per quanto riguarda questo livello di spinta idraulica, non si hanno significative differenze rispetto al caso precedente. I valori massimi assoluti sono: +23kPa, -24kPa.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

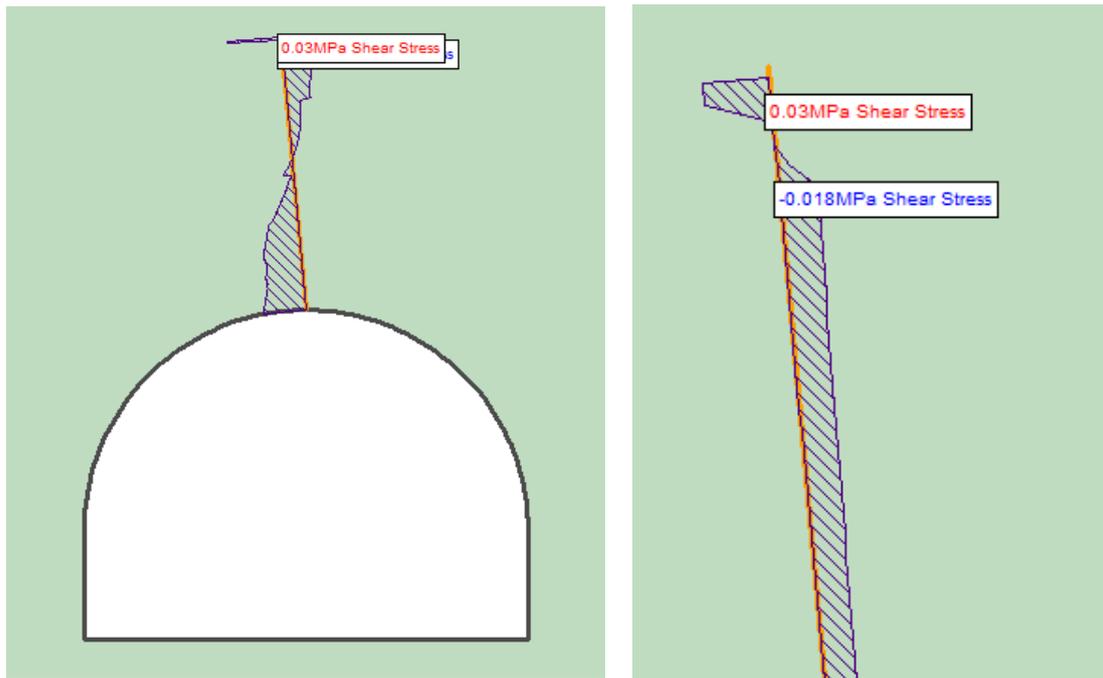


Figura 140-Andamento della tensione tangenziale nel giunto per $u=1000\text{kPa}$

L'andamento è del tutto identico a quello visto precedentemente, variano solo i massimi e i minimi: $+30\text{kPa}$ -18kPa (figura 140).

D. SHEAR DISPLACEMENTS

La convenzione di segno legato allo scorrimento è la seguente:

$\delta_t > 0 \Rightarrow$ scorrimento verso l'alto;

$\delta_t < 0 \Rightarrow$ scorrimento verso il basso;

con $\delta_t =$ spostamento tangenziale.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

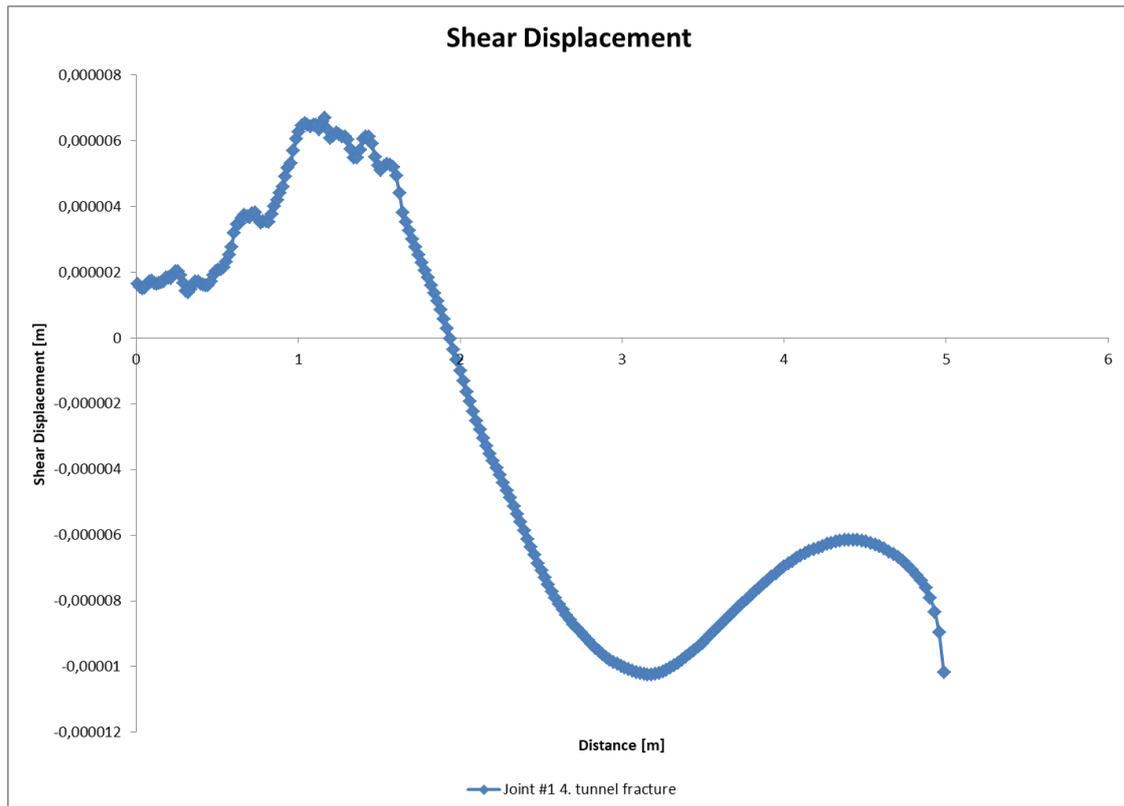


Figura 141-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$

L'andamento dello spostamento tangenziale lungo la frattura è concorde con il diagramma dello sforzo tangenziale, in condizione di giunto asciutto ($u=0\text{MPa}$). Dal diagramma, si può constatare che, per i primi 2 metri della frattura (a partire dalla calotta della galleria), si hanno spostamenti diretti verso l'alto, mentre per i restanti 3 metri si evidenziano spostamenti verso il basso. I valori oscillano tra +6 millesimi di millimetro (+0.000006m) e -10 millesimi di millimetro (-0.000010m) (figura 141).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 193.75 kPa:**

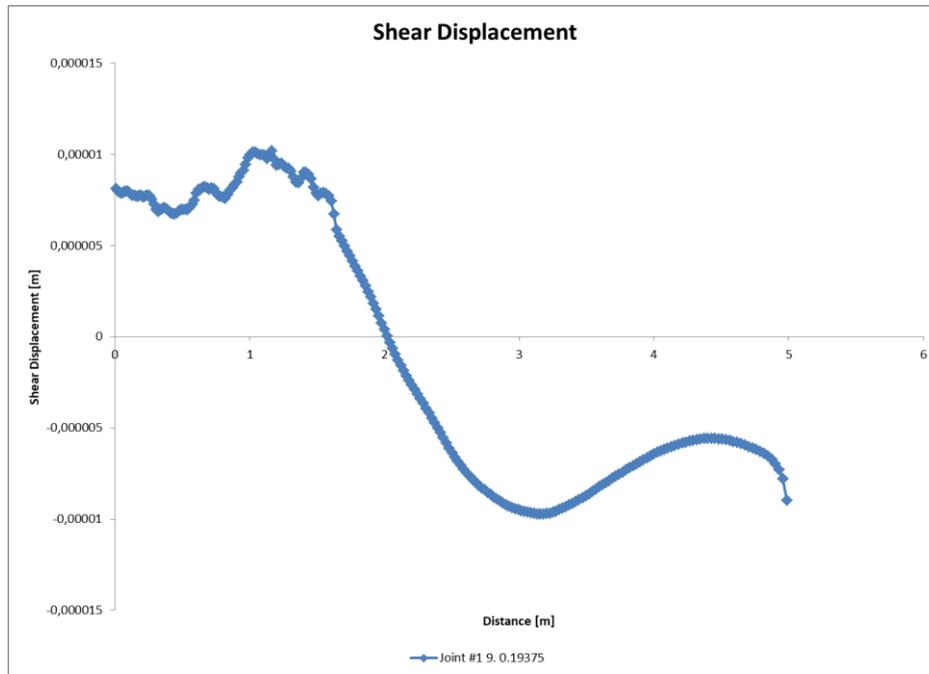


Figura 142-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=193.75\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 142, per la condizione di parziale plasticizzazione della frattura ($l_{\text{plast}}=2.45\text{m}$), i valori sono leggermente superiori rispetto al caso precedente ($1 \cdot 10^{-5}\text{m}$ contro $6 \cdot 10^{-6}\text{m}$). L'andamento è molto simile al sotto-scenario visto precedente e concorde con il diagramma della tensione tangenziale.

Il cambio di direzione dello scorrimento si ha sempre a 2 metri, partendo dalla calotta della galleria.

I valori massimi e minimi sono: $+1 \cdot 10^{-5}\text{m}$ e $-1 \cdot 10^{-5}\text{m}$ (estremamente piccoli).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

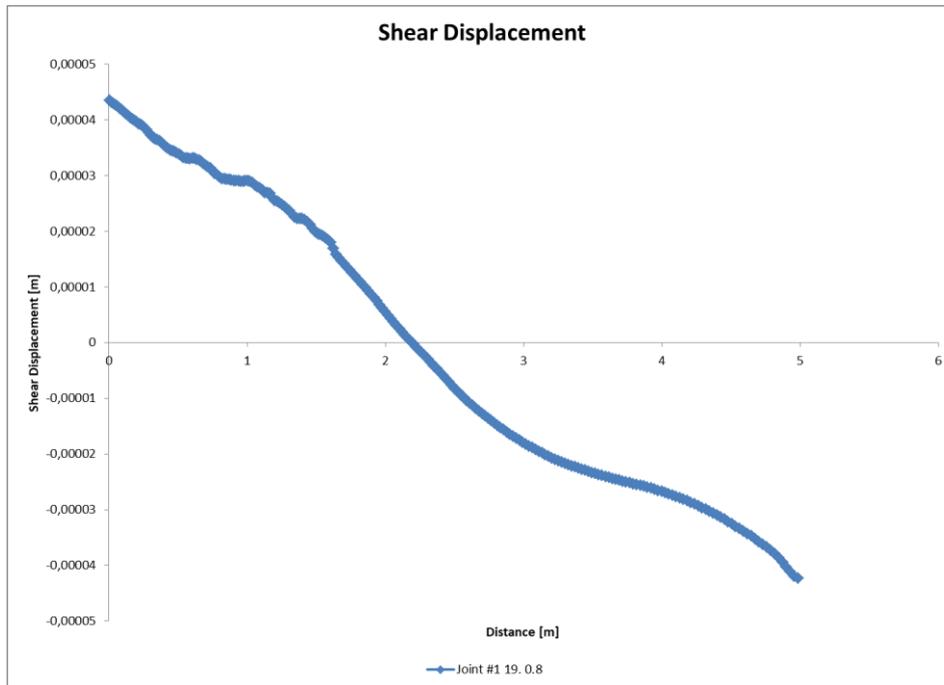


Figura 143-Andamento degli spostamenti tangenziali per u=800kPa

Come si può notare dalla figura 143, Nella condizione di completa plasticizzazione della frattura, l'entità degli spostamenti è lievemente superiore rispetto al caso visto precedentemente. L'andamento risulta sempre concorde con il corrispondente diagramma tensionale relativo a u=800kPa. Lo scorrimento risulta sempre positivo per i primi 2 metri del giunto, e negativo per la restante parte della discontinuità, prendendo come riferimento la calotta della galleria.

E' da notare come, rispetto ai grafici Shear-Displacements di figura 141-142, lo scorrimento sia aumentato agli estremi della frattura ($+4.5 \cdot 10^{-5} \text{m}$), assumendo una legge di variazione pseudo lineare (con una forma cosiddetta "a farfalla").

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

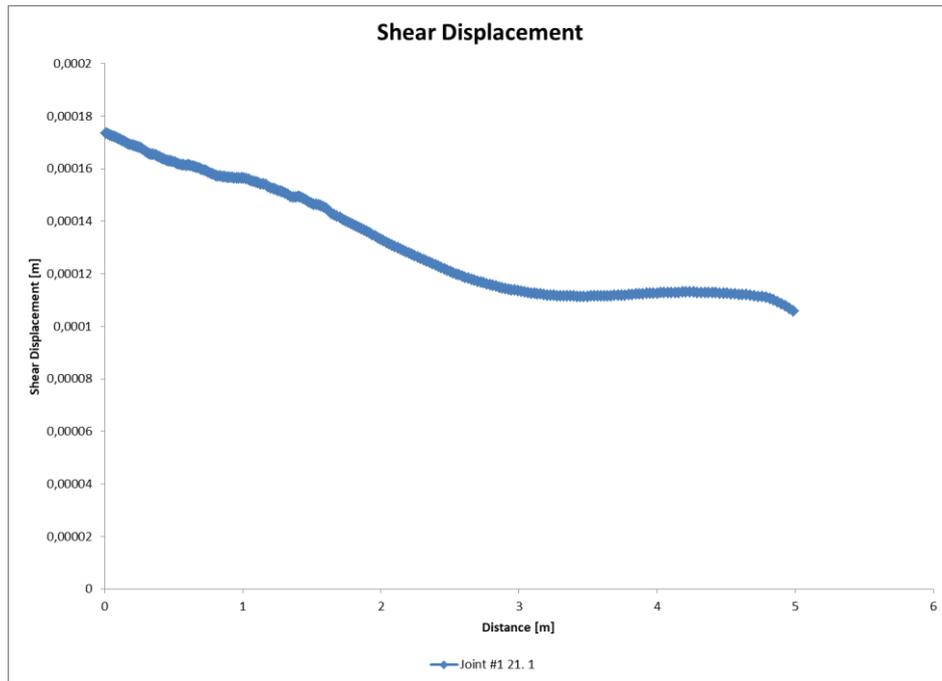


Figura 144 - Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=1000\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 144, per un innalzamento della sollecitazione idraulica di 1MPa, si hanno solo spostamenti tangenziali positivi lungo la discontinuità: questo vuol dire che lo scorrimento è diretto verso la superficie (ovvero verso l'alto), per via dell'elevato carico idraulico agente tra le facce della frattura (che produce uno scorrimento opposto alla direzione del peso proprio della porzione di ammasso roccioso soprastante la frattura)

4.4.2.1.2. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 5m, COESIONE = 0 kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.125 MPa – 0.175 MPa – 0.500 MPa – 0.800 MPa -1 MPa

Ora si consideri il caso in cui avvenga la completa riduzione della coesione nella discontinuità. Si vuole quindi studiare questo possibile scenario previsionale, nel caso in cui venga a mancare il contributo di resistenza legato alla coesione.

Interpretazione dei risultati riguardanti l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0-125-175kPa:**

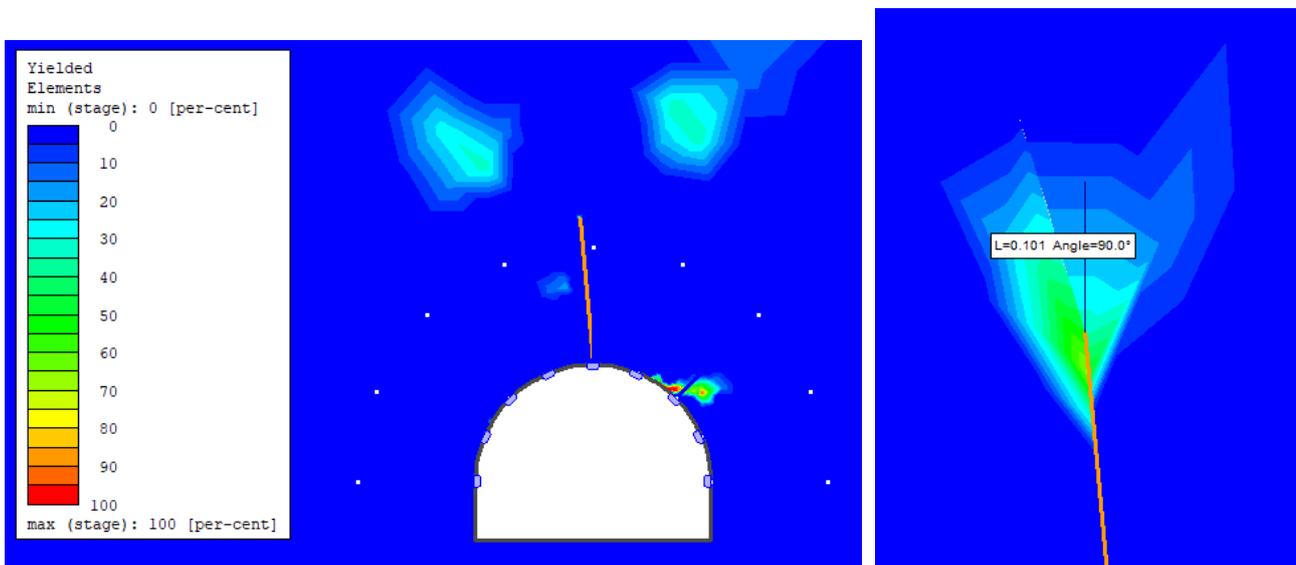


Figura 145 - Zona di plasticizzazione nella fase u=0125-175kPa

Si registra una lunghezza plastica di 0,101m. Rispetto al caso con la presenza di coesione, il risultato non è variato (figura 145).

- **PRESSIONE IDRAULICA =500 kPa:**

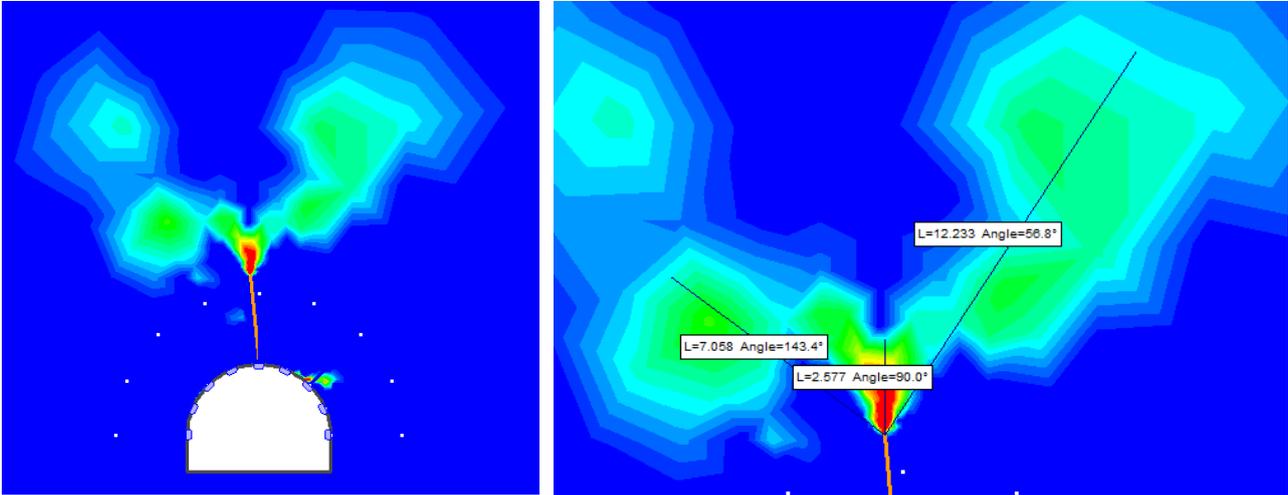


Figura 146 - Zona di plasticizzazione nella fase u=500kPa

Si registra la plasticizzazione in 3 direzioni, con lunghezze: 7,058m – 2,577m – 12,233m.

Si nota un notevole incremento della zona plasticizzata all’apice della frattura per questo livello di pressione idraulica, rispetto al caso precedente, tale che la plasticizzazione all’apice della frattura si unisce con le altre 2 zone cedute in prossimità di essa (figura 146).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

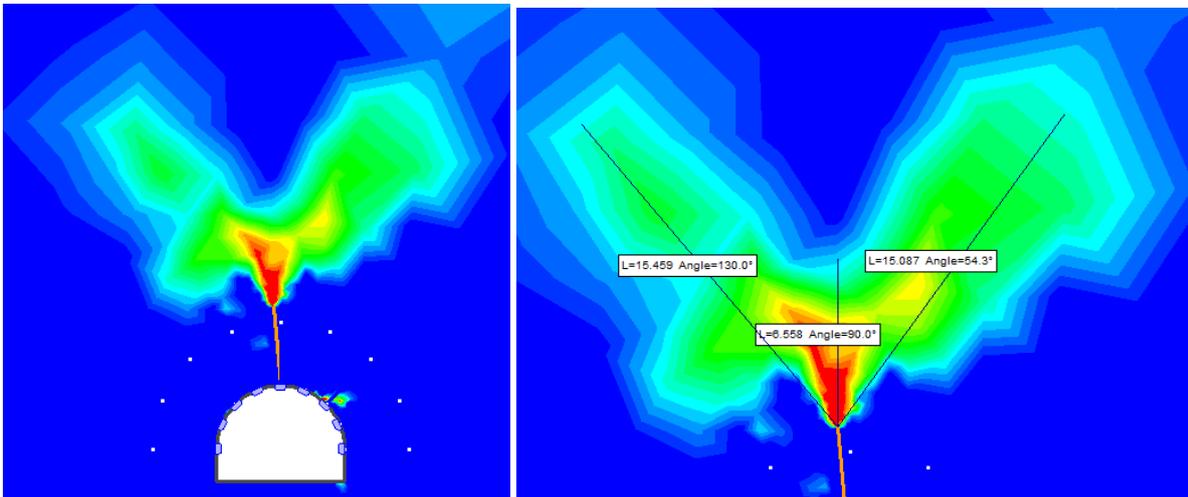


Figura 147 - Zona di plasticizzazione nella fase u=800kPa

Si registra una plasticizzazione con una forma a “V”. Le lunghezze ricavate sono: 15,459m – 6,558m – 15,087m. Per questo livello di sollecitazione, il cedimento è ben più evidente (figura 147).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

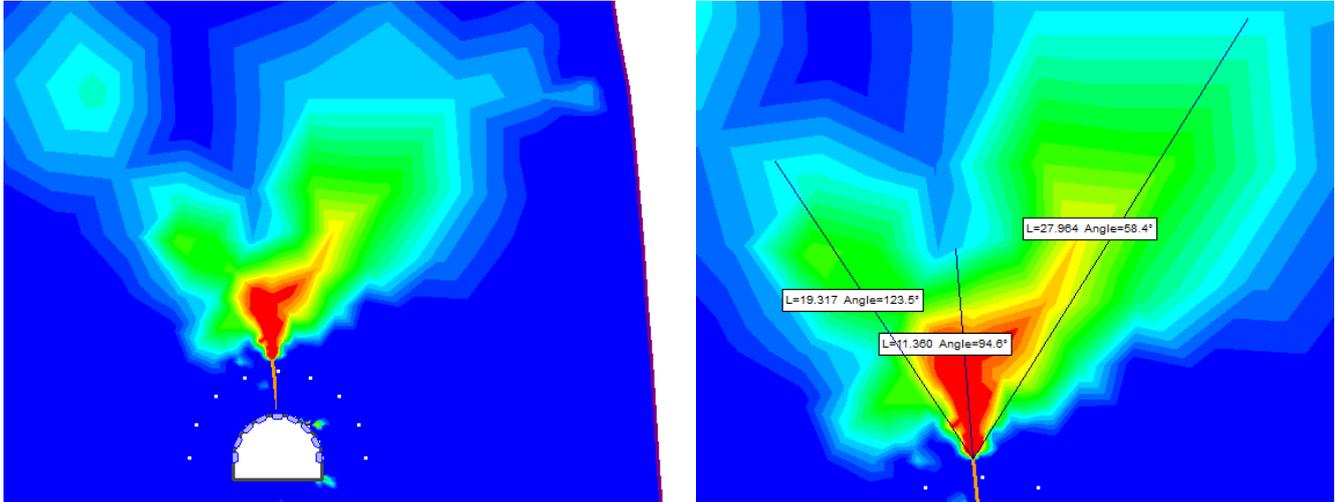


Figura 148 - Zona di plasticizzazione nella fase u=1000kPa

La forma plasticizzata si accentua più a destra rispetto alla discontinuità, definendo 3 lunghezze cedute: 19,317m – 11,36m – 27,964m (figura 148).

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

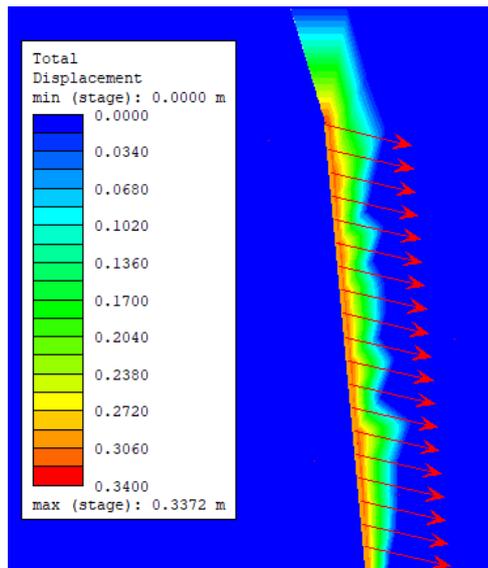


Figura 149-Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 1 MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi

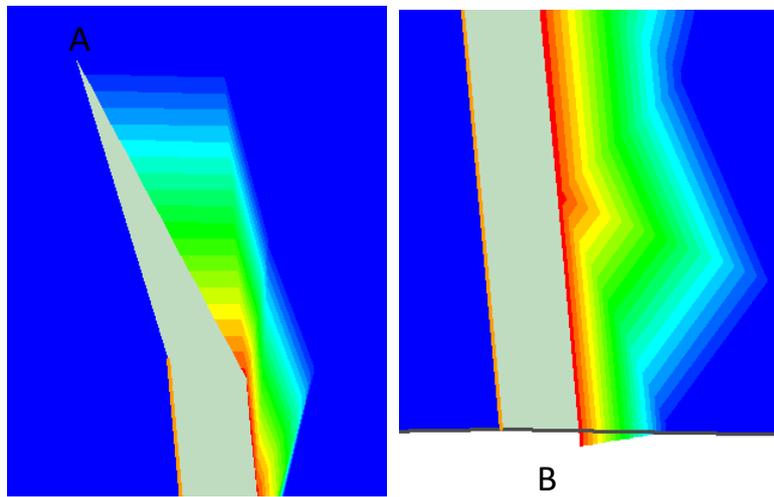
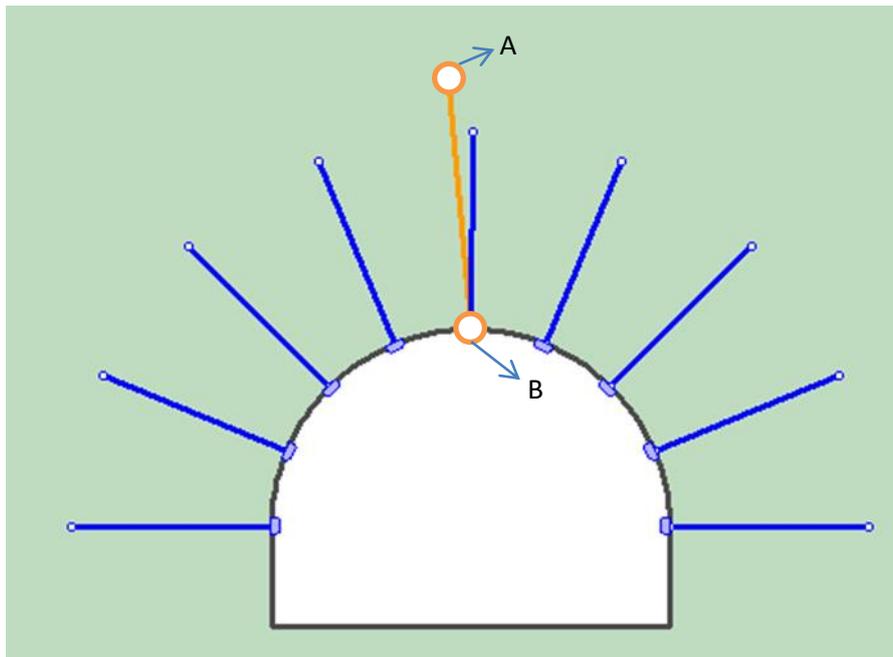


Figura 150- Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 1 MPa

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,33144
5	0,33144
6	0,33144
7	0,33144
8	0,33145
9	0,33145
10	0,33147
11	0,33150
12	0,33153
13	0,33156
14	0,33159
15	0,33163
16	0,33172
17	0,33182
18	0,33186
19	0,33191
20	0,33203
21	0,33214

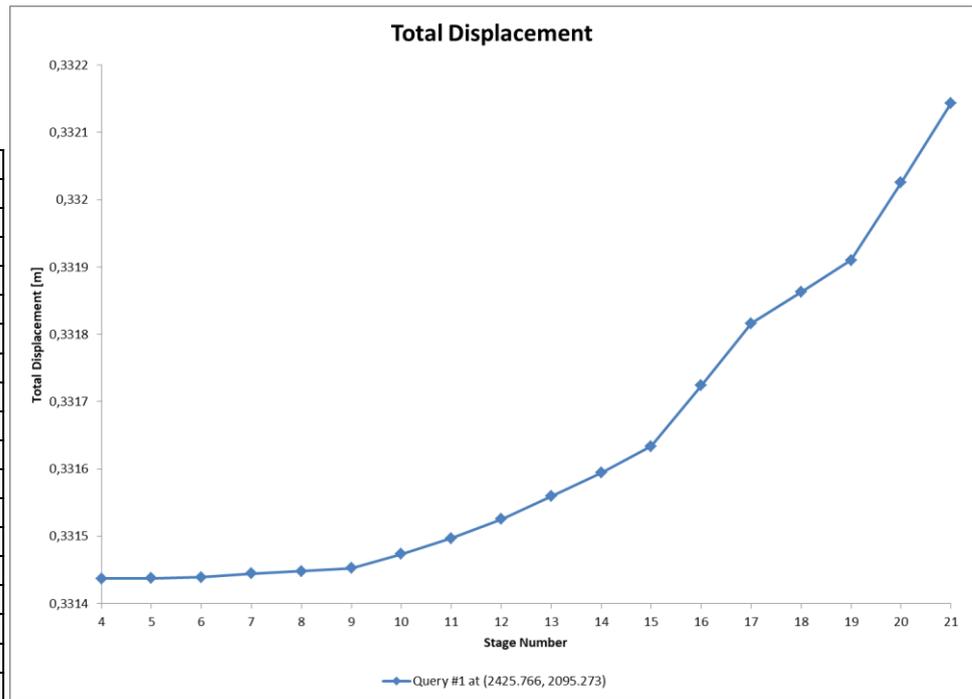


Figura 151- Andamento degli spostamenti nel punto A all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,33622
5	0,33622
6	0,33622
7	0,33626
8	0,33630
9	0,33632
10	0,33637
11	0,33642
12	0,33647
13	0,33652
14	0,33657
15	0,33663
16	0,33674
17	0,33685
18	0,33690
19	0,33696
20	0,33708
21	0,33719

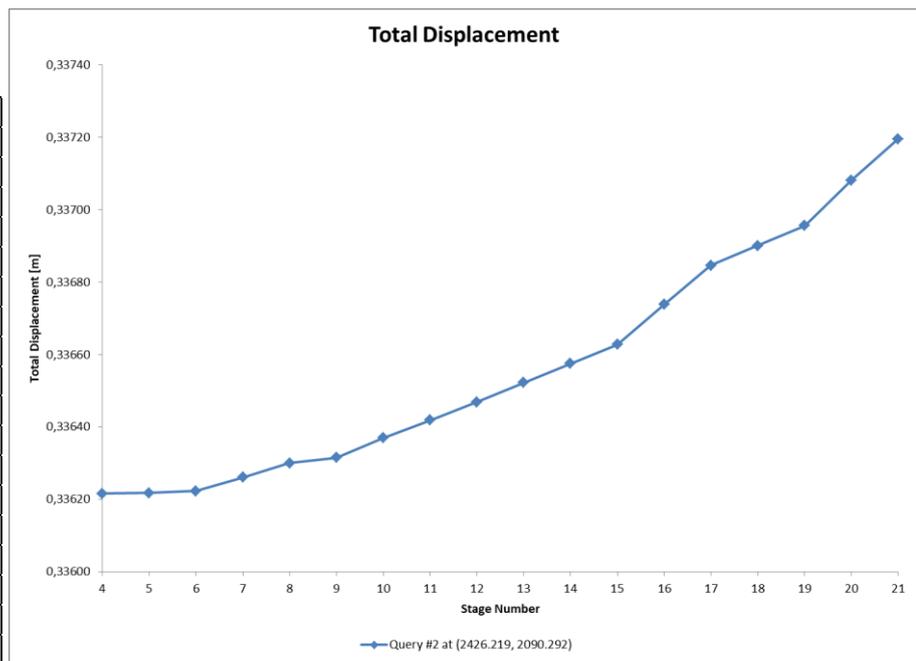


Figura 152 - Andamento degli spostamenti nel punto B all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase

Come si può constatare dalle figure 149-150-151-152, non si verificano sostanziali differenze rispetto al case omologo con la presenza di coesione nel campo degli spostamenti totali, come infatti si può constatare dalle figure, grafici e tabelle soprastanti. Lo spostamento massimo registrato è sempre di 33,72cm in corrispondenza della calotta della galleria.

Si precisa che, nel grafico, l'ascissa (stage number) indica:

- 4: $u=0\text{MPa}$
- 5: $u=0,0125\text{MPa}$

- 6:u=0,050MPa
- 7:u=0,125MPa
- 8:u=0,175MPa
- 9:u=0,19375MPa
- 10:u=0,250MPa
- 11:u=0,300MPa
- 12:u=0,350MPa
- 13:u=0,400MPa
- 14:u=0,450MPa
- 15:u=0,500MPa
- 16:u=0.600MPa
- 17:u=0,700MPa
- 18:u=0,750MPa
- 19:u=0,800MPa
- 20:u=0,900MPa
- 21:u=1MPa

C. FATTORE DI SICUREZZA

Come si può constatare dalla figura 153, il fattore di sicurezza rimane sempre nell'intorno di 2 ma con una piccola riduzione, rispetto al macro-scenario precedente, per le pressioni di 800kPa (1.95 contro 2.11) e 1000kPa (1.79 contro 1.84).

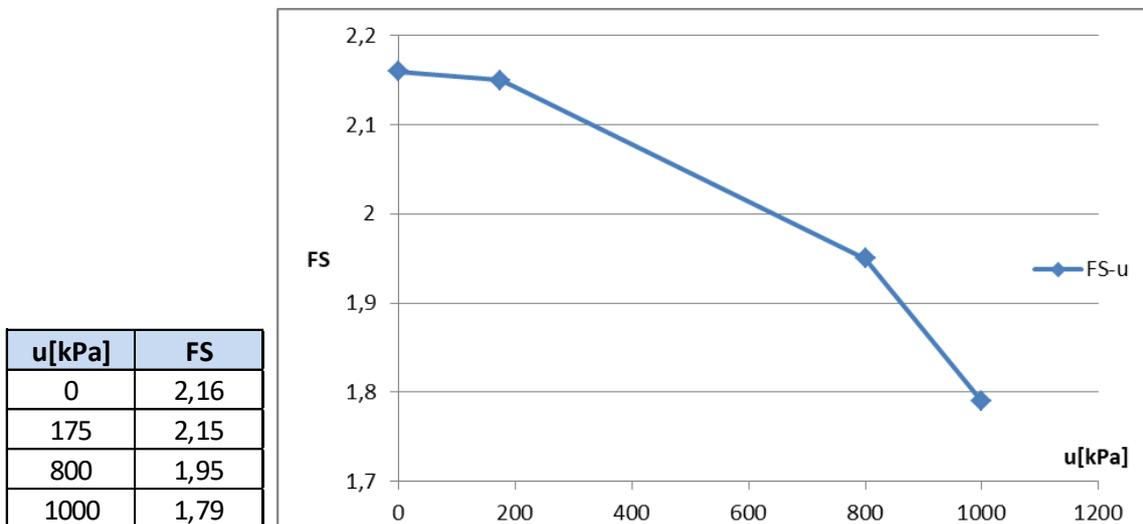


Figura 153-Andamento del fattore di sicurezza al variare della pressione idraulica

Perciò si può concludere che nell'ipotesi che la frattura, allo stato attuale, avesse una lunghezza di 5 metri, il versante in esame risulterebbe stabile, anche sotto ipotesi di assenza di coesione e per una variazione del livello di pressione interstiziale fino a 1MPa (corrispondente ad una pressione dell'acqua, che si instaura dentro il giunto, ad una profondità di 100m). Il valore di pressione soglia di 1MPa è preso in riferimento ad un'altezza di 100m, dunque poco maggiore rispetto al caso in esame, dato che la distanza tra la calotta della galleria e la superficie esterna del versante è di 77,50m (nel caso in cui la frattura fosse collegata con l'esterno per mezzo di altri giunti soprastanti e i giunti e la frattura fossero pieni d'acqua).

Interpretazione dei risultati riguardanti la frattura galleria ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

- **PRESSIONE IDRAULICA=0kPa:**

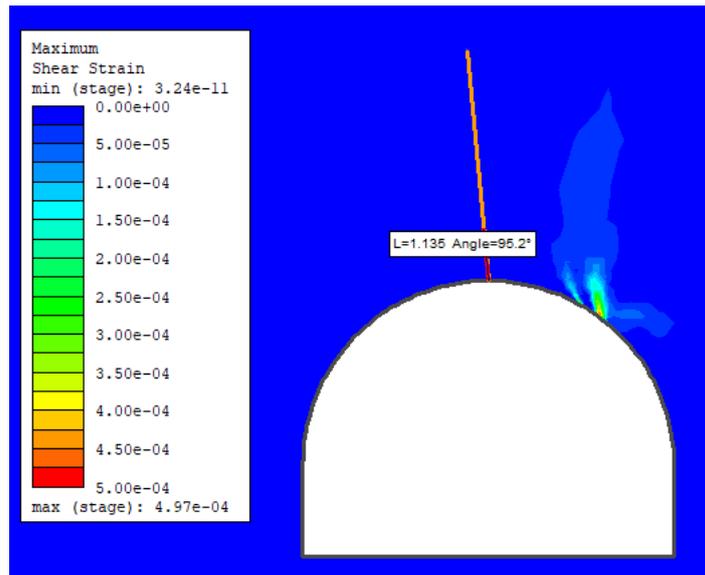


Figura 154 - Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=0\text{kPa}$

Rispetto al macro-scenario omologo precedente, la plasticizzazione della frattura avviene già in condizione di giunto asciutto. La lunghezza registrata è $l_{\text{plast}}=1,135\text{m}$ dalla calotta della galleria (figura 154).

- **PRESSIONE IDRAULICA=125kPa:**

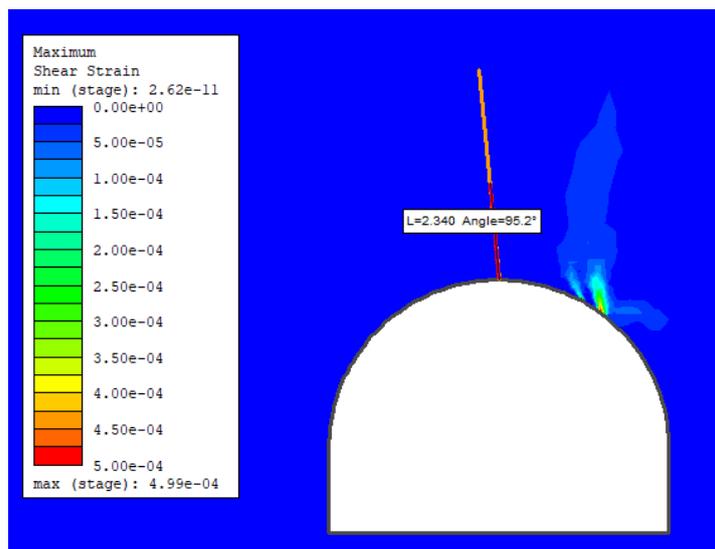


Figura 155- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=125\text{kPa}$

Si riscontra un piccolo aumento di circa 40cm rispetto al sotto-scenario omologo. La lunghezza corrispondente a 125kPa è $l_{plast}=2,34m$ (circa metà giunto plasticizzato) (figura 155).

- **PRESSIONE IDRAULICA=175kPa:**

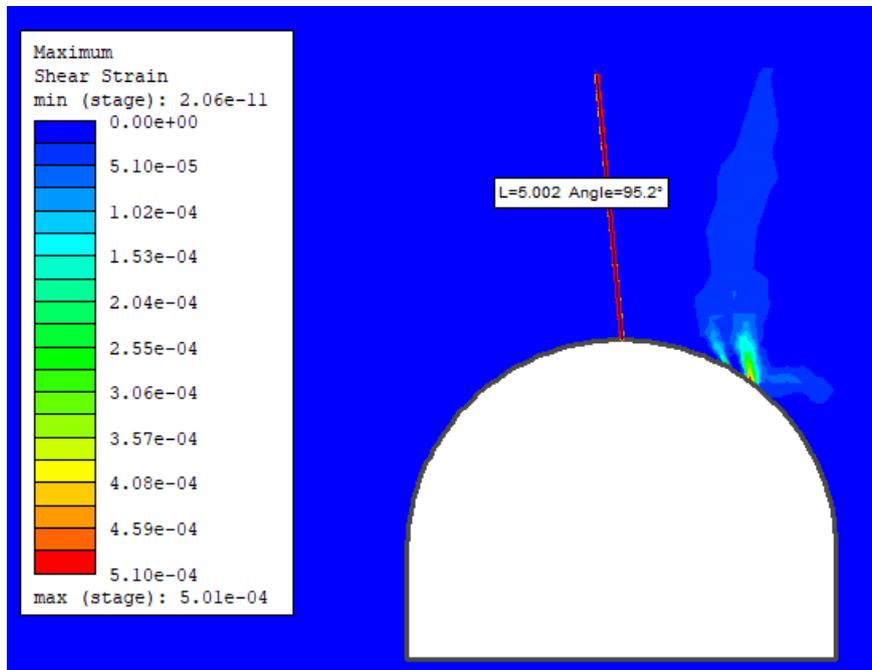


Figura 156 - Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=175kPa$

Come si può notare dalla figura 156, la pressione idraulica di 175kPa genera la completa rottura del giunto. Rispetto al macrosenario precedente, la completa plasticizzazione si verificava per $u=800kPa$. Dunque l'assenza della coesione influisce di molto sulla resistenza all'azione dell'acqua. Nel caso analogo, con la presenza di coesione, per $u=175kPa$ si plasticizzavano solo 2,214m.

- **PRESSIONE IDRAULICA=500 kPa:**

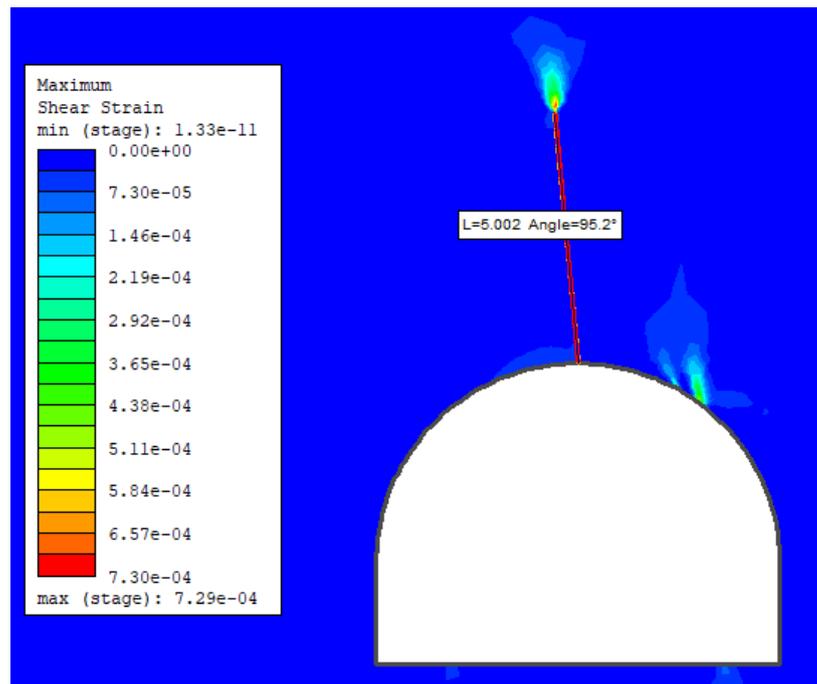


Figura 157- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per $u=500\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 157, per una sollecitazione di 500kPa, si genera la massima deformazione al taglio adiacente all'apice della frattura. Questo risultato ben si accorda con quello ottenuto in Figura 146, relativo alla plasticizzazione nell'ammasso roccioso. Infatti in Figura 146, si evidenzia che la zona plastica si instaura proprio all'apice della frattura per $u=500\text{kPa}$ (l'area colorata in rosso in Figura 146).

- **PRESSIONE IDRAULICA=800-1000kPa:**

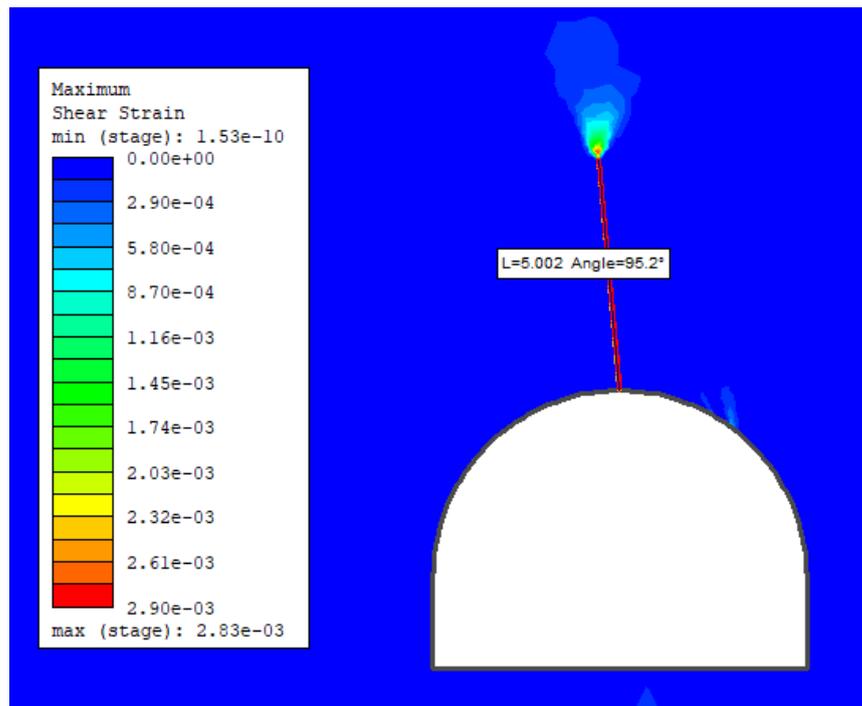


Figura 158- Plasticità della frattura e massima deformazione a taglio per u=1000kPa

Non si evidenziano differenze nei risultati per i casi u=800kPa e 1000kPa rispetto ai loro macroscenari con la presenza di coesione (figura 158).

Stage Number	Strain
4	5,037E-06
5	4,883E-06
6	4,458E-06
7	3,874E-06
8	1,925E-06
9	1,165E-06
10	2,439E-05
11	8,977E-05
12	1,734E-04
13	2,590E-04
14	3,413E-04
15	4,415E-04
16	6,570E-04
17	8,903E-04
18	1,018E-03
19	1,150E-03
20	1,426E-03
21	1,859E-03

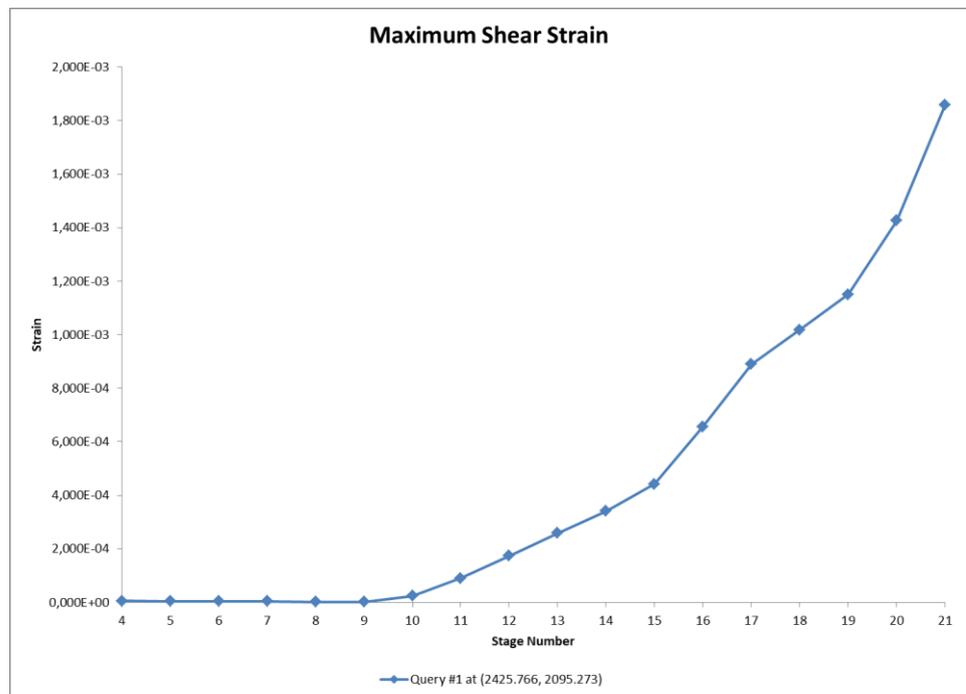


Figura 159-Deformazione a taglio massima all'apice della frattura al variare della pressione idrostatica

pressione idraulica [MPa]	lplast[m]
0,00000	1,135
0,01250	1,135
0,05000	1,135
0,12500	2,34
0,17500	5,00
0,19375	5,00
0,25000	5,00
0,30000	5,00
0,35000	5,00
0,40000	5,00
0,45000	5,00
0,50000	5,00
0,60000	5,00
0,70000	5,00
0,75000	5,00
0,80000	5,00
0,90000	5,00
1,00000	5,00

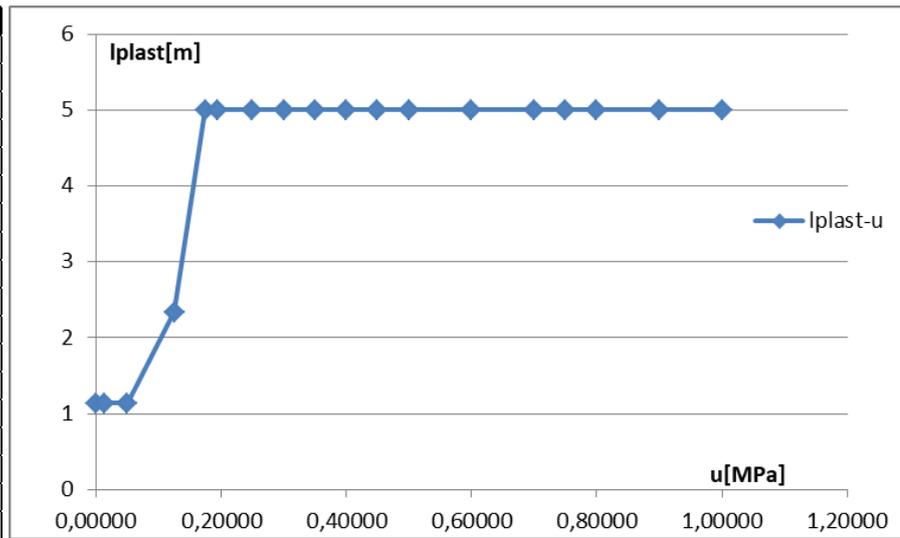


Figura 160-Andamento dell'evoluzione della plasticità nella frattura all'aumentare della pressione idraulica

A. NORMAL STRESS

La convenzione di segno per lo sforzo normale è la seguente:

$\sigma_n > 0 \Rightarrow$ stato tensionale di compressione nel giunto;

$\sigma_n < 0 \Rightarrow$ stato tensionale di trazione nel giunto;

con $\sigma_n =$ tensione normale.

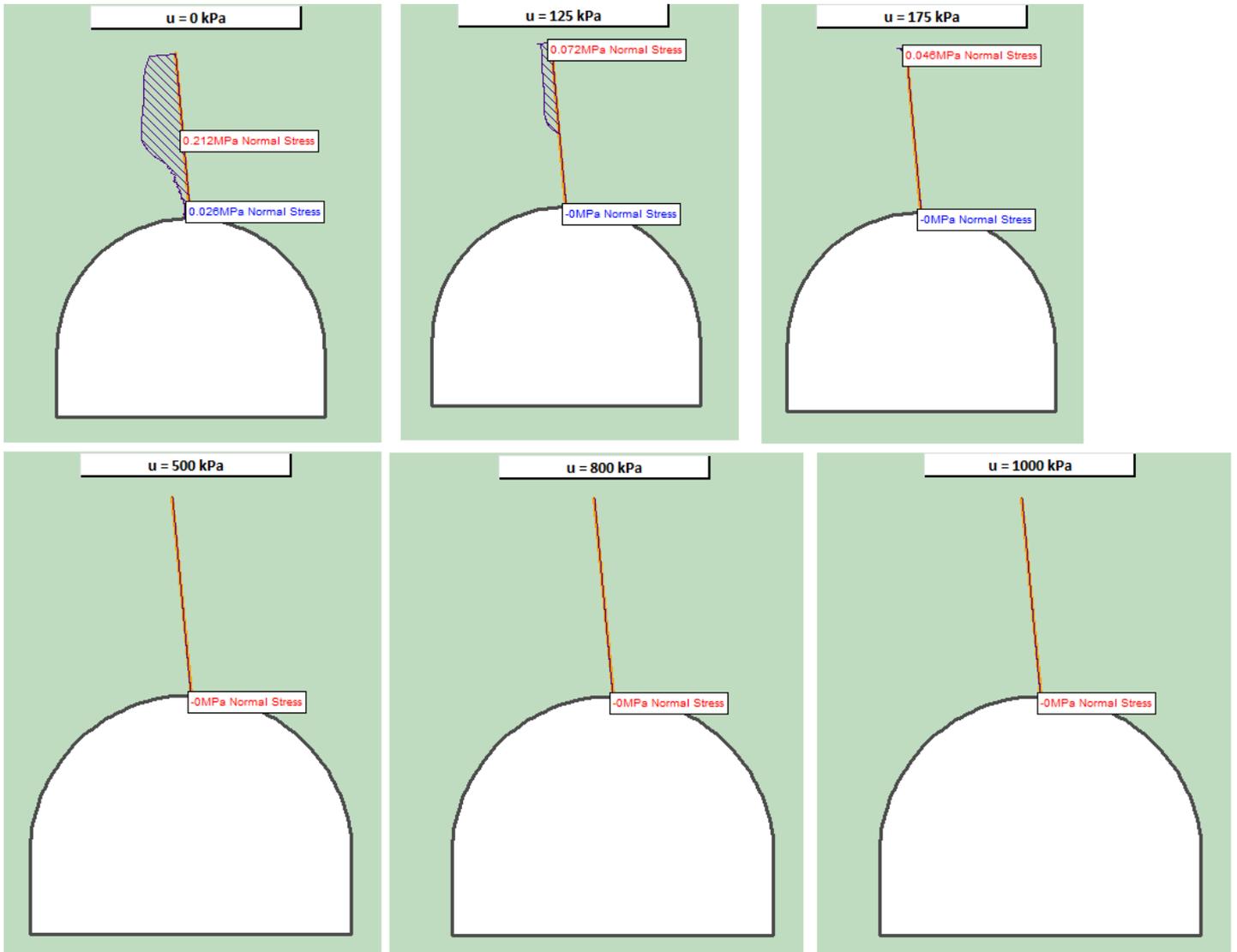


Figura 161 -Andamento della tensione normale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica

Ora si vuole studiare la variazione dello stato tensionale nella frattura al variare della sollecitazione idraulica agente.

Per i seguenti valori di pressione dell'acqua, l'analisi dello stato di compressione e di trazione è in seguente:

- u=0kPa: Non si notano sostanziali differenze rispetto allo scenario con $L_{frattura}=5m$ e presenza di coesione nel giunto. Lo sforzo normale massimo è di 212kPa (figura 161).
- u=125kPa: per questa fase, si verifica la plasticizzazione e l'apertura di quasi metà giunto. Infatti in questa metà non vengono registrati valori di sforzo normale (figura 161).

- $u=175\text{kPa}$: per questo livello di spinta idraulica, avviene quasi la plasticizzazione di tutto il giunto, ad eccezione di una piccolissima parte a partire dall'apice della frattura (35cm). Lo sforzo normale massimo registrato è di 46kPa (figura 161).
- $u=500\text{kPa}$: in questa penultima fase analizzata, si è in una condizione di totale plasticizzazione della frattura. Lo sforzo normale è assente perché avviene l'apertura della frattura (figura 161).
- $u=800\text{kPa}-1000\text{kPa}$: per questi due stati di sollecitazioni, la situazione è analoga a quella vista per $u=500\text{kPa}$ (figura 161).

B. NORMAL DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

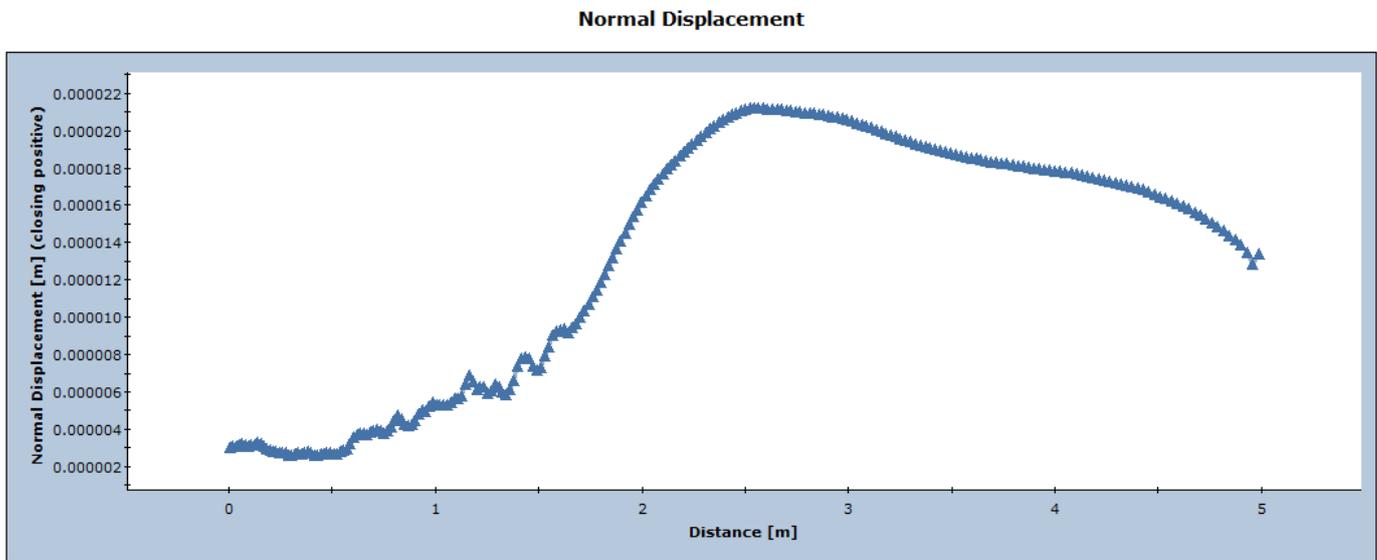


Figura 162-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$

Come si evince dalla figura 162, lo spostamento normale registrato segue lo stato di compressione descritto precedentemente. Si verifica dunque un maggior spostamento normale delle due facce verso la metà superiore della frattura, con uno spostamento massimo pari a 0,022mm nella mezzera del giunto in questione.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 125 kPa:**

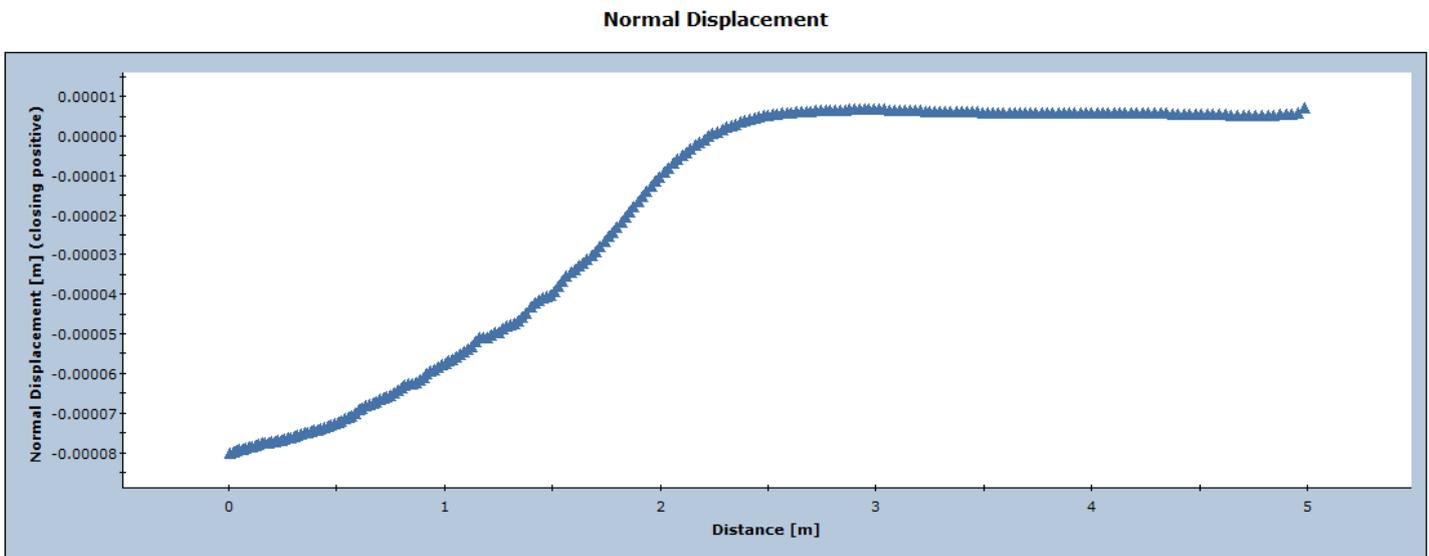


Figura 163-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=125\text{kPa}$

Nel grafico in figura 163, gli spostamenti negativi corrispondono ad un allontanamento delle due pareti costituenti la frattura, e si verificano solo nella porzione plasticizzata (ovvero fino a 2,34m dalla calotta della galleria). Questo significa che si avrà apertura del giunto fino ad una distanza, dalla calotta della galleria, di 2,34m. Nella parte non plasticizzata invece, si avrà solo scorrimento delle due facce della frattura e nessun avvicinamento e allontanamento di esse. Lo spostamento massimo raggiunto è di -0,08mm nell'estremo inferiore della frattura.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 175 kPa:**

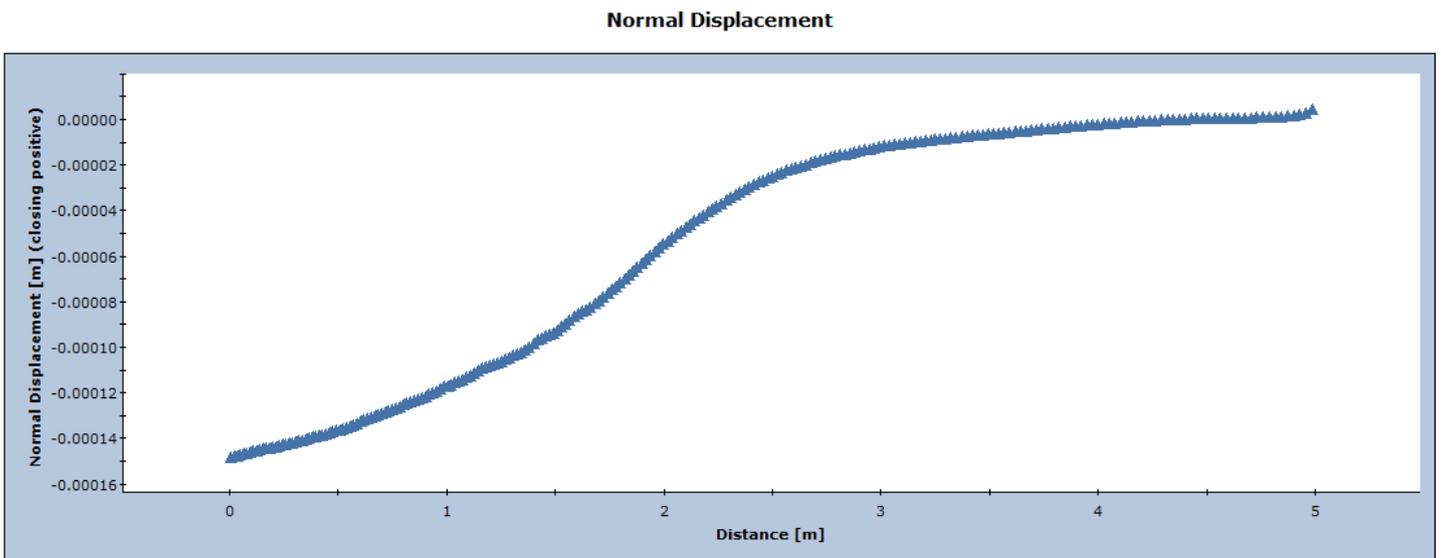


Figura 164-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=175\text{kPa}$

Come si nota in figura 164, l'andamento dello spostamento normale è identico a quello visto precedentemente; gli spostamenti sono distribuiti per tutta la lunghezza della frattura (ad eccezione nella

parte vicino all'estremo superiore della frattura, dove si registrano valori nulli per un piccolissimo tratto lungo circa 35 cm). Si evidenzia inoltre, un incremento dello spostamento massimo di circa il doppio rispetto al grafico precedente, ovvero di -0.15mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 500 kPa:**

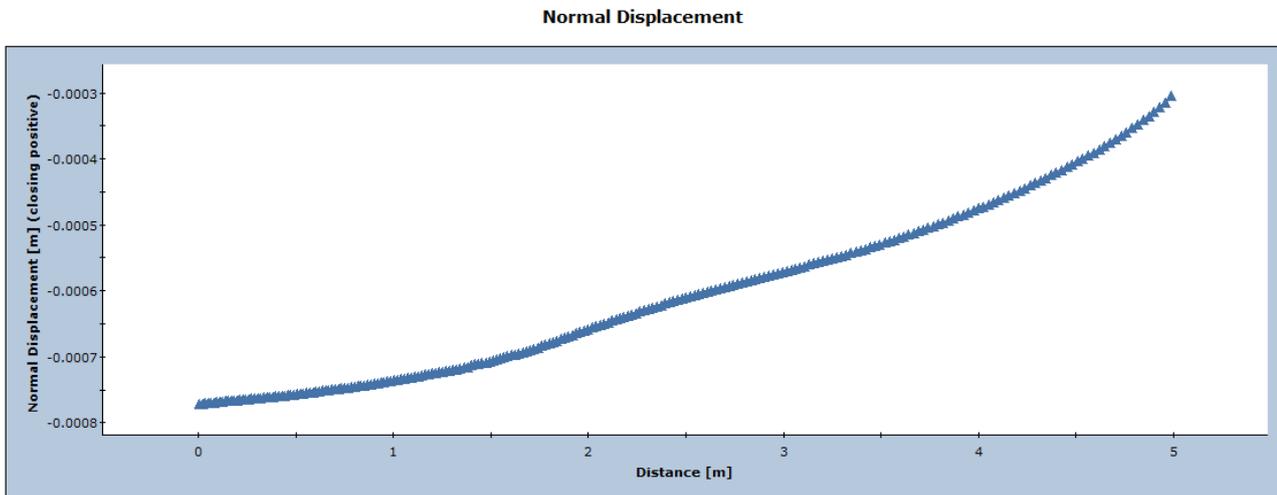


Figura 165-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=500\text{kPa}$

L'andamento è quasi lineare, questo indica che si ha la completa apertura della frattura (anche se l'ordine di grandezza è del decimo di millimetro: $\delta_n^{\text{MAX}} = -8/10 \text{ mm}$)(figura 165).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

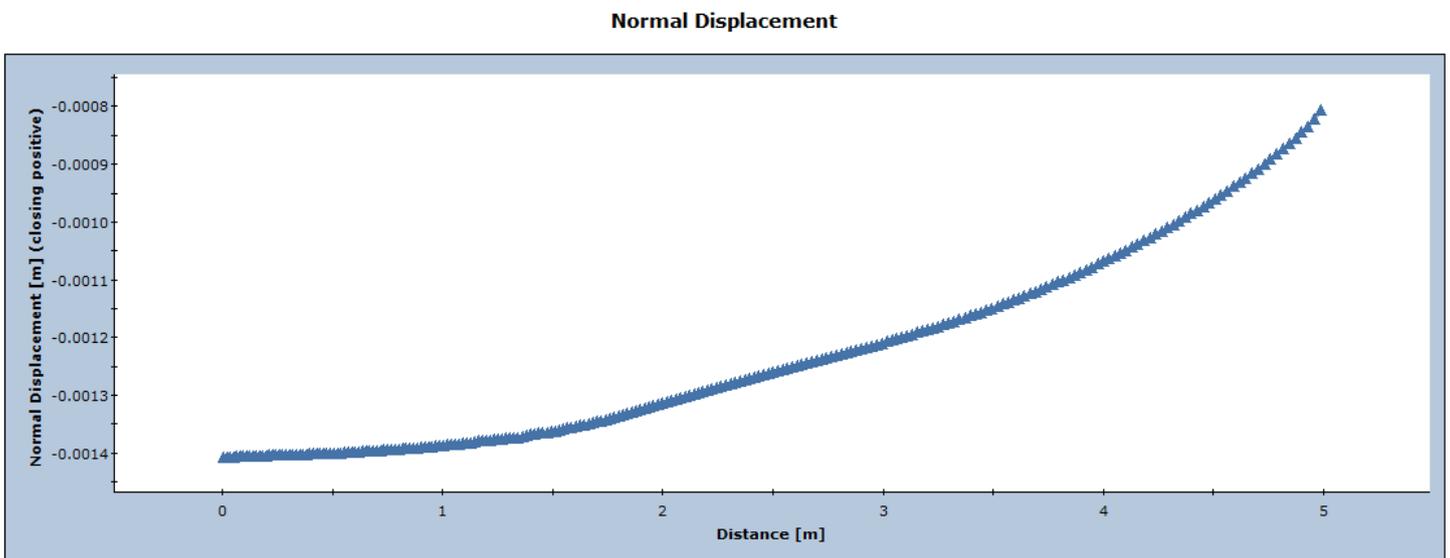


Figura 166-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=800\text{kPa}$

Il codominio è compreso tra -8/10mm e -1,4mm. Si nota un drastico incremento degli spostamenti di un ordine di grandezza, rispetto al grafico precedente (figura 166).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

Normal Displacement

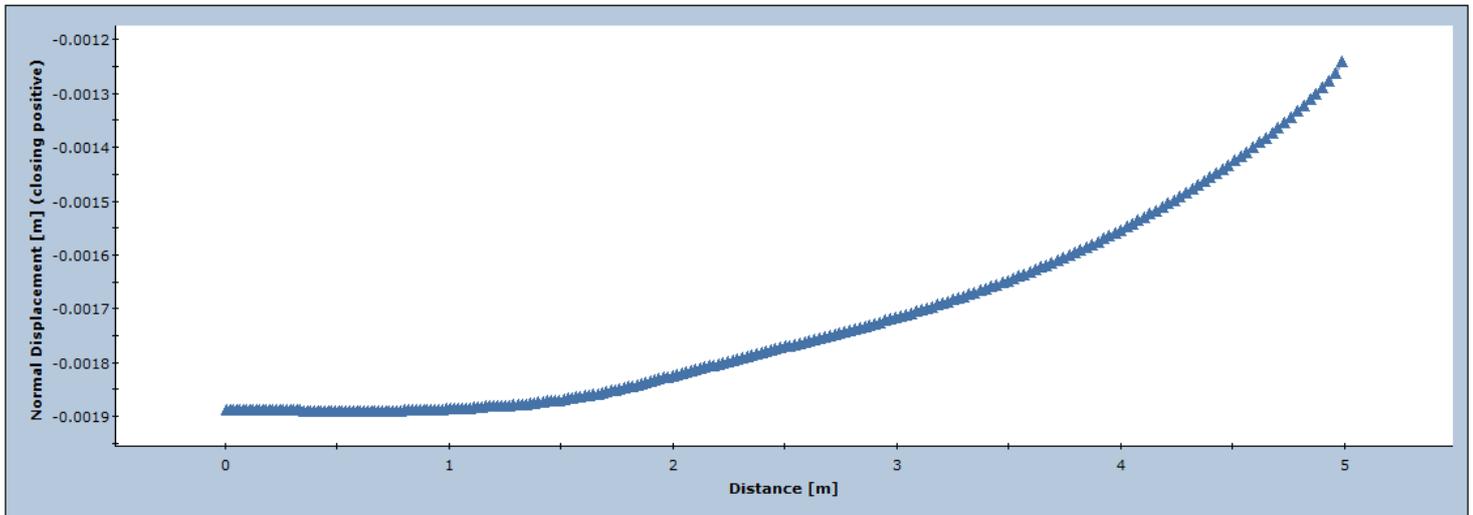


Figura 167-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=1000\text{kPa}$

Per questa ultima fase di sollecitazione idraulica, lo spostamento massimo raggiunto è quasi di 2 mm nell'estremo inferiore della frattura e il giunto in questione può essere considerato aperto (figura 167).

C. SHEAR STRESS

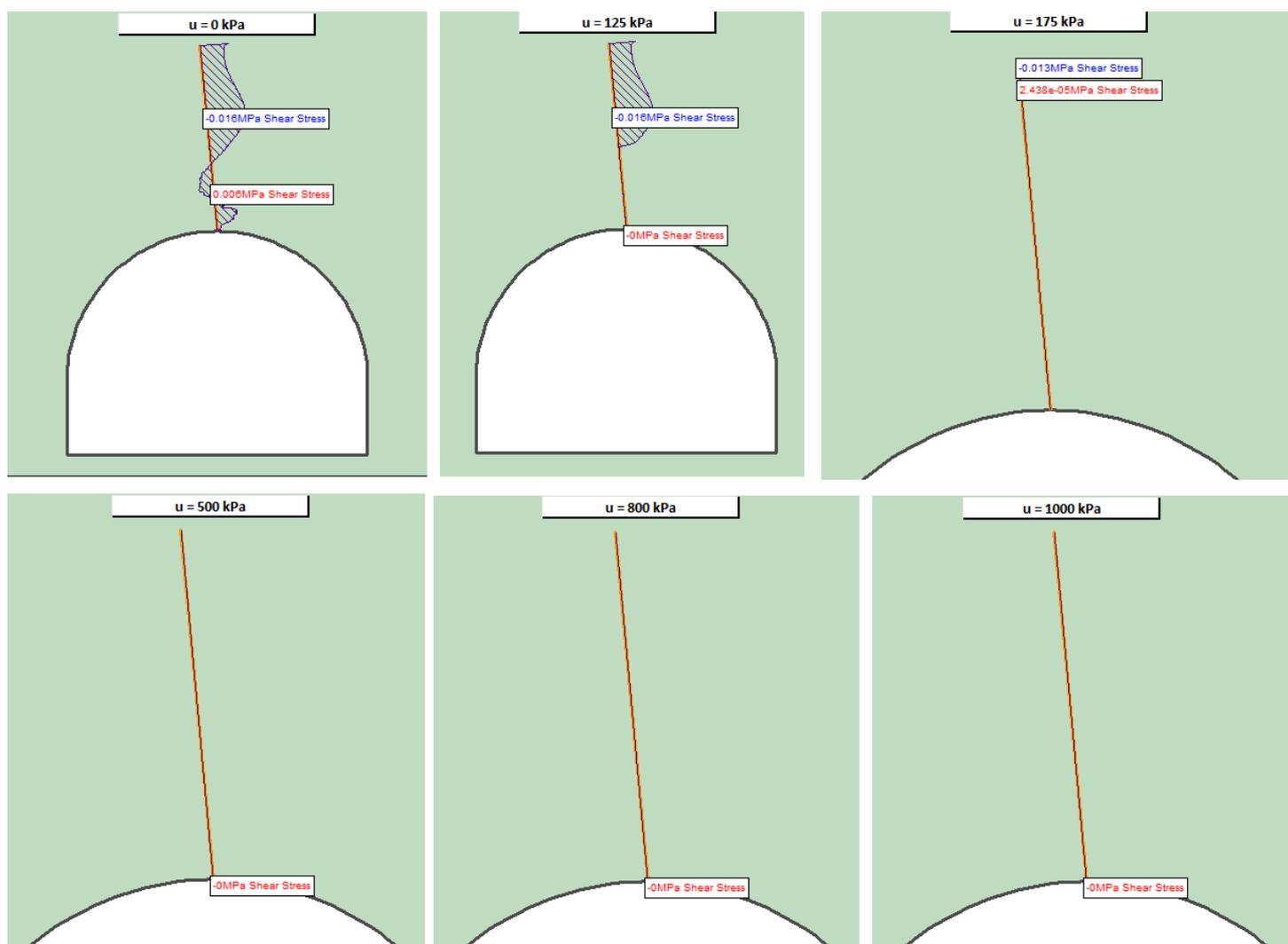


Figura 168 - Andamento della tensione tangenziale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica

Tensione tangenziale sollecitante per:

- $u=0 \text{ kPa}$: in condizione di assenza di acqua nel giunto, si evidenzia un triplo cambio di direzione dello sforzo tangenziale agente; in particolare, si ha una tensione agente verso il basso per i primi 3 metri (partendo dall'estremo superiore della frattura), una tensione agente verso l'alto per 1 metro (nella porzione positiva del grafico in figura) e infine una tensione agente verso il basso per l'ultimo metro della frattura (verso la calotta della galleria) (figura 168).
- $u=125 \text{ kPa}$: In mancanza di coesione, nella parte plasticizzata non si ha più la resistenza dovuta alla coesione, perciò anche la resistenza al taglio in tale porzione è 0. Agisce una spinta sollecitante verso il basso per 2,66m (ovvero, nella porzione non ancora plasticizzata), con un valore massimo di tensione registrata di $-0,016 \text{ MPa}$ (figura 168).

- $u=175\text{kPa}$: per questa condizione di carico, nel giunto si instaura solo tensione negativa (verso il basso) per un piccolissimo tratto di circa 35cm dall'estremo superiore della frattura (in accordo con i risultati trovati precedentemente relativi allo sforzo normale per $u=175\text{kPa}$) (figura 168).
- $u=500\text{kPa}$ - 800 kPa - 1000 kPa : in questa condizione di carico, la frattura risulta plasticizzata e dunque, non si registra più nessuna sollecitazione nella frattura dal momento che il contributo resistente legato alla coesione e all'attrito è pari a 0 (figura 168).

D. SHEAR DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

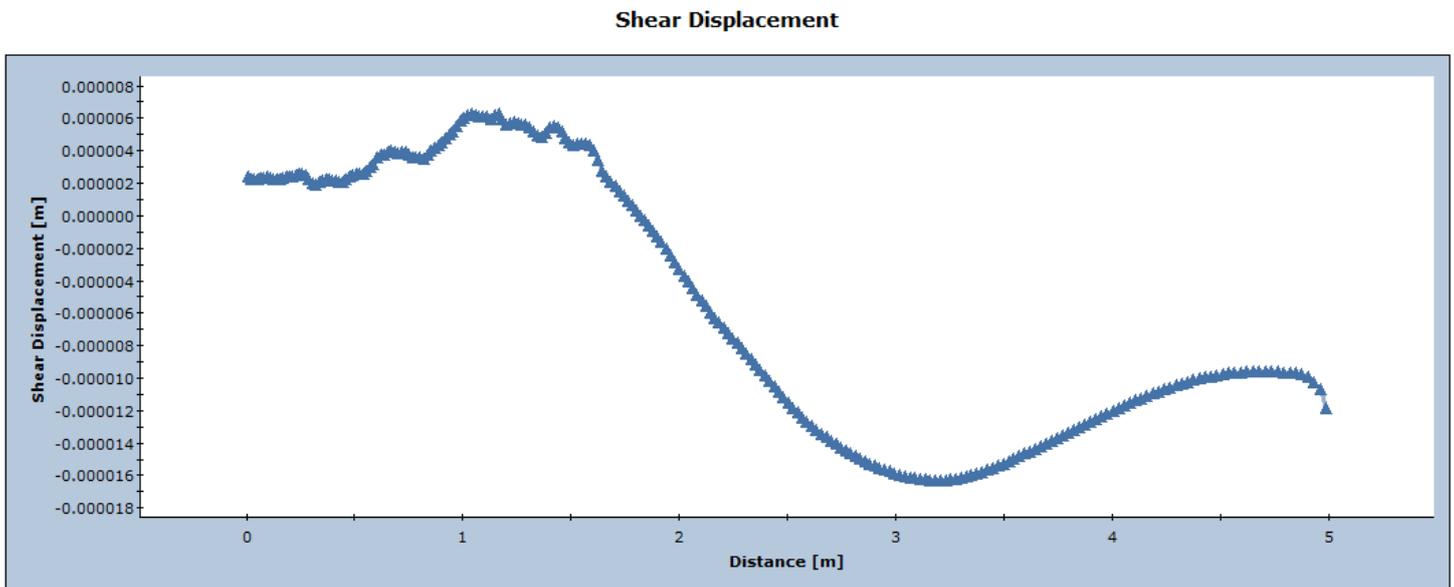


Figura 169 -Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$

In condizione di giunto asciutto, si ha scorrimento sia verso il basso (per la metà superiore della frattura) che verso l'alto (per la metà inferiore della frattura). I valori di scorrimento risultano estremamente bassi, (dell'ordine di 10^{-6}m), quindi si può affermare che non avviene scorrimento nel giunto in condizioni asciutte (figura 169).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 125 kPa:**

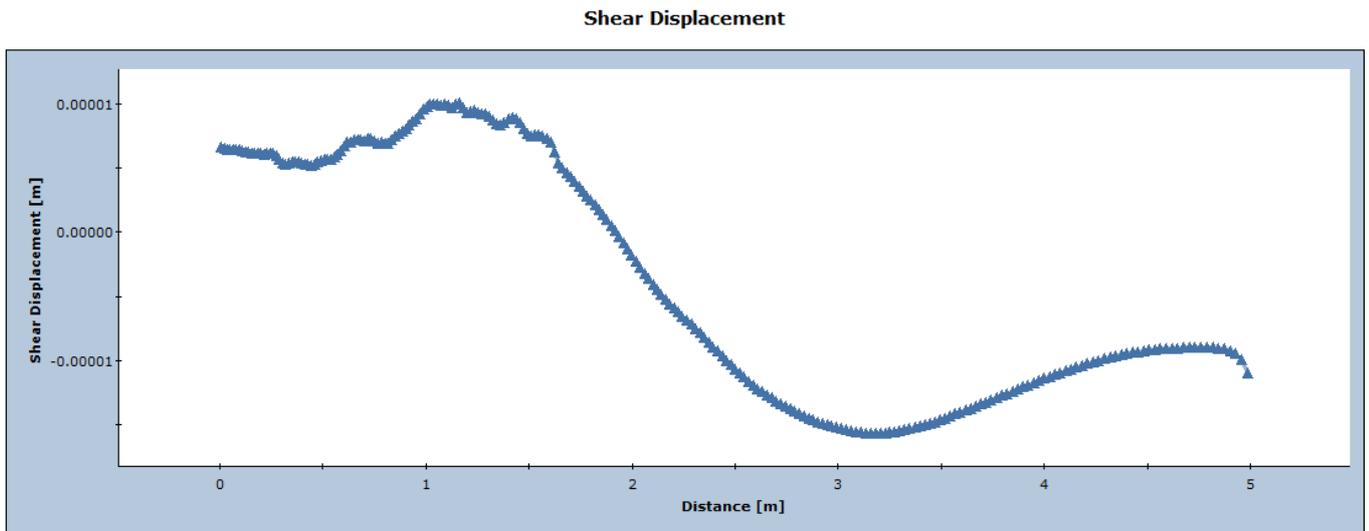


Figura 170-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=125\text{kPa}$

L'andamento è del tutto identico a quello visto precedentemente. I valori oscillano tra $+1 \cdot 10^{-5}\text{m}$ e $-1 \cdot 10^{-5}\text{m}$, quindi leggermente superiori rispetto a quanto visto nel grafico precedente (figura 170).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 175 kPa:**

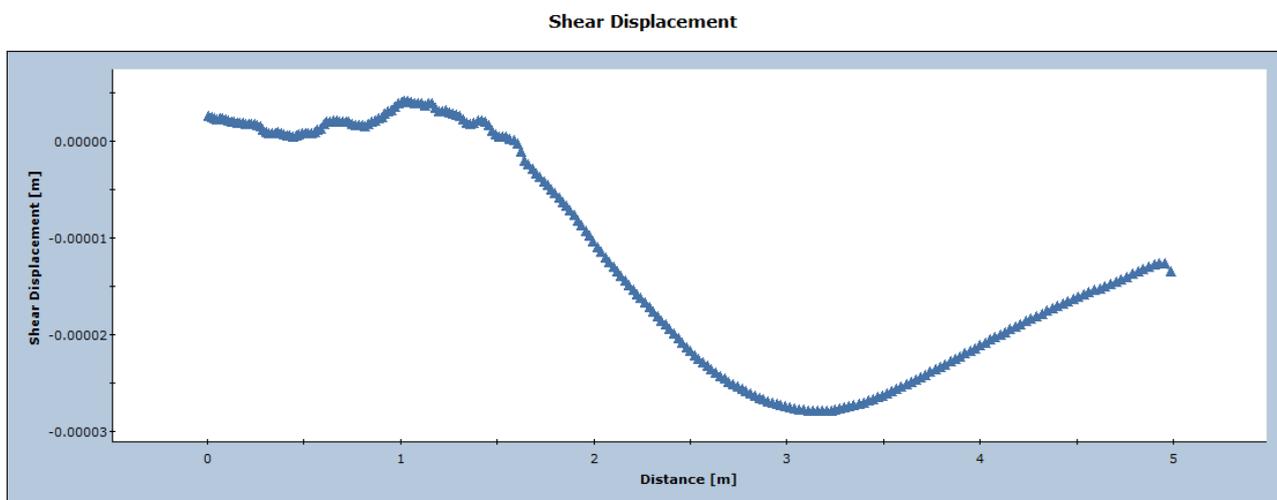


Figura 171-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=175\text{kPa}$

Per questo incremento di carico idrostatico, il maggior contributo di scorrimento è diretto verso il basso (per il 70% della lunghezza della frattura) (figura 171).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 500 kPa:**

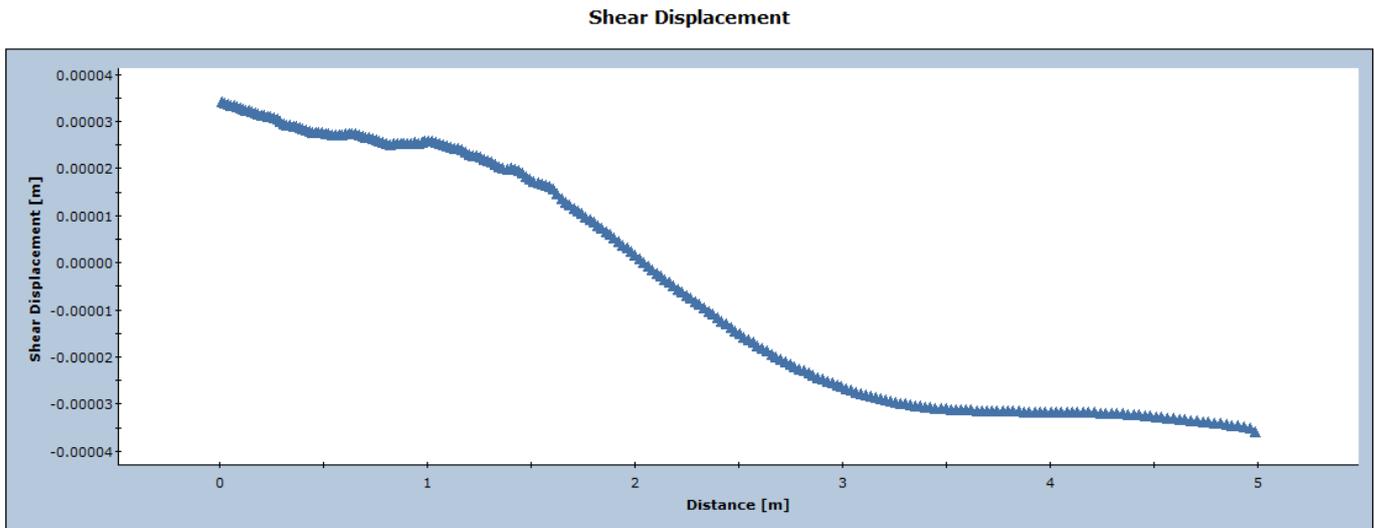


Figura 172 - Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=500\text{kPa}$

Il diagramma soprastante indica che, rispetto al caso precedente, gli estremi della frattura cedono e iniziano a scorrere con maggiore intensità. Infatti il grafico non ha più un andamento pseudo sinusoidale (come avveniva nei 3 grafici precedenti) ma assume un andamento pseudo lineare. I valori variano tra $3,5 \times 10^{-5}\text{m}$ e $-3,5 \times 10^{-5}\text{m}$ (estremamente troppo bassi). Per un carico idrostatico di 500kPa, lo scorrimento può essere considerato nullo (figura 172).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 800 kPa:**

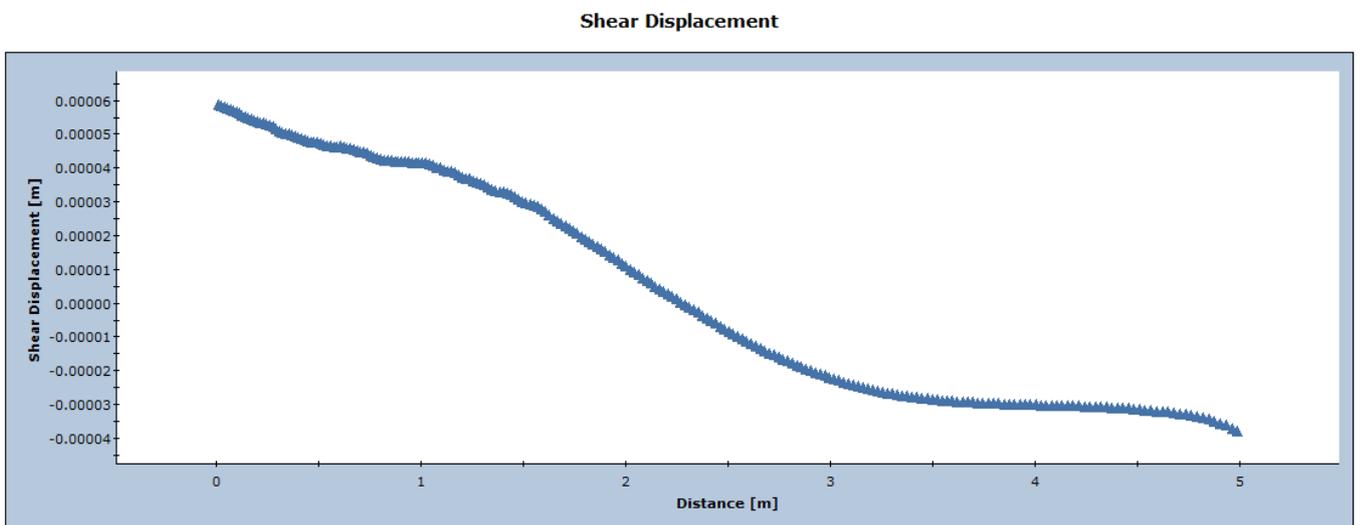


Figura 173-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=800\text{kPa}$

Aumentando la pressione a 800kPa, gli spostamenti positivi (ovvero verso l'alto) continuano ad aumentare (con valore massimo di $6 \times 10^{-5}\text{m}$) mentre quelli negativi (ovvero verso il basso) si attestano al valore $-3,5 \times 10^{-5}\text{m}$. Anche per questo livelli di carico idraulico, non si verifica scorrimento, dato il bassissimo ordine di grandezza ottenuto dai risultati (figura 173).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 1000 kPa:**

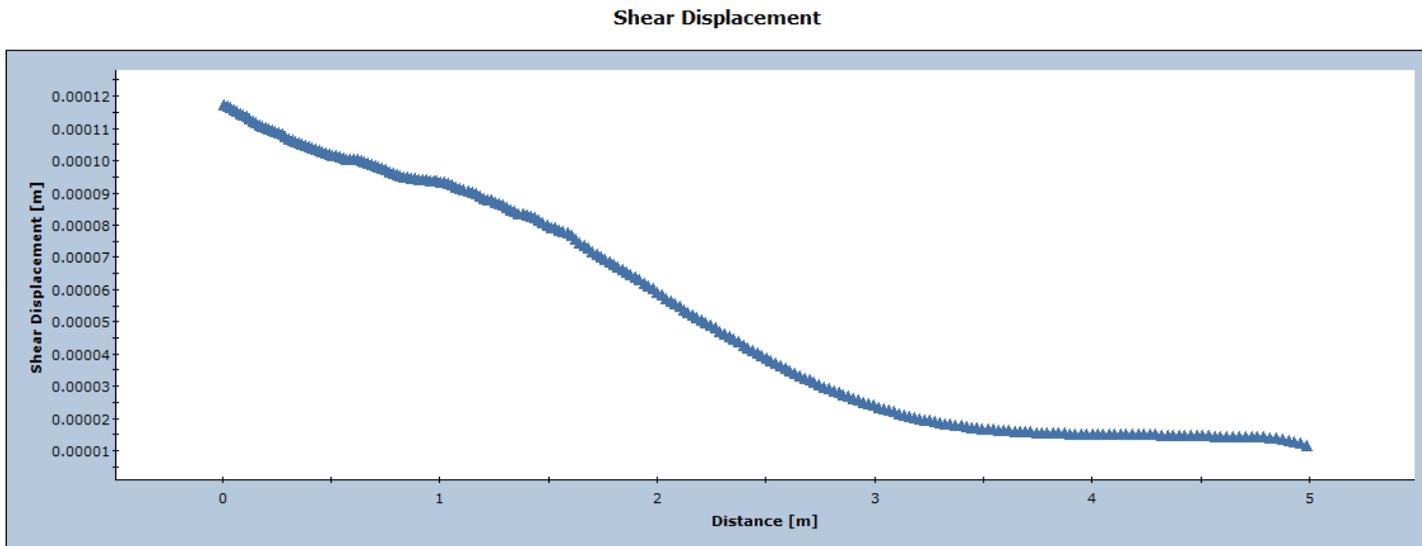


Figura 174 -Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=1000\text{kPa}$

Infine, per un innalzamento della pressione idraulica pari a 1MPa dentro il giunto, lo scorrimento verso l'alto domina l'intero dominio della frattura (anche se di debolissima entità, come si può notare dall'ordine di grandezza nel grafico). L'ordine di grandezza dello spostamento tangenziale rimane estremamente basso, dunque, anche in questo caso, non si può stabilire che ci sia scorrimento. (figura 174)

4.4.2.2. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40 m

I secondi macro-scenari sono quelli relativi ad una lunghezza media della frattura di 40 metri (Figura 175).

Gli scenari sono:

- 3) Lunghezza della frattura pari a 40 metri, presenza di coesione ($c'=536\text{kPa}$)
 - a) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - b) Pressione idraulica nel giunto di 0.150MPa
 - c) Pressione idraulica nel giunto di 0.175MPa
 - d) Pressione idraulica nel giunto di 0.018MPa
 - e) Pressione idraulica nel giunto di 0.185MPa
 - f) Pressione idraulica nel giunto di 0.3MPa
- 4) Lunghezza della frattura pari a 40 metri, assenza di coesione ($c'=0\text{kPa}$)
 - g) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - h) Pressione idraulica nel giunto di 0.05MPa
 - i) Pressione idraulica nel giunto di 0.150MPa
 - j) Pressione idraulica nel giunto di 0.175MPa
 - k) Pressione idraulica nel giunto di 0.18MPa
 - l) Pressione idraulica nel giunto di 0.185MPa
 - m) Pressione idraulica nel giunto di 0.3MPa

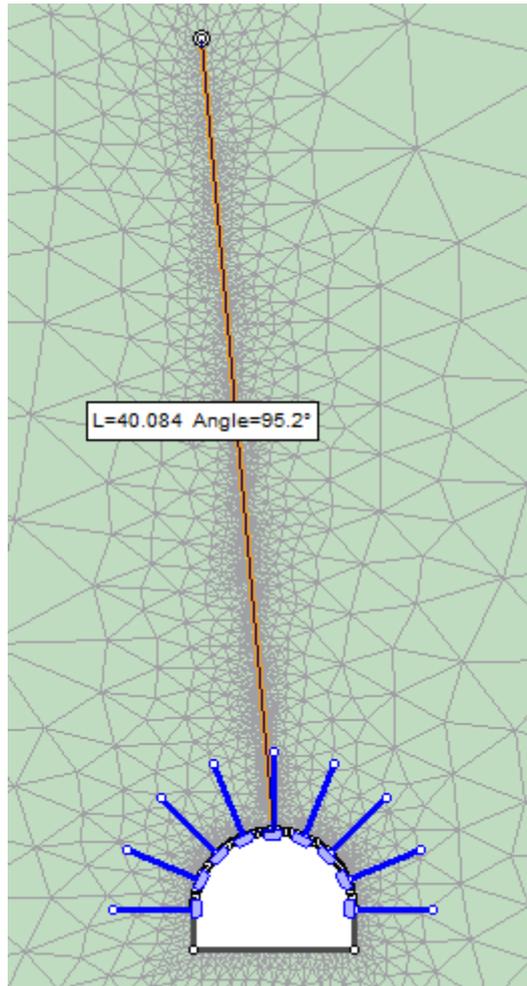


Figura 175-Zoom della frattura con $L=40\text{m}$

4.4.2.2.1. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.150 MPa - 0.175 MPa - 0.18MPa - 0.185MPa – 0.30 MPa

Nel seguente macro-scenario previsionale, si considererà una lunghezza della frattura corrispondente a 40 m. E' utile definire lo stato di sicurezza per questa condizione, perché nel caso l'analisi di stabilità risultasse positiva, questo implicherebbe la stabilità per lunghezze della frattura minore ad essa.

Interpretazione dei risultati riguardanti l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

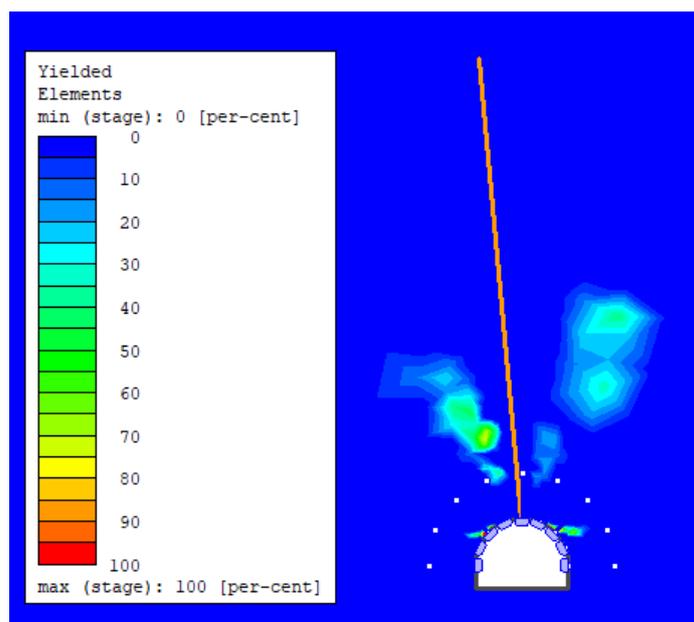


Figura 176 - Zona di plasticizzazione nella fase u=0kPa

Nessuna plasticizzazione registrata, in condizione di giunto asciutto. Si evidenzia solo una leggera plasticizzazione nell'ammasso roccioso limitrofo alla discontinuità (figura 176).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

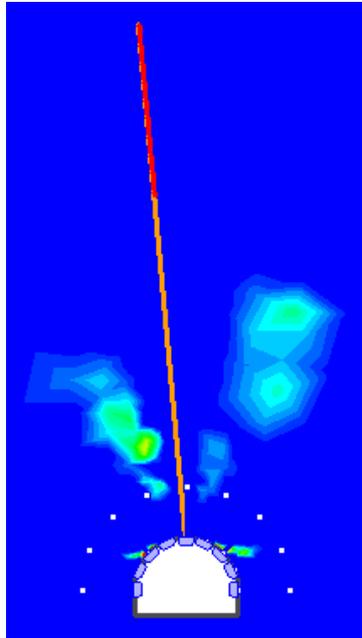


Figura 177 - Zona di plasticizzazione nella fase u=150kPa

Per un ipotetico innalzamento della pressione dell'acqua dentro il giunto, si genera plasticizzazione della frattura ma non dell'ammasso roccioso limitrofo (figura 177).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 175 kPa:**

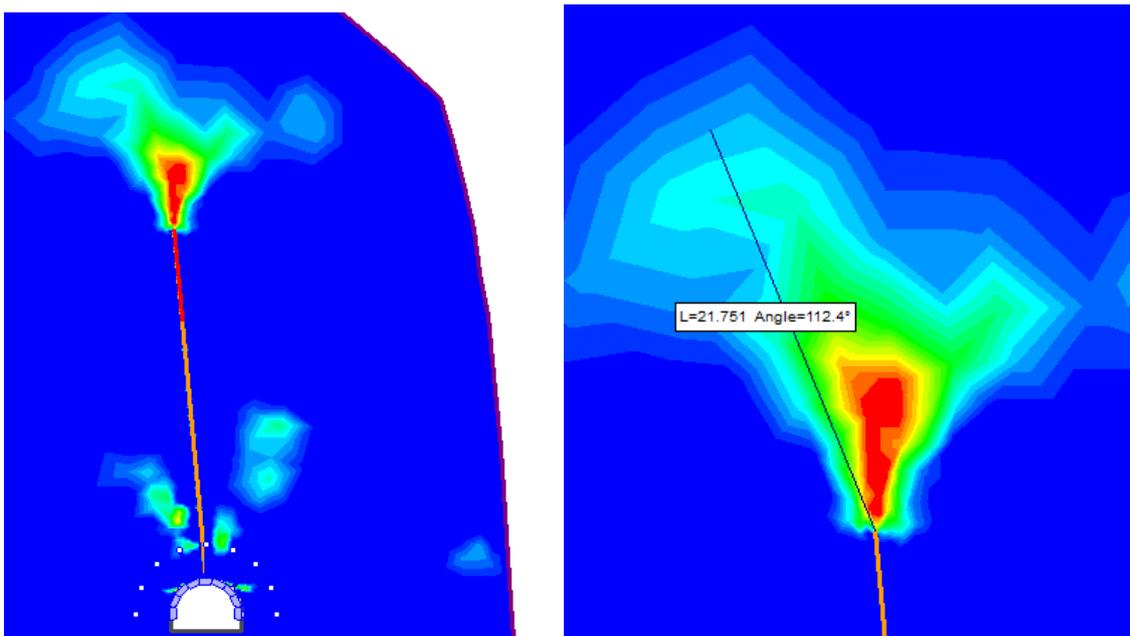


Figura 178 - Zona di plasticizzazione nella fase u=175kPa

Con un innalzamento della spinta idrostatica di soli 25kPa, rispetto a prima, si verifica sia l'aumento della plasticizzazione della frattura e sia la plasticizzazione dell'ammasso roccioso. Si può notare come l'area rossa in figura indichi il 100% degli elementi ceduti nel software RS2; mentre le altre sfumature di colore indicano una percentuale di elementi ceduti minore del 100%. La lunghezza della zona plastica si è estesa a 21,751m (considerando anche le altre sfumature colorate) (figura 178).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 180 kPa:**

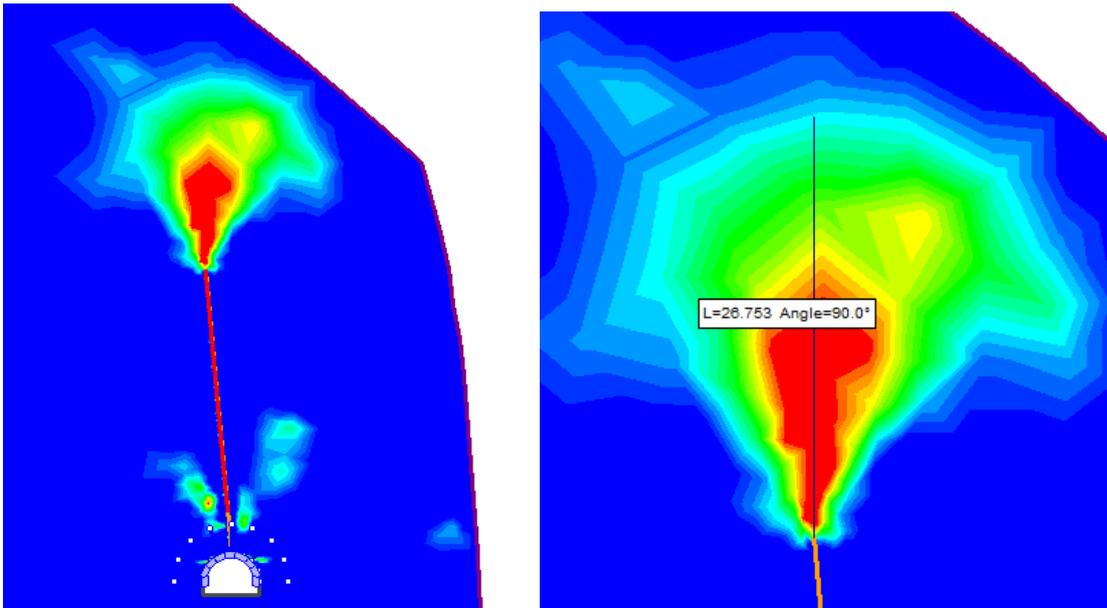


Figura 179 - Zona di plasticizzazione nella fase u=180kPa

Per un innalzamento di altri soli 5kPa, la frattura risulta quasi tutta plasticizzata. Si può affermare che la frattura risulta sensibile alle variazioni dello stato di sollecitazione da 150kPa in poi. L'estensione plastica è di 26,753m (considerando anche le zone con percentuale minore di elementi ceduti su RS2) (figura 179).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

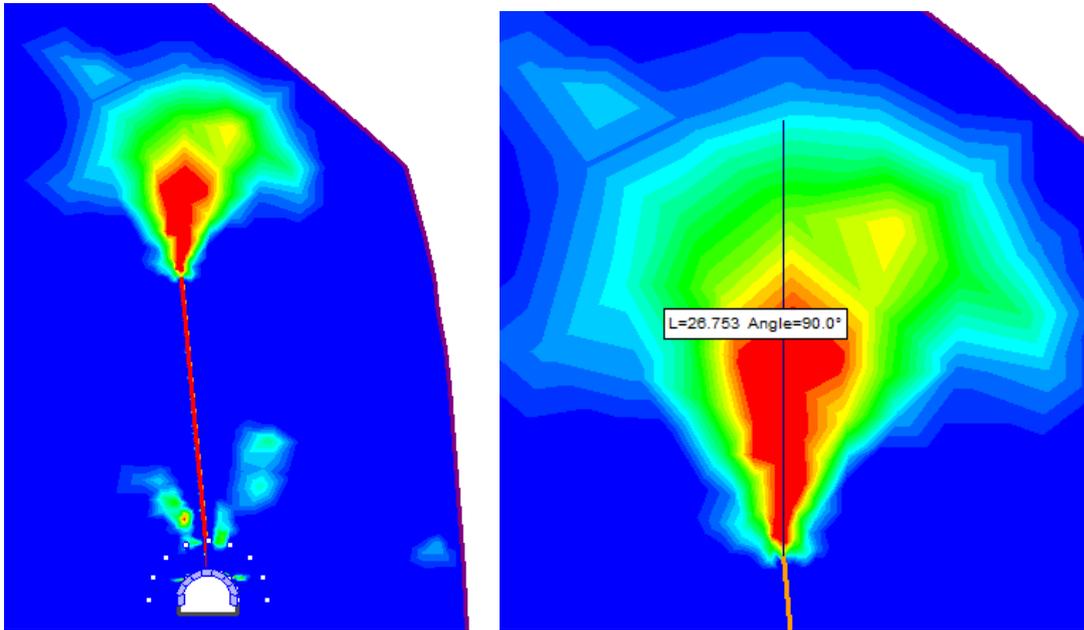


Figura 180 - Zona di plasticizzazione nella fase u=185kPa

Infine, per un ulteriore innalzamento di 5kPa, si ha la completa rottura della discontinuità. L'estensione plastica nell'ammasso roccioso non è variata rispetto a prima (figura 180).

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

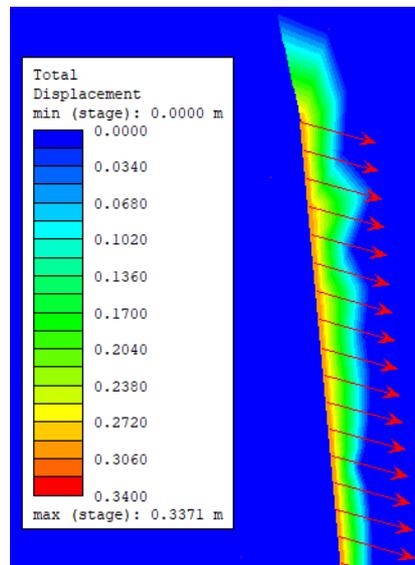


Figura 181 - Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 0.185MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi

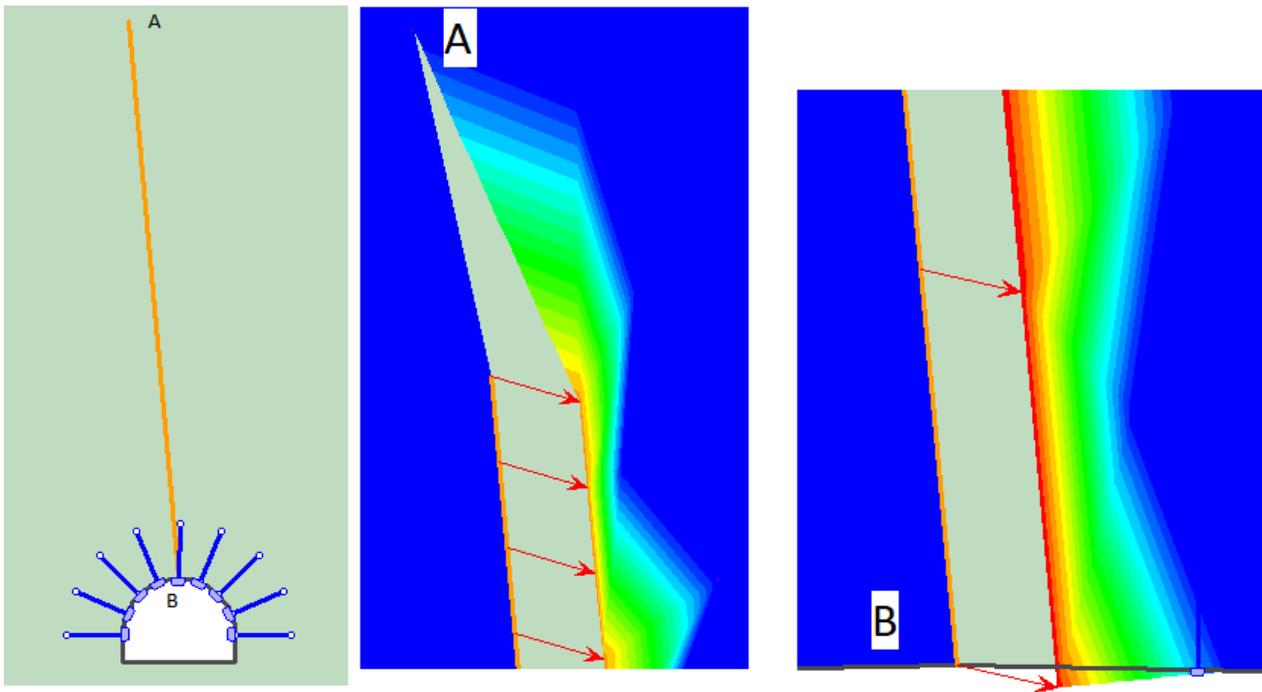


Figura 182 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 0.185 MPa

Gli spostamenti si concentrano solo in prossimità della frattura, ed indicano l'apertura della frattura verso il basso e verso destra, come infatti si può constatare dalle figure 181-182.

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,29800
5	0,29800
6	0,29800
7	0,29800
8	0,29801
9	0,29840
10	0,29898
11	0,29903
12	0,29919

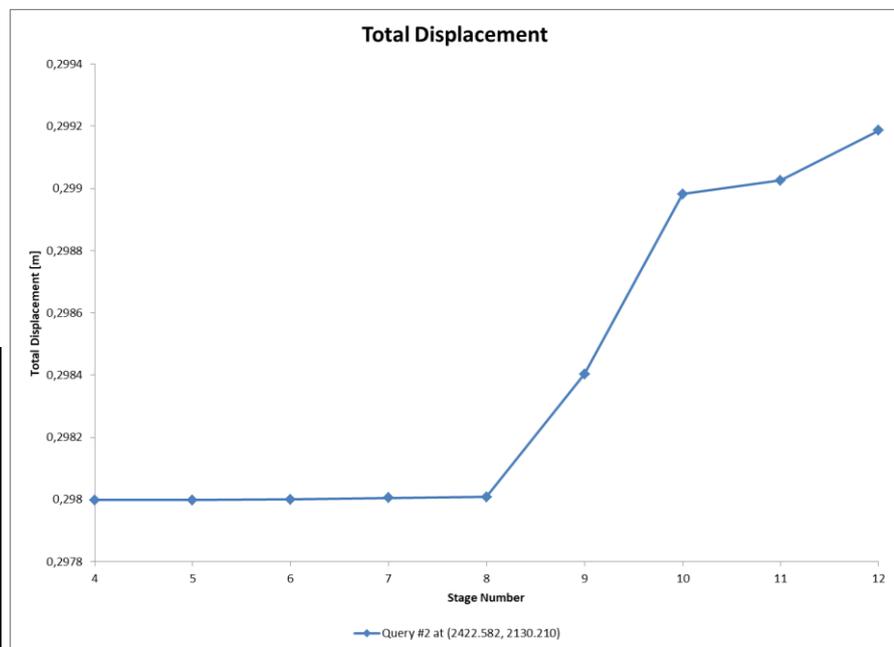


Figura 183 -Andamento degli spostamenti totali nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase.

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,336470
5	0,336471
6	0,336473
7	0,336478
8	0,336479
9	0,336778
10	0,337089
11	0,337121
12	0,337226

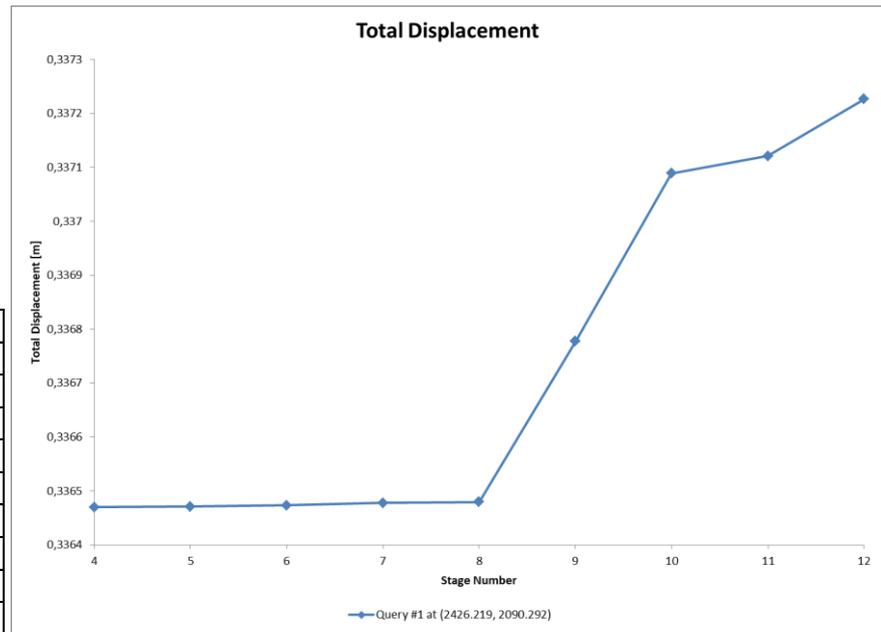


Figura 184 - Andamento degli spostamenti totali nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica per ogni fase.

Come si può notare dalle figure 183-184, gli spostamenti rimangono costanti, sia nel punto A che nel punto B della frattura, fino ad un valore di pressione idraulica di 150kPa (nel grafico: Stage Number 8), per poi aumentare fino a $u=185\text{kPa}$ (nel grafico: Stage Number 12).

Si precisa che, nel grafico, l'ascissa (stage number) indica:

- 4: $u=0\text{kPa}$
- 5: $u=12,5\text{kPa}$
- 6: $u=50\text{kPa}$
- 7: $u=125\text{kPa}$
- 8: $u=150\text{kPa}$
- 9: $u=175\text{kPa}$
- 10: $u=180\text{kPa}$
- 11: $u=185\text{kPa}$
- 12: $u=193,75\text{kPa}$

C. FATTORE DI SICUREZZA

- **Fattore di sicurezza in condizione di giunto asciutto**

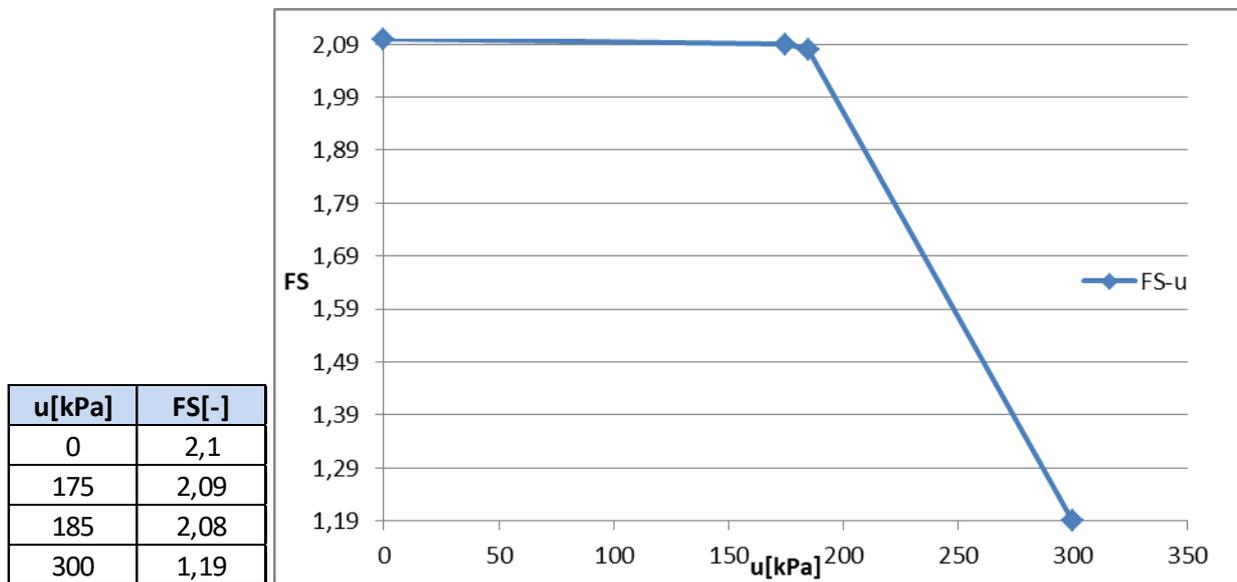


Figura 185 – Variazione del fattore di sicurezza all'aumentare della pressione idraulica

Nel grafico in figura 185 si evidenzia la netta riduzione del fattore di sicurezza per una pressione dell'acqua di 300kPa.

Si è voluto anche considerare il caso di carico idraulico di 300kPa, perché ha dato luogo ad un FS poco maggiore di 1. Dunque ci si aspetta che, per una pressione dell'acqua poco maggiore di 300kPa si sia in condizione di equilibrio limite, con così un fattore di sicurezza tendente ad 1. In questo modo, si può affermare che per una lunghezza della frattura di 40m, la pressione idraulica critica è nell'intorno di 300kPa (corrispondente alla pressione idrostatica che si instaura a 30m di profondità).

Si può dunque affermare che per una lunghezza della frattura pari a 40m, il versante risulta sensibile alla variazione della pressione dell'acqua e che quindi non si può considerare stabile. Il motivo di tale affermazione è che ci si aspetta sempre dell'acqua dentro i giunti, dovute alle precipitazioni (come si evince nel paragrafo 1.5), quindi se esiste un valore di pressione (realistico) che possa provocare instabilità, si può solo affermare che il versante risulta instabile (per questa analisi di stabilità previsionale).

Per il caso in questione, non si conosce né la lunghezza della frattura né l'entità della pressione idraulica all'interno di essa. Si varia la lunghezza della frattura e la pressione idraulica all'interno di essa, affinché si possa stabilire se esistono delle condizioni che generano instabilità, nonostante i valori molto cautelativi assunti per la pressione idraulica (valori comunque entro i limiti reali).

A. PLASTICITA' DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

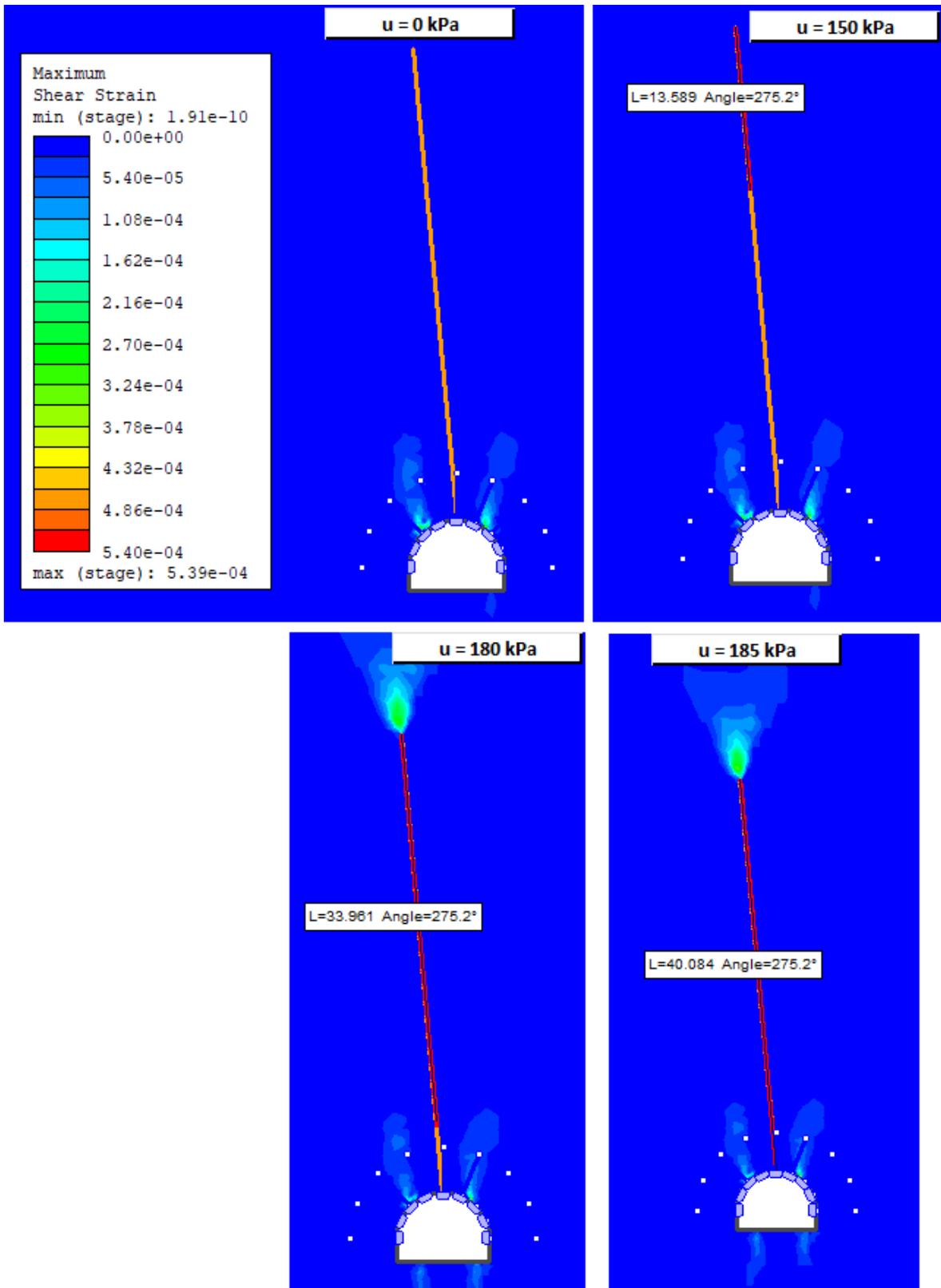


Figura 186-Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio della spinta idraulica

Massima deformazione al taglio per:

- $u=0\text{kPa}$: la deformazione al taglio si concentra intorno alla galleria e non nella frattura. La frattura è subisce solo il peso proprio della roccia soprastante la frattura (figura 186).
- $u=150\text{kPa}$: per tale pressione, si instaura una plasticizzazione della frattura di 13,589m. Dunque 150kPa è la pressione corrispondente all'inizio della plasticizzazione della discontinuità (figura 186).
- $u=180\text{kPa}$: in questa condizione, si ha più dell'80% della lunghezza della frattura plasticizzata, precisamente di 33,961m. La massima deformazione al taglio si concentra all'apice della frattura, in accordo con la figura 179, ovvero per tale livello di pressione, si raggiungano le condizioni per la probabile propagazione della frattura (figura 186).
- $u=185\text{kPa}$: per questa ultima situazione, si ha la totale plasticizzazione della frattura, con un sensibile incremento della massima deformazione al taglio (in accordo con la figura 180) (figura 186).

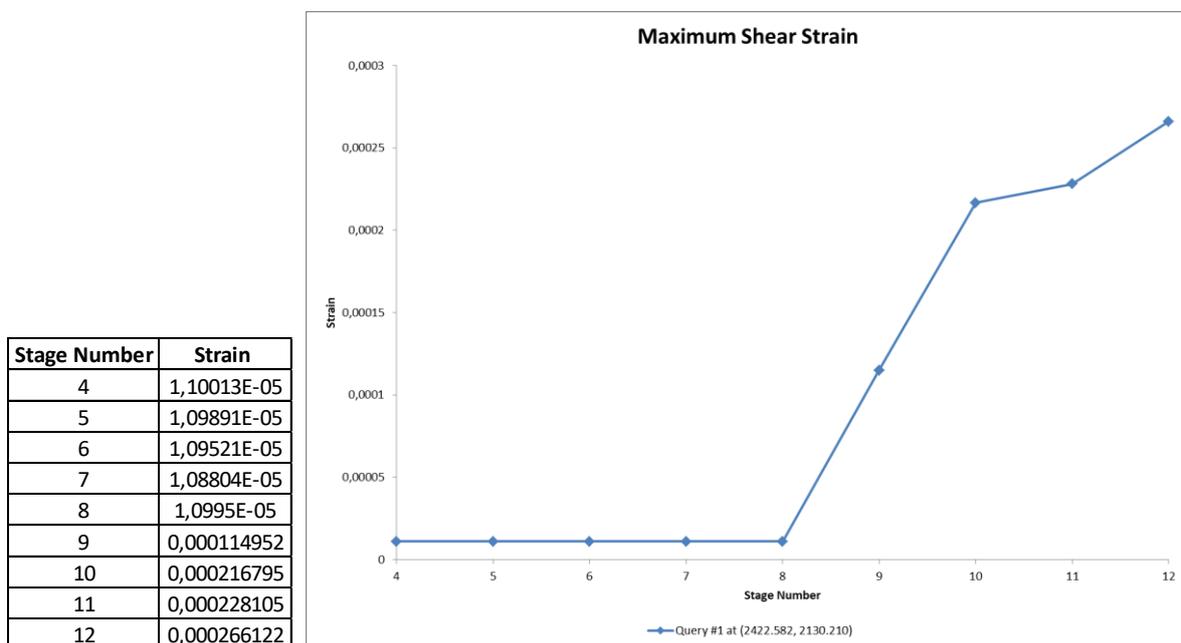


Figura 187-Deformazione massima a taglio all'apice della frattura

Nel grafico in Figura 187, si nota come per la fase 8 ($u=150\text{kPa}$), la zona dell'ammasso roccioso all'apice della frattura inizia a deformarsi a taglio. Come si è già detto precedentemente, questo dato indica si sono raggiunte le condizioni di una probabile propagazione della frattura.

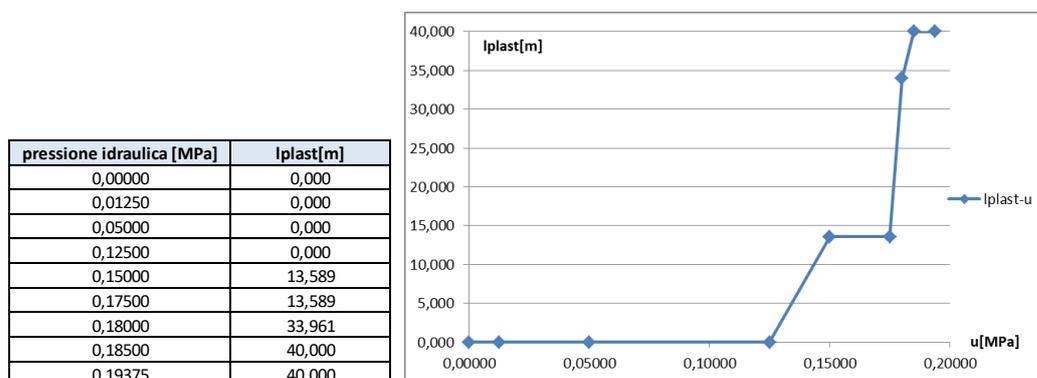


Figura 188 – Andamento della plasticizzazione della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Per quanto riguarda l'andamento della plasticizzazione della frattura, anche qui si ha la curva tendente verso l'alto per $u=120\text{kPa}$, corrispondente all'inizio della plasticizzazione (figura 188).

B. NORMAL STRESS

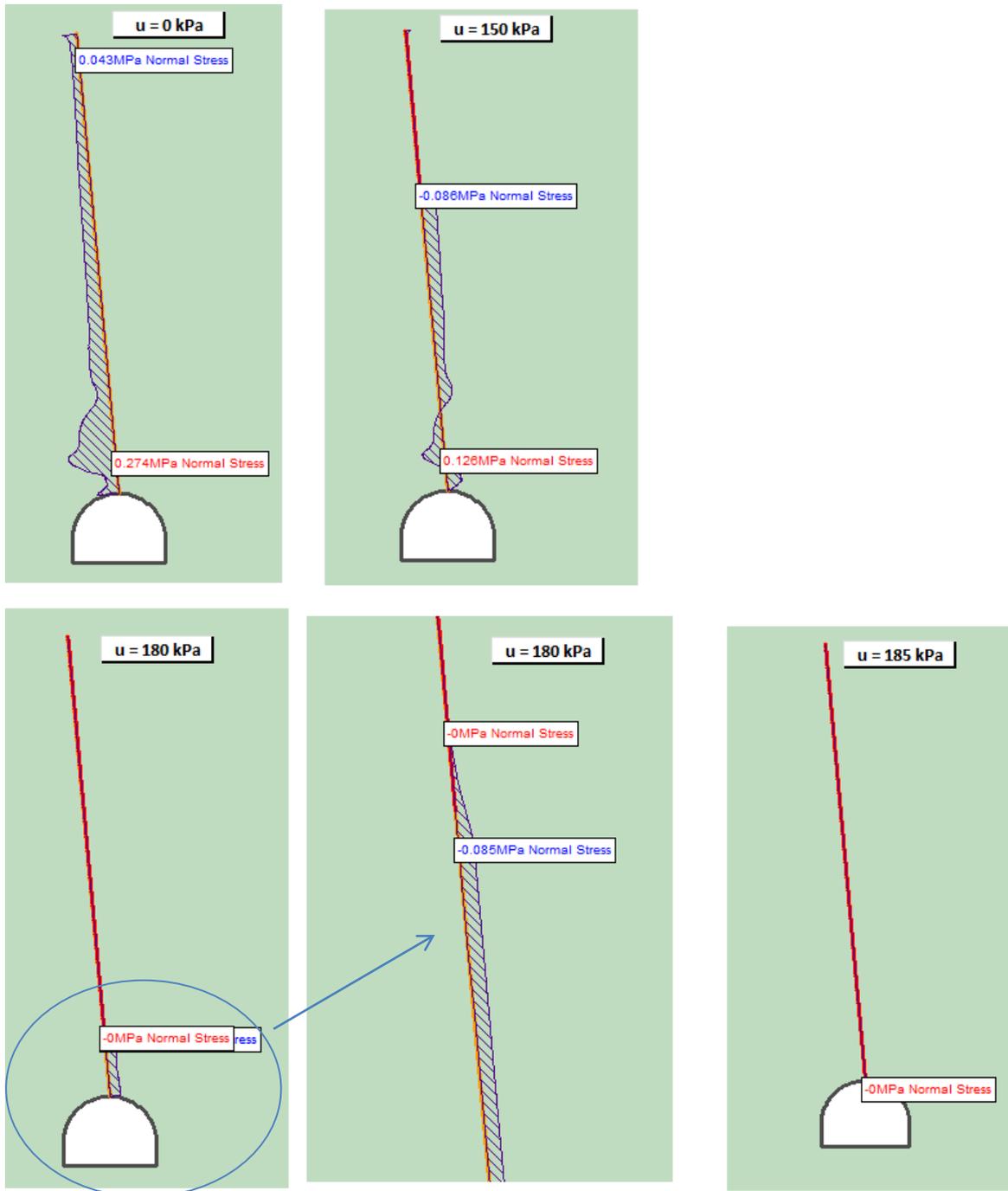


Figura 189-Andamento della tensione normale sollecitante nella discontinuità

Sforzo normale sollecitante per:

- $u=0\text{kPa}$: in condizioni di giunto asciutto, il carico normale distribuito nella frattura deriva dal solo peso proprio dell'ammasso roccioso soprastante il giunto. I valori massimi e minimi si concentrano

agli estremi del giunto e sono pari a 0,043MPa e 0,274MPa. Il giunto non risulta plasticizzato ne aperto; si registra uno stato tensionale di compressione su tutto il giunto (figura 189).

- u=150kPa: questa è la condizione di parziale plasticizzazione della frattura, dall'estremo superiore fino a circa 1/3 della lunghezza della frattura. Per tale livello di pressione idraulica si ha un andamento positivo e negativo dello sforzo normale sul giunto in questione. Nella parte sommitale della frattura, si ha sforzo normale di trazione, mentre nella parte inferiore della frattura, si ha sforzo normale sia di trazione che di compressione. I valori massimi e minimi si registrano sempre agli estremi della frattura, e sono pari a -0,086MPa e +0,126MPa (figura 189).
- u=180kPa: per questo livello di spinta idraulica, circa l'86% della lunghezza della frattura risulta plasticizzata (precisamente 34,5m), infatti, dovuto alla plasticizzazione della frattura (e anche alla sua apertura), non si registrano ne valori di compressione e ne valori di trazione. La trazione massima registrata è di -0,085MPa (si ricorda che il valore di resistenza a trazione del giunto è 0,086MPa) (figura 189).
- u=185kPa: questa è la condizione di completa plasticizzazione della frattura (e anche della sua apertura), infatti $\sigma_n=0$ (figura 189).

C. NORMAL DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

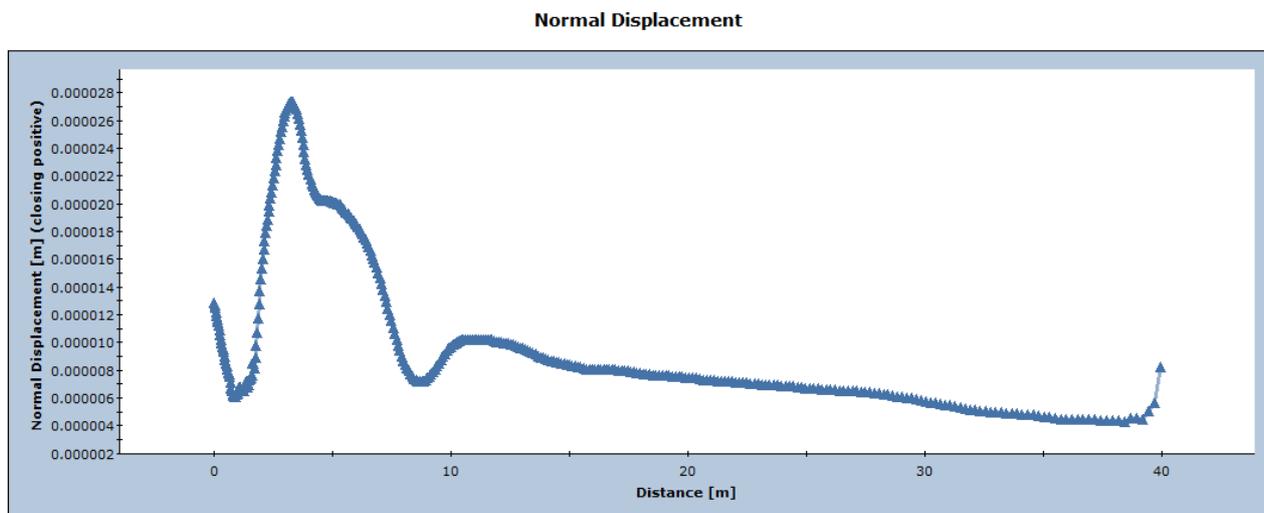


Figura 190-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per u=0kPa

Come si può constatare dalla figura 190, l'andamento degli spostamenti normali rispecchia bene l'andamento relativo alla tensione normale in condizione di giunto asciutto, descritto precedentemente. Si hanno maggiori spostamenti nell'estremo inferiore della frattura, ovvero si registra un maggior avvicinamento delle 2 facce verso la calotta della galleria, con uno spostamento massimo di $2,8 \times 10^{-5}$ m a 3 metri dalla calotta. Infine, verso l'apice della frattura, gli spostamenti si attestano a circa a 4×10^{-6} m. Si possono notare spostamenti molto piccoli, dovuto al solo peso proprio della porzione di roccia soprastante la frattura, dunque nell'ipotesi di giunto asciutto, si ha stabilità.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

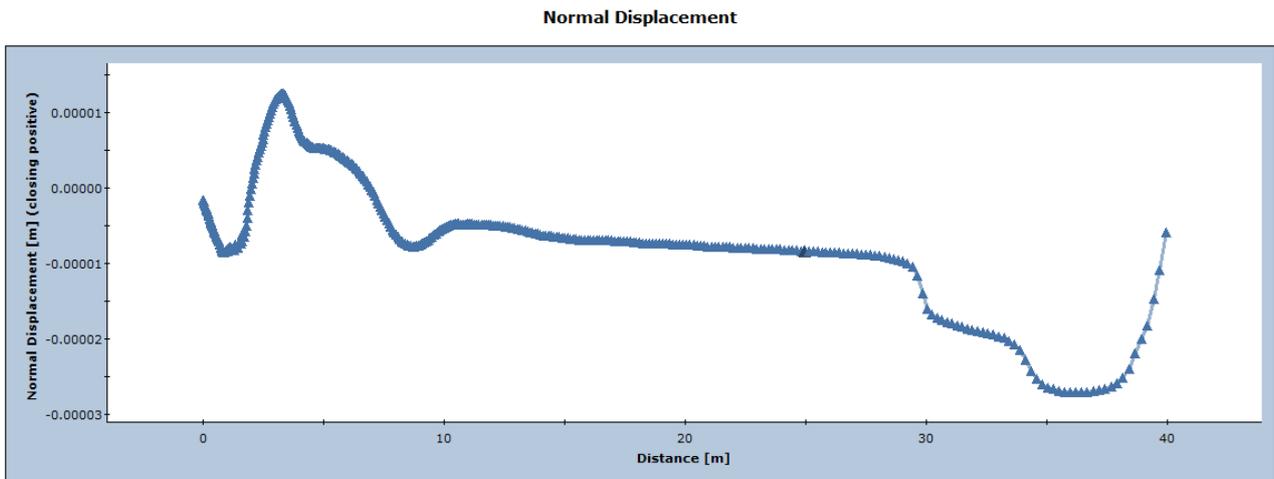


Figura 191-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=150\text{kPa}$

Dal grafico di figura 191, l'allontanamento delle due facce domina quasi tutto il dominio della frattura, con uno spostamento massimo di -0.000026m . Si registra solo una porzione della discontinuità (circa 5 metri) con un avvicinamento delle due facce in prossimità della galleria, con uno spostamento massimo di $+0,00001\text{m}$. Si può notare che l'ordine di grandezza è estremamente basso (pari 10^{-5}m).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 180 kPa:**

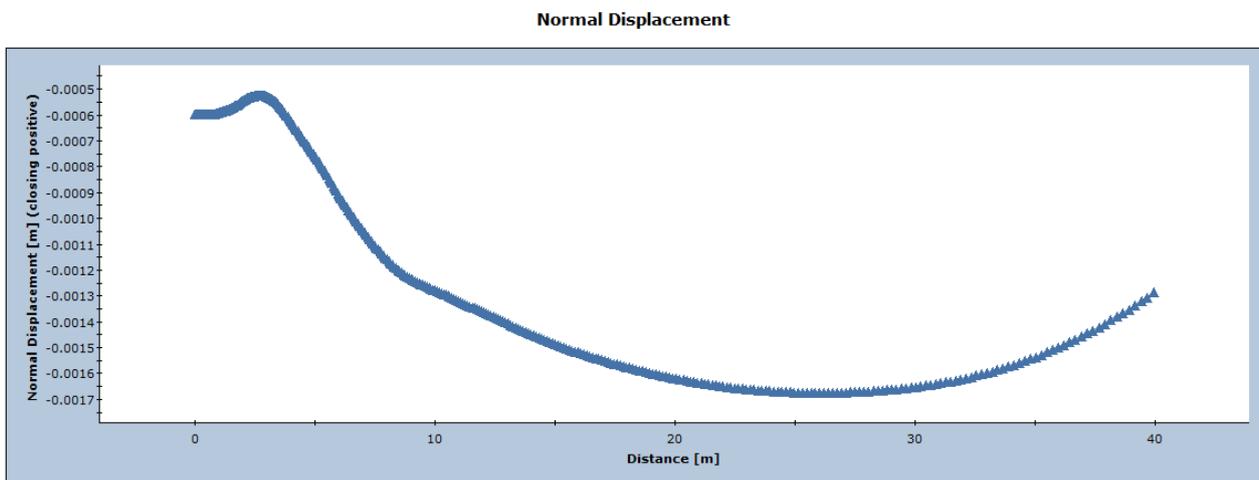


Figura 192-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=180\text{kPa}$

Dal diagramma di figura 192, si possono riscontrare spostamenti negativi su tutto il giunto, che indicano un graduale allontanamento delle due facce della frattura dal basso verso l'alto (con valori compresi tra $-0,5\text{mm}$ e $-1,6\text{mm}$). Si può notare che, in questo caso, l'ordine di grandezza degli spostamenti sia aumentato in modo significativo (pari a 10^{-3}m), che si possono interpretare come dovuti all'apertura della frattura.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

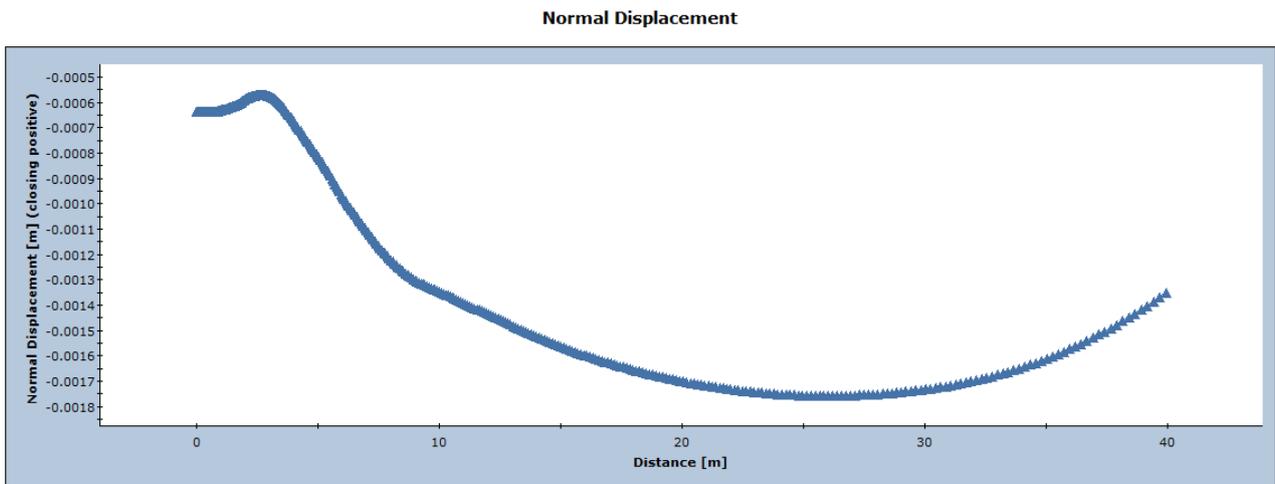


Figura 193-Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=185\text{kPa}$

Stessa situazione analizzata nel grafico precedente, aumentano solo gli spostamenti verso l'apice della frattura (con un valore massimo di $-1,75\text{mm}$) (figura 193).

D. SHEAR STRESS

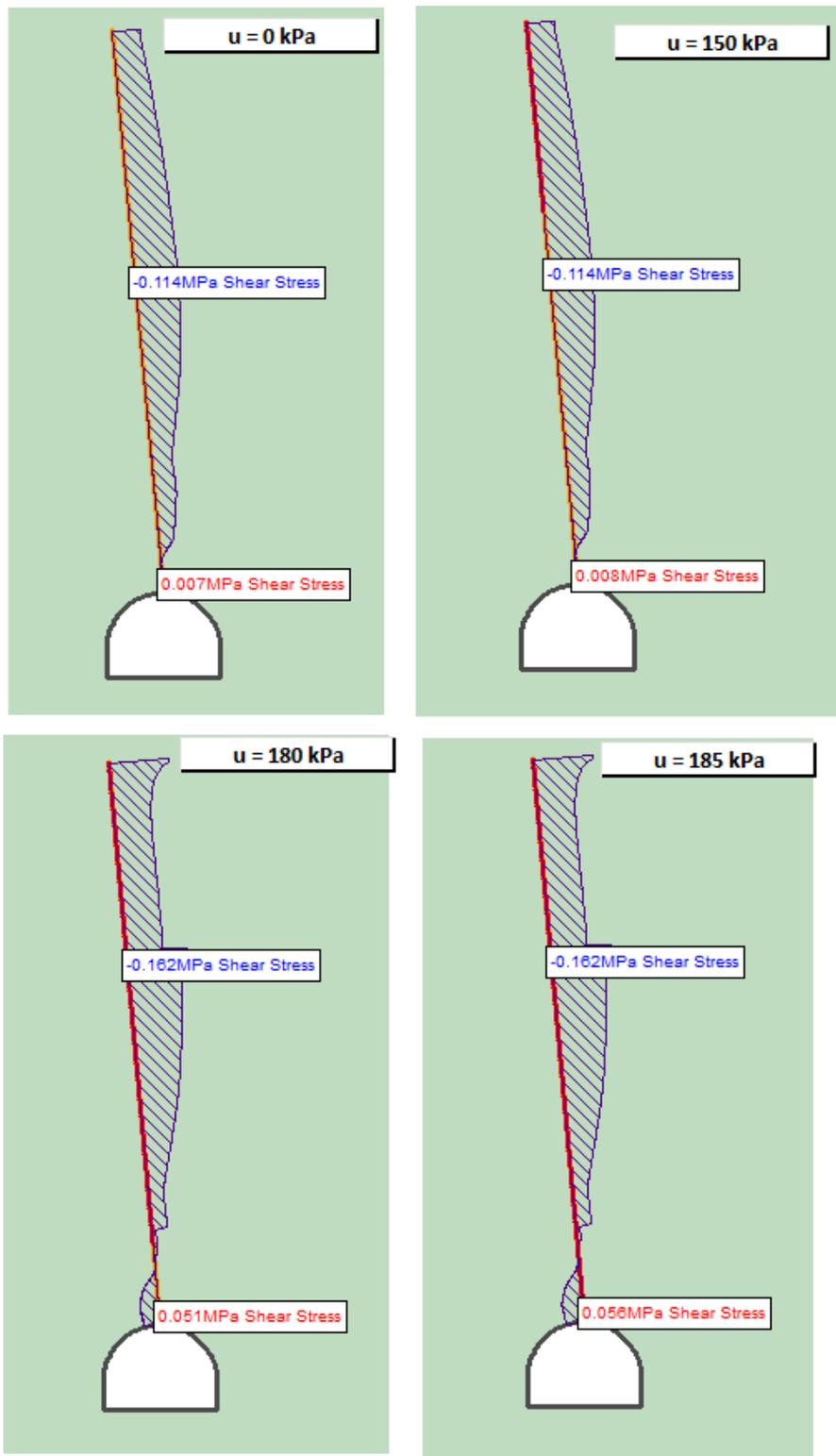


Figura 194-Andamento della tensione tangenziale sollecitante nella discontinuità all'aumentare della pressione idraulica

Lo studio della distribuzione dello sforzo di taglio nel giunto al variare della pressione idraulica è il seguente:

- $u=0\text{kPa}$: giunto sollecitato solo dal peso proprio della porzione di ammasso roccioso soprastante. I valori massimi e minimi registrati sono di $-0,114\text{MPa}$ (in mezzeria) e $+0,007\text{MPa}$ (nell'estremo inferiore della frattura) (figura 194).
- $u=150\text{kPa}$: per un innalzamento della tensione idraulica dentro il giunto, non si ha variazione dello sforzo tagliante nel giunto. Si nota l'inizio della plasticizzazione della frattura in un tratto lungo $13,6\text{m}$. La presenza della sollecitazione di taglio in questo tratto, è dovuta dalla presenza della resistenza al taglio (secondo il criterio di Mohr-Coulomb) grazie alla presenza della coesione. Si ritrovano gli stessi valori massimi e minimi definiti in condizione di giunto asciutto (figura 194).
- $u=180\text{kPa}$: incrementando ulteriormente la pressione dell'acqua, aumenta la lunghezza plastica e subentra uno sforzo di taglio verso l'alto in prossimità della calotta della galleria. La resistenza al taglio nel tratto plasticizzato è dovuta dalla presenza della coesione. I valori massimi e minimi sono rispettivamente $+0,051\text{MPa}$ e $-0,162\text{MPa}$ (figura 194).
- $u=185\text{kPa}$: incrementando leggermente il carico idraulico di 5kPa , l'andamento dello sforzo di taglio è analogo a quello visto precedentemente, si registra solo un incremento della plasticizzazione del giunto; mentre il valore massimo e minimo rimane analogo a quello ottenuto nel caso precedente (figura 194). La presenza della resistenza al taglio nel giunto plasticizzato (e quindi la presenza della sollecitazione di taglio) è dovuta dalla presenza della coesione (nel rispetto del criterio di resistenza di Mohr-Coulomb).

E. SHEAR DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

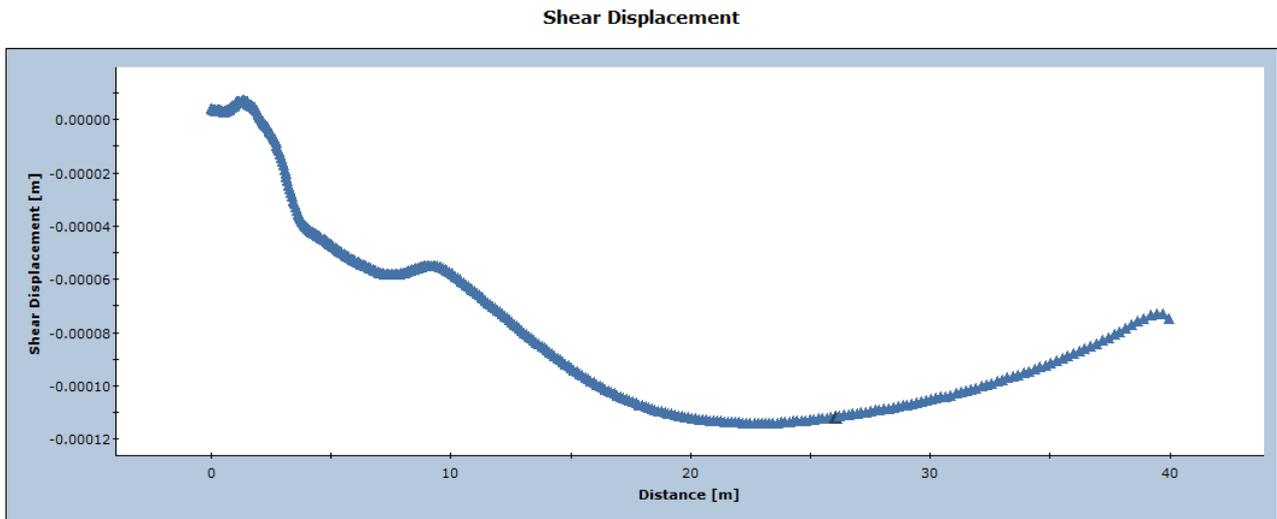


Figura 195-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=0\text{kPa}$

Nel grafico di figura 195 si evidenzia uno scorrimento verso il basso su quasi tutta la lunghezza del giunto. Solo in un piccolissimo tratto (circa 2m) nella porzione inferiore della frattura, si registra uno spostamento tangenziale verso l'alto. Il valore massimo di scorrimento raggiunto è di 0,12mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

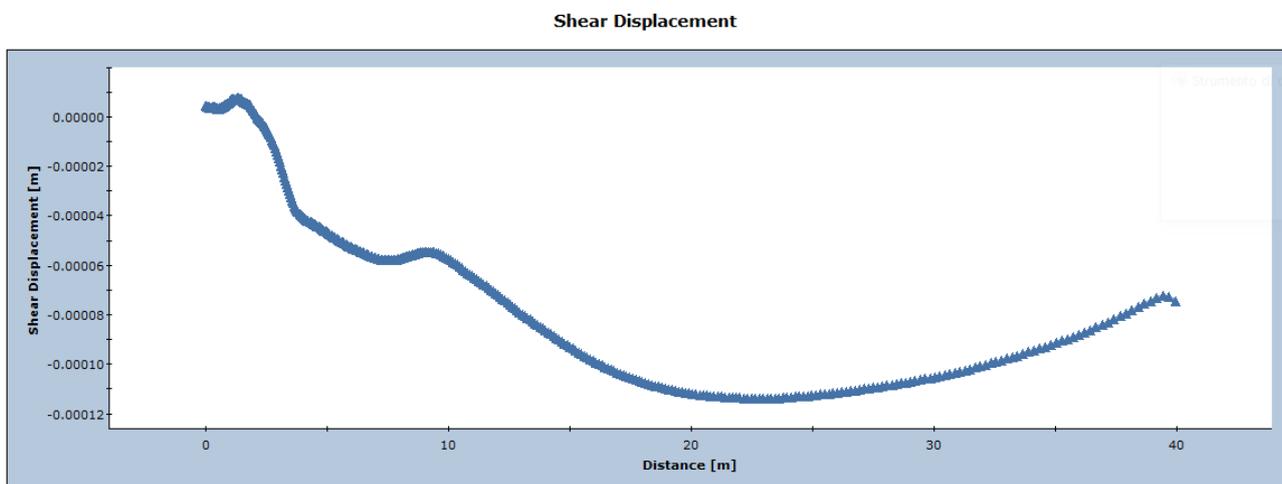


Figura 196-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=150\text{kPa}$

Andamento del tutto analogo a quanto visto precedentemente per la condizione di giunto asciutto. Non si registra un aumento dello scorrimento nel giunto fino ad una pressione di 150kPa (figura 196).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 180 kPa:**

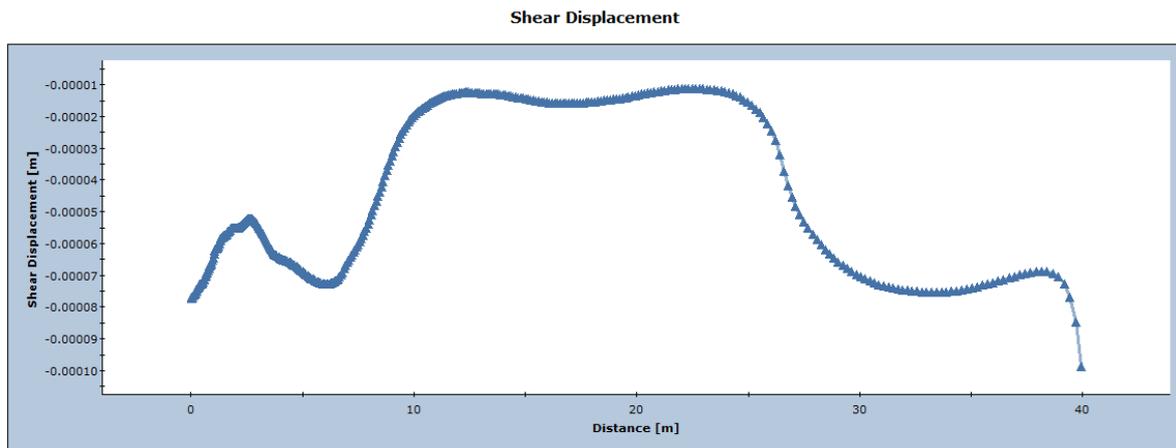


Figura 197-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=180\text{kPa}$

In questa situazione si evidenzia: un aumento dello scorrimento agli estremi della frattura e una riduzione nella parte centrale. Lo scorrimento massimo è 0,1mm (figura 197).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

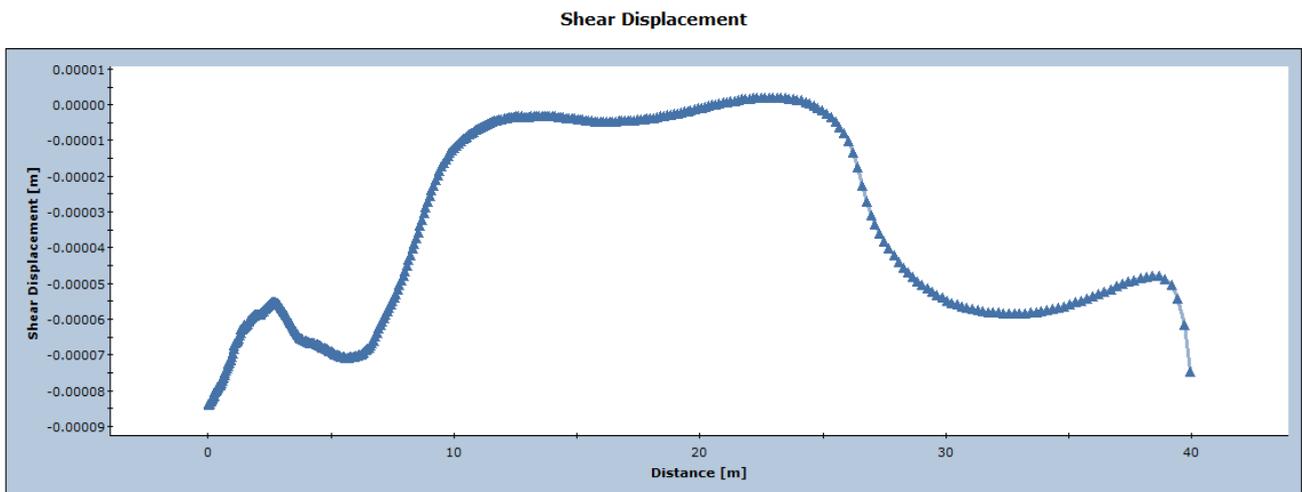


Figura 198-Andamento degli spostamenti tangenziali per $u=185\text{kPa}$

Per questo incremento di carico idraulico, rispetto al caso precedente, aumenta lo scorrimento nell'estremo inferiore della frattura e diminuisce in quello superiore. Il valore massimo è di 0,085mm (figura 198).

4.4.2.2. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 40m, COESIONE = 0kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa - 0.05MPa - 0.150 MPa - 0.175 MPa - 0.18MPa - 0.185MPa – (0.30 MPa)

Ora ci si addentra a studiare il caso in cui avvenga la completa riduzione della coesione nella frattura, avente lunghezza 40m. I principali risultati sono descritti nel seguito.

Interpretazione dei risultati riguardanti l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

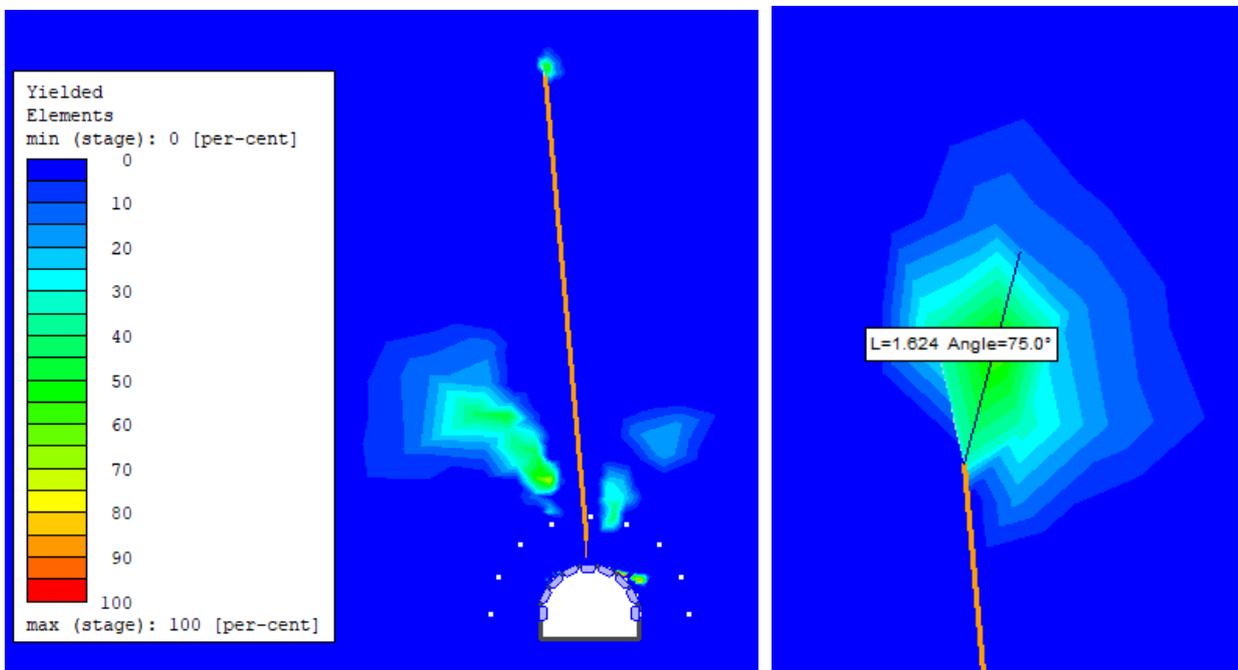


Figura 199 - Zona di plasticizzazione nella fase u=0kPa

In questa prima fase si ha una piccolissima zona plastica nell'ammasso roccioso, in prossimità del vertice della frattura, con una estensione massima di 1,624m. Si hanno ulteriori formazioni di zone plastiche a sinistra e a destra rispetto alla frattura (figura 199).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

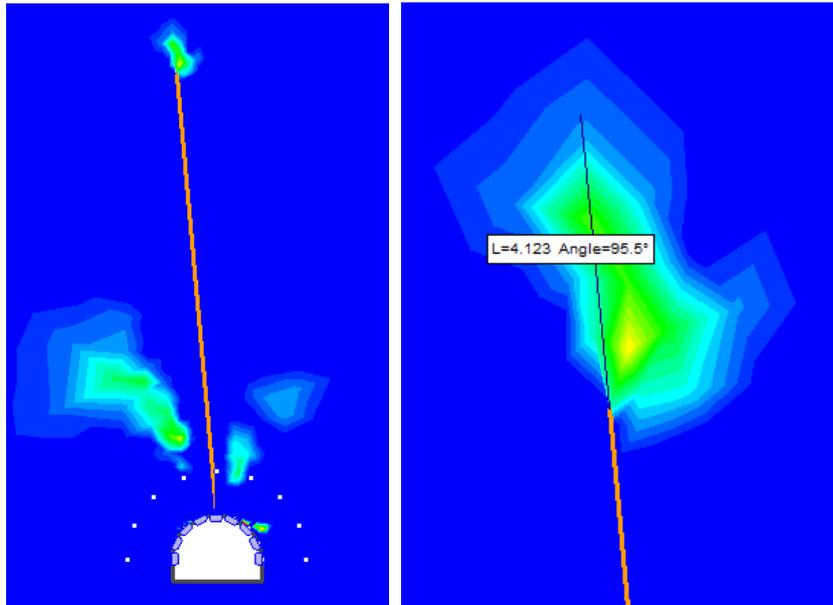


Figura 200 - Zona di plasticizzazione nella fase u=50kPa

Incrementando il carico idraulico di 50kPa nella frattura, l'estensione plastica aumenta e assume una lunghezza totale di 4,123m. Non si presenta invece ulteriore estensione delle due zone plastiche limitrofe alla frattura (a sinistra e a destra di essa) (figura 200).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

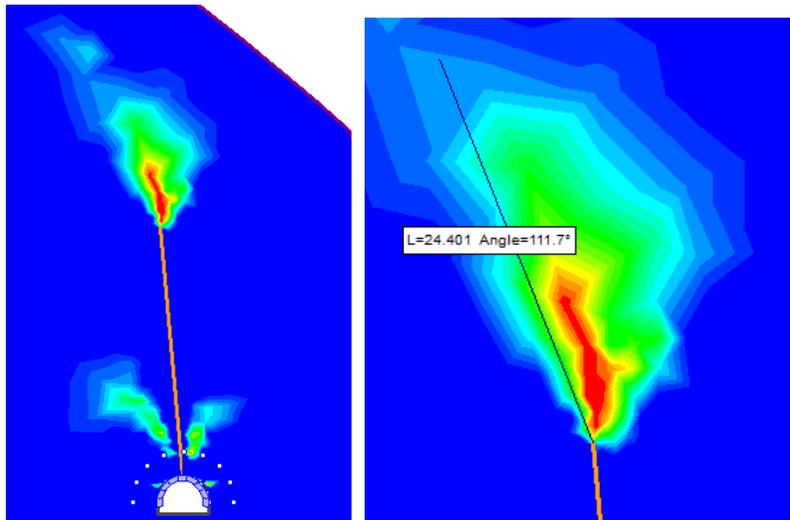


Figura 201 - Zona di plasticizzazione nella fase u=150kPa

Per questo incremento di carico idrostatico, pari a 150kPa, la lunghezza massima della zona plastica assume un valore significativo di 24,401m. Si noti come la plasticizzazione sia quasi prossima al contorno esterno del versante. L'area in rosso all'apice della frattura evidenzia che gli elementi ceduti della mesh, impostata sul software Rocscience, sono il 100% del totale degli elementi costituenti l'area rossa. Questo dato è

importante perché evidenzia la possibile propagazione della frattura, nel caso in cui la frattura avesse una lunghezza pari a 40m e non ci sia più coesione in tale giunto (figura 201).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 175 kPa:**

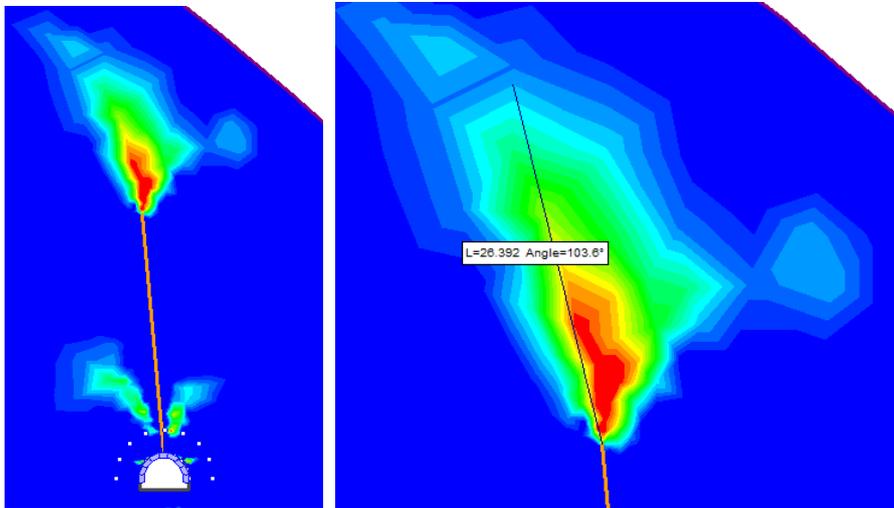


Figura 202 - Zona di plasticizzazione nella fase u=175kPa

Aumentando il carico di ulteriori 25kPa, la zona plastica aumenta di circa 2 metri rispetto al caso visto precedentemente(figura 202).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 180 kPa:**

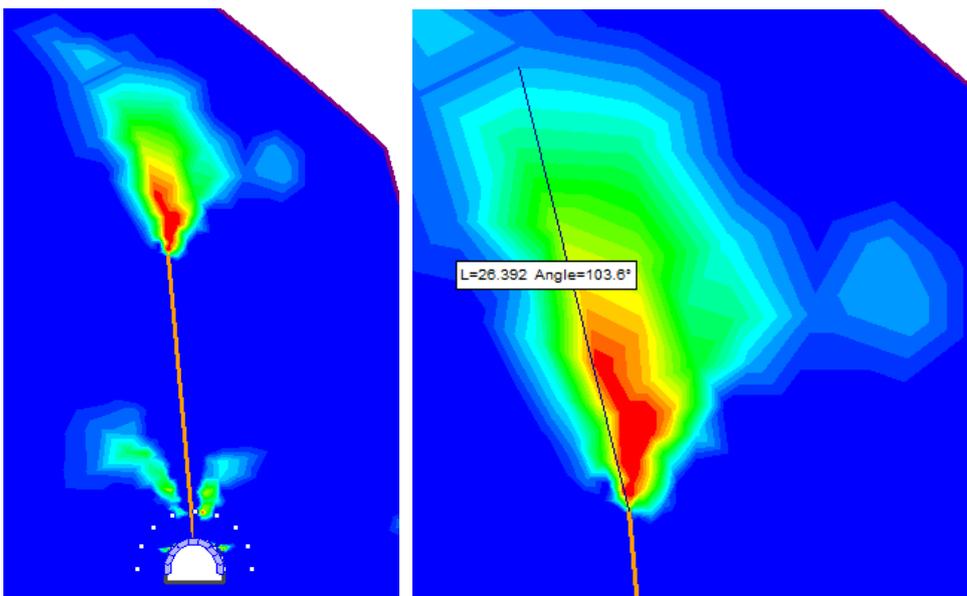


Figura 203 - Zona di plasticizzazione nella fase u=180kPa

Con un'ulteriore aumento di soli 5kPa, non si evidenzia nessuna estensione della plasticizzazione all'apice della frattura(figura 203).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

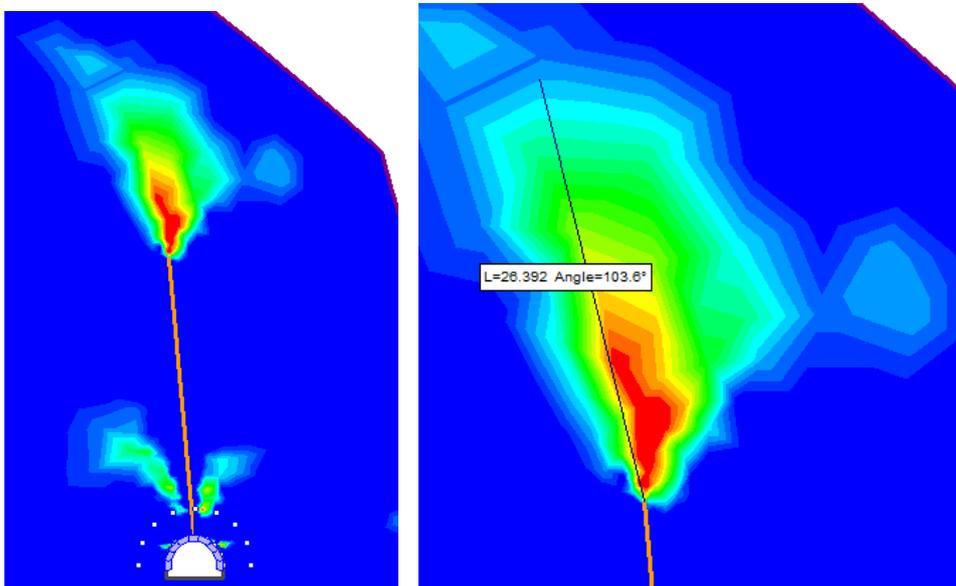


Figura 204 - Zona di plasticizzazione nella fase u=185kPa

La zona di plastica nell'ammasso roccioso è esattamente identica al caso visto precedentemente(figura 204).

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

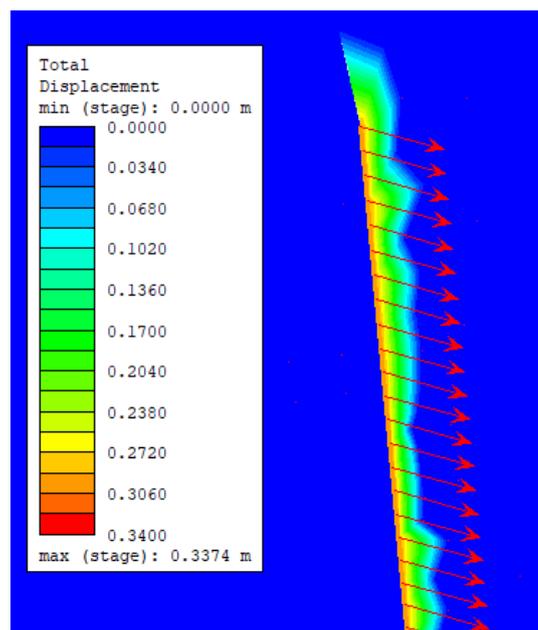


Figura 205 - Campo degli spostamenti per una pressione idraulica pari a 0.185MPa, corrispondente all'ultima fase dell'analisi

La deformata si concentra sempre in prossimità della frattura, per ogni incremento della pressione idraulica. Viene riportata solo la figura corrispondente ad un carico idrostatico di 185kPa, ovvero il massimo carico per questo macro scenario. Lo spostamento massimo si concentra vicino alla frattura con un'entità pari a 33,74cm, costante su tutta la frattura. Si noti, dalle frecce in figura, come ci sia una traslazione rigida dell'ammasso roccioso limitrofo al giunto. Questi risultati sembrano confermare che la porzione di versante richiede un piano di monitoraggio e interventi di stabilizzazione.

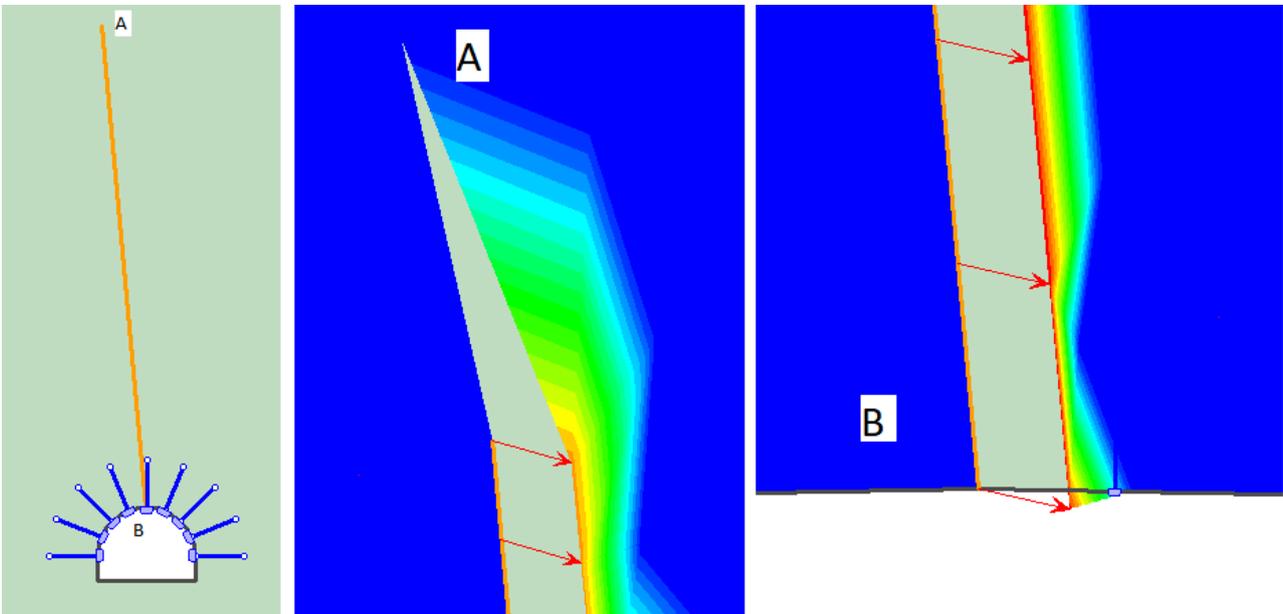


Figura 206 - Deformata nei punti A e B della frattura per una pressione idraulica = 0.185 MPa

Nella figura 206, si vuole solo sottolineare la deformata all'apice e all'estremo inferiore della frattura.

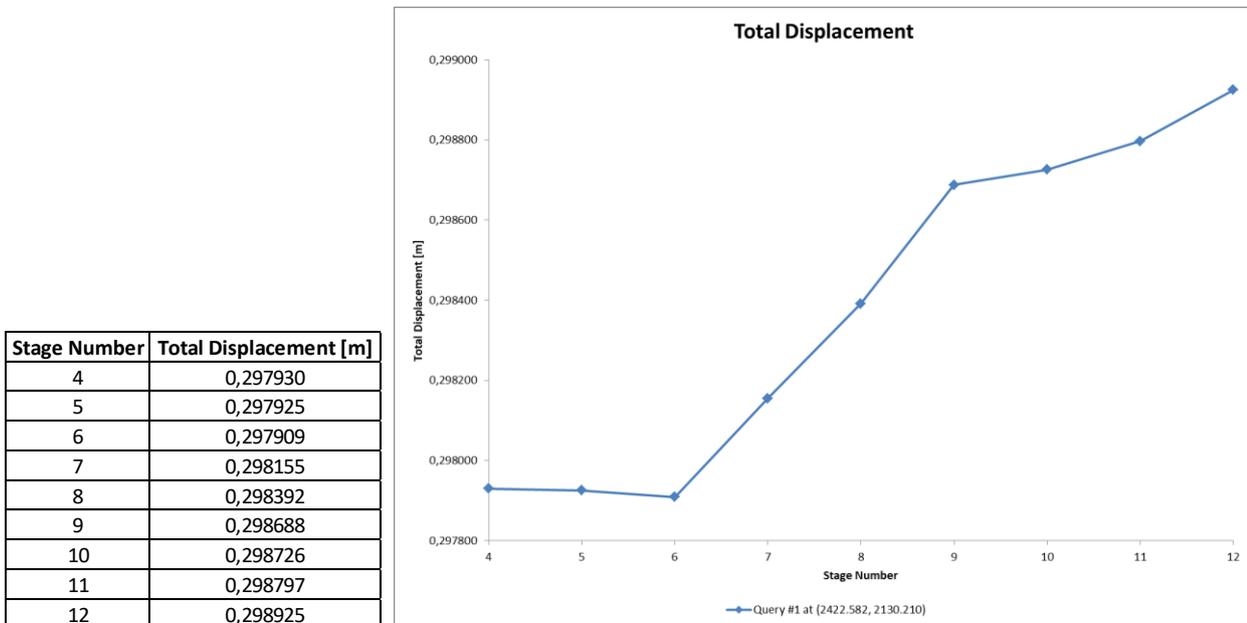


Figura 207-Campo degli spostamenti nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,336507
5	0,336511
6	0,336547
7	0,336864
8	0,337076
9	0,337323
10	0,337357
11	0,337412
12	0,337513

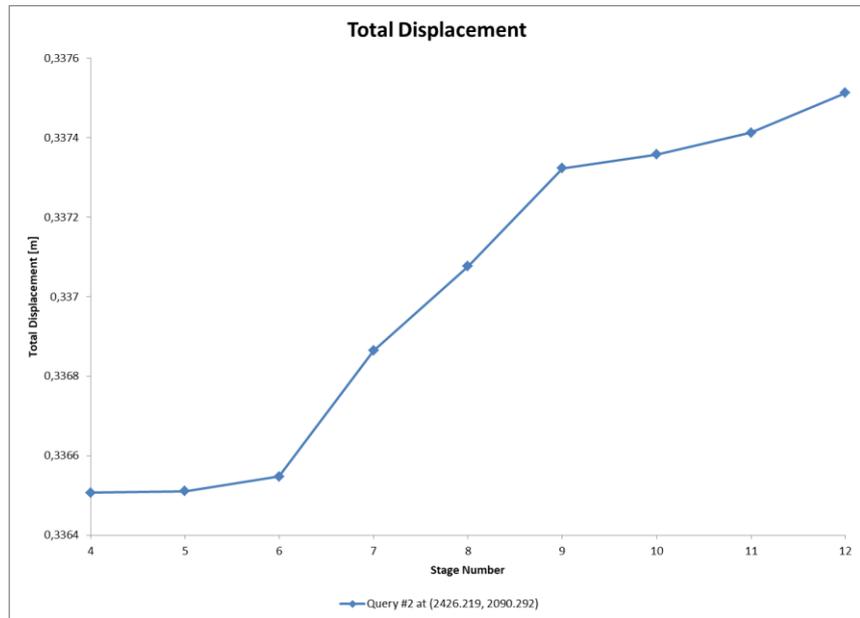


Figura 208 - Campo degli spostamenti nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Si ricordi che, il numero delle fasi in tabella e nei grafici (in ascissa) indicano i seguenti livelli di carico idrostatico:

- Fase 4: $u=0\text{kPa}$
- Fase 5: $u=12,5\text{kPa}$
- Fase 6: $u=50\text{kPa}$
- Fase 7: $u=125\text{kPa}$
- Fase 8: $u=150\text{kPa}$
- Fase 9: $u=175\text{kPa}$
- Fase 10: $u=180\text{kPa}$
- Fase 11: $u=185\text{kPa}$
- Fase 12: $u=193,75\text{kPa}$

C. FATTORE DI SICUREZZA

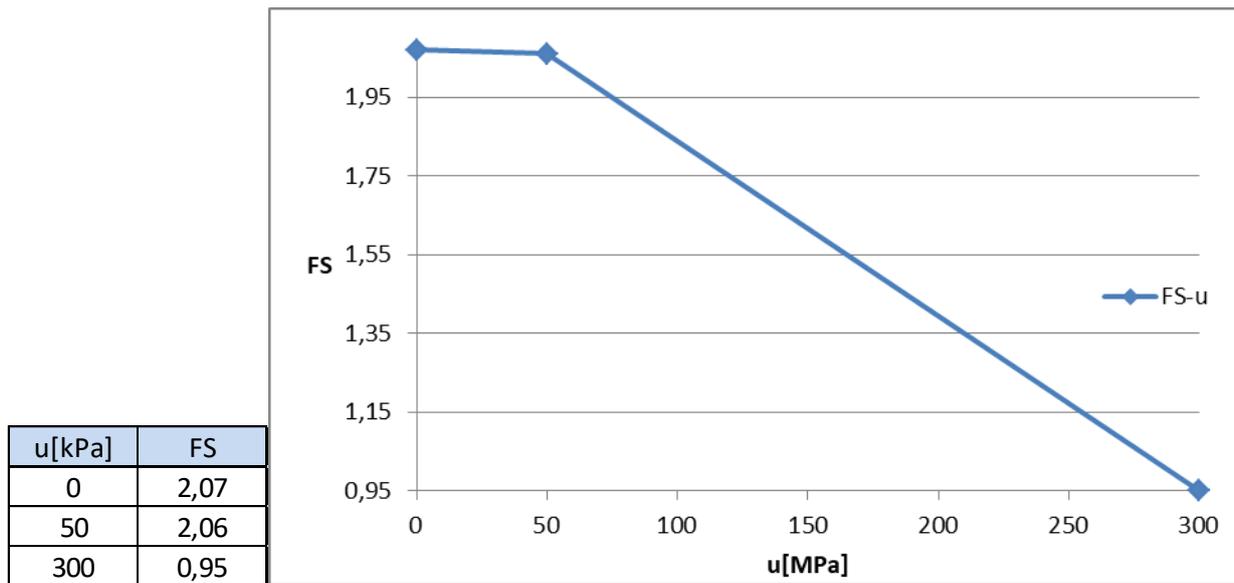


Figura 209 – Andamento del fattore di sicurezza all'aumentare della pressione idraulica

Si noti in Figura 209 come, rispetto al macro-scenario omologo con coesione, per la stessa pressione idraulica, pari a 300kPa, in questo caso si evidenzia un FS minore di 1. Dunque non si ha più stabilità e si ha il collasso della porzione di versante limitrofo alla frattura. Possiamo dunque stabilire che, per lo scenario ipotetico di versante avente una frattura di 40m e nel caso venga a mancare la resistenza coesiva (per cause climatiche, antropiche, ecc.), il versante roccioso non risulta stabile per lo scenario idraulico più gravoso appena analizzato. Per questa lunghezza della frattura, il versante risulta perciò sensibile alla variazione della spinta idraulica e dunque non si può affermare la stabilità del pendio.

Il concetto, come si è già detto precedentemente, è che se esiste un solo valore di pressione idraulica (tra l'intervallo ipotizzato e realistico) che possa causare l'instabilità, il versante risulta instabile. Si ricordi che l'obiettivo è indagare che esistono delle condizioni realistiche che possano causare l'instabilità del versante.

Interpretazione dei risultati riguardanti l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

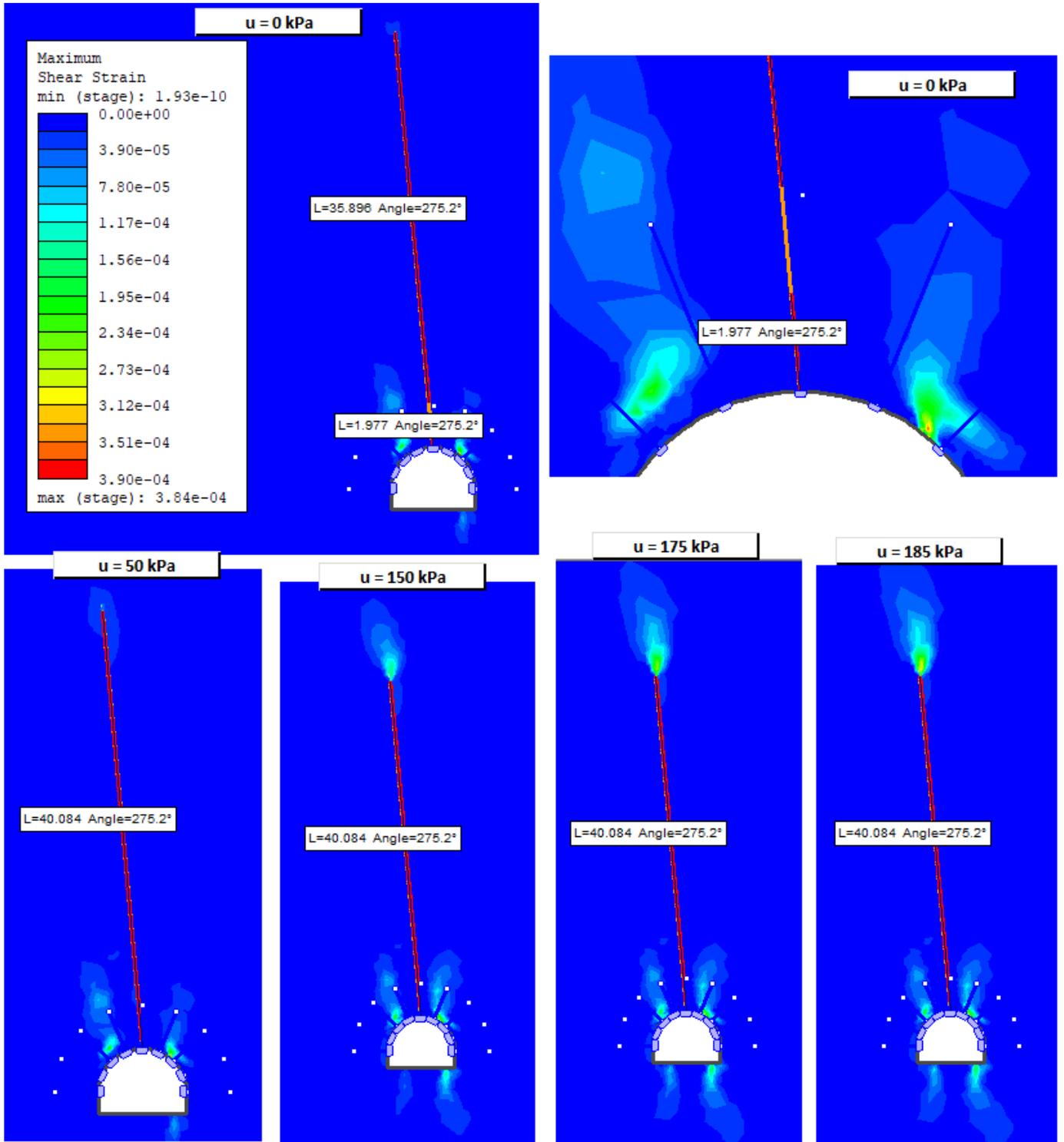


Figura 210 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio all'aumentare della spinta idraulica

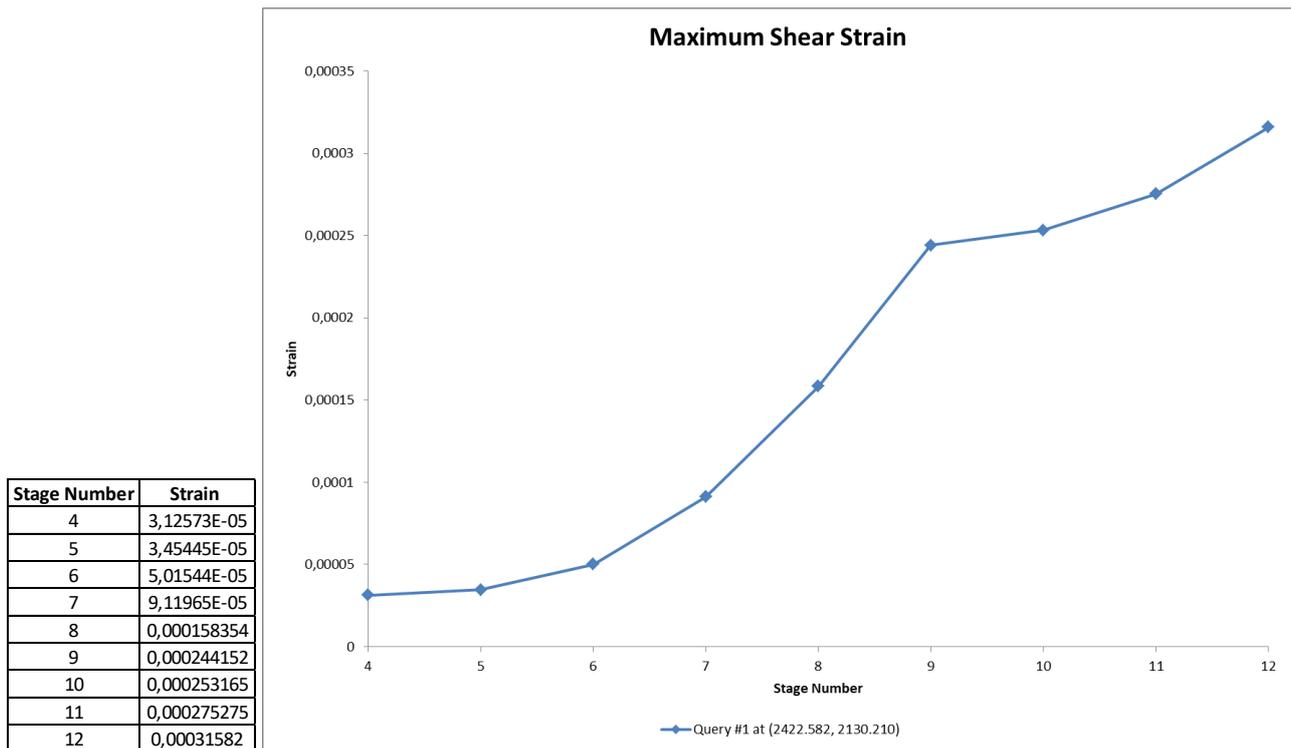


Figura 211 – Andamento della deformazione plastica all’apice della frattura all’aumentare della fase

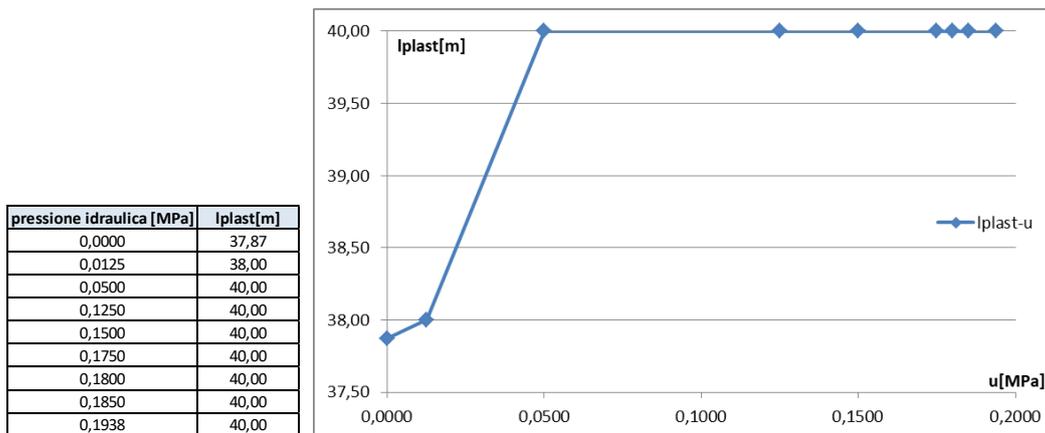


Figura 212 –Andamento dell’incremento della plasticizzazione della frattura all’aumentare della pressione idraulica

E’ importante ora studiare l’incremento della plasticizzazione della frattura e la massima deformazione al taglio che si instaura all’apice di essa (per indentificare il possibile sotto-scenario in cui può avvenire la probabile propagazione della frattura).

In riferimento alla figura 210-211-21, si studia la plasticizzazione della frattura e massima deformazione al taglio all’apice della frattura per :

- u=0kPa: già in condizioni di giunto asciutto, la frattura risulta già completamente plasticizzata (indice che l’assenza della coesione influisce per questo scenario previsionale). La lunghezza plastica è di 37,873m, ovvero il 95% della lunghezza totale della frattura. Nella figura si evidenzia la zona non plasticizzata (con lunghezza pari a 2,127m), in prossimità della galleria.
- u=50kPa: per questa condizione di spinta dell’acqua, si ha il 100% della plasticizzazione della frattura.

- $u=150\text{kPa}$: per questo incremento di carico idraulico, si inizia ad intravedere la massima deformazione al taglio in una zona concentrata dell'ammasso roccioso all'apice della frattura. Dato importante perché evidenzia la possibile propagazione della frattura (in accordo con quanto analizzato in Figura 201).
- $u=175\text{kPa}$: Si nota un incremento della zona con massima deformazione al taglio all'apice della frattura.
- $u=180\text{kPa}$: Si intravede un'ulteriore aumento della massima deformazione al taglio.

B. NORMAL STRESS

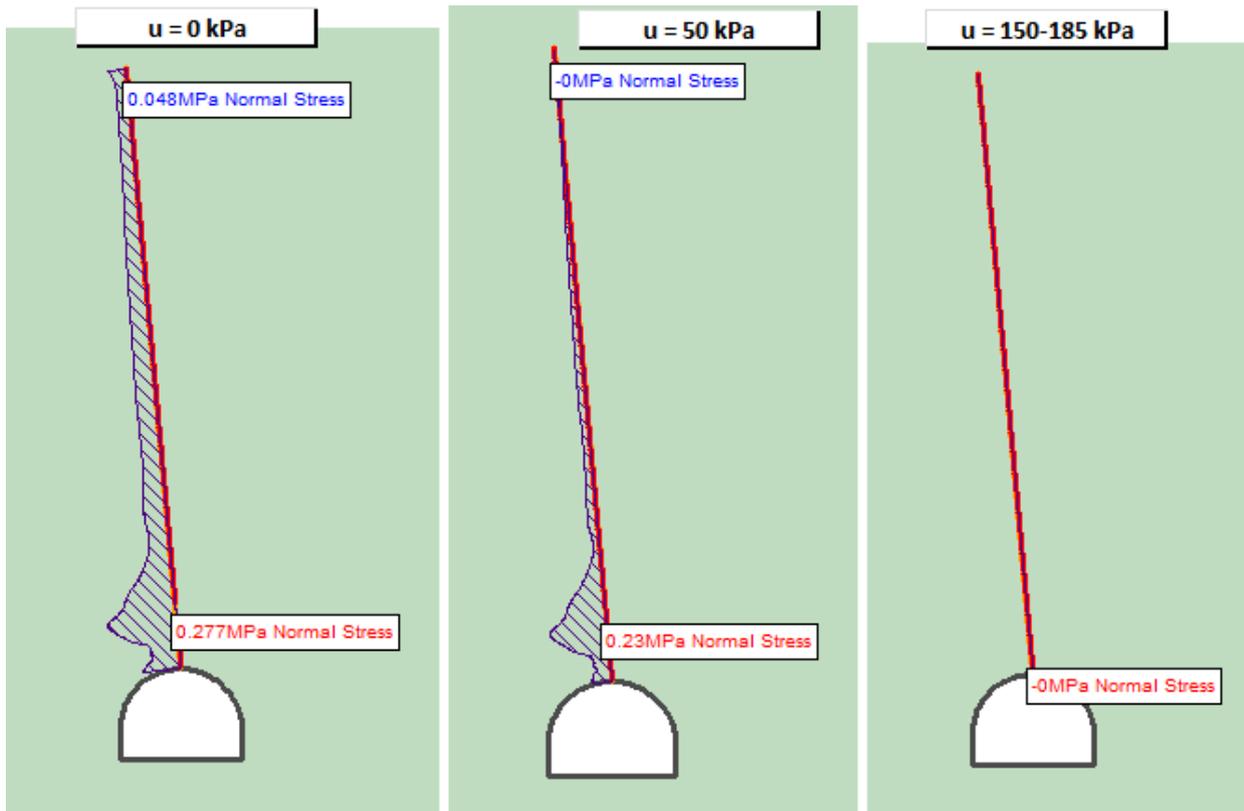


Figura 213 – Andamento dello sforzo normale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica

In riferimento alla figura 223, lo studio della distribuzione dello stato tensionale normale nel giunto all'aumentare del carico idraulico è il seguente:

- $u=0\text{kPa}$: In condizione di giunto asciutto, la frattura risulta sollecitata a compressione. Si evidenzia un andamento costante per quasi tutto il giunto, eccetto nella porzione di frattura non ancora plasticizzata, dove si raggiunge il valore massimo di $0,277\text{MPa}$. Questo tratto, essendo non ancora plasticizzato, conferisce maggior contributo resistente alla frattura. Le sollecitazioni si distribuiscono su tutta la frattura e maggiormente nella zona elastica (essendo più resistente).
- $u=50\text{kPa}$: In condizioni di giunto bagnato, si ha sempre compressione nel giunto con un punto di massimo vicino alla galleria di $0,23\text{MPa}$. Si noti come, all'apice della frattura, il giunto non sia più in compressione (ovvero, in quella zona non c'è più riserva di resistenza alla compressione). Si noti anche come non sia presente la trazione; il motivo è che si sta considerando lo scenario con assenza di coesione e assenza di resistenza a trazione del giunto: $c'=0\text{kPa}$, $\sigma_{t, res}=0\text{kPa}$.

- $u=150-185\text{kPa}$: Infine per questi carichi idraulici, non si registra più trazione perché la discontinuità ha esaurito la sua residua riserva di resistenza a compressione.

Per i livelli di carico idraulico intermedi a quelli sopra esposti non viene data una descrizione dell'andamento della sollecitazione normale sul giunto, dato che i loro andamenti (e i loro valori) erano del tutto simili ai casi di carico idraulico precedenti.

C. NORMAL DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

Normal Displacement

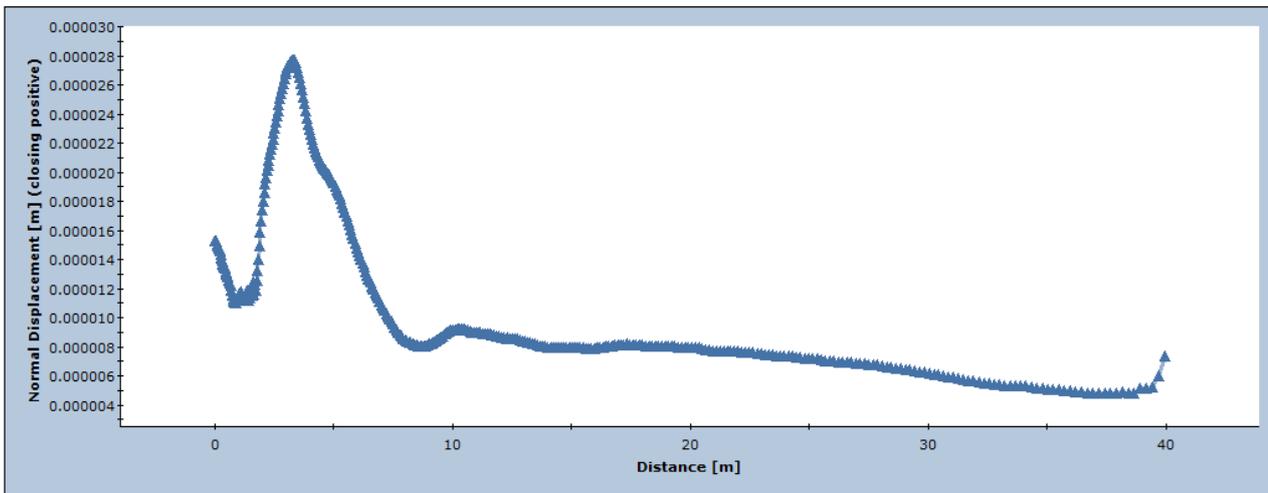


Figura 214 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$

Il grafico di figura 214 è in accordo con il diagramma relativo alla compressione. Si verifica un maggior avvicinamento delle due facce della discontinuità nella porzione vicino alla calotta della galleria, con un valore massimo di 0,028mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

Normal Displacement

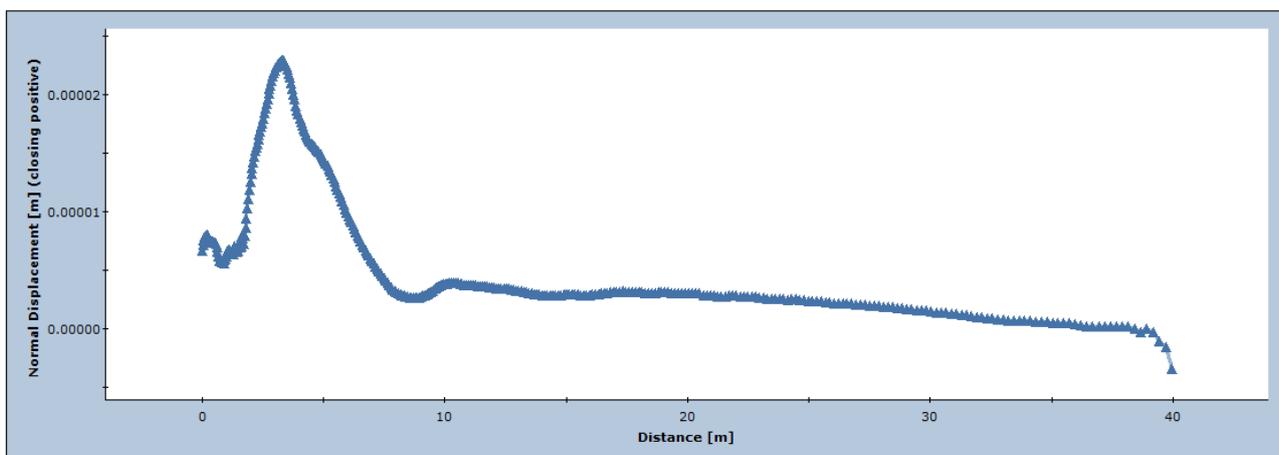


Figura 215 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=50\text{kPa}$

Stesso andamento rispetto a quello analizzato precedentemente. Si verifica sempre un avvicinamento delle due facce della stessa entità del caso visto in condizione di giunto asciutto (figura 215).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

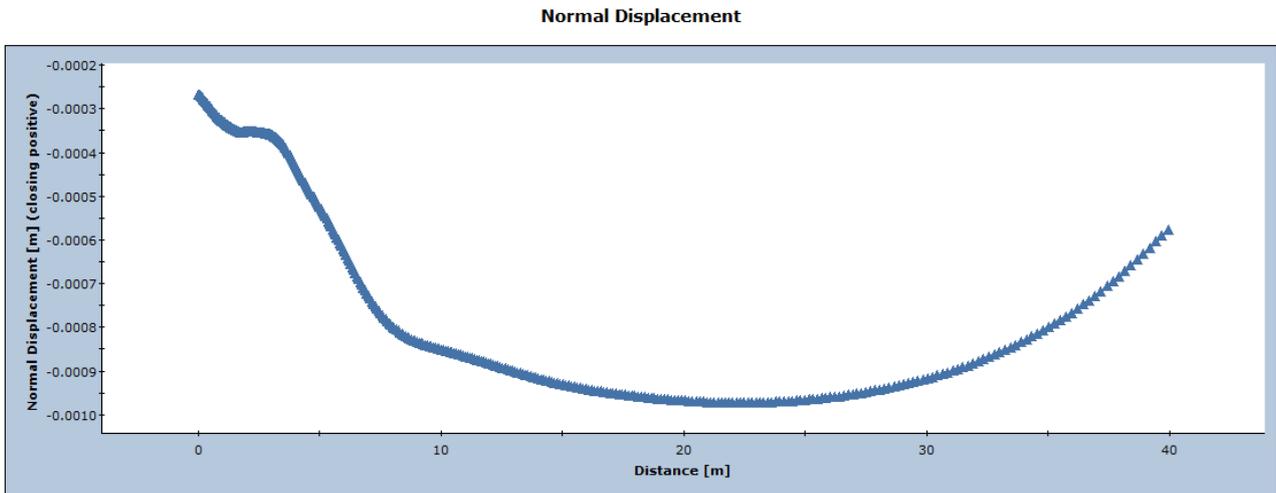


Figura 216 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=150\text{kPa}$

Come mostrato in figura 216, lo scorrimento delle due facce della discontinuità produce anche un allontanamento di esse. Non essendoci resistenza a trazione (dalle ipotesi di questo macro-scenario), come è mostrato in Figura 213, le facce del giunto sono libere di allontanarsi. Si registra un valore massimo di allontanamento, a metà giunto, di circa 1 mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

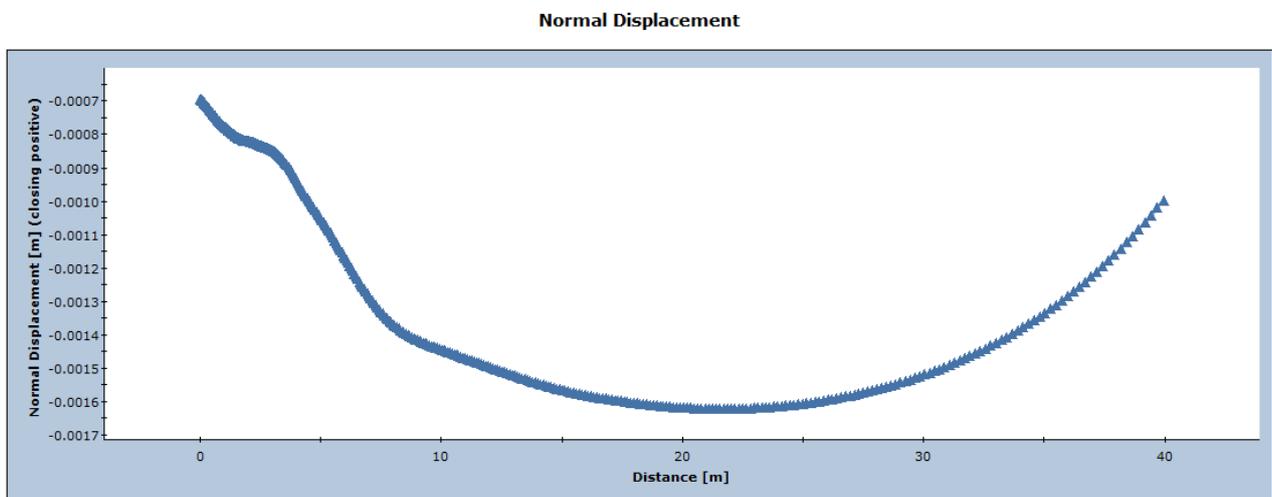


Figura 217 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=185\text{kPa}$

Come mostrato in figura 216, le due facce continuano ad allontanarsi fino a raggiungere un valore massimo di 1,6mm a metà giunto.

A. SHEAR STRESS

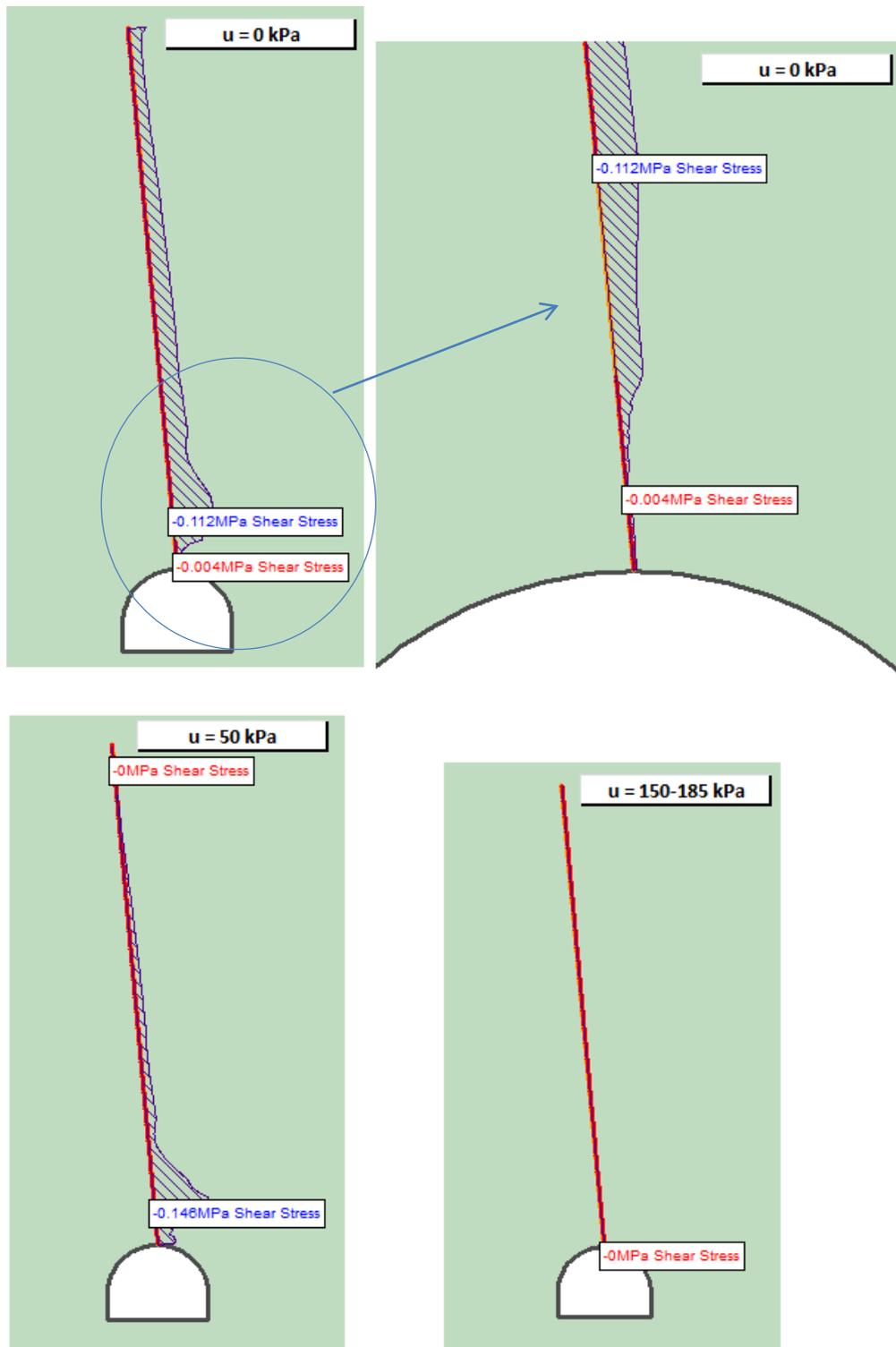


Figura 218 – Andamento dello sollecitazione tangenziale nella frattura all'aumentare della pressione idraulica

In riferimento alla figura 218, lo studio della distribuzione della tensione tangenziale nel giunto all'aumentare della sollecitazione idraulica è la seguente:

- $u=0\text{kPa}$: tensione tangenziale agente su tutto il giunto. Il valore massimo registrato è 112kPa.
- $u=50\text{kPa}$: tensione tangenziale agente su tutto il giunto. Il valore massimo registrato è 146kPa.
- $u=150-185\text{kPa}$: tensione tangenziale assente su tutto il giunto.

B. SHEAR DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

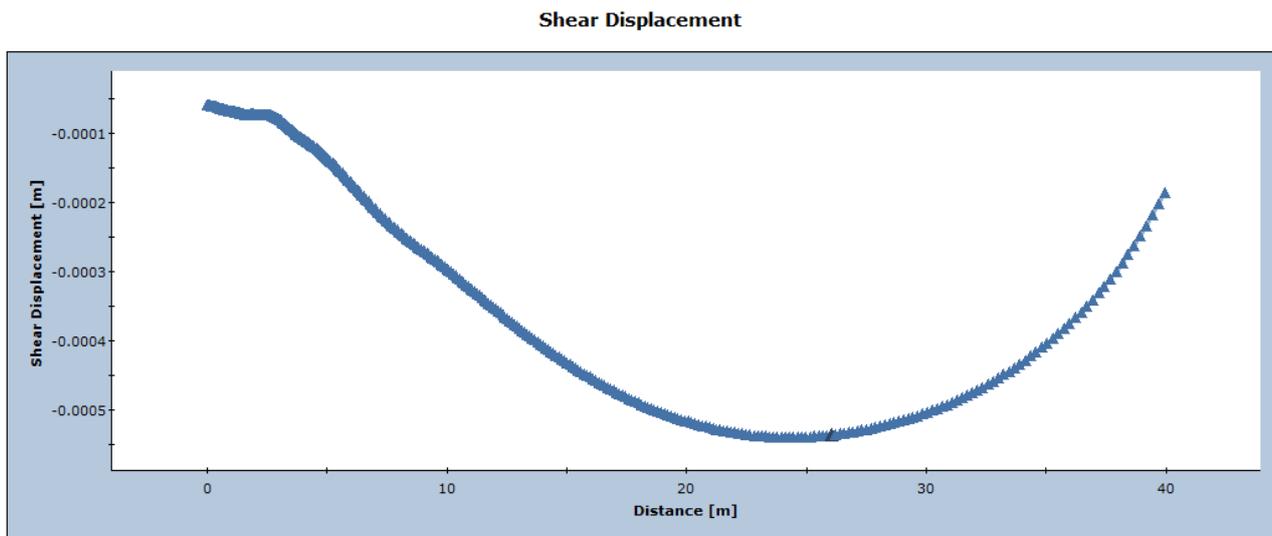


Figura 219 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=0\text{kPa}$

Dal diagramma di figura 219, si evidenzia un andamento parabolico, con un punto di massimo mezzo millimetro a 25m rispetto alla calotta della galleria. Lo scorrimento è diretto verso il basso su tutto il giunto. L'ordine di grandezza è 10^{-4}m .

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

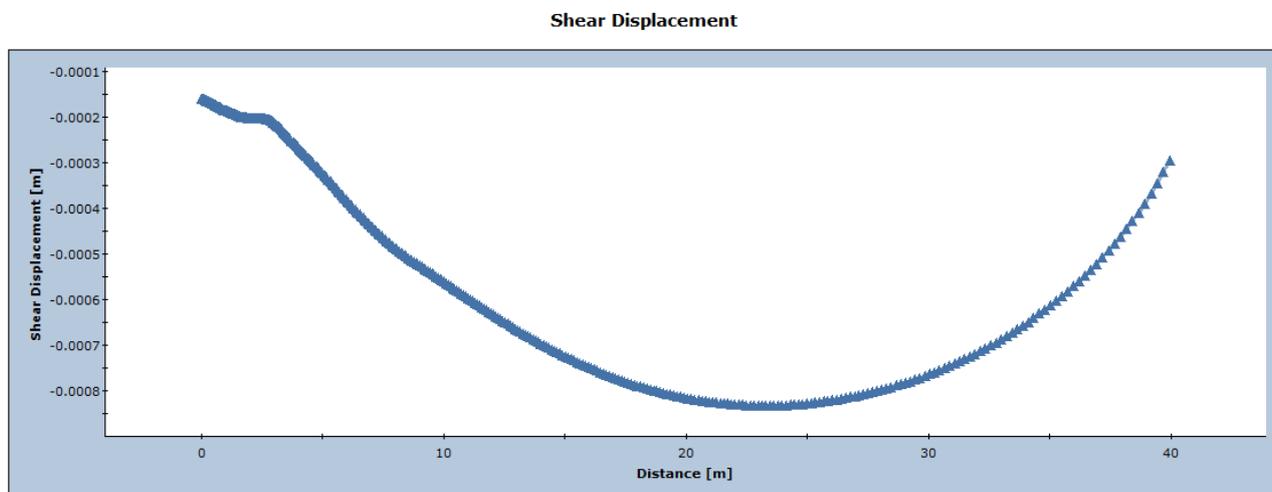


Figura 220 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=50\text{kPa}$

Con la presenza di acqua nel giunto tale da produrre 50kPa nel giunto, l'andamento è del tutto analogo a quello visto in precedenza ma più traslato verso il basso (ovvero, avviene un maggior scorrimento rispetto al caso visto prima). Il punto di massimo quasi 1mm e l'ordine di grandezza è di 10^{-3} m (figura 220).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 150 kPa:**

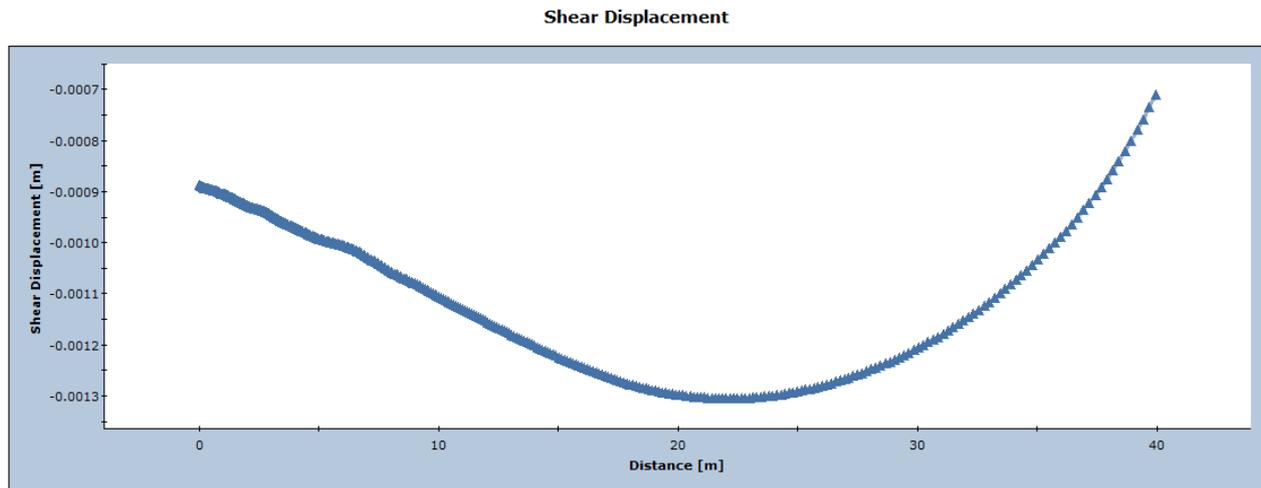


Figura 221 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=150$ kPa

Come di evidenza in figura 221, lo scorrimento è sempre diretto verso il basso. I valori assunti sono più considerevoli: si registra un punto di massimo di 1,3mm e gli estremi del giunto scorrono di 0,9mm e 0,7mm verso il basso (prendendo come riferimento la porzione di ammasso roccioso situata a destra rispetto alla posizione del giunto).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 185 kPa:**

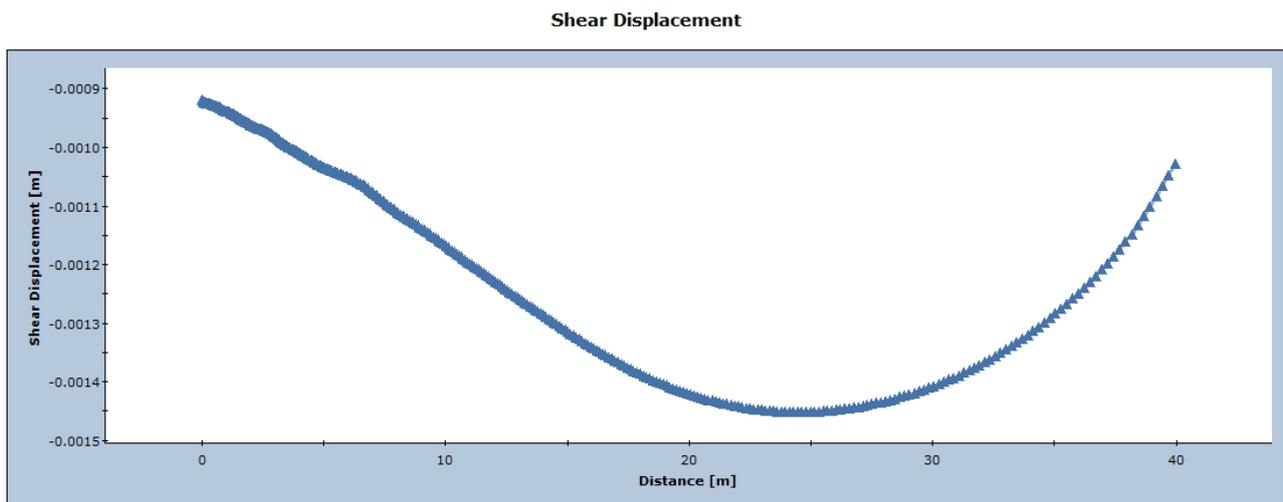


Figura 222 – Andamento degli spostamenti tangenziali nella frattura per $u=185$ kPa

Come di evidenza in figura 222, l'andamento è del tutto analogo a quello visto prima. Si evidenzia un aumento dello scorrimento nel giunto, in particolare, negli estremi si registrano spostamenti di 0,9mm e 1mm. Il punto di massimo raggiunge quasi 1,5mm. L'ordine di grandezza è di 10^{-3} m.

4.4.2.3. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85,35m

Gli ultimi macro-scenari sono quelli relativi ad una lunghezza massima della frattura di 85,35 metri, che corrisponde all'affioramento sul versante (Figura 223).

Gli scenari sono:

- 5) Lunghezza della frattura pari a 85,35 metri, presenza di coesione ($c'=536\text{kPa}$)
 - a) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - b) Pressione idraulica nel giunto di 0.0125MPa
 - c) Pressione idraulica nel giunto di 0.025MPa
 - d) Pressione idraulica nel giunto di 0.0375MPa
 - e) Pressione idraulica nel giunto di 0.05MPa
 - f) Pressione idraulica nel giunto di 0.0875MPa
- 6) Lunghezza della frattura pari a 85,35 metri, assenza di coesione ($c'=0\text{kPa}$)
 - g) Assenza di pressione idraulica nel giunto
 - h) Pressione idraulica nel giunto di 0.0125MPa
 - i) Pressione idraulica nel giunto di 0.025MPa
 - j) Pressione idraulica nel giunto di 0.0375MPa
 - k) Pressione idraulica nel giunto di 0.5MPa
 - l) Pressione idraulica nel giunto di 0.0875MPa

Si considera $u=87,5\text{kPa}$ come valore soglia, dato che identifica un fattore di sicurezza nell'intorno di 1 sia per lo scenario 5 che per lo scenario 6.

In questo scenario del tutto previsionale (in quanto non risulta nessun evidenza della frattura in superficie, dalle indagini eseguite sul sito), si vuole studiare il caso in cui tale frattura potesse, in futuro, evolvere in questa situazione estrema. Dunque, studiando questo caso, si può affermare lo stato di sicurezza del versante nella condizione più sfavorevole. Si ricordi che è importante, per un'analisi di stabilità, studiare tutte le casistiche, anche quelle estreme e meno probabili (come in questo caso).

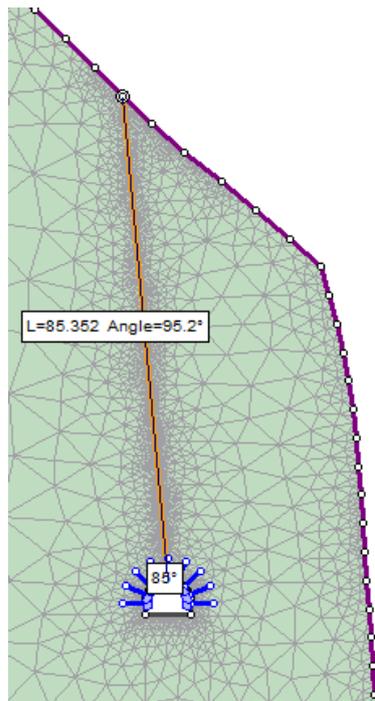


Figura 223-Zoom della lunghezza massima estendibile della frattura L=85,35m (caso estremo)

4.4.2.3.1. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85.35m, COESIONE = 536kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa -0.0125 MPa -0.025 MPa -0.0375 MPa - 0.5 MPa - 0.0875 MPa

Si consideri il caso sia presente la componente resistente dovuta alla coesione nel giunto in esame.

Interpretazione dei risultati riguardante l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

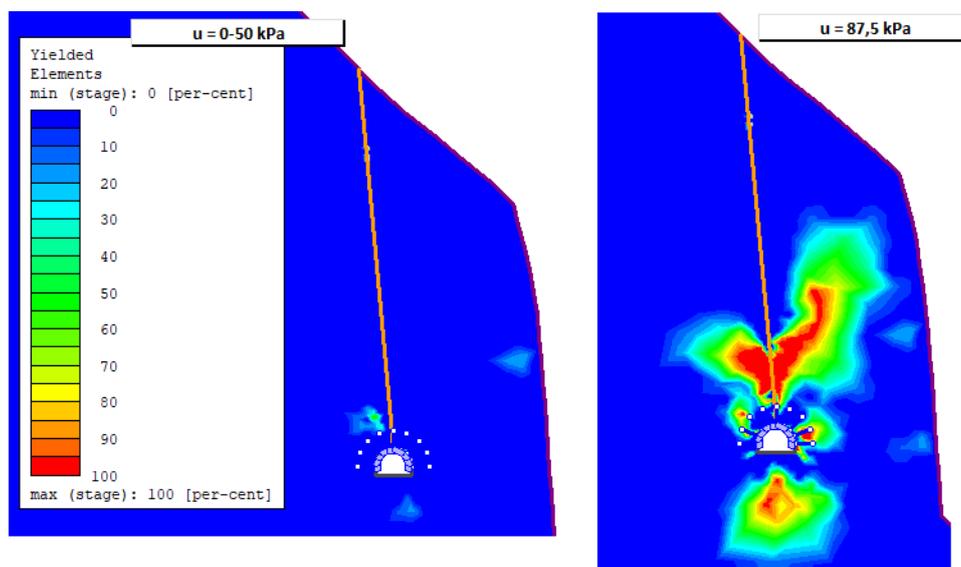


Figura 224 – Zona plastica nell'ammasso roccioso per u=0-50kPa e u=87,5kPa

Si può quindi notare dalla figura 224, che per un aumento della pressione idraulica fino a 50 kPa, non si evidenziano sostanziali differenze, sia nella frattura che nell'ammasso roccioso. Mentre per una pressione corrispondente a 87,5kPa, si ha plasticizzazione sia intorno alla frattura che nella porzione di ammasso roccioso sotto la galleria. Questo caso è già di per sé preoccupante, in quanto si notano le due zone plastiche che si estendono a sinistra e a destra rispetto alla frattura.

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

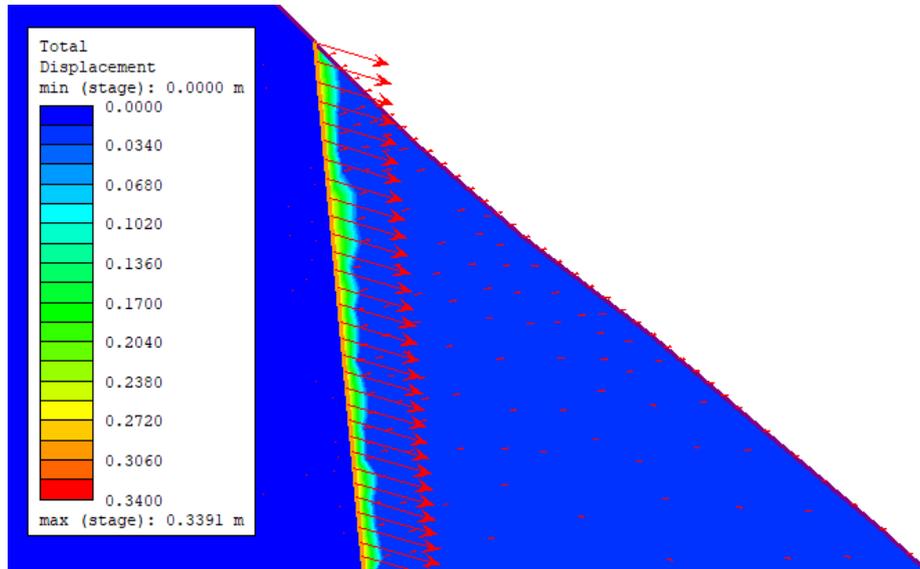


Figura 225 – Deformata corrispondente alla fase con $u=87,5\text{kPa}$

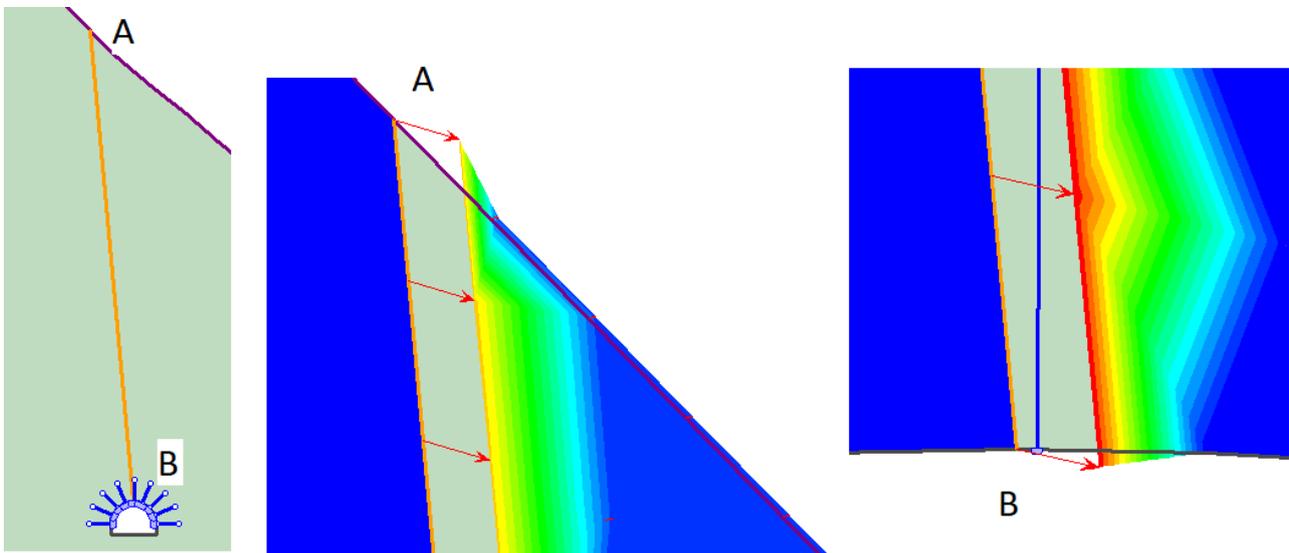


Figura 226 – Zoom dell'apertura della frattura nei punti A e B

Stage Number	Total Displacement [m]
4	8,04559E-06
5	8,47663E-06
6	8,91742E-06
7	9,30672E-06
8	9,71998E-06
9	0,000971523

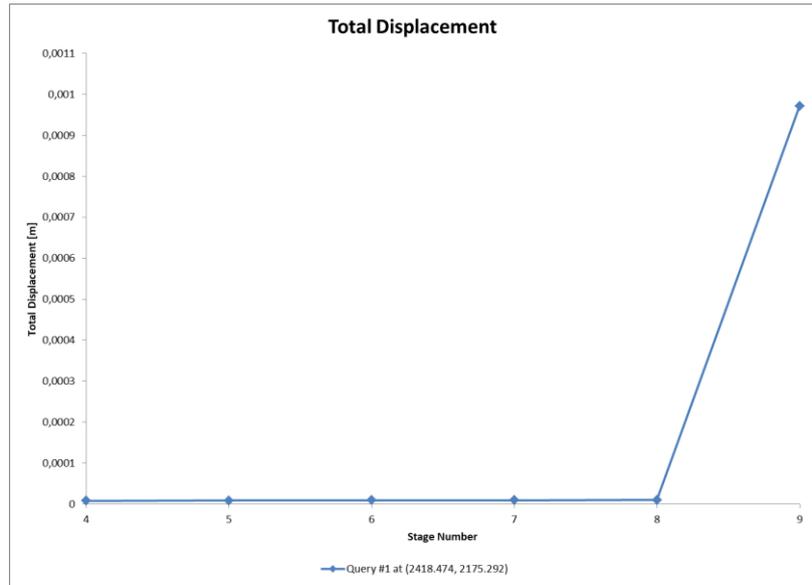


Figura 227 – Andamento degli spostamenti totali nel punto A della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,336062
5	0,336064
6	0,336065
7	0,336066
8	0,336067
9	0,339101

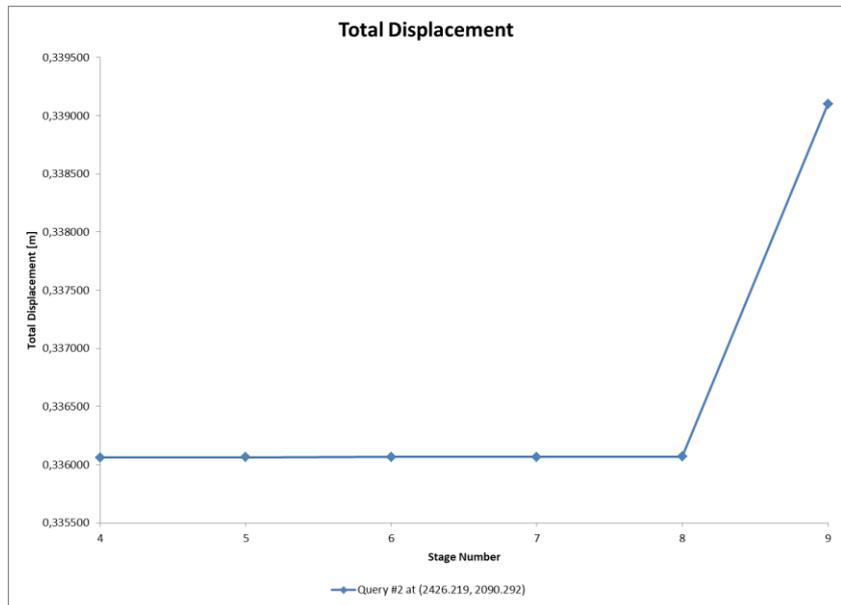


Figura 228 – Andamento degli spostamenti totali nel punto B della frattura all'aumentare della pressione idraulica

Si ricordi che, il numero delle fasi in tabella e nei grafici (in ascissa) indicano i seguenti livelli di carico idrostatico:

- Fase 4: $u=0\text{kPa}$
- Fase 5: $u=12,5\text{kPa}$
- Fase 6: $u=25\text{kPa}$
- Fase 7: $u=37,5\text{kPa}$
- Fase 8: $u=50\text{kPa}$
- Fase 9: $u=87,5\text{kPa}$

C. FATTORE DI SICUREZZA

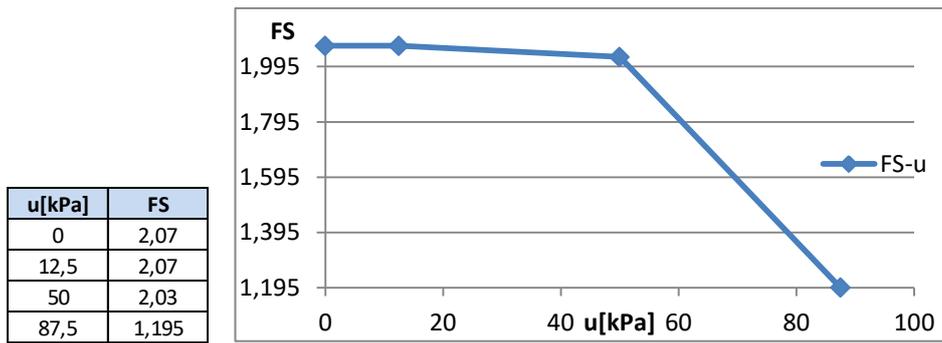


Figura 229 – Andamento del fattore di sicurezza all’augmentare della pressione idraulica

Come si può dedurre dalla figura 229, per un livello di pressione di 87,5kPa si ha un abbattimento del fattore di sicurezza, che si avvicina all’unità. Si può dunque affermare che la pressione critica che genera l’instabilità del versante, per una lunghezza della frattura di 85,35m, è poco maggiore di 87,5kPa. Inoltre si può stabilire che, in queste condizioni estreme, il versante risulta sensibilissimo alla presenza dell’acqua (basti guardare l’ordine di grandezza della pressione idraulica, che è nettamente inferiore a quanto visto nei macro scenari precedenti).

La pressione di 87,5kPa è la pressione idrostatica che si genera nell’acqua ad una profondità di 8,75m, dunque molto piccola rispetto alla lunghezza della frattura.

Interpretazione dei risultati riguardante la frattura ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA’ DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE AL TAGLIO

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

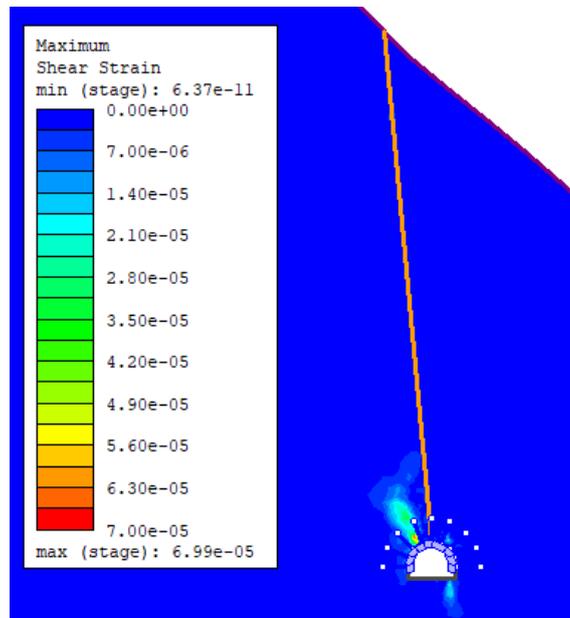


Figura 230 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per u=0kPa

Come si può notare dalla figura 230, in condizioni di giunto asciutto, non si ha ne plasticizzazione della discontinuità e ne formazione di zone con la massima deformazione al taglio in prossimità della frattura.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

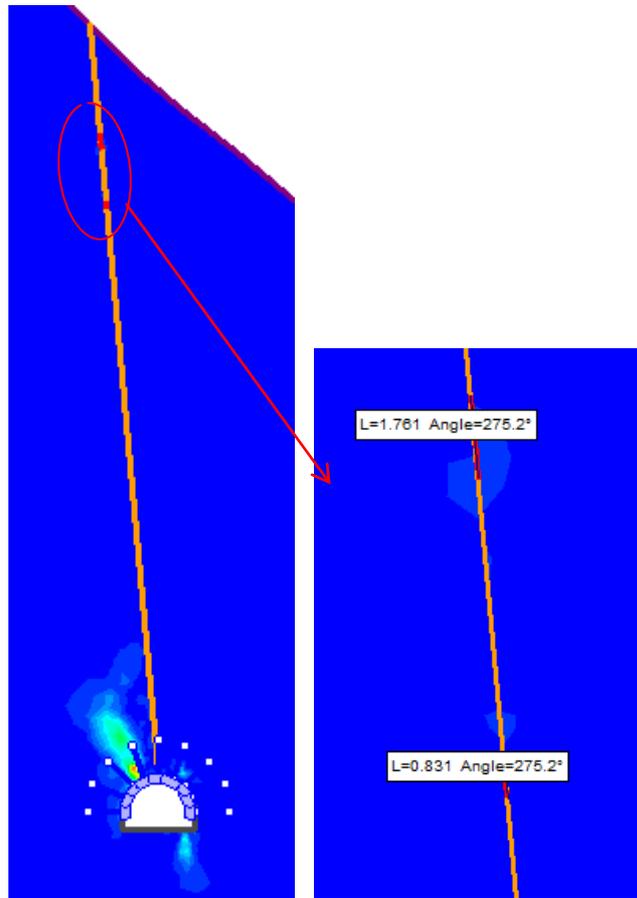


Figura 231 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per $u=50\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 231, si nota la formazione di 2 piccoli tratti plasticizzati per questo livello tensionale, di 0,831m e 1,761m, con la formazione di zone di massima deformazione al taglio in corrispondenza di essi.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0.0875 kPa:**

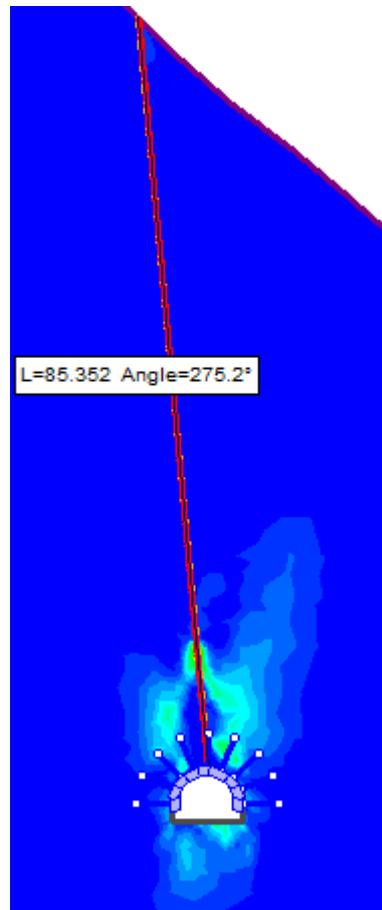


Figura 232 - Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio per $u=87,5\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 232, per quest'ultima pressione interstiziale, si ha la completa plasticizzazione del giunto con la massima deformazione al taglio in corrispondenza della porzione inferiore della frattura.

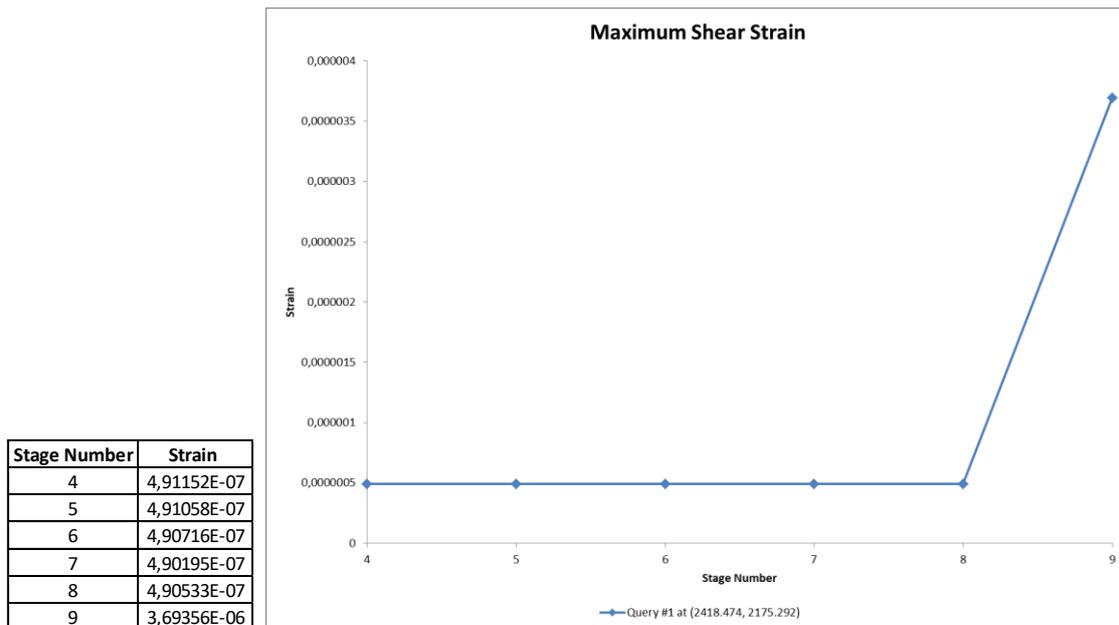


Figura 233 – Andamento della massima deformazione al taglio all’apice della frattura

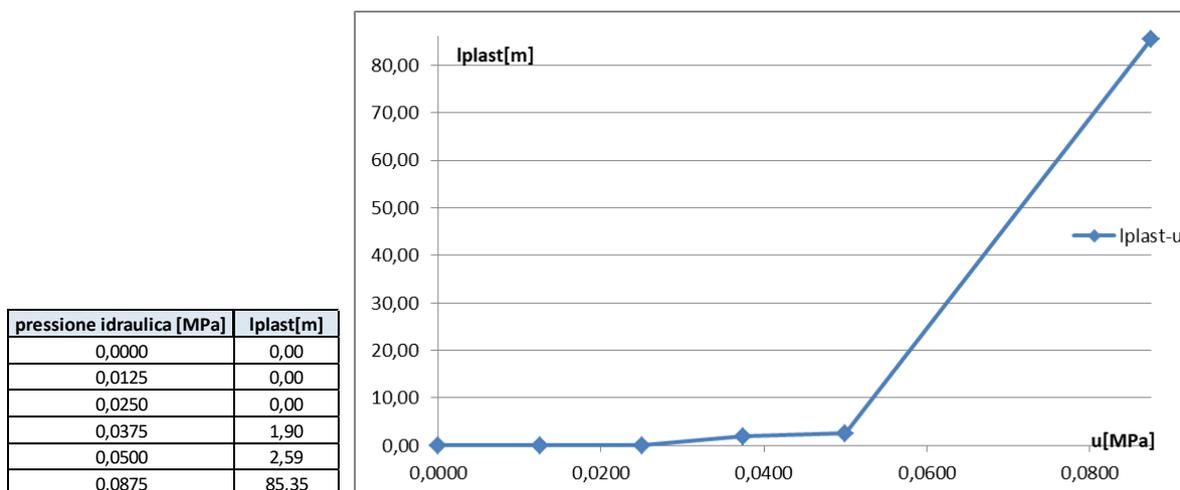


Figura 234 – Andamento della plasticizzazione della frattura all’aumentare della u[MPa]

Come si può notare dai grafici in figura 234, si ha uno notevole incremento della deformazione al taglio e della plasticizzazione della discontinuità nell’ultima fase analizzata (corrispondente ad $u=87,5\text{kPa}$).

B. NORMAL STRESS

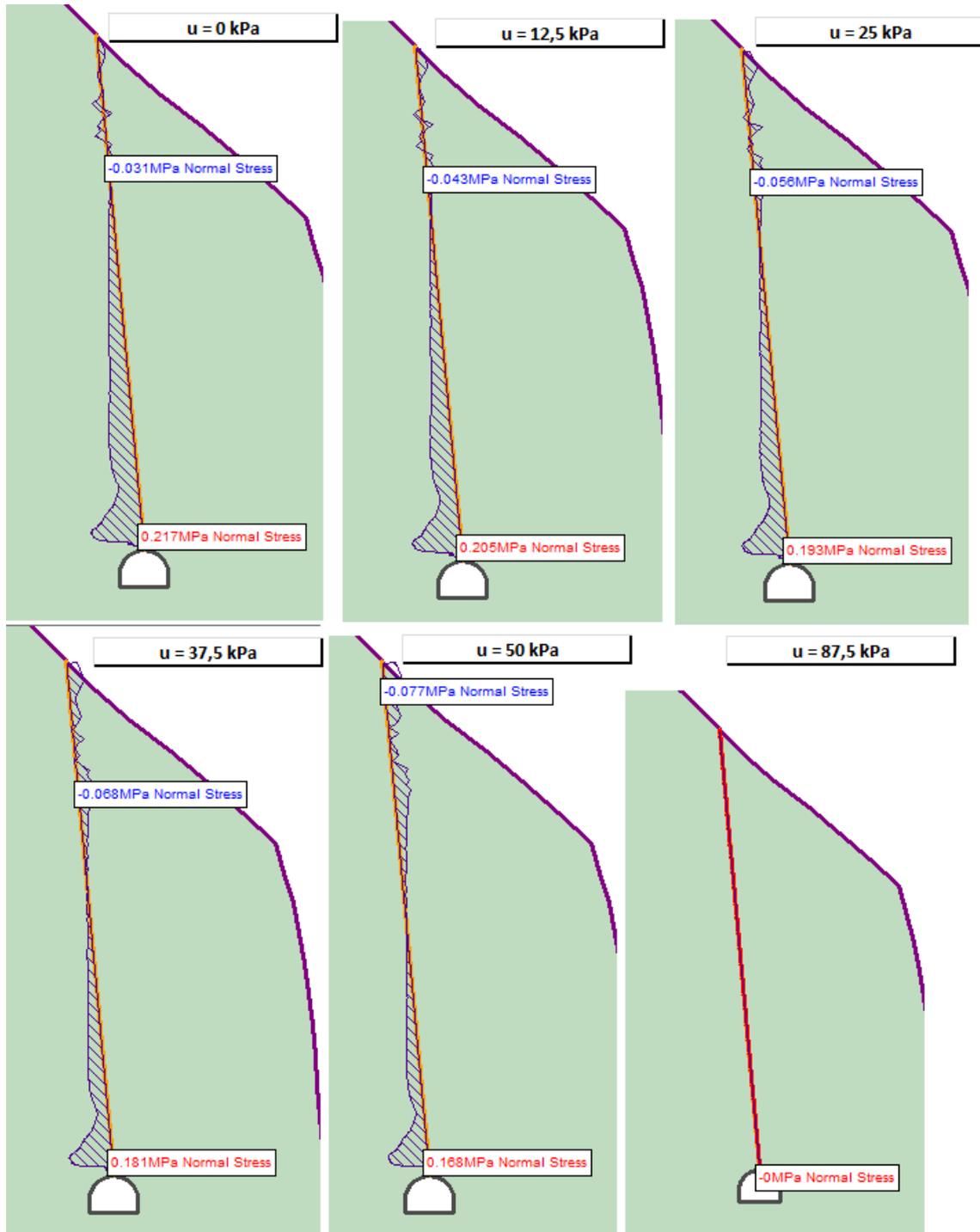


Figura 235 – Andamento della tensione normale all'aumentare della pressione idraulica

In riferimento alla figura 235, l'andamento dello stato tensionale nel giunto al variare della pressione interstiziale è il seguente:

- $u=0\text{kPa}$: si evidenzia uno stato tensionale di compressione su quasi tutta la lunghezza del giunto, con un valore massimo di $0,217\text{MPa}$ in prossimità della calotta della galleria. Verso la superficie, si

evidenzia invece una riduzione della compressione fino ad avere uno stato tensionale di trazione in corrispondenza della superficie. Il valore massimo registrato di tensione di trazione è $-0,031\text{MPa}$ (minore della resistenza a trazione del giunto: $\sigma_t = -0,086\text{MPa}$).

- $u=12,5\text{kPa}$: per questa pressione interstiziale, l'andamento è del tutto identico a quello visto prima, cambiano solo i valori massimi di trazione e di compressione che sono rispettivamente di $-0,043\text{MPa}$ e $+0,205\text{MPa}$. Il giunto si presenta ancora in campo elastico.
- $u=25\text{kPa}$: in questa entità di carico, vi è una estensione della trazione nel giunto, per una lunghezza, dal vertice della frattura, di circa 30m . I valori massimi di trazione e di compressione registrati sono rispettivamente di $-0,056\text{MPa}$ e $0,193\text{MPa}$.
- $u=37,5\text{kPa}$: incrementando il carico interstiziale di soli $12,5\text{kPa}$ rispetto al caso visto prima, si ha un'ulteriore estensione della lunghezza con stato tensionale di trazione (circa 7 metri in più) rispetto al caso con $u=25\text{kPa}$. I valori massimi di compressione e di trazione variano anch'essi rispetto al caso visto prima: di $1,2\text{kPa}$ in più per la trazione e di 12kPa in meno per la compressione.
- $u=50\text{kPa}$: in questa fase, l'andamento della trazione continua ad aumentare, dominando metà lunghezza della frattura. I valori massimi di trazione e compressione si attestano a -77kPa per la compressione e 168kPa per la trazione. Si ricordi che questa è la fase che determina l'inizio della plasticizzazione della frattura, in particolare con la formazione di due tratti aventi lunghezza di: $1,761\text{m}$ e $0,831\text{m}$.
- $u=87,5\text{kPa}$: in quest'ultima fase si ha la completa plasticizzazione della frattura. Non si riscontrano più ne valori di compressione e ne valori di trazione, perché il giunto ha esaurito le sue riserve di resistenza sia alla compressione che alla trazione. In quest'ultima condizione di carico, il giunto risulta aperto, come verrà evidenziato nel seguito.

C. NORMAL DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

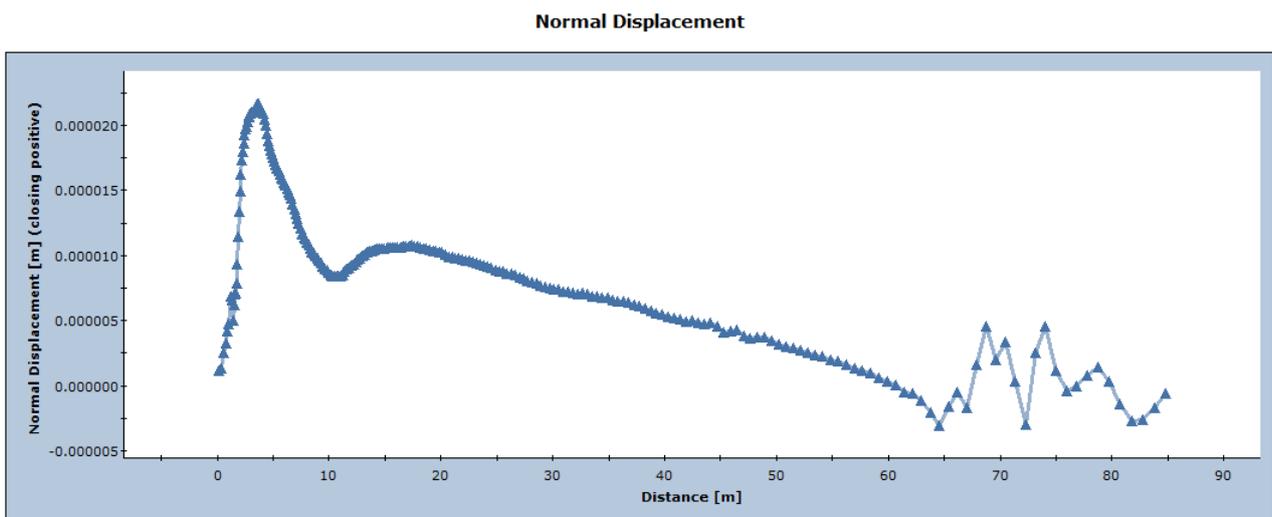


Figura 236 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=0\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 236, l'andamento è in accordo con quello relativo alla tensione di compressione per $u=0\text{kPa}$. Si evidenzia un avvicinamento delle due facce della frattura per quasi tutta la

sua lunghezza, ad eccezione della parte della discontinuità limitrofa alla superficie (ovvero, dove vige la trazione). Il punto di massimo si ha in corrispondenza della calotta della galleria, con un valore pari a 0,02mm. L'ordine di grandezza è di 10^{-5} m, quindi si può affermare che l'avvicinamento è del tutto trascurabile in condizioni di giunto asciutto.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 12.5 kPa:**

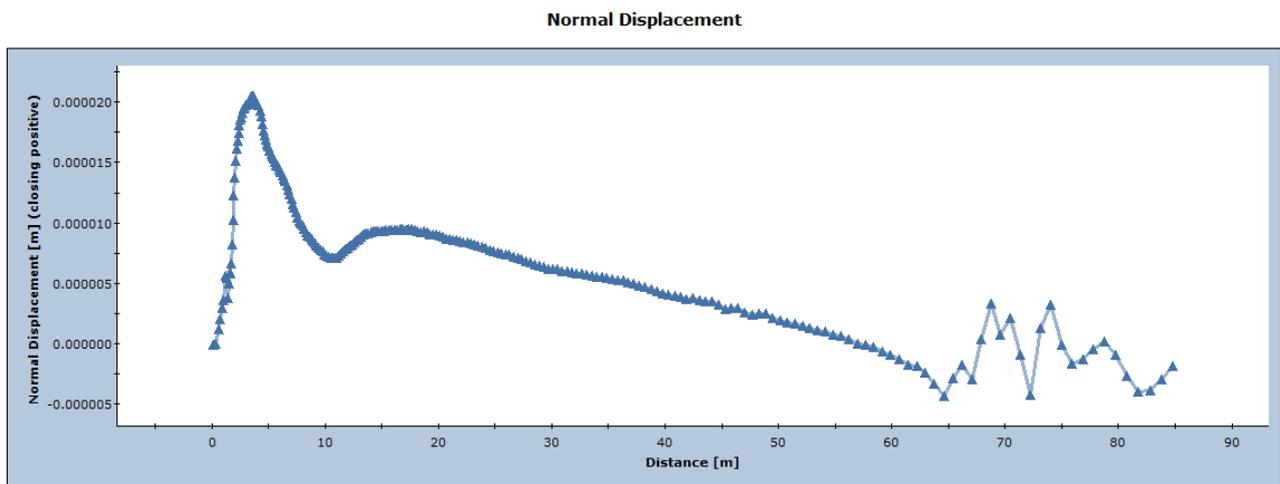


Figura 237 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=12,5$ kPa

Come si può notare dalla figura 237, si ottiene la stessa interpretazione descritta precedentemente. Si ha sempre un avvicinamento delle due facce del giunto fino a circa 60 metri dalla calotta della galleria e un allontanamento nella restante parte limitrofa alla superficie.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 25 kPa:**

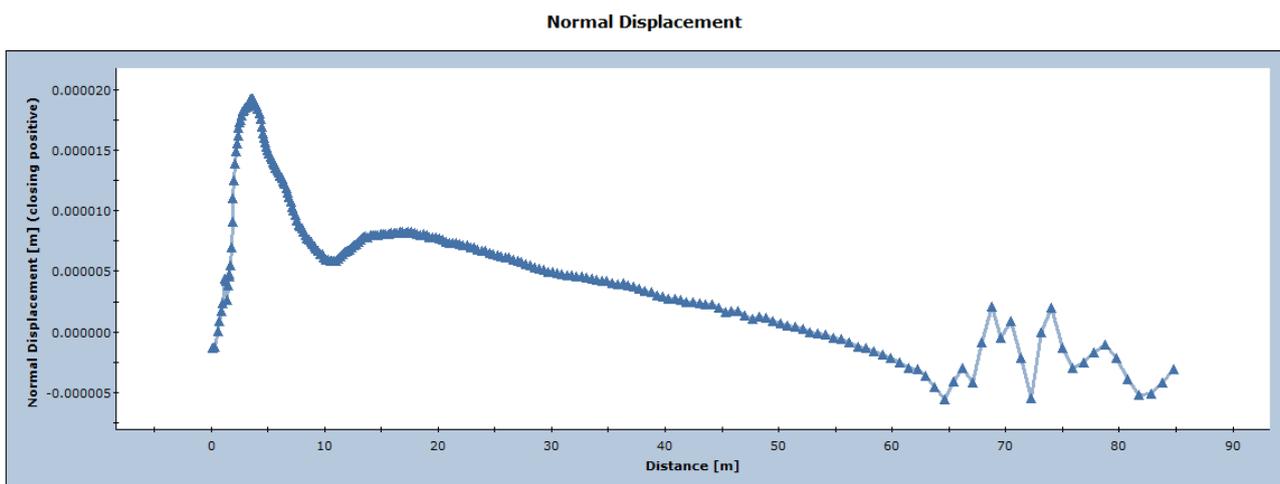


Figura 238 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=25$ kPa

Come si può notare dalla figura 238, si ottiene la stessa interpretazione descritta per $u=0$ kPa. Non vi sono sostanziali differenze.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 37.5 kPa:**

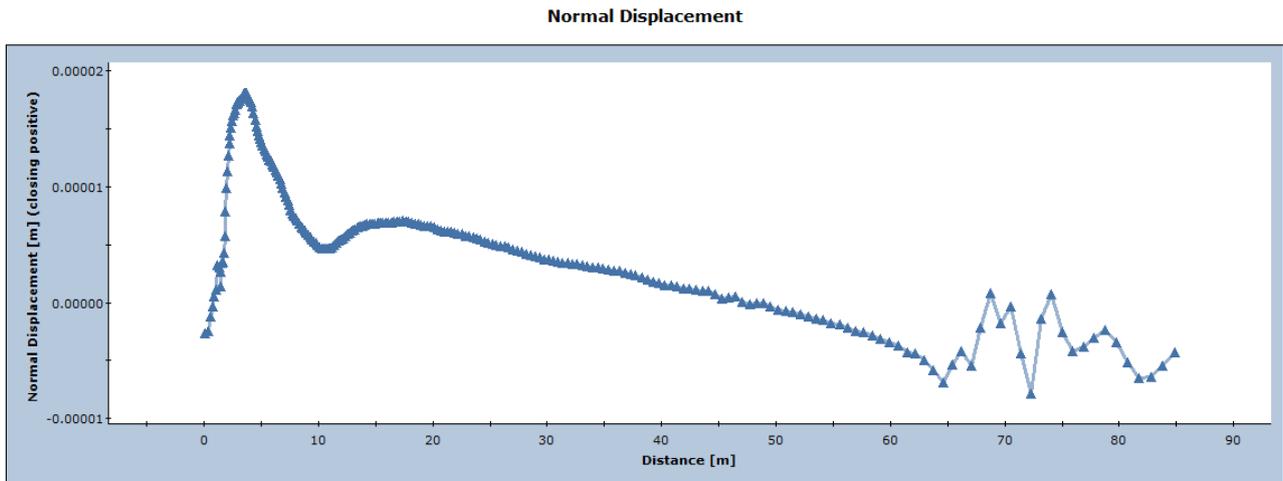


Figura 239 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=37,5\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 239, anche in questo caso non vi sono sostanziali differenze rispetto alla condizione di giunto asciutto ($u=0\text{kPa}$).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

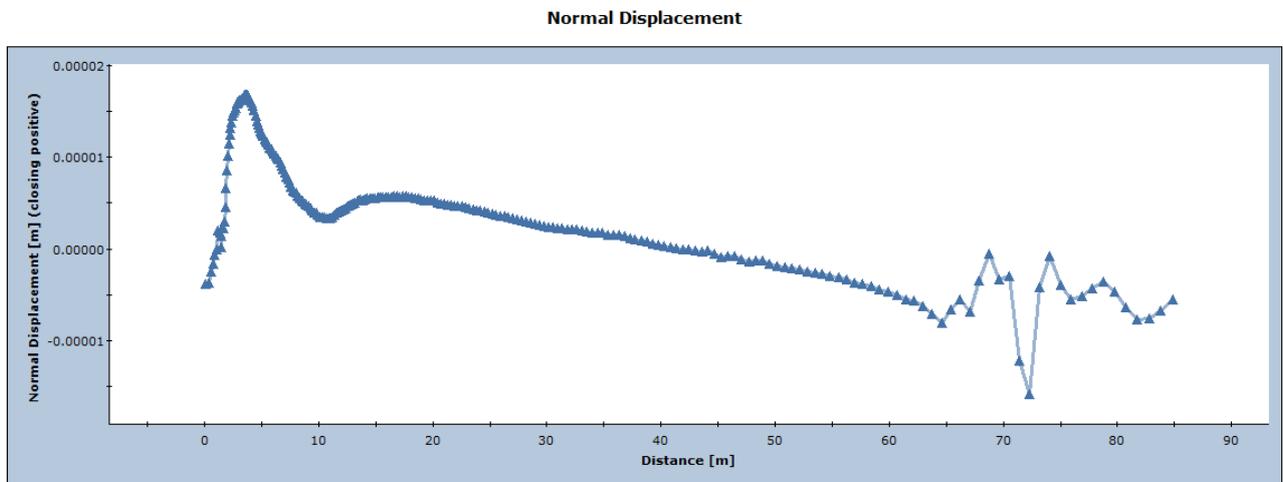


Figura 240 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=50\text{kPa}$

Come si può notare dalla figura 240, si ottiene lo stesso andamento visto precedentemente, vi un aumento dell'allontanamento delle due facce della discontinuità nella parte adiacente alla superficie esterna, con un valore massimo di 0,01mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 87.5 kPa:**

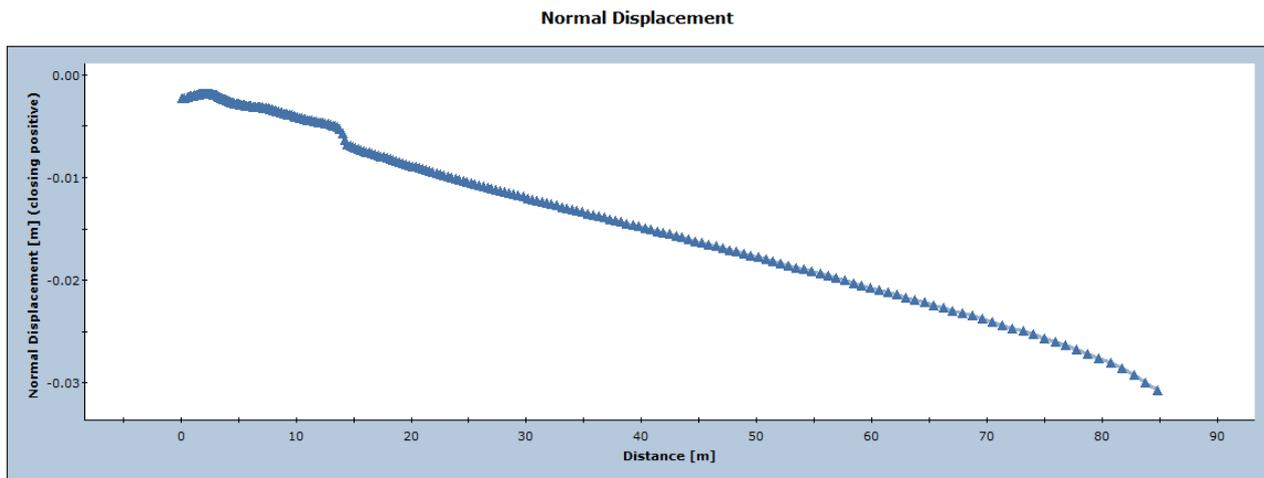


Figura 241 – Andamento degli spostamenti normali nella frattura per $u=87,5\text{kPa}$

In figura 241 si evidenzia la fase di completa plasticizzazione della frattura, infatti si registra solo il distanziamento delle due facce, con un valore massimo di 3cm nell'estremo superiore della discontinuità. Si può notare come l'andamento sia del tutto lineare e varia da 0 a 3cm (con velocità di variazione su 85,35m dello 0,35% (pendenza della retta), dunque un incremento molto lento).

A. SHEAR STRESS

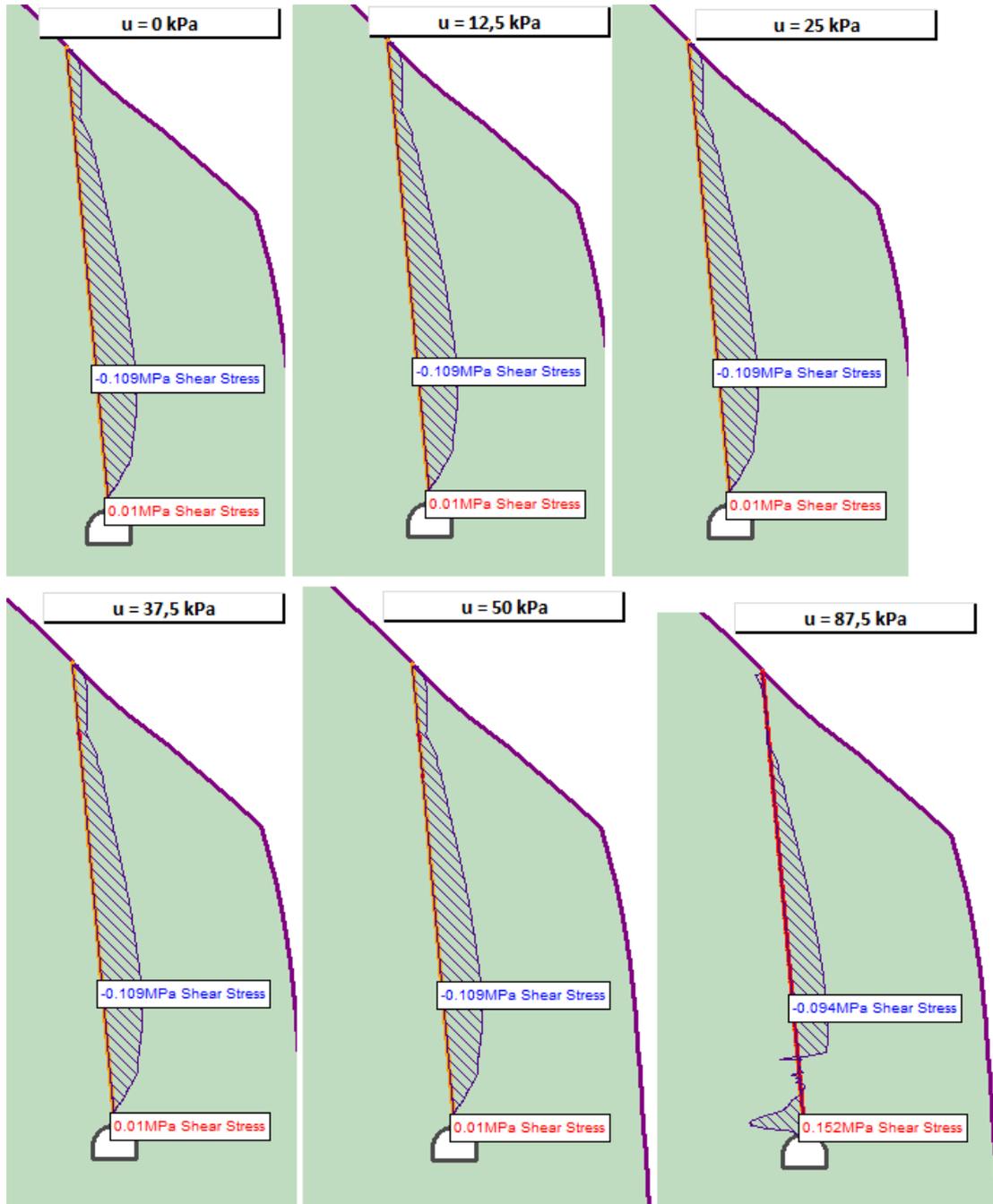


Figura 242 – Andamento dello stato tensionale tangenziale nella frattura all'aumentare del carico idraulico

In riferimento alla figura 242, lo studio della distribuzione della tensione tangenziale nel giunto all'aumentare della pressione idraulica è il seguente:

- $u=0$ kPa: lo stato tensionale agente è diretto prevalentemente verso il basso, con un punto di massimo di -109 kPa ad $1/3$ della lunghezza della frattura rispetto alla calotta della galleria. Solo in una piccolissima porzione vicino alla calotta, lo sforzo tagliante è diretto verso l'alto, con un valore massimo di 10 kPa.

- $u=12,5\text{kPa}$: stesso andamento e stessi valori visti nella condizione di giunto asciutto.
- $u=25\text{kPa}$: stesso andamento e stessi valori visti nella condizione di giunto asciutto.
- $u=37,5\text{kPa}$: stesso andamento e stessi valori visti nella condizione di giunto asciutto. Per questo stato di sollecitazione idraulica, si plasticizza un tratto piccolissimo della frattura (1,75m).
- $u=50\text{kPa}$: stesso andamento e stessi valori visti nella condizione di giunto asciutto. Per questo stato di sollecitazione idraulica, si plasticizzano due tratti della frattura (1,75m-0,8m).
- $u=87,5\text{kPa}$: per questo stato di sollecitazione idraulica, si plasticizza tutta la frattura (85,35m). Lo sforzo di taglio agisce prevalentemente verso il basso con valore massimo di 94kPa. Nel giunto plasticizzato è presente l'azione tagliante perché è presente ancora la resistenza al taglio dovuta alla coesione (secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb).

B. SHEAR DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

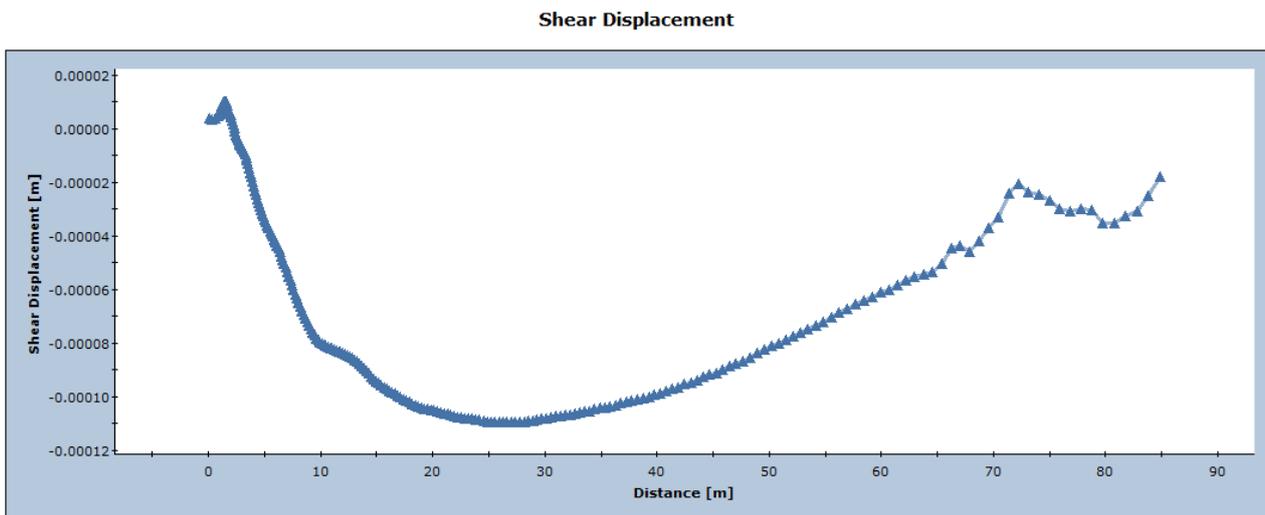


Figura 243 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=0\text{kPa}$

Nella condizione di assenza di acqua dentro il giunto, lo scorrimento è diretto verso il basso su tutta la discontinuità, ad eccezione dell'estremità adiacente alla calotta della galleria. L'andamento è pseudo parabolico, con un punto di massimo di 0,11mm a circa 30m dalla calotta della galleria. L'ordine di grandezza dello scorrimento è 10^{-4}m (figura 243).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 12.5 kPa:**

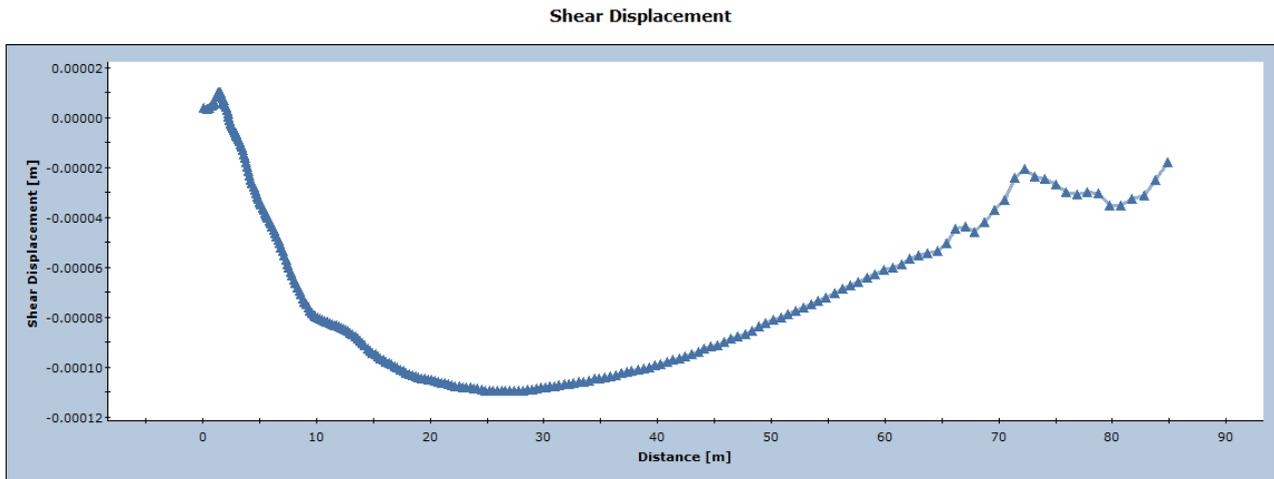


Figura 244 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=12,5\text{kPa}$

Considerando l'acqua meteorologica nel giunto, tale da provocare un pressione interstiziale di 12,5kPa, non si hanno sostanziali differenze rispetto al caso precedente(figura 244).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 25 kPa:**

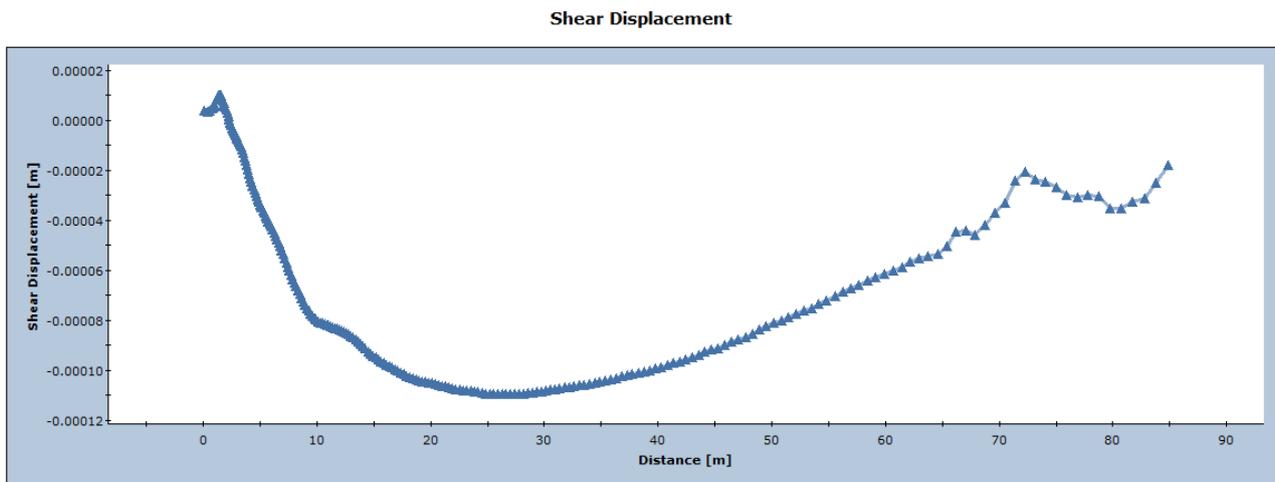


Figura 245 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=25\text{kPa}$

Considerando un riempimento di acqua nel giunto, tale da provocare una sovra-pressione di 12,5kPa in più rispetto al caso visto prima, la discontinuità risponde alla stessa maniera e non si ha una variazione dello scorrimento rispetto alla condizione di giunto asciutto o con un riempimento di acqua equivalente a 12,5kPa(figura 245).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 37.5 kPa:**

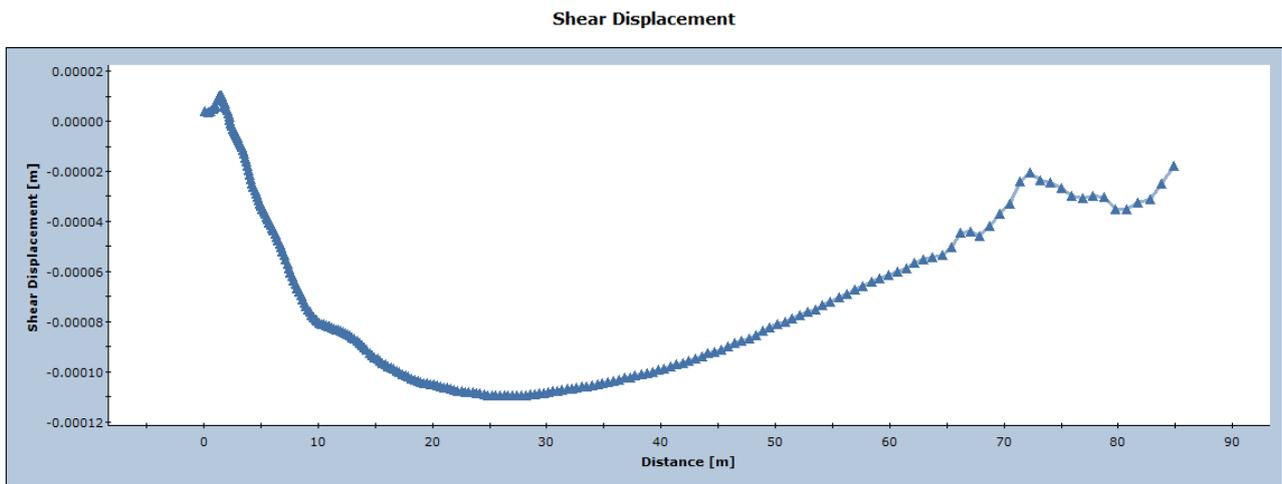


Figura 246 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=37,5\text{kPa}$

Analoghi risultati ottenuti nei casi precedenti. Lo scorrimento non varia andando ad aumentare la pressione dell'acqua dentro il giunto di 37,5kPa(figura 246).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

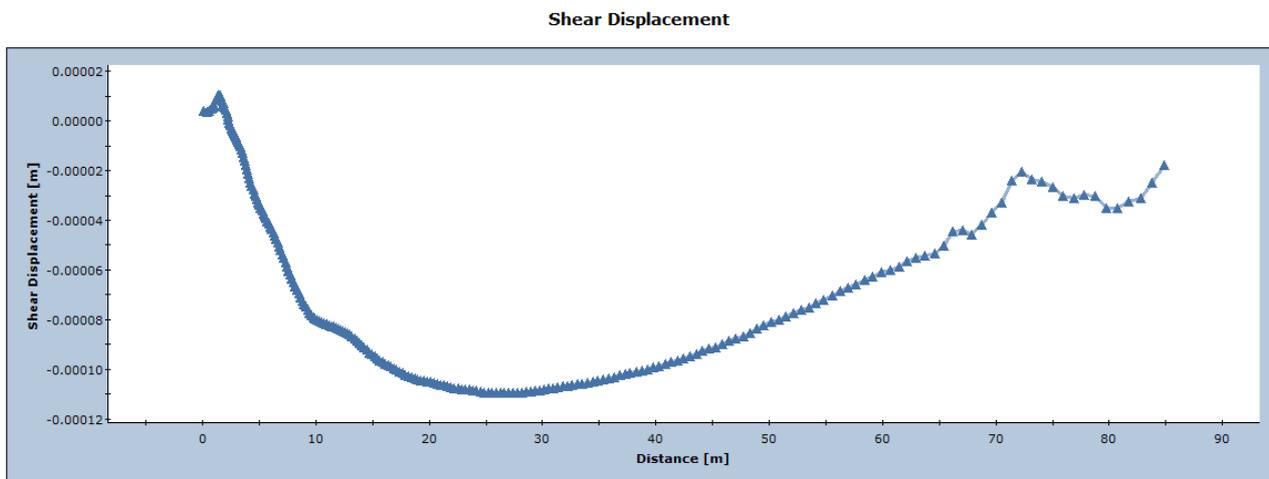


Figura 247 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=50\text{kPa}$

Analoghi risultati ottenuti nei casi precedenti. Lo scorrimento non varia andando ad aumentare la pressione dell'acqua dentro il giunto di 50kPa(figura 247).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 87.5 kPa:**

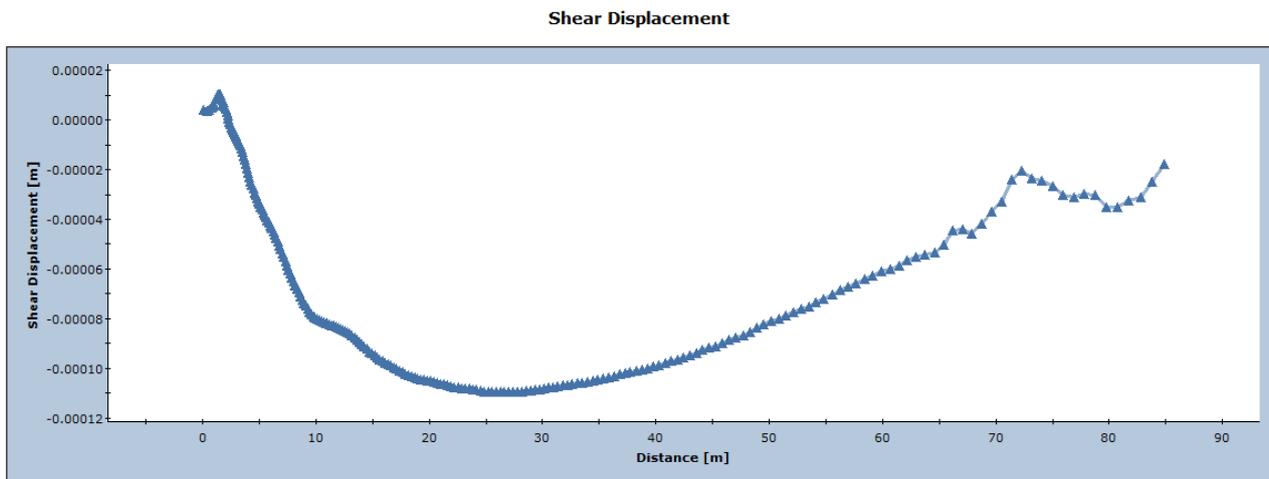


Figura 248 – Andamento dello scorrimento nel giunto per $u=87,5\text{kPa}$

Con un riempimento di acqua meteorologica nel giunto, tale da indurre un'azione di 87,5kPa sulle pareti del giunto, lo scorrimento anche in questo caso non varia rispetto al caso precedente(figura 248).

4.4.2.3.2. LUNGHEZZA DELLA FRATTURA = 85.35m, COESIONE = 0kPa, PRESSIONE IDRAULICA=0 MPa -0.0125 MPa -0.025 MPa -0.0375 MPa - 0.050 MPa

Interpretazione dei risultati riguardante l'ammasso roccioso ottenuti dalla modellazione FEM con il software RS2

A. PLASTICITA' INTORNO ALLA FRATTURA E NELL'AMMASSO ROCCIOSO

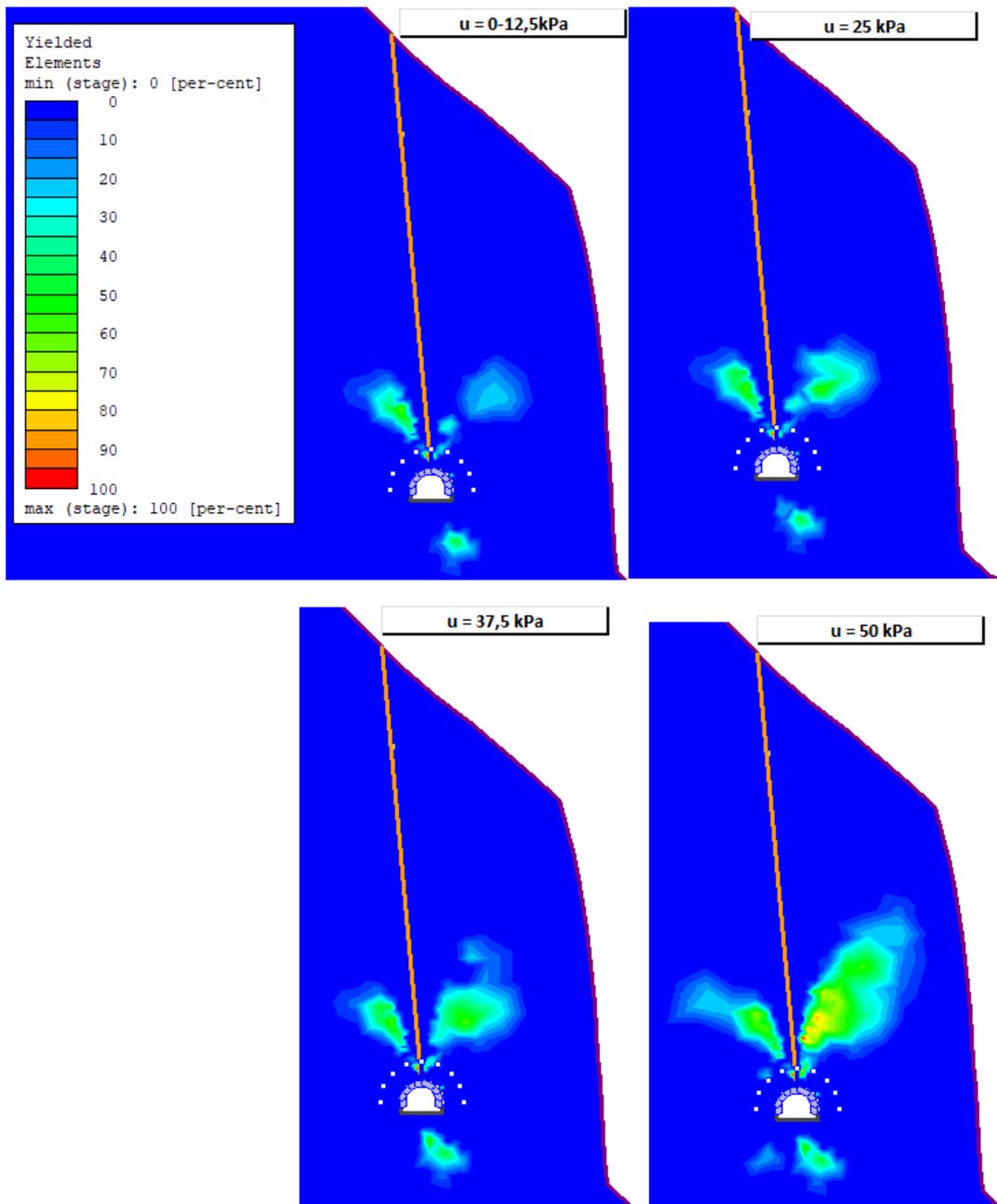


Figura 249 – Zona plastica nell'ammasso roccioso al variare della pressione idraulica

Zona plastica nell'ammasso roccioso intorno alla frattura per:

- $u=0\text{kPa}$: in condizioni di giunto asciutto si evidenzia una estensione massima della zona plastica di 15,839m (figura 249).
- $u=25\text{kPa}$: in condizioni di giunto bagnato, l'effetto dell'acqua porta la zona plastica ad estendersi anche a destra della frattura(figura 249).
- $u=37,5\text{kPa}$: con tale carico si ha un progressivo aumento della plasticizzazione intorno alla frattura di 17,236m a sinistra e 20,716m a destra della frattura(figura 249).
- $u=50\text{kPa}$: l'incremento della rottura nell'ammasso roccioso continua a progredire soprattutto a destra rispetto alla frattura. Le lunghezze delle zone plastiche sono: 17.236m a sinistra, 30.613m a destra rispetto alla posizione della frattura(figura 249).

B. SPOSTAMENTI E DEFORMATA

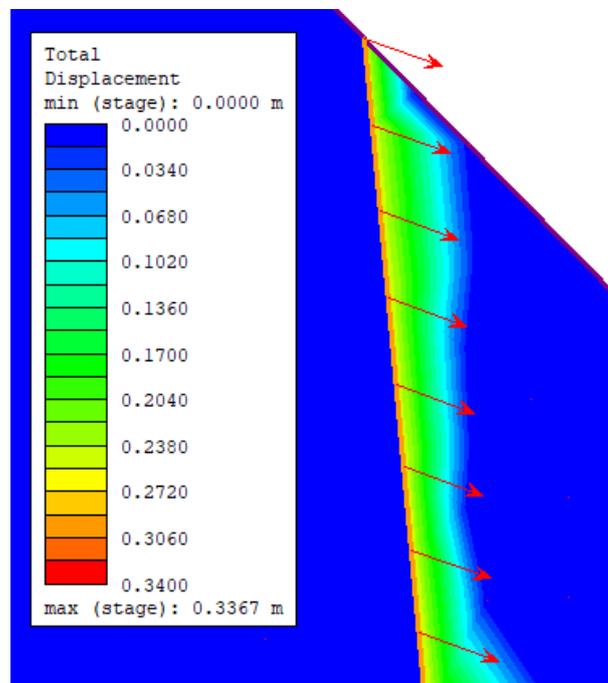


Figura 250 – Diagramma degli spostamenti per $u=50\text{kPa}$

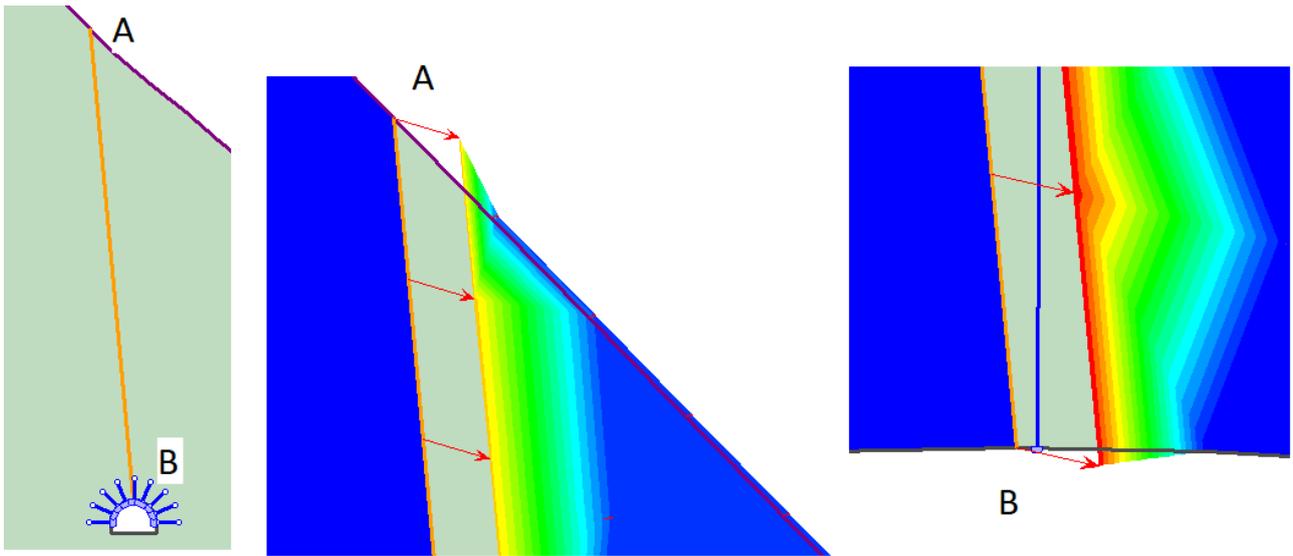


Figura 251 – Zoom dell'apice della frattura (punto A) e dell'estremo inferiore (punto B)

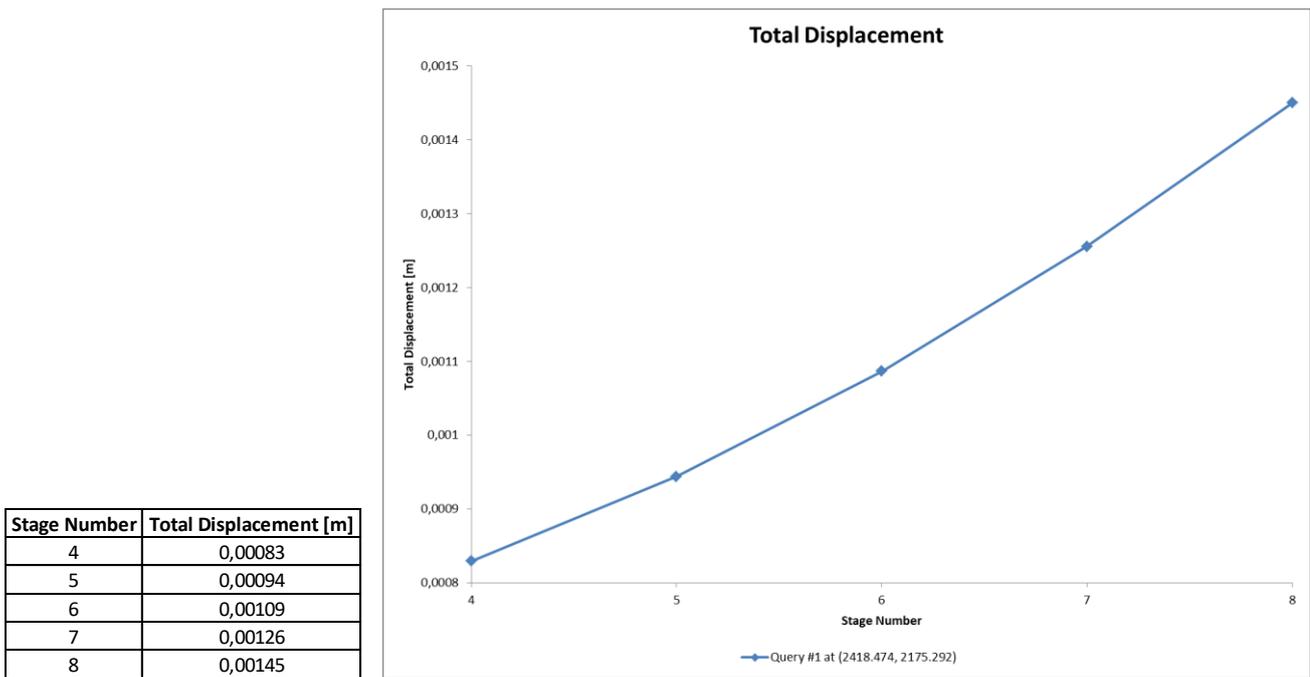


Figura 252 – Andamento degli spostamenti totali all'apice della frattura (punto A)

Stage Number	Total Displacement [m]
4	0,33611
5	0,33619
6	0,33628
7	0,33641
8	0,33668

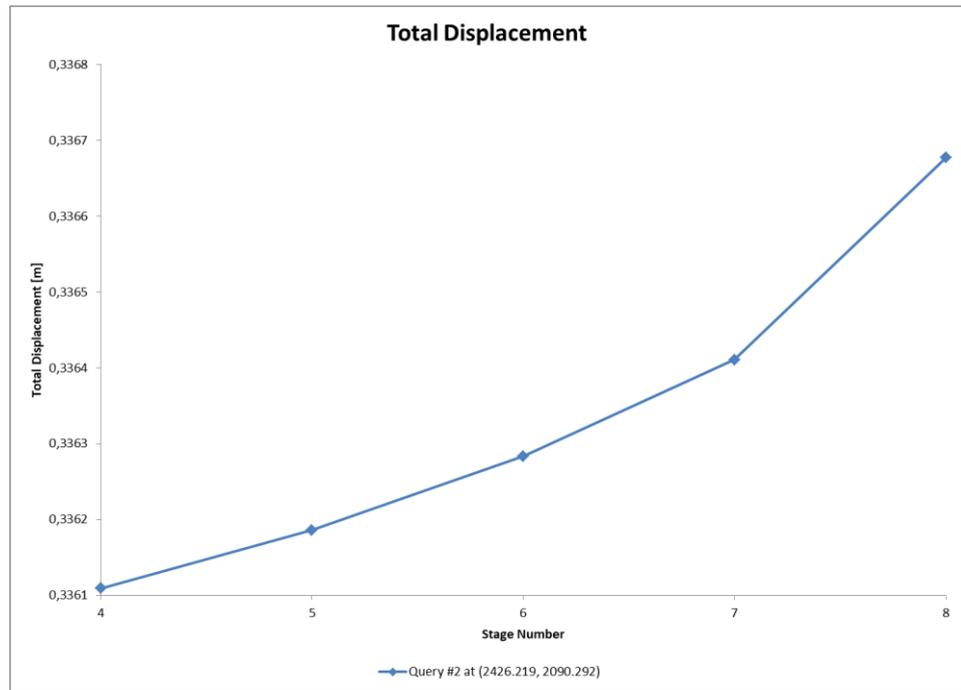


Figura 253-Andamento degli spostamenti totali nell'estremo inferiore della frattura (calotta della galleria, punto B)

Si ricordi che, il numero delle fasi in tabella e nei grafici (in ascissa) indicano i seguenti livelli di carico idrostatico:

- Fase 4: $u=0\text{kPa}$
- Fase 5: $u=12,5\text{kPa}$
- Fase 6: $u=25\text{kPa}$
- Fase 7: $u=37,5\text{kPa}$
- Fase 8: $u=50\text{kPa}$

C. FATTORE DI SICUREZZA

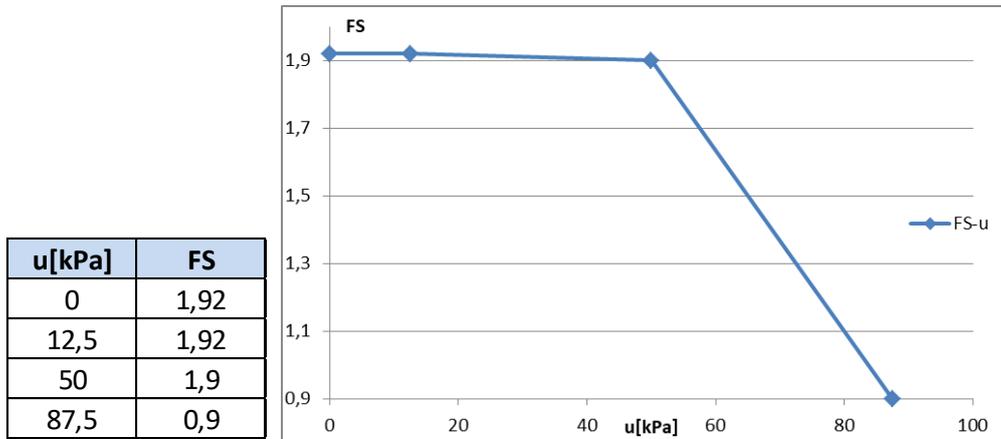


Figura 254 – Andamento del fattore di sicurezza al variare della pressione idraulica

Si può constatare dalla figura 254 che il versante in esame, per le ipotesi dettate in questo scenario previsionale, non risulta stabile. Il carico idraulico di 87,5kPa, rispetto al caso omologo con coesione, ora stabilisce un fattore di sicurezza minore di 1. Il carico idraulico critico in condizioni di equilibrio limite è dunque poco minore di 87,5kPa. Si può quindi concludere che questo rimane uno scenario del tutto previsionale, nelle condizioni più sfavorevoli (giunto umido e assenza di coesione), e non rispecchia lo stato attuale; se tale versante dovesse evolvere in questa situazione, collasserebbe.

A. PLASTICITA' DELLA FRATTURA E MASSIMA DEFORMAZIONE A TAGLIO

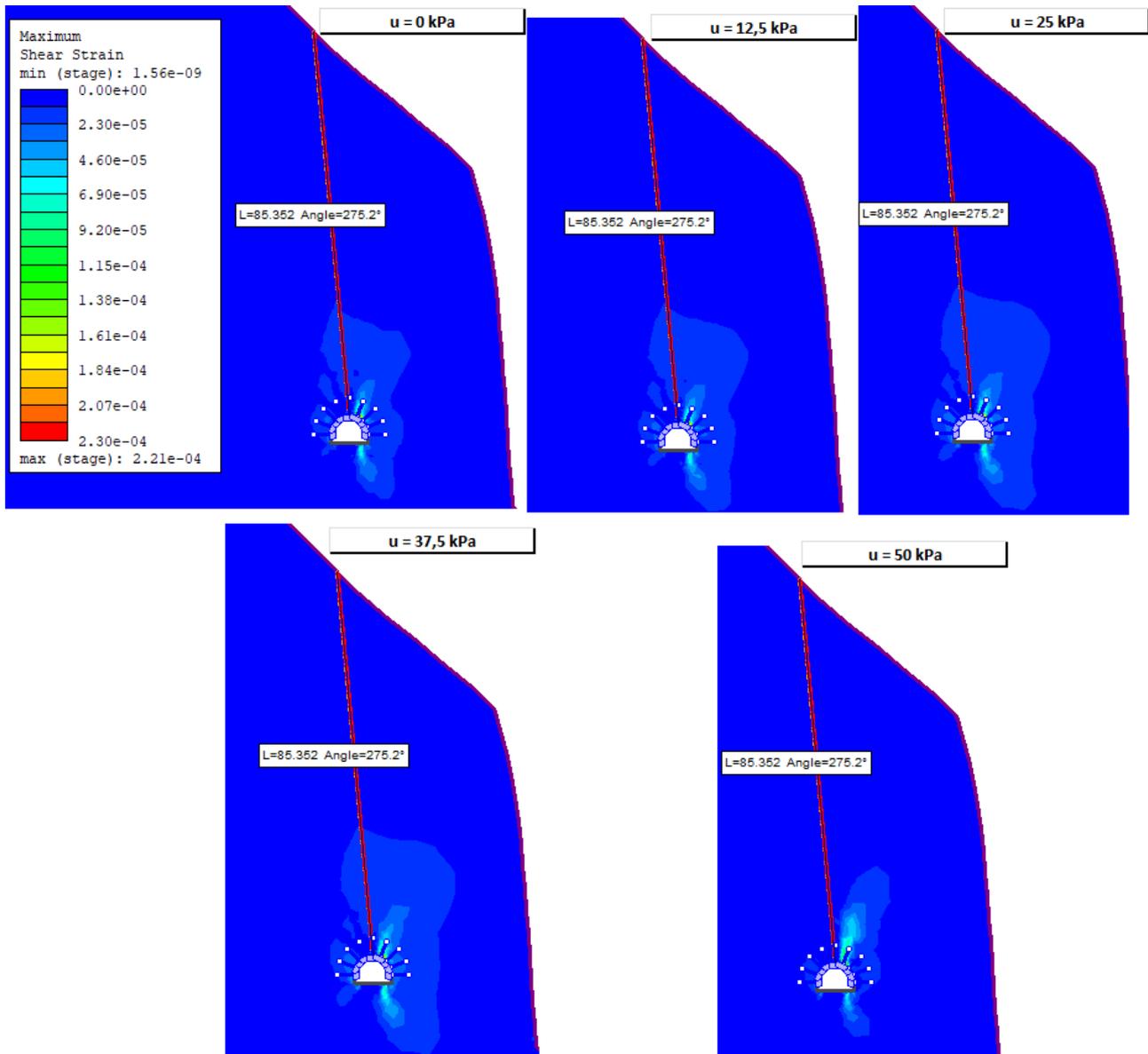


Figura 255 – Plasticità della frattura e massima deformazione al taglio al variare della pressione idraulica

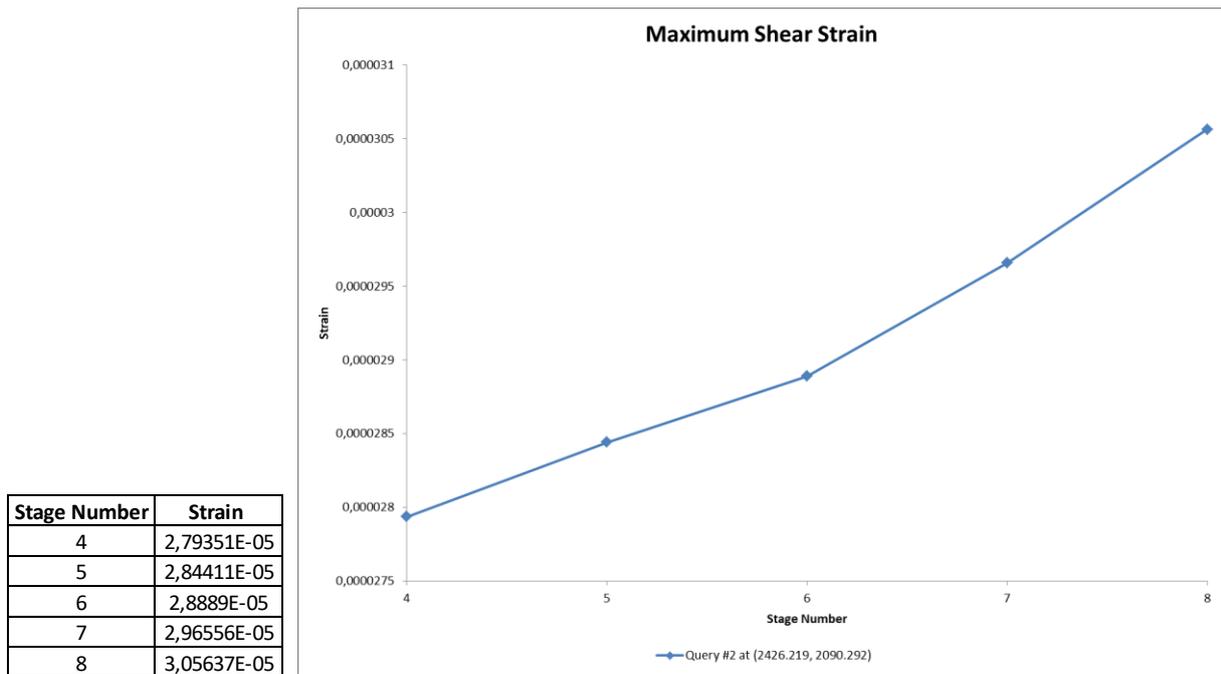


Figura 256- Massima deformazione a taglio nell'estremo inferiore della frattura (calotta della galleria)

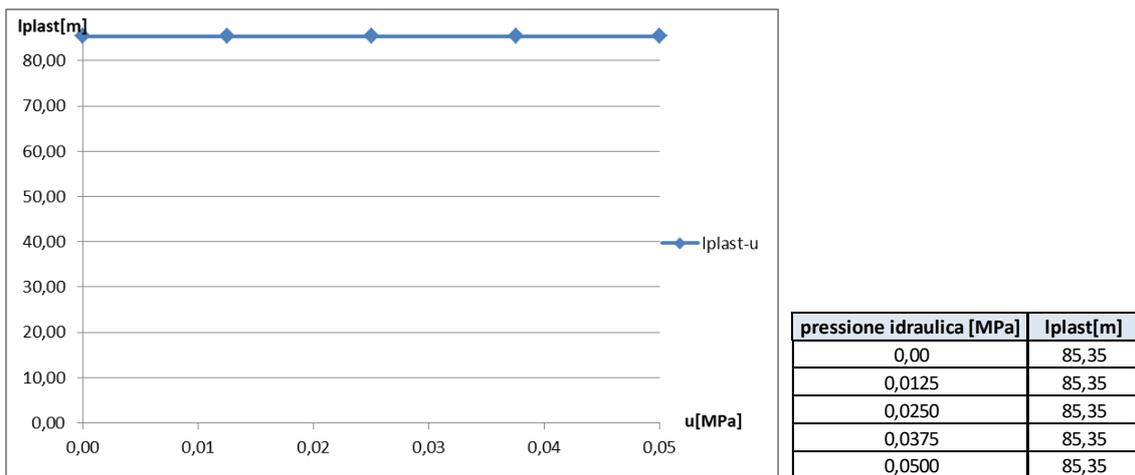


Figura 257 – Andamento della plasticità della frattura all'aumentare del carico idraulico

La plasticità della frattura si instaura già in condizioni di giunto asciutto (figura 257). Per quanto riguarda la massima deformazione a taglio, si nota dalle figura 255-256, che aumenta all'aumentare del carico idrostatico, soprattutto nell'estremo inferiore della frattura (verso la calotta della galleria).

B. NORMAL STRESS

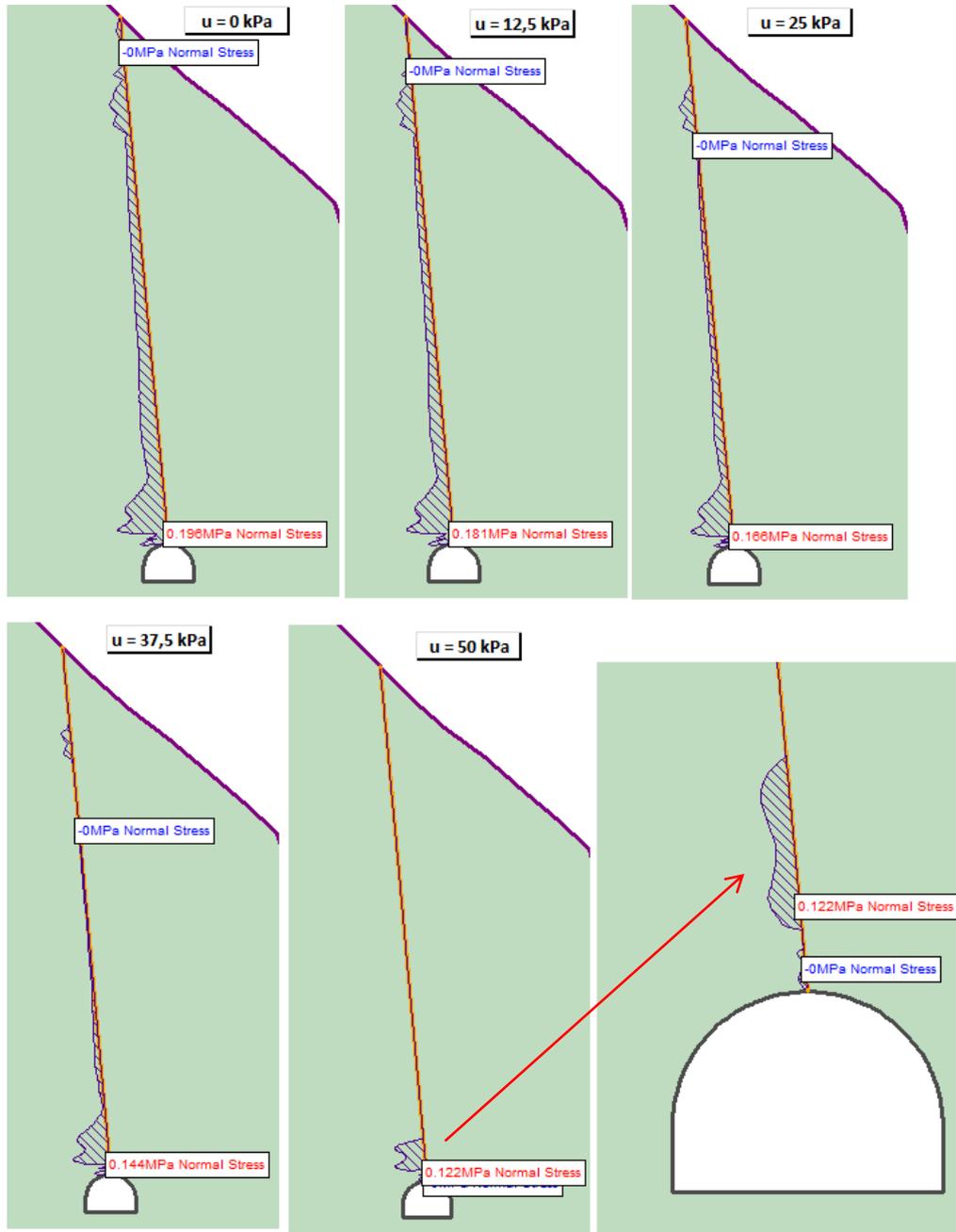


Figura 258 – Andamento dello sforzo normale nel giunto al variare della pressione idraulica

In riferimento alla figura 258, Si vuole studiare ora il trend della tensione normale nel giunto al variare dei seguenti carichi idraulici:

- $u=0\text{kPa}$: si genera una compressione nel giunto, con valore massimo di 196kPa in corrispondenza della calotta della galleria.
- $u=12,5\text{kPa}$: si ha sempre compressione ma di minore entità, data la presenza del carico idraulico. Il valore massimo registrato è di 181kPa.

- $u=25\text{kPa}$: si riduce ulteriormente la compressione verso la superficie del pendio, con valore nullo nella zona vicino all'apice della frattura (questa zona con tensione nulla si estende di circa 10m della lunghezza della frattura, dalla superficie esterna del versante). Il valore massimo di compressione è di 166kPa, vicino alla calotta della galleria.
- $u=37,5\text{kPa}$: per questo carico tensionale, la compressione si concentra solo nella zona vicino alla calotta della galleria, con valore massimo di 144kPa.
- $u=50\text{kPa}$: infine per quest'ultima situazione di carico, si ha un ulteriore decremento della zona di compressione nella frattura, con valore massimo di 122kPa.

C. NORMAL DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

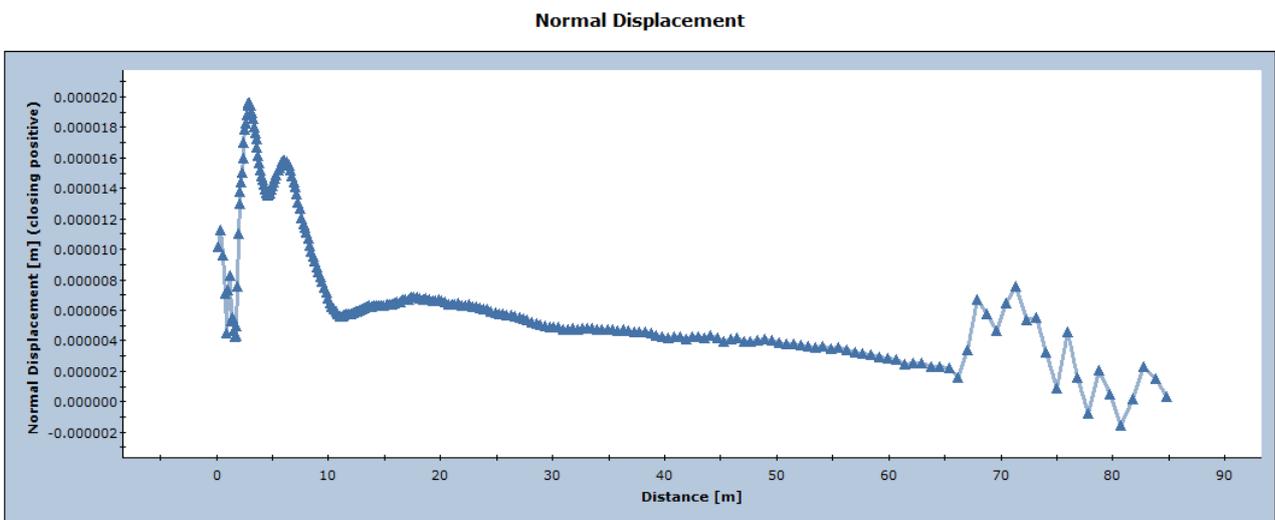


Figura 259 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=0\text{kPa}$

Il grafico della figura 259 rispecchia bene il diagramma relativo allo sforzo normale per $u=0\text{kPa}$. Per questa condizione, avviene solo avvicinamento delle due facce della discontinuità, con valore massimo in corrispondenza della calotta della galleria di 0,02mm.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 12.5 kPa:**

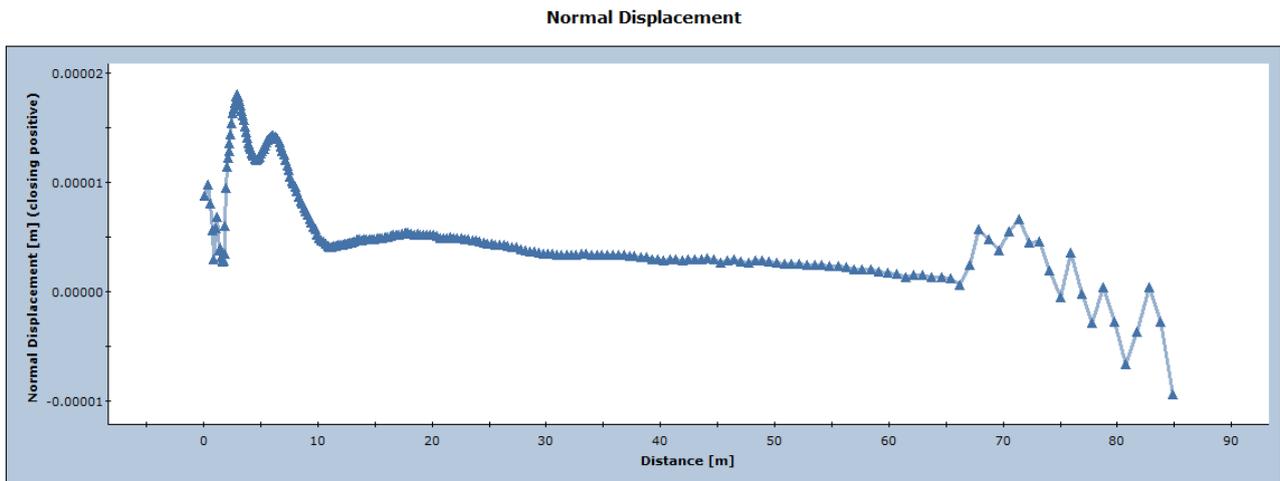


Figura 260 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=12,5\text{kPa}$

Come è mostrato in figura 260, per questo valore di carico idraulico, l'avvicinamento delle due facce domina il dominio della frattura, ad eccezione della parte sommitale (dove si registra anche l'allontanamento delle due facce, con valore massimo negativo di $-0,01\text{mm}$). Il valore di massimo spostamento normale verso la calotta della galleria rimane di $0,02\text{mm}$.

- **PRESSIONE IDRAULICA = 25 kPa:**

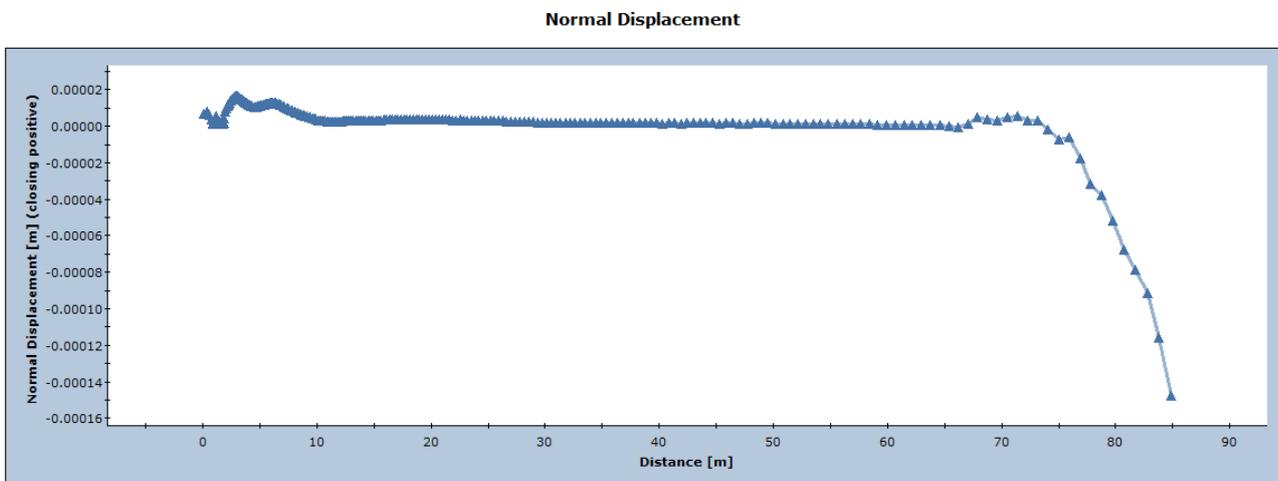


Figura 261 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=25\text{kPa}$

Per questo incremento di carico, non si ha più avvicinamento delle due facce per quasi tutta la lunghezza della frattura, e si estende la zona di allontanamento delle due pareti in corrispondenza della superficie esterna (la zona soggetta ad allontanamento si estende di circa 10m dall'estremo superiore della frattura). Il valore massimo del distanziamento delle due facce è di $0,14\text{mm}$ (figura 261).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 37.5 kPa:**

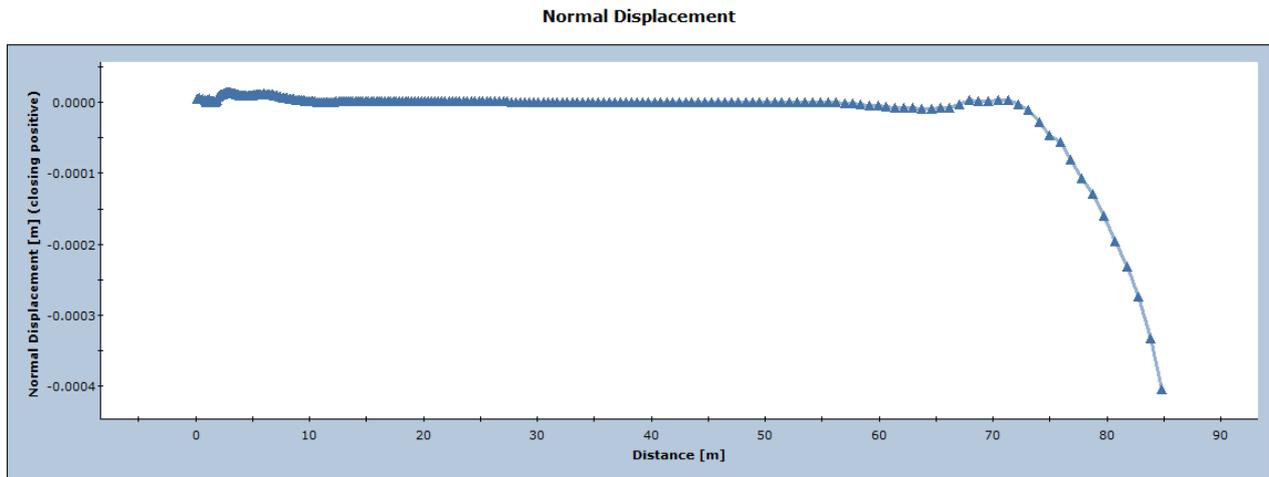


Figura 262 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=37,5\text{kPa}$

Andamento del tutto analogo a quello descritto nel caso precedente, si evidenzia solo un aumento dell'apertura della frattura con un valore massimo di 0,4mm (figura 262).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

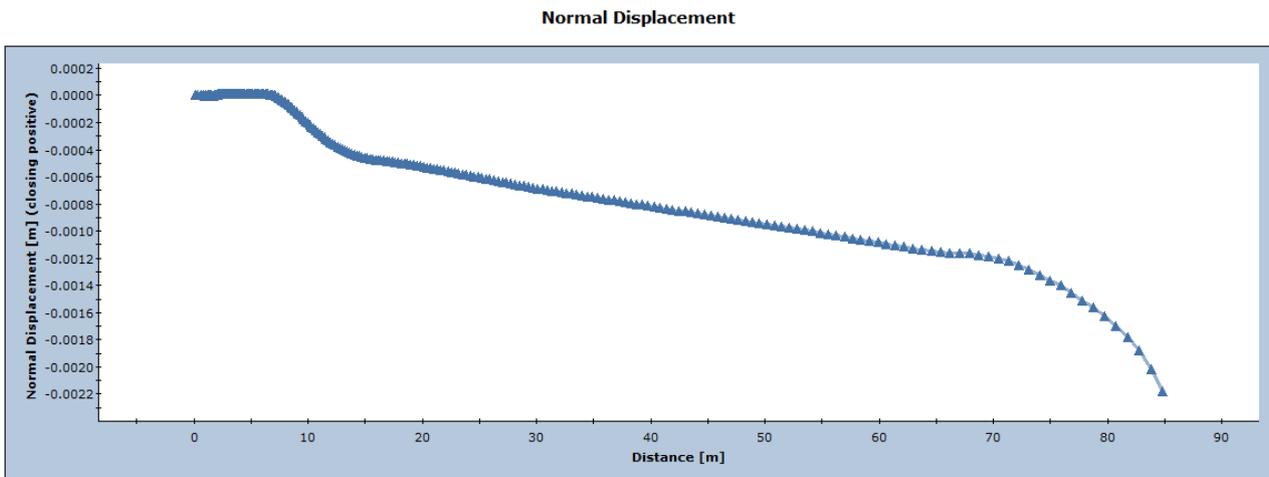


Figura 263 – Andamento degli spostamenti normali nel giunto per $u=50\text{kPa}$

Per quest'ultimo caso di pressione idraulica, l'apertura della frattura domina quasi tutta la lunghezza del giunto (pari a 75m dall'estremo superiore di essa) con valore massimo di 2,2mm (in accordo con il grafico relativo alla compressione per $u=50\text{kPa}$). Nella zona adiacente la calotta della galleria, non si ha né avvicinamento né allontanamento delle due facce della frattura (dal momento che, in questa zona, vi è ancora compressione) (figura 262).

A. SHEAR STRESS

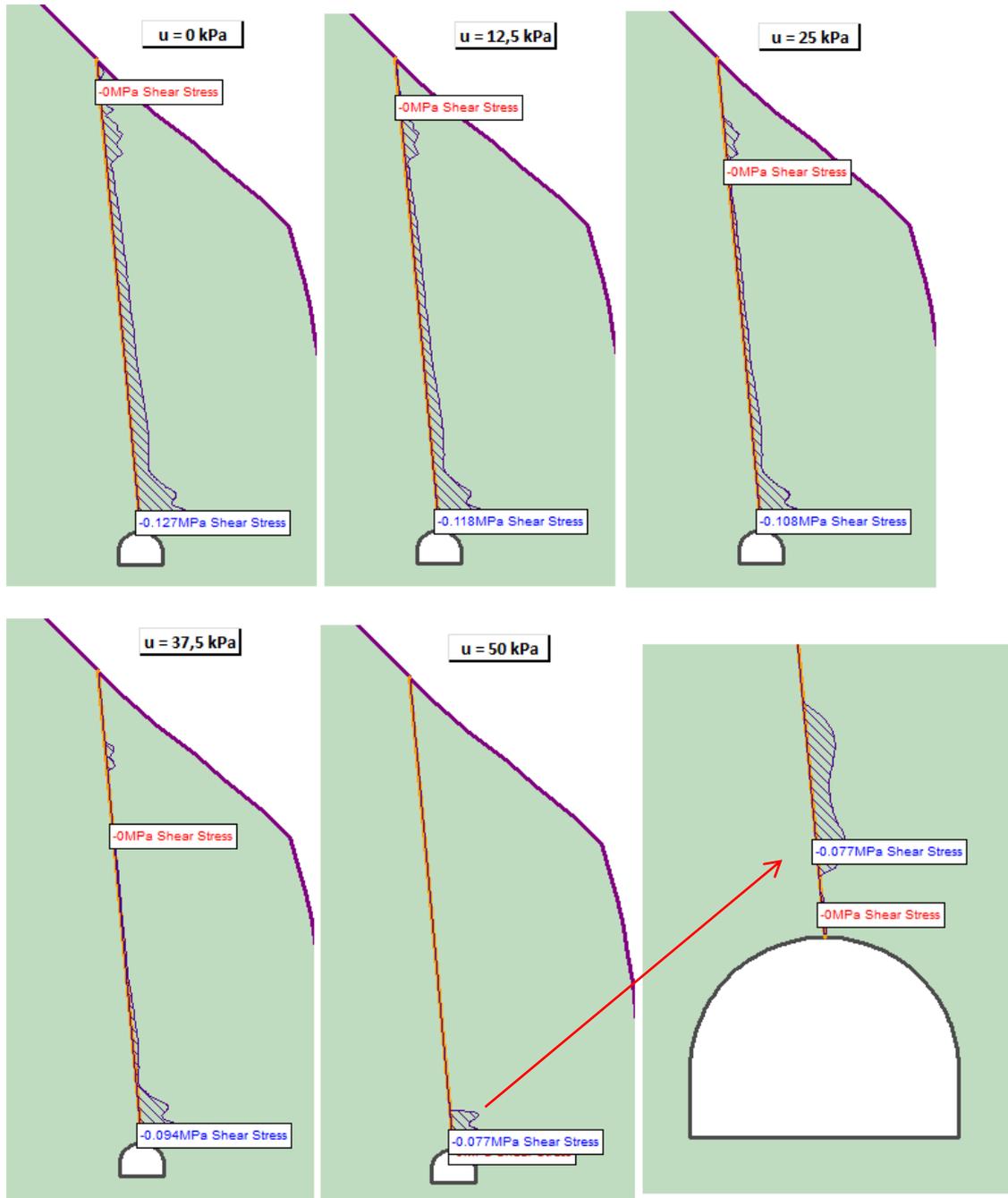


Figura 264 – Andamento della tensione tangenziale all'aumentare del carico idraulico

Si ricordi che si ha completa plasticizzazione del giunto già nella condizione di giunto asciutto ed è presente la sollecitazione tagliante (e quindi resistenza tagliante) nella frattura plasticizzata. Per gli scenari che hanno un carico idraulico tale da indurre ancora uno stato tensionale di compressione nel giunto (dal momento che le facce sono ancora in fase di avvicinamento), si ha sollecitazione tagliante tra le due facce (e quindi si ha anche resistenza tagliante, secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb). Mentre gli scenari con un carico idraulico tale da indurre l'assenza di compressione, sono quelli soggetti ad un allontanamento delle due facce del giunto e che quindi non sono soggetti a nessuna sollecitazione tagliante

(secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, non si può generare resistenza al taglio se le due facce non sono a contatto, ovvero non si genera né attriti e né coesione tra le pareti della discontinuità).

In riferimento alla figura 264, lo studio della distribuzione della tensione tangenziale nel giunto all'aumentare della sollecitazione idraulica è la seguente:

- $u=0\text{kPa}$: nella condizione di giunto asciutto, lo stato tensionale indotto dallo sforzo di taglio si presenta agente verso il basso nella faccia destra del giunto in questione. Il valore massimo registrato si ha in corrispondenza della galleria, di entità pari a 127kPa .
- $u=12,5\text{kPa}$: Analoga situazione a quella descritta precedentemente, si evidenzia solo una diminuzione del taglio massimo di intensità totale pari a 118kPa .
- $u=25\text{kPa}$: Analoga situazione a quella descritta precedentemente, si evidenzia solo una diminuzione del taglio massimo di intensità totale pari a 108kPa .
- $u=37,5\text{kPa}$: L'andamento è del tutto simile a quello visto nel caso precedente, si evidenzia solo una sostanziale riduzione del taglio agente su tutto il giunto, con una assenza di taglio su una buona metà del giunto (circa 55m rispetto all'estremo superiore della frattura, in superficie). Il taglio massimo di attesta a 94kPa verso il basso.
- $u=50\text{kPa}$: infine, per l'ultimo caso di carico idraulico, si ha solo azione di taglio nell'estremo inferiore della frattura, in corrispondenza della calotta della galleria, con un valore massimo di 77kPa .

È da notare che, in questo macro-scenario con assenza di coesione e massima estensione della lunghezza della frattura, il carico dell'acqua sopportabile dal versante è esiguo (ovvero si sono analizzati sottoscenari con un carico idraulico massimo di 50kPa , perché per valori maggiori, l'analisi numerica non andava a convergenza ed identificava un fattore di sicurezza minore di 1) . Per l'azione dovuta al peso proprio (della porzione dell'ammasso roccioso soprastante il giunto) e dalla trascurabile presenza di pressione interstiziale ("trascurabile" perché: se la si paragona con la totale lunghezza della discontinuità, il contributo sollecitante è esiguo), la porzione rocciosa soprastante il giunto è soggetta ad uno sforzo di taglio verso il basso.

B. SHEAR DISPLACEMENTS

- **PRESSIONE IDRAULICA = 0 kPa:**

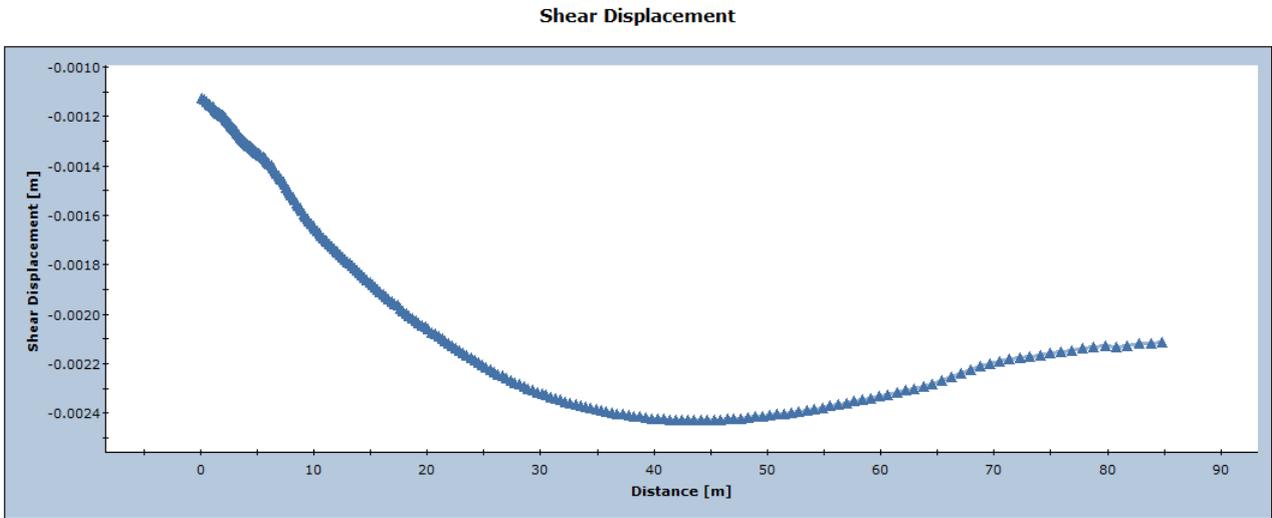


Figura 265 – Andamento dello scorrimento per $u=0\text{kPa}$

In condizioni di discontinuità asciutta, lo scorrimento massimo si ha nella mezziera del giunto, con un valore pari a 2,4mm. Agli estremi viene registrato uno spostamento di 1,2mm (nell'estremo inferiore) e 2,1mm (nell'estremo superiore). L'ordine di grandezza è 10^{-3}m (figura 265).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 12.5 kPa:**

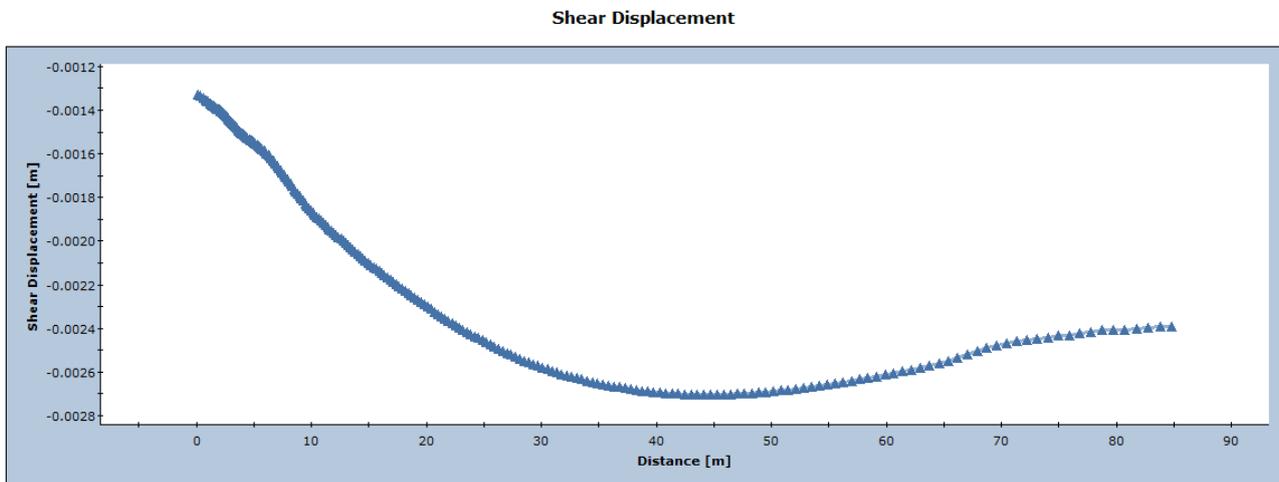


Figura 266 – Andamento dello scorrimento per $u=12,5\text{kPa}$

Andamento del tutto analogo a quello relativo alla condizione di giunto asciutto. Si evidenzia un leggero aumento dello scorrimento, con un valore massimo di 2,7mm. Agli estremi lo spostamento tangenziale è di 1,3mm (nell'estremo inferiore della frattura) e 2,4mm (nell'estremo superiore della frattura). L'ordine di grandezza è 10^{-3}m (figura 266).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 25 kPa:**

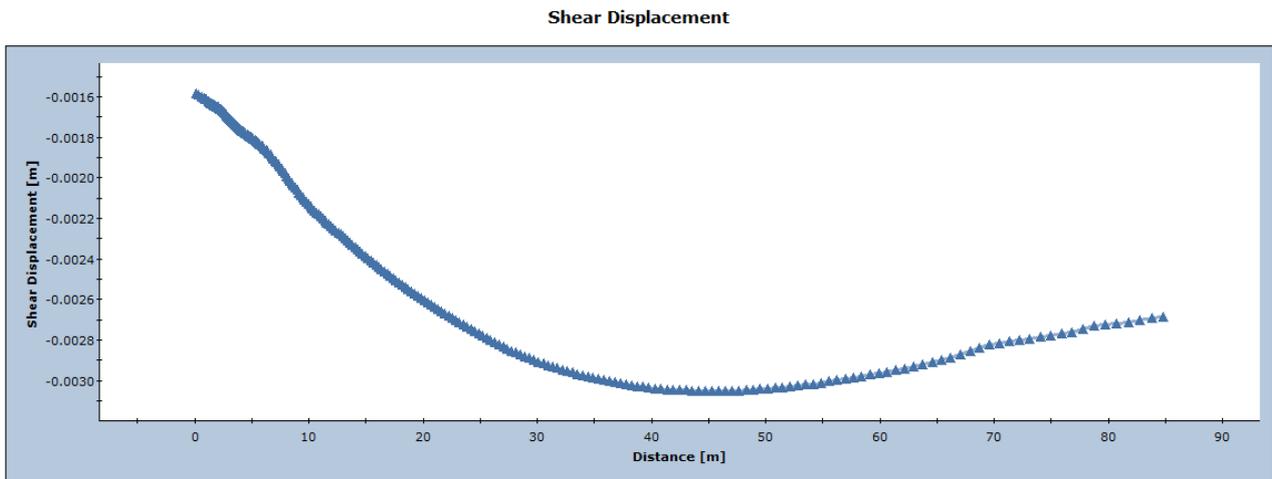


Figura 267 – Anadamento dello scorrimento per u=25kPa

L'andamento continua a rimanere tale ma aumenta lo scorrimento: lo spostamento massimo è di 3mm, lo spostamento agli estremi della frattura è di 1,6mm (in corrispondenza della calotta della galleria) e 2,8mm (all'apice della frattura). L'ordine di grandezza è 10^{-3} m (figura 267).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 37.5 kPa:**

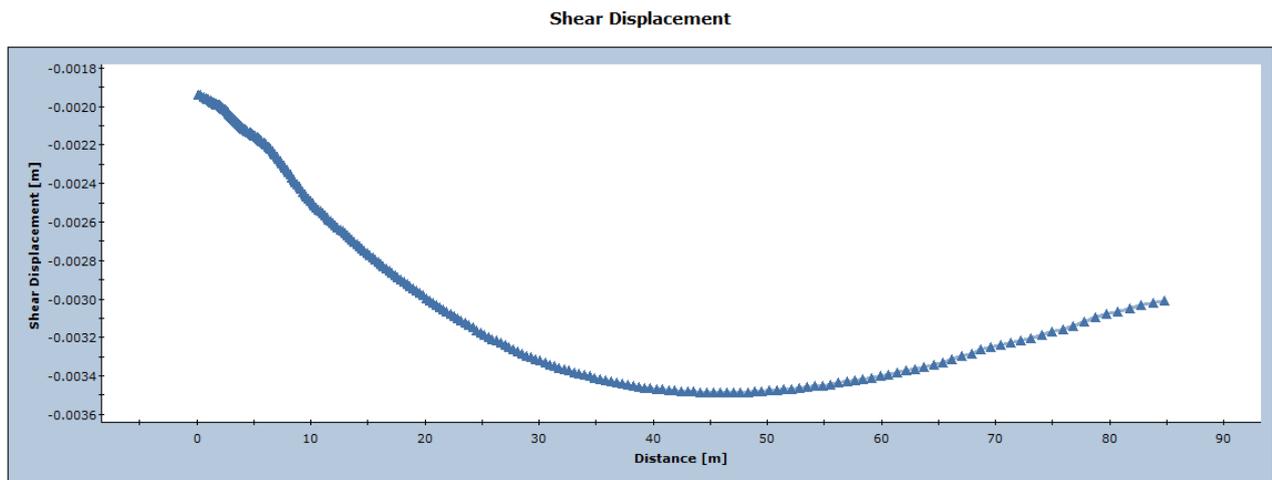


Figura 268 – Anadamento dello scorrimento per u=37,5kPa

Lo scorrimento continua ad aumentare con lo stesso andamento visto nei grafici in figura 265-266-267. Il valore massimo è di 3,5 mm; agli estremi inferiore e superiore della frattura lo spostamento è rispettivamente di circa 2mm e 3mm. L'ordine di grandezza è 10^{-3} m(figura 268).

- **PRESSIONE IDRAULICA = 50 kPa:**

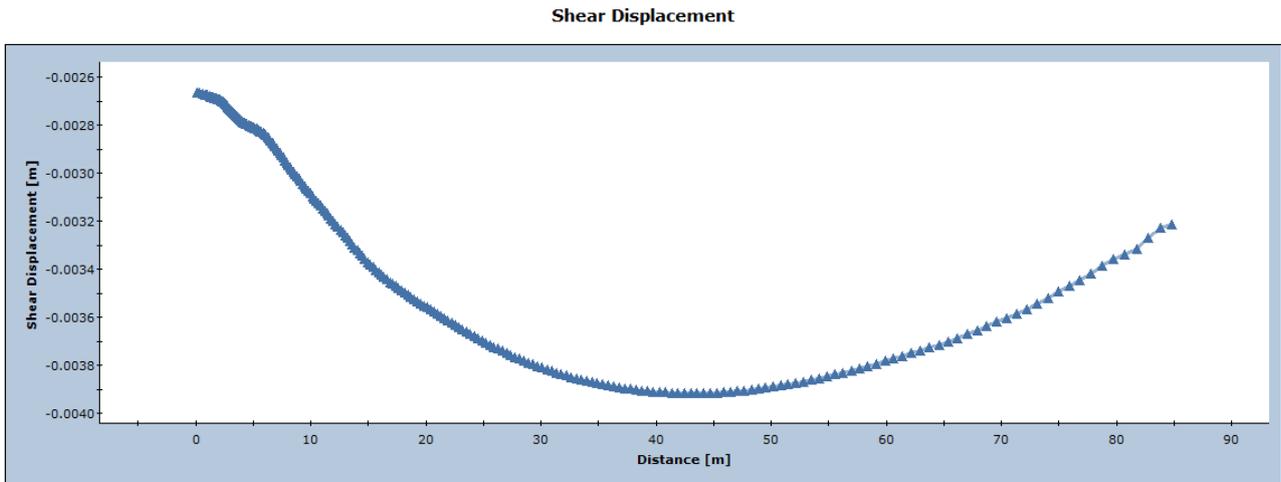


Figura 269 – Anadamento dello scorrimento per u=50kPa

Per questa ultima condizione di carico idraulico, si ottiene il massimo scorrimento registrato. Il valore massimo si trova sempre nella mezzeria del giunto, con un'intensità pari a 3,9mm. Agli estremi inferiore e superiore della frattura si ha, rispettivamente, uno scorrimento di 2,7mm e 3,2mm. L'ordine di grandezza è 10^{-3} m (figura 269).

Si può affermare che, con queste ipotesi previsionali e non attuali di massima lunghezza della frattura, il versante si presenta molto sensibile alla variazione della pressione interstiziale. Il pendio risulta stabile in condizione di giunto asciutto (o con pochissima presenza d'acqua nella discontinuità) ed instabile in condizioni umide. Dal momento che, dai dati ricavati Arpa Piemonte (paragrafo 1.5), la zona risulta soggetta a considerevoli precipitazioni, il versante è da considerarsi instabile per questo scenario del tutto previsionale.

4.5. CONCLUSIONE DEL CAPITOLO 4

Dall'analisi dei risultati relativi allo scenario 1 (assenza di acqua nel giunto) e scenario 2 (presenza di acqua nella discontinuità), si è constatato che esistono delle condizioni reali tale che possano produrre un probabile collasso della porzione di versante con una frattura interna (denominata Frattura Galleria).

In mancanza dei dati relativi alla frattura interna dell'ammasso, si sono ipotizzati diversi macro-scenari (con i relativi sotto-scenari) sia per lo scenario 1 che per lo scenario 2, per indagare se esistono delle condizioni reali della frattura che producano l'instabilità del versante.

Si è constatato che esistono delle condizioni che possano generare instabilità del pendio, quindi la porzione di versante esaminata in questo capitolo (capitolo 4) potrebbe generare una futura frana. E' necessario prevenire la possibile frana futura con più mezzi di monitoraggio e ridurre il rischio con più interventi di stabilizzazione (se ne richiameranno alcuni nel capitolo 5).

Si tenga sempre presente che il modello usato per l'analisi di stabilità degli scenari è una semplificazione della realtà, quindi i risultati potrebbero essere cautelativi.

5. CONCLUSIONI

5.1. ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI

La zona montana oggetto di studio è caratterizzata da un elevato rischio frane da crollo, essendo caratterizzata da un esteso rilievo roccioso con un fronte prevalentemente strapiombante.

Dopo un'attenta analisi dei dati geologici e geotecnici forniti dal Dottor Geologo Cavagnino, si è riscontrato che il versante in oggetto è caratterizzata da molti monoliti strapiombanti. La zona è soggetta a frequenti fenomeni di caduta di massa. Infatti è stata realizzata, a valle della suddetta porzione rocciosa, un rilevato paramassi, adiacente alla strada provinciale secondaria. Questa opera di difesa, è stata costruita in seguito ai primi crolli avvenuti nella zona della Miniera di Kreas.

Nel primo capitolo si è analizzato il territorio, studiando la porzione del rilievo montuoso dal punto di vista geologico e storico. Si è illustrata e descritta la zona con numerosi fotogrammi, ripresi con elicottero e drone.

Nel secondo e terzo capitolo si sono analizzati i dati geotecnici, ricavati dal Dottor Cavagnino tramite rilievi geomeccanici eseguiti in sito dentro la galleria di coltivazione (Discenderia seconda uscita) e in prossimità della vecchia cava (Cava Merletti), e si sono definite le discontinuità protagoniste del crollo del 2016 e la qualità dell'ammasso roccioso (tramite la media dei valori forniti e con l'ausilio del metodo di Classificazione RMR (Rock Mass Rating) di Bieniawski. Infine, si sono definite le caratteristiche meccaniche, sempre dai dati forniti, dell'ammasso roccioso e delle discontinuità, in particolare, il modulo di elasticità dell'ammasso roccioso e l'angolo di resistenza al taglio delle discontinuità. A tal fine, per eseguire un'analisi di stabilità della porzione strapiombante, in particolare nella zona in prossimità di una frattura denominata "Frattura Galleria", erano necessari ulteriori dati geotecnici della discontinuità, precisamente la coesione e la resistenza a trazione della stessa. Si è deciso di calibrare gli stessi simulando la frana del 2016, tramite la costruzione di un modello eseguito con l'ausilio del software Rocscience RS2, e arrestando le simulazioni quando si otteneva un fattore di sicurezza molto prossimo a 1 e una deformata che evidenziasse il distacco del monolite roccioso (ovvero, molto simile a quella avvenuta nel 2016). Per semplificare la fase di calibrazione, si è pensato di rendere la resistenza a trazione dei giunti una funzione della coesione, tramite una relazione che legasse la resistenza a trazione del giunto con la resistenza a trazione dei ponti di roccia nel giunto. Dopo numerose simulazioni si è ottenuto un fattore di sicurezza globale dell'ammasso roccioso pari a 1,04 (valore molto vicino a 1, quindi accettabile per affermare la condizione di incipiente collasso), grazie all'aver impostato una coesione pari a 536kPa e una tensile strength di 86kPa. Si riassumono nelle tabelle 36-37-38 le caratteristiche meccaniche delle discontinuità e dell'ammasso roccioso e i risultati ottenuti dalla Back Analysis.

Tabella 36-Caratteristiche meccaniche della roccia intatta e dell'ammasso roccioso

CARATTERISTICHE MECCANICHE ROCCIA INTATTA E AMMASSO ROCCIOSO									
	CRITERIO DI RESISTENZA	γ [KN/m ³]	E[GPa]	GSI	D	Intact UCS [MPa]	m[-]	s[-]	α [-]
INTACT ROCK	Hoek & Brown	26	70	53	0,5	93,5	mi=24	si=1	0,5
ROCK MASS	Hoek & Brown	26	8,6	-	-	93,5	mb=2,56	sb=0,0019	0,5047

Tabella 37-Caratteristiche meccaniche delle discontinuità

CARATTERISTICHE MECCANICHE DISCONTINUITA'					
JOINTS	GIACITURA	CRITERIO DI RESISTENZA	φ' [°]	c'[KPa]	$\sigma_{res, traz}$ [KPa]
K3	133/88	Mohr-Coulomb	33	Back analysis	Back analysis
K5	38/62	Mohr-Coulomb	33	Back analysis	Back analysis

Tabella 38-Risultati ottenuti dalla Back Analysis

RISULTATI BACK ANALYSIS	
COESIONE[KPa]	536
RESISTENZA A TRAZIONE[KPa]	86

Nel quarto capitolo, si è voluta eseguire l'analisi di stabilità di una porzione di ammasso roccioso limitrofa a quella analizzata nel capitolo 2-3, allo scopo di definire il grado di stabilità di una porzione di ammasso roccioso con all'interno una frattura posta nella calotta della galleria. Si ricordi che, per quanto riguarda la frattura galleria, non si hanno dati a disposizione e le uniche informazioni disponibili sono:

- 1) la frattura è interna all'ammasso roccioso (non si sono riscontrate nessuna evidenza in superficie di tale frattura),
- 2) la frattura è posta nella calotta della galleria.

Quindi non si conosce la sua estensione longitudinale verso la superficie, è sarà proprio questa l'oggetto dell'analisi. Si sono assunti, per la frattura in questione, gli stessi valori meccanici delle discontinuità ricavati dalla Back Analysis (in particolare, coesione pari a 536KPa e resistenza a trazione di 86KPa). I valori meccanici impostati per l'ammasso roccioso sono gli stessi del modello precedente, in quanto la qualità l'ammasso roccioso è la stessa. Dunque, in mancanza di un valore che possa definire la lunghezza di questa frattura, si sono ipotizzate diverse lunghezze e per ognuna si è ricavato il grado di stabilità.

Come prima analisi, si è ipotizzata l'assenza di acqua dentro il giunto, ovvero si sono considerate le condizioni più favorevoli che si possano avere per il versante (anche se non sono realistiche ed in contrasto con i dati ricavati dal sito Arpa Piemonte per Alagna Valsesia, relativi alle precipitazioni del paragrafo 1.5). Naturalmente è atteso un fattore di sicurezza maggiore dell'unità, dato che il versante in oggetto, ad oggi, non è collassato. Questo permette di affermare qual è il grado di stabilità nelle condizioni più favorevoli, ovvero stabilire quanto il fattore di sicurezza sia maggiore di 1 (come primo dato dell'analisi). Per affermare la stabilità del versante, è atteso un fattore di sicurezza nelle condizioni di giunto asciutto molto maggiore di 1. Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti nelle condizioni di giunto asciutto per diverse lunghezze di frattura. Come ulteriore ipotesi di questa prima analisi, si è considerata anche la possibilità della completa riduzione della coesione, e quindi si è impostato, per ogni lunghezza di frattura, sia la presenza che l'assenza di coesione e resistenza a trazione del giunto.

Tabella 39-Fattore di sicurezza in condizione di giunto asciutto

	FATTORE DI SICUREZZA				
	LUNGHEZZA FRATTURA [m]				
	5	20	40	60	85,35
c'=536kPa	2,16	2,14	2,1	2,09	2,07
c'=0kPa	2,16	2,11	2,07	2,01	1,92

Come si può constatare dai risultati indicati in Tabella 39, il grado di stabilità non risulta essere molto maggiore di uno. Nelle condizioni più favorevoli, quindi, il versante risulta stabile ma ci si aspettava un fattore di sicurezza molto maggiore di uno, come primo risultato a favore della stabilità.

Come seconda analisi, si è analizzata la condizione più sfavorevole, ovvero la condizione di giunto pieno d'acqua. Dunque si sono considerate 3 lunghezze, una minima (5m), una media (40m) e una massima (85,35m, il caso estremo), e per ognuna si sono ipotizzati diversi valori di pressione dell'acqua (dal momento che non vi è nessun dato di pressione interstiziale) via via crescenti fino ad arrivare: o ad un valore soglia di pressione idraulica (1MPa) o ad una netta riduzione del fattore di sicurezza (non necessariamente un FS minore di uno). In questo modo si è potuto indagare, per ogni lunghezza, la pressione idraulica critica che produce l'instabilità. Si vuole ulteriormente precisare che, il valore soglia di pressione idraulica è stato preso in riferimento alla pressione dell'acqua che si instaura a 100m di profondità. Come ulteriore ipotesi, si è considerata sempre sia la presenza che l'assenza di coesione e resistenza a trazione del giunto.

I risultati evidenziati nel capitolo 4 della tesi, riguardano sia l'ammasso roccioso che la frattura, in particolare:

- per l'ammasso roccioso si è studiata/o:
 - la zona plastica che nasce per effetto del solo peso proprio della porzione soprastante la frattura (in condizioni di giunto asciutto) e per effetto della variazione della pressione idraulica all'interno del giunto (in condizioni di giunto umido). Questo dato è importante perché permette di capire se può avvenire o meno la probabile propagazione della frattura.
 - La deformata (o spostamenti totali) all'interno dell'ammasso roccioso, e si è riscontrato che gli spostamenti si concentrano solo in prossimità della frattura. Con questi risultati si è potuto andare a definire un ordine di grandezza dell'apertura della fessura.
 - Il fattore di sicurezza in condizione di giunto asciutto e in condizione di giunto umido, per alcuni valori della pressione idraulica
- Per la frattura si è studiata/o:
 - La plasticità della frattura e la massima deformazione a taglio dell'ammasso roccioso limitrofo alla fessura: con quest'ultima si è potuto andare ad affermare per quale valore della pressione idraulica si ha la probabile propagazione della fessura (in accordo con i risultati trovati per la plasticità dell'ammasso roccioso).
 - Stato tensionale normale all'interno della fessura
 - Gli spostamenti normali dentro la frattura
 - Stato tensionale tangenziale dentro la fessura
 - Gli spostamenti tangenziali dentro la fessura: con questo risultato si è potuto stabilire per quale livello di pressione idraulica si ha scorrimento considerevole della fessura.

In questo modo, si è potuto affermare: il livello di stabilità globale per ogni lunghezza e per ogni variazione della pressione idraulica; la pressione idraulica che produce la completa plasticizzazione della frattura; la pressione idraulica critica che produce un $FS \leq 1$ (in condizione di incipiente collasso); la pressione idraulica che produce la possibile propagazione della frattura all'interno dell'ammasso roccioso (dai risultati di: plasticità e massima deformazione a taglio nell'ammasso roccioso), l'ordine di grandezza dello scorrimento per ogni lunghezza e variazione del carico idrostatico; il probabile range della lunghezza della frattura (allo stato attuale); lo stato tensionale dentro la fessura.

Si riassume i risultati ottenuti nelle tabelle 40-42-43-44-45-46.

Tabella 40-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=5m con coesione nel giunto

		RISULTATI											
		AMMASSO ROCCIOSO					FRATTURA						
pressione idraulica [MPa]	FS	Lplast[m]	Smax[cm]	lplast/lfrattura	ε taglio, max apice	σ _{max} [MPa]	σ _{min} [MPa]	δ _{max} [m]	δ _{min} [m]	τ _{max} [MPa]	τ _{min} [MPa]	δ _{tmax} [m]	δ _{tmin} [m]
0	2,16	0,125	33,62	0	5,98E-06	0,223	0,011	2,229*10-5	1,091*10-6	0,007	-0,01	-1,025*10-5	6,69*10-6
0,0125		0,125	33,62	0	6,06E-06	0,211	-0,002	2,115*10-5	-1,572*10-7	0,007	-0,01	-1,029*10-5	6,85*10-6
0,05		0,125	33,62	0	5,87E-06	0,176	-0,037	1,759*10-5	-3,74*10-6	0,007	-0,01	-1,028*10-5	6,96*10-6
0,125		0,125	33,63	1,975/5	5,49E-06	0,077	-0,067	-8,657*10-5	7,66*10-6	0,009	-0,01	-1,008*10-5	8,6*10-6
0,175		0,125	33,63	2,214/5	5,35E-06	0,044	-0,079	-1,139*10-4	4,36*10-6	0,009	-0,01	-9,8*10-6	9,4*10-6
0,19375	2,15	0,125	33,63	2,45/5	5,28E-06	0,034	-0,082	-1,387*10-4	3,353*10-6	0,009	-0,01	1,017*10-5	-9,7*10-6
0,25		0,402	33,64	2,592/5	1,88E-05	0	-0,019	-2,475*10-4	-2,3*10-5	0,01	-0,009	1,349*10-5	-8,6*10-6
0,3		0,996	33,64	2,592/5	6,61E-05	0	-0,012	-3,2*10-4	-5,6*10-5	0,01	-0,007	1,7*10-5	-6,98*10-6
0,35		1,746	33,64	2,592/5	1,38E-04	0	-0,027	-4*10-4	-1*10-4	0,01	-0,007	2,24*10-5	-6,139*10-6
0,4		2,284	33,65	2,592/5	2,11E-04	0	-0,036	-4,9*10-4	-1,5*10-4	0,01	-0,006	2,7*10-5	-5,3*10-6
0,45		3,749	33,65	2,592/5	2,83E-04	0	-0,044	-5,8*10-4	-2,07*10-4	0,01	-0,01	2,9*10-5	-8,7*10-6
0,5		3,749	33,66	2,592/5	3,67E-04	0	-0,053	-6,6*10-4	-2,6*10-4	0,01	-0,013	3,36*10-5	-1,3*10-5
0,6		13,7/3,3/13,4	33,67	2,592/5	5,50E-04	0	-0,072	-8,4*10-4	-4,09*10-4	0,011	-0,024	3,29*10-5	-2,9*10-5
0,7		14,4/6,6/15	33,68	3,959/5	8,25E-04	0	-0,088	-0,001	-6,145*10-4	0,013	-0,026	4,67*10-5	-3,39*10-5
0,75		14,4/6,6/15	33,69	4,669/5	9,55E-04	0	-0,085	-0,001	-7,15*10-4	0,013	-0,031	-4,406*10-5	4,238*10-5
0,8	2,11	17,3/9,1/15	33,70	5/*5	1,10E-03	0	0	-0,001	-8,2*10-4	0,013	-0,031	4,347*10-5	-4,232*10-5
0,9		17,3/9,1/32,4	33,71	5/*5	1,44E-03	0	0	-0,001	-0,001	0,023	-0,024	8,6*10-5	1,134*10-5
1	1,84	37,6/32,4	33,72	5/*5	1,89E-03	0	0	-0,002	-0,001	0,03	-0,018	1,735*10-4	1,058*10-4

L=5m, c'=536KPa

I valori in tabella 40 evidenziati in :

- azzurro, si riferiscono alla metà plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=2,45m$)
- verde, si riferiscono all'inizio della probabile propagazione della frattura (dai risultati relativi a $L_{plast}=0.996m$ e $\epsilon_{taglio,max\ apice}=6,61 \times 10^{-5}m$).
- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=5m$).
- verde scuro, si riferiscono alla riduzione del fattore di sicurezza sotto le due unità ($FS=1,84$).

Nella tabella 41 viene riportata la nomenclatura, assunta per le diverse variabili, con la relativa definizione.

Tabella 41-Nomenclatura delle variabili meccaniche

Lplast[m]=	massima lunghezza della zona plasticizzata intorno alla frattura
Smax[cm]=	spostamento massimo nell'ammasso roccioso intorno alla frattura
lplast[m]=	lunghezza della frattura plasticizzata
Lfrattura[m]=	lunghezza della frattura(=5m-40m-85,35m)
εtaglio,min=	deformazione a taglio minima della frattura
εtaglio,max=	deformazione a taglio massima della frattura
σnmax*[MPa]=	tensione normale massima nella frattura
σnmin*[MPa]=	tensione normale minima nella frattura
δnmax*[m]=	spostamento normale massimo nella frattura
δnmin*[m]=	spostamento normale minimo nella frattura
τmax*[MPa]=	tensione tangenziale massima nella frattura
τmin*[MPa]=	tensione tangenziale minima nella frattura
δtmax*[m]=	spostamento tangenziale massimo nella frattura
δtmin*[m]=	spostamento tangenziale minimo nella frattura
c'[kPa]=	coesione
φ' [°]=	angolo di attrito

Analizzando i risultati riportati nella tabella 40, si è potuto constatare che, globalmente il versante risulta stabile, e variando qualsiasi parametro meccanico, si è ottenuto un fattore di sicurezza minimo pari a 1,84. Allo stato attuale in pendio roccioso risulta stabile, quindi questa condizione potrebbe essere quella reale. Inoltre dalla suddetta analisi si è potuto definire il livello di pressione idraulica che produce:

- la parziale plasticizzazione della frattura ($u=0,19375MPa$).
- l'inizio della probabile propagazione della frattura ($u=0,3MPa$),
- la completa plasticizzazione della frattura ($u=0,8MPa$),
- una riduzione del FS ($u_{soglia}=1MPa$). Nell'ipotesi che nel giunto agisca un pressione interstiziale di 1MPa, il versante risulta ancora stabile con un grado di stabilità di 1,84.

Infine, l'ordine di grandezza massimo dello scorrimento è $10^{-4}m$ (valore trascurabile dal punto di vista ingegneristico) , dunque si può affermare che la frattura non subisce nessun scorrimento e il versante in oggetto, con una lunghezza della frattura pari a 5m e con la presenza di coesione nella fessura, risulta stabile.

Tabella 42-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=5m e assenza di coesione nel giunto

		RISULTATI											
		AMMASSO ROCCIOSO						FRATTURA					
pressione idraulica [MPa]	FS	Lplast[m]	Smax[cm]	lplast/lfrattura	εtaglio,max apice	σnmax[MPa]	σnmin[MPa]	δnmax[m]	δnmin[m]	τmax[MPa]	τmin[MPa]	δtmax[m]	δtmin[m]
0	2,16	0,1	33,62	1,135/5	5,037E-06	0,212	0,026	2,122*10-5	2,6*10-6	0,006	-0,016	-1,63*10-5	6,28*10-6
0,0125		0,1	33,62	1,135/5	4,883E-06	0,201	0,014	2,01*10-5	1,35*10-6	0,006	-0,016	-1,63*10-5	6,48*10-6
0,05		0,1	33,62	1,135/5	4,458E-06	0,165	0	1,648*10-5	-6,26*10-6	0,006	-0,017	-1,65*10-5	5,8*10-6
0,125	2,15	0,1	33,63	2,34/5	3,874E-06	0,072	0	-8,02*10-5	7,158*10-6	0	-0,016	-1,56*10-5	1,009*10-5
0,175		0,1	33,63	5/5	1,925E-06	0,046	0	-1,4*10-4	4,61*10-6	2,4*10-5	-0,013	-2,8*10-5	4,18*10-6
0,19375		0,1	33,63	5/5	1,165E-06	0,006	0	1,34*10-7	-1,78*10-4	0	-0,003	-2,7*10-5	5,52*10-6
0,25		0,475	33,64	5/5	2,439E-05	0	0	-2,716*10-5	-2,8*10-4	0	0	-2,45*10-5	1,245*10-5
0,3		0,974	33,64	5/5	8,977E-05	0	0	-3,7*10-4	-6,6*10-5	0	0	2,2*10-5	-1,9*10-5
0,35		1,6	33,65	5/5	1,734E-04	0	0	-4,7*10-4	-1,15*10-4	0	0	2,78*10-5	-1,89*10-5
0,4		2,586	33,65	5/5	2,590E-04	0	0	-5,7*10-4	-1,7*10-4	0	0	-2,8*10-5	2,58*10-5
0,45		4,087	33,66	5/5	3,413E-04	0	0	-6,7*10-4	-2,3*10-4	0	0	3,08*10-5	-2,9*10-5
0,5		7/2,6/12,23	33,66	5/5	4,415E-04	0	0	-7,7*10-4	-3,04*10-4	0	0	-3,59*10-5	3,4*10-5
0,6		8	33,67	5/5	6,570E-04	0	0	-9,79*10-4	-4,68*10-4	0	0	-6,04*10-5	3,064*10-5
0,7		11	33,68	5/5	8,903E-04	0	0	-0,001	-6,37*10-4	0	0	-5,046*10-5	4,402*10-5
0,75		11	33,69	5/5	1,018E-03	0	0	-0,001	-7,2*10-4	0	0	5,2*10-5	-4,3*10-5
0,8	1,95	15,5/6,6/15,1	33,7	5/5	1,150E-03	0	0	-0,001	-8,05*10-4	0	0	5,8*10-5	-3,79*10-5
0,9		16	33,71	5/5	1,426E-03	0	0	-0,002	-0,001	0	0	-6,5*10-5	3,5*10-5
1	1,79	19,32/11,36/28	33,72	5/5	1,859E-03	0	0	-0,002	-0,001	0	0	1,17*10-4	-1,15*10-5

L=5m, c=0KPa

Per quanto riguarda la nomenclatura delle variabili meccaniche, si rimanda alla tabella 41.

I valori in tabella 42 evidenziati in :

- azzurro, si riferiscono alla metà plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=2,34m$)
- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=5m$).
- verde, si riferiscono all'inizio della probabile propagazione della frattura (dai risultati relativi a $L_{plast}=2,6m$ e $\epsilon_{taglio,max\ apice}=4,415 \times 10^{-4}$).
- verde scuro, si riferiscono alla riduzione del fattore di sicurezza sotto le due unità ($FS=1,79$).

Analizzando il fattore di sicurezza globale, si può dunque affermare che, nell'ipotesi che il versante in oggetto avesse una frattura interna di 5 m, questo risulta stabile anche senza la compartecipazione della coesione. Infatti il fattore di sicurezza, anche nel caso più estremo di pressione idraulica estremamente elevata, assume un valore di 1,79. Allo stato attuale in pendio roccioso risulta stabile, quindi questa condizione potrebbe essere quella reale.

Si può dunque concludere che, per una lunghezza della frattura di 5 metri, la variazione della pressione idraulica non influenza la stabilità del versante. Nell'analisi ci si ferma ad una pressione soglia di 1MPa (corrispondente alla pressione dell'acqua a 100m di profondità) e si può affermare che, per qualsiasi pressione interstiziale che si potrebbe instaurare a seguito della infiltrazione dell'acqua dentro i giunti soprastanti la frattura in esame, il versante risulta stabile (sia con che senza coesione nella discontinuità)

Per quanto riguarda la pressione idraulica, questa ha generato:

- la parziale plasticizzazione della frattura quando ha assunto il valore di 0,125MPa.
- la completa plasticizzazione della frattura quando ha assunto il valore di 0,175MPa,
- l'inizio della probabile propagazione della frattura quando ha assunto il valore di 0,5MPa,
- una riduzione del FS quando ha assunto il valore soglia $u_{soglia}=1MPa$. Nell'ipotesi che nel giunto agisca un pressione interstiziale di 1MPa, il versante risulta ancora stabile con un grado di stabilità di 1,79.

Infine, come si è potuto ulteriormente constatare dalla tabella 42, non si ha scorrimento anche in assenza di coesione nella frattura (l'ordine di grandezza è $10^{-4}m$).

Tabella 43-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=40m con coesione nel giunto

		RISULTATI											
		AMMASSO ROCCIOSO						FRATTURA					
pressione idraulica [MPa]	FS	lplast[m]	Smax[cm]	lplast/lfrattura	Etaglio, max apice	σnmax*[MPa]	σnmin[MPa]	δnmax[m]	δnmin[m]	τmax[MPa]	τmin[MPa]	δtmax[m]	δtmin[m]
0	2,10	0	33,65	0/40	1,10E-05	0,274	0,043	2,736*10-5	4,283*10-6	0,007	-0,114	-1,14*10-4	7,307*10-6
0,0125		0	33,65	0/40	1,10E-05	0,261	0,031	2,612*10-5	3,082*10-6	0,007	-0,114	-1,14*10-4	7,327*10-6
0,05		0	33,65	0/40	1,10E-05	0,224	-0,005	2,243*10-5	-5,223*10-7	0,007	-0,114	-1,14*10-4	7,397*10-6
0,125		0	33,65	0/40	1,09E-05	0,15	-0,078	1,503*10-5	-7,799*10-6	0,008	-0,114	-1,14*10-4	7,549*10-6
0,15		0	33,65	13,589/40	1,10E-05	0,126	-0,086	-2,708*10-5	1,255*10-5	0,008	-0,114	-1,14*10-4	7,639*10-6
0,175	2,09	21,751	33,68	13,589/40	1,15E-04	0	-0,074	-7,756*10-4	-1,663*10-4	0,036	-0,163	-2,015*10-4	-9,443*10-5
0,18		26,753	33,71	33,961/40	2,17E-04	0	-0,085	-0,002	-5,247*10-4	0,051	-0,162	-9,874*10-5	-1,121*10-5
0,185	2,08	26,753	33,71	40/40	2,28E-04	0	0	-0,002	-5,709*10-4	0,056	-0,162	-8,401*10-5	-1,996*10-6
0,19375		33,16	33,72	40/40	2,66E-04	0	0	-0,002	-7,16*10-4	0,071	-0,162	-1,254*10-4	5,475*10-5
0,3	1,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

L=40m, c'=536kPa

Per quanto riguarda la nomenclatura delle variabili meccaniche, si rimanda alla tabella 41.

I valori in tabella 43 evidenziati in :

- azzurro, si riferiscono alla parziale plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=13,589m$, circa il 34% della lunghezza totale)
- verde, si riferiscono all'inizio della probabile propagazione della frattura (dai risultati relativi a $L_{plast}=26,753m$ e $\epsilon_{taglio,max\ apice}=2,17 \times 10^{-4}m$).
- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=40m$).
- verde scuro, si riferiscono ad una drastica riduzione del fattore di sicurezza sotto le due unità ($FS=1,19$).

Come si è potuto constatare dai risultati ottenuti nella tabella 43, il fattore di sicurezza è al di sopra di 2 fino ad un livello di pressione idraulica di 0,185MPa. La pressione interstiziale di 0,3MPa, causa una netta diminuzione del fattore di sicurezza, con un valore pari a 1,19. Se tale valore aumentasse, causerebbe il collasso del versante. Si può dunque affermare che il versante risulti stabile fino ad avere una pressione interstiziale di 0,3MPa. Allo stato attuale in pendio roccioso risulta stabile, quindi questa condizione potrebbe essere quella reale. E' da notare come, per una lunghezza della frattura di 40m, il versante risulta sensibile alla variazione della pressione interstiziale.

I valori della pressione idraulica che hanno generato una variazione significativa dello stato tenso deformativo, sono:

- $u=15MPa$: che ha generato la parziale plasticizzazione della frattura,
- $u=0,18MPa$: che ha generato l'inizio della probabile propagazione della frattura quando ha assunto il valore di 0,5MPa,
- $u=0,185MPa$: che ha generato la completa plasticizzazione della frattura,
- $u=0,3MPa$: che ha generato una riduzione del FS. Nell'ipotesi che il giunto si riempi d'acqua, dal basso verso l'alto, fino a raggiungere un'altezza d'acqua di 30m (su 40m totali), il versante assume un indice di sicurezza vicino ad uno.

Infine, un ulteriore parametro da sottolineare è lo scorrimento nella frattura, con un massimo ordine di grandezza di $10^{-4}m$, quindi trascurabile dal punto di vista ingegneristico.

Tabella 44-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=40m e assenza di coesione nel giunto

		RISULTATI													
		AMMASSO ROCCIOSO							FRATTURA						
pressione idraulica [MPa]	FS	Lplast*[m]	Smax[cm]	plast*/Lfrattura	εtaglio, max apice	σnmax*[MPa]	σnmin*[MPa]	δnmax*[m]	δnmin*[m]	τmax*[MPa]	τmin*[MPa]	δtmax*[m]	δtmin*[m]		
0	2,07	1,624	33,65	37,873/40	3,13E-05	0,277	0,048	2,773*10 ⁻⁵	4,815*10 ⁻⁶	-0,004	-0,112	-5,391*10 ⁻⁴	-5,83*10 ⁻⁵		
0,0125	2,07	3,495	33,65	38/40	3,45E-05	0,265	0,036	2,649*10 ⁻⁵	3,616*10 ⁻⁶	-0,013	-0,128	-6,038*10 ⁻⁴	-6,549*10 ⁻⁵		
0,05	2,06	4,123	33,65	40/40	5,02E-05	0,23	0	2,296*10 ⁻⁵	-3,44*10 ⁻⁶	0	-0,146	-8,318*10 ⁻⁴	-1,586*10 ⁻⁴		
0,125		19,843	33,69	40/40	9,12E-05	0,038	0	-5,599*10 ⁻⁴	3,815*10 ⁻⁶	0	-0,025	-0,001	-5,032*10 ⁻⁴		
0,15		24,401	33,71	40/40	1,58E-04	0	0	-9,72*10 ⁻⁴	-2,675*10 ⁻⁴	0	0	-0,001	-7,098*10 ⁻⁴		
0,175		26,392	33,73	40/40	2,44E-04	0	0	-0,001	-5,77*10 ⁻⁴	0	0	-0,001	-9,159*10 ⁻⁴		
0,18		26,392	33,74	40/40	2,53E-04	0	0	-0,002	-6,261*10 ⁻⁴	0	0	-0,001	-9,121*10 ⁻⁴		
0,185		26,392	33,74	40/40	2,75E-04	0	0	-0,002	-6,947*10 ⁻⁴	0	0	-0,001	-9,187*10 ⁻⁴		
0,19375		30	33,75	40/40	3,16E-04	0	0	-0,002	-8,187*10 ⁻⁴	0	0	-0,002	-9,349*10 ⁻⁴		
0,3	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

L=40m, c'=0kPa

Per quanto riguarda la nomenclatura delle variabili meccaniche, si rimanda alla tabella 41.

I valori in tabella 44 evidenziati in :

- azzurro, si riferiscono alla quasi completa plasticizzazione della frattura ($l_{\text{plast}}=37,873\text{m}$, circa il 95% della lunghezza totale)
- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{\text{plast}}=40\text{m}$).
- verde, si riferiscono all'inizio della probabile propagazione della frattura (dai risultati relativi a $L_{\text{plast}}=24,401\text{m}$ e $\epsilon_{\text{taglio,max apice}}=1,58 \times 10^{-4}$).
- verde scuro, si riferiscono ad una drastica riduzione del fattore di sicurezza al di sotto di uno ($FS=0,95$).

Il versante dunque risulta stabile fino ad una pressione interstiziale di $0,19375\text{MPa}$, con un fattore di sicurezza nell'intorno di due. Quando la pressione dell'acqua aumenta a $0,3\text{MPa}$, questa causa il collasso del versante. Dunque si può stabilire che la pressione critica (in condizione di incipiente collasso) è poco minore di $0,3\text{MPa}$. Allo stato attuale, il versante risulta stabile, quindi questa condizione potrebbe essere quella reale se e solo se la pressione idraulica fosse minore o uguale a $0,19375\text{MPa}$. Lo scenario che identifica un carico idraulico di $0,3\text{MPa}$ è del tutto previsionale e non attuale.

Si vuole dunque concludere che, per una lunghezza della frattura di 40 metri, la variazione della pressione idraulica influenza la stabilità del versante (sia con che senza coesione nel giunto) e la pressione interstiziale in condizione di incipiente collasso è nell'intorno di 300KPa .

Inoltre dalla suddetta analisi si è potuto definire il livello di pressione idraulica che produce:

- la parziale plasticizzazione della frattura ($u=0\text{ MPa}$). Si noti come già in condizioni asciutte, la frattura risulta quasi tutta plasticizzata;
- la completa plasticizzazione della frattura ($u=0,05\text{MPa}$). Con appena una pressione interna di 50kPa , la frattura va a rottura;
- l'inizio della probabile propagazione della frattura ($u=0,15\text{MPa}$). Con questo carico si potrebbe evolvere la lunghezza della fessura;
- una riduzione del FS al di sotto di uno ($u=0,3\text{MPa}$). Questa pressione corrisponde alla pressione dell'acqua che si instaura alla profondità di 30m. Nell'ipotesi che il giunto si riempi d'acqua, dal basso verso l'alto, fino a 30 metri di altezza (su 40m totali), il versante va a collasso.

Infine, un ulteriore parametro da sottolineare è lo scorrimento nella frattura, con un massimo ordine di grandezza di 10^{-3}m , quindi trascurabile dal punto di vista ingegneristico.

Tabella 45-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=85,35m con coesione nel giunto

		RISULTATI											
		AMMASSO ROCCIOSO					FRATTURA						
pressione idraulica [MPa]	FS	Lplast* [m]	Smax [cm]	lplast/lfrattura	E taglio, max apice	σnmax [MPa]	σnmin [MPa]	δnmax [m]	δnmin [m]	τmax [MPa]	τmin [MPa]	δtmax [m]	δtmin [m]
0	2,07	8,5	33,61	0/85,35	4,91E-07	0,217	-0,031	2,167*10-5	-3,086*10-6	0,01	-0,109	-1,094*10-4	1,1*10-5
0,0125	2,07	8,5	33,61	0/85,35	4,91E-07	0,205	-0,043	2,049*10-5	-4,339*10-6	0,01	-0,109	-1,094*10-4	1,1*10-5
0,025		8,5	33,61	0/85,35	4,91E-07	0,193	-0,056	1,928*10-5	-5,59*10-6	0,01	-0,109	-1,094*10-4	1,1*10-5
0,0375		8,5	33,61	1,9/85,35	4,90E-07	0,181	-0,068	1,807*10-5	-7,856*10-6	0,01	-0,109	-1,094*10-4	1,1*10-5
0,05	2,03	8,5	33,61	2,59/85,35	4,91E-07	0,168	-0,077	1,684*10-5	-1,585*10-5	0,01	-0,109	-1,094*10-4	1,1*10-5
0,0875	1,195	21,764/38,352	33,91	85,35/85,35	3,69E-06	0	0	-0,031	-0,002	0,152	-0,094	-1,094*10-4	1,1*10-5

L=85,35m, c'=536kPa

Per quanto riguarda la nomenclatura delle variabili meccaniche, si rimanda alla tabella 41.

I valori in tabella 45 evidenziati in :

- azzurro, si riferiscono all'inizio della plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=1,9m$)
- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=40m$) e ad una drastica riduzione del fattore di sicurezza sotto le due unità ($FS=1,195$).

La situazione, in questo caso, è del tutto labile se si ha una significativa pressione d'acqua. Infatti, come si può notare in tabella 45, si sono analizzati solo gli scenari con una esigua pressione idraulica. Il motivo è che le analisi coinvolte con una pressione interstiziale già prossima a 0,1MPa, non andava a convergenza, fornendo un fattore di sicurezza minore di uno. Si può dunque stabilire che in condizioni di giunto asciutto, il versante risulta a favore della stabilità. Questa è la condizione più estrema che si possa avere ma comunque è interessante studiare la stabilità del versante nel caso la frattura possa, in futuro, evolvere in questa situazione. Si può dunque concludere che, se la fessura evolvesse in questa situazione, il versante collasserebbe, dal momento che vi è sempre la presenza dell'acqua dentro il giunto, in quanto, si è già constatato nel paragrafo 1.5 che, l'area montana è soggetta a frequenti precipitazioni.

E' dunque, per definizione, uno scenario del tutto previsionale, in quanto, allo stato attuale, non vi è nessuna evidenza della frattura in superficie.

Inoltre dalla suddetta analisi si è potuto definire il livello di pressione idraulica che produce:

- l'inizio della plasticizzazione della frattura ($u=0,0375$ MPa).
- la completa plasticizzazione della frattura e una netta riduzione del FS al di sotto di uno ($u=0,0875$ MPa). Nell'ipotesi che il giunto si riempi d'acqua, dal basso verso l'alto, fino a raggiungere un'altezza d'acqua di appena 8,75m (su 85,35m totali), il versante va a collasso.

Infine, un ulteriore parametro da sottolineare è lo scorrimento nella frattura, con un massimo ordine di grandezza di $10^{-4}m$, quindi trascurabile dal punto di vista ingegneristico.

Tabella 46-Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per L=85,35m e assenza di coesione

		RISULTATI											
		AMMASSO ROCCIOSO					FRATTURA						
pressione idraulica [MPa]	FS	Lplast* [m]	Smax[cm]	lplast/Lfrattura	Etaglio,max calotta	σnmax[MPa]	σnmin[MPa]	δnmax[m]	δnmin[m]	τmax[MPa]	τmin[MPa]	δtmax[m]	δtmin[m]
0	1,92	15,839	33,61	85,35/85,35	2,79E-05	0,196	0	1,961*10 ⁻⁵	-1,561*10 ⁻⁶	0	-0,127	-0,002	-0,001
0,0125	1,92	15,839	33,62	85,35/85,35	2,84E-05	0,181	0	1,811*10 ⁻⁵	-9,373*10 ⁻⁶	0	-0,118	-0,003	-0,001
0,025		15,839	33,63	85,35/85,35	2,89E-05	0,166	0	-1,476*10 ⁻⁴	1,659*10 ⁻⁵	0	-0,108	-0,003	-0,002
0,0375		17,236/20,717	33,64	85,35/85,35	2,97E-05	0,144	0	-4,044*10 ⁻⁴	1,444*10 ⁻⁵	0	-0,094	-0,003	-0,002
0,05	1,9	17,236/30,614	33,67	85,35/85,35	3,06E-05	0,122	0	-0,002	1,218*10 ⁻⁵	0	-0,077	-0,004	-0,003
0,0875	0,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

L=85,35m, c'=0kPa

Per quanto riguarda la nomenclatura delle variabili meccaniche, si rimanda alla tabella 41.

I valori in tabella evidenziati in :

- arancione, si riferiscono alla completa plasticizzazione della frattura ($l_{plast}=85,35m$).
- verde scuro, si riferiscono ad una drastica riduzione del fattore di sicurezza al di sotto di uno ($FS=0,9$).

Considerando la condizione di lunghezza estrema con assenza di coesione nel giunto, si può constatare che il versante risulta stabile in condizione di giunto asciutto, con un livello di stabilità di 1,92.

Dalla tabella 46, si nota come si siano analizzati scenari con un basso livello di pressione interstiziale; il motivo è che, nelle condizioni sopraesposte, il versante risulta estremamente sensibile alla presenza dell'acqua, tanto che per una pressione maggiore di 0,05MPa non si ha più stabilità.

Allo stato attuale il versante risulta stabile e non vi è nessuna evidenza della frattura in superficie, per tanto, il suddetto scenario è del tutto previsionale. Il versante non potrà mai evolvere in questa situazione perché collasserebbe prima, dal momento che, la zona in esame è soggetta a consistenti periodi di precipitazioni (paragrafo 1.5); dalle precipitazioni avviene l'infiltrazione dell'acqua piovana dentro le discontinuità che affiorano in superficie. Dunque all'interno delle discontinuità va ad infiltrarsi l'acqua meteorologica che causa possibili sovrappressioni interne. Questo è il motivo del perché questo scenario non può essere realistico, ma è stato utile per analizzare la stabilità nelle condizioni più sfavorevoli che si possano avere per il versante in esame.

Si vuole dunque concludere che, per una lunghezza della frattura di 85,35 metri, la variazione della pressione idraulica influenza molto la stabilità del versante. La pressione idraulica critica che genera la condizione di equilibrio limite è nell'intorno di 87,5KPa.

Inoltre dalla suddetta analisi si è potuto definire il livello di pressione idraulica che produce:

- la completa plasticizzazione della frattura ($u=0MPa$). Già nelle condizioni più favorevoli di giunto asciutto, si ha la plasticizzazione di tutta la frattura.
- una netta riduzione del FS al di sotto di uno ($u=0,0875MPa$). Nell'ipotesi che il giunto si riempi d'acqua, dal basso verso l'alto, fino a raggiungere un'altezza d'acqua di appena 8,75m (su 85,35m totali), il versante va a collasso.

Infine, un'ulteriore parametro da sottolineare è lo scorrimento nella frattura, con un massimo ordine di grandezza di $10^{-3}m$, quindi trascurabile dal punto di vista ingegneristico.

Dalle analisi sopraesposte, si può dunque affermare che la lunghezza della frattura è minore o uguale a 40m. Nel caso fosse di 40m, la pressione interstiziale sarà sicuramente minore di 300KPa. Nel caso fosse di 5m, non vi è nessun effetto dell'acqua sulla stabilità e il versante risulta pienamente stabile.

La lunghezza di 85,35m è da escludersi perché, non vi sono evidenze di tale frattura in superficie (la frattura è solo interna all'ammasso roccioso, posizionata nella calotta della galleria) e anche perché l'analisi

restituisce solo la stabilità in condizioni di giunto asciutto (il che è poco realistico dalle condizioni meteorologiche di Alagna Valsesia (paragrafo 1.5). Nel caso ipotetico e non reale (non attuale) che la lunghezza di frattura fosse di 85,35m, il versante non risulterebbe stabile, data la sensibilissima influenza dell'acqua nel giunto (e dal momento che, la condizione di giunto umido è quella che si deve considerare per definire la stabilità globale del versante, perché, dai dati ottenuti dal sito Arpa Piemonte di Alagna Valsesia (paragrafo 1.5), la zona in esame risulta soggetta a consistenti precipitazioni, con conseguente infiltrazione d'acqua dentro i giunti affioranti in superficie).

Infine si è constatato dall'analisi di stabilità previsionale del versante (condotta nel capitolo 4) che, esistono le condizioni di frattura che possono generare collasso del versante. Queste condizioni sono le ipotesi di base degli scenari analizzati nel capitolo 4. Si può dunque concludere che la porzione di versante avente una frattura interna può generare una futura frana. E' importante prevenire con più mezzi di monitoraggio e ridurre il rischio con più interventi di stabilizzazione. Vengono ora suggeriti alcuni dei possibili strumenti per il monitoraggio e consigliati alcuni interventi di stabilizzazione dei versanti rocciosi.

5.2. SUGGERIMENTI DI UN POSSIBILE PIANO DI MONITORAGGIO E INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Come si è fatto espressamente notare dai risultati ottenuti dalle analisi numeriche condotte per due porzioni di versante limitrofe (nel capitolo 3-4), il fattore di sicurezza è nell'intorno di 2. Questo sta a significare che, globalmente il versante roccioso risulta stabile ma l'indice di sicurezza non risulta significativamente molto maggiore di uno (ovvero, superiore di più unità). Questo sta a significare che è importate prevedere l'evoluzione delle deformazioni nel tempo e, data la forma prevalentemente strapiombante del fronte del versante in oggetto, è conveniente intervenire in quei tratti del pendio con monoliti pericolosamente aggettanti. Vengono suggeriti nel seguito, dei possibili strumenti per il monitoraggio dell'area e dei possibili interventi di stabilizzazione (sia di tipo attivo che di tipo passivo).

MONITORAGGIO GEOTECNICO

Per definizione, il monitoraggio geotecnico è l'ultimo passo nella progettazione e nel processo di costruzione di un'infrastruttura civile. Lo scopo del monitoraggio è:

- verificare le ipotesi e le previsioni progettuali grazie ad un confronto sistematico tra previsione e performance del problema geotecnico;
- assicurare che la struttura soddisfi i requisiti per i quali è stata costruita, in termini di funzionalità.

Il monitoraggio viene eseguito per misurare:

- deformazione nel terreno,
- pressioni interstiziali,
- sollecitazioni e sollecitazioni indotte negli elementi strutturali (rivestimento, rinforzi, ecc.),
- carichi sulle strutture.

Nel caso in questione è importate monitorare costantemente l'area, e nella tabella 47 vengono indicati alcuni strumenti di misura per il monitoraggio della galleria, della frattura interna e della porzione di versante oggetto di studio.

Tabella 47-Strumenti di misura per il Monitoraggio

PIANO DI MONITORAGGIO	
	STRUMENTI DI MISURA
GALLERIA	ESTENSIMETRO
	ESTENSIMETRO A NASTRO
FRATTURA INTERNA	FESSURIMETRO
VERSANTE	RADAR INTERFEROMETRY (GBInSAR)
	MISURE TOPOGRAFICHE
	ESTENSIMETRO DI SUPERFICIE
	DISTOMETRO A NASTRO
	FESSURIMETRO

Vengono indicati solo alcuni tra gli strumenti di misura, ma ne esistono una ampia gamma in commercio.

In particolare, per la galleria si potrebbe usare:

- L'estensimetro a nastro:
 - Cosa misura: È progettato per misurare piccole variazioni nella distanza tra pareti opposte o tra il tetto e il pavimento di scavi, gallerie o aperture di miniere.
 - Come misura: Tenendo il nastro tra due punti opposti
 - Per cosa: Per monitorare le frane e la convergenza dei tunnel.
- L'estensimetro:
 - Cosa misura: Lo spostamento relativo tra uno o più punti lungo una linea.
 - Come misura: Installando più tasselli a diverse profondità.
 Meccanico a punto singolo (installazione nella superficie del versante: previsione delle deformazioni in profondità);
 Ancoraggio stuccabile a più punti (installazione dentro la galleria: perforazione di un foro nella parete della galleria, inserimento dell'estensimetro stuccabile in più punti dentro il foro; in questo modo si può prevedere la convergenza della galleria)
 - Per cosa: Per monitorare frane, gallerie e dighe.

Per la frattura interna sono già previsti dei fessurimetri (o misuratori di giunto) posizionati all'interno delle gallerie di coltivazione (installati dalla società Veneta Mineraria).

Per il tutta la porzione di versante, la si potrebbe monitorare in superficie con:

- Radar Interferometry – Ground based (GBInSAR):



Figura 270-Monitoraggio in superficie con GBInSAR

GB-InSAR (Ground-Based Interferometric Synthetic Aperture Radar), ovvero radar interferometrico ad apertura sintetica installato a terra (figura 270). Offre il grande vantaggio del monitoraggio spaziale di una porzione di un pendio e le misure possono essere eseguite in qualsiasi condizione di tempo e di illuminazione. Per le misurazioni utilizza sia target naturali (monoliti di roccia o vegetazione) sia artificiali (riflettori angolari o specchi). Il principio di funzionamento è la misurazione della variazione nel tempo della posizione di punti in superficie. Come risultato si ottiene una mappa degli spostamenti del pendio (Figura 271) e la serie temporale degli spostamenti.

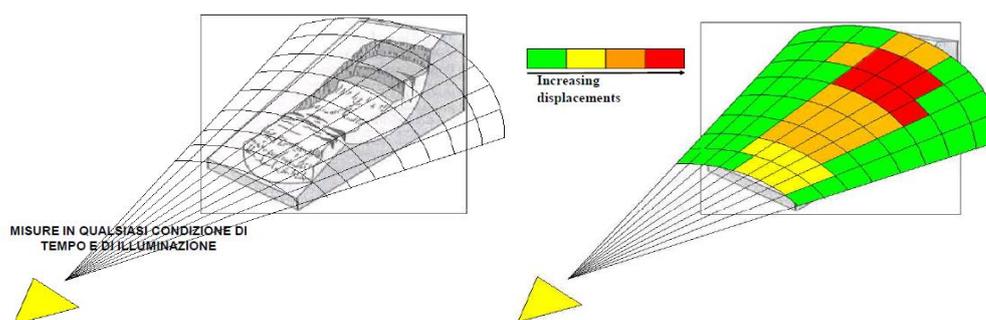


Figura 271-Mappa degli spostamenti del pendio monitorato con GBInSAR

Naturalmente questa strumentazione tanto sofisticata, ha sia pro che contro, ovvero:

PRO

- Elevata risoluzione
- Dato areale
- Non necessario accesso
- Automatizzabile
- Tempi di rivisitazione
- Misure 3D (componenti)
- Indipendenza meteo/illuminazione

CONTRO

- Elevato costo
- Difficoltà di posizionamento della strumentazione davanti al versante
- Complessa interpretazione dati

- Misure topografiche:

Il più antico metodo di misurazione è il rilievo topografico. Il monitoraggio topografico viene basato sul controllo nel tempo delle variazioni angolari e spaziali (spostamenti) di punti e parti strutturali materializzati da capisaldi posti sulla superficie del terreno. Le misure avvengono mediante l'impiego di:

- Stazioni totali
- Teodoliti

Prismi riflettenti sono collocati sul corpo di frana (punti mobili) e al di fuori (punti fissi) come punti di riferimento. Si determinano gli spostamenti attraverso misure ripetute nel tempo. Le misure possono essere fatte a distanza.

Cosa misurano: La posizione di un numero di punti nello spazio rispetto a un dato punto di riferimento noto.

Come: Utilizzando un teodolite (o una stazione totale) e targets.

Per cosa: Per monitorare frane, gallerie e dighe.

- Estensimetro di superficie:

Misura lo spostamento relativo tra due punti di misura posti ai due lati di una frattura. Il suo funzionamento è il seguente: lo spostamento di uno dei due punti di misura modifica la lunghezza del filo (o l'estensione della barra). Tale spostamento è registrato dal sensore che lo trasmette alla centralina. La risoluzione delle misure sono dell'ordine di centesimi-decimi di mm.

- Estensimetro a barra: Controllano l'apertura delle fratture. Possono essere mono-bi-tri-direzionali (per il controllo del vettore spostamento: Figura 272). Consentono la misura di spostamenti superficiali tra punti situati a distanze fino a 3 m.

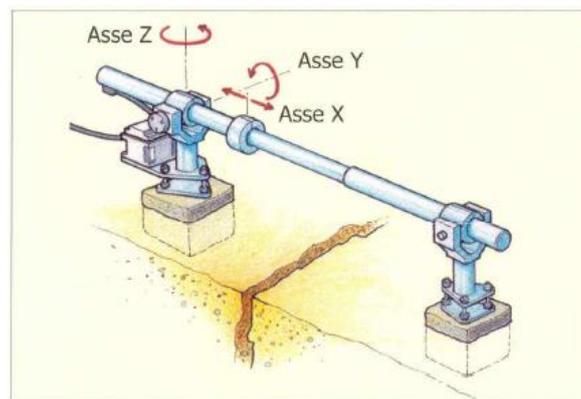


Figura 272-Estensimetro a barra

- Estensimetro a filo: Consentono la misura di spostamenti superficiali tra punti situati a distanze fino a 50 m. Possono essere solo monodirezionali, per il controllo della componente di spostamento lineare (Figura 273).

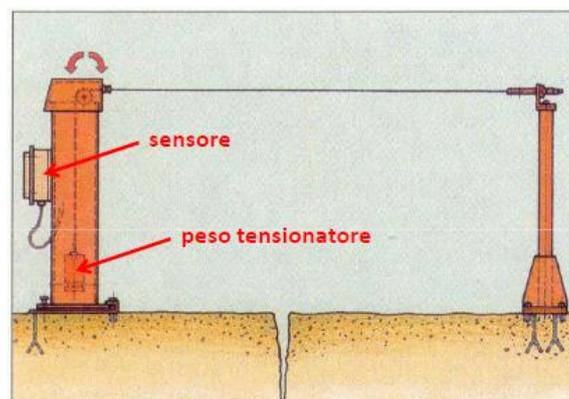


Figura 273-Estensimetro a filo

- Distometro a nastro:

Il distometro consente di misurare manualmente le variazioni di distanza tra due punti fissi rappresentati, ad esempio, dalle pareti di una grossa frattura. E' utilizzato su ammassi rocciosi. Consente di compiere misure con la precisione del centesimo di mm. Vengono compiute tre misure e il valore da considerare è la media. Può essere solo monodirezionale, per il controllo manuale della componente di spostamento lineare (Figura 274).

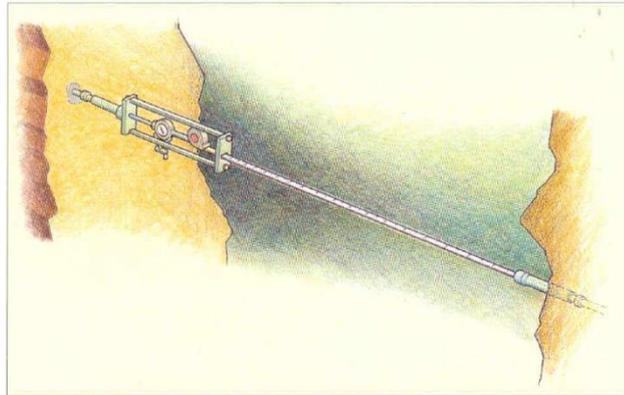


Figura 274-Distometro a nastro

- Fessurimetro:

I fessurimetri o misuratori di giunto (lineare, meccanico, elettrico) sono strumenti finalizzati al controllo delle fessure presenti su edifici o di piccole fratture di ammassi rocciosi, rispetto alle quali sono posizionati a cavallo. Hanno lo scopo del controllo dell'apertura di una frattura (Figura 275). Possono essere di vario tipo: fessurimetri lineari, elettrici, misuratori di giunto monoassiali, elettrici. La precisione degli strumenti varia dal mm (fessurimetro lineare) al centesimo di mm (fessurimetro elettrico). La restituzione dei dati è analoga a quella degli estensimetri (grafico spostamenti-tempo).



Figura 275-Fessurimetro

Cosa misurano: Hanno lo scopo di misurare il movimento attraverso fessure e giunti superficiali.

Come: Viene installato stuccando, imbullonando o incollando due ancoraggi filettati (con giunti sferici) sui lati opposti della fessura e quindi attaccando le estremità del misuratore agli ancoraggi.

Per cosa: Per monitorare giunti e crepe.

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Si riconoscono 2 tipologie di intervento:

- INTERVENTI DI TIPO ATTIVO: essi mirano ad incrementare il fattore di sicurezza (che per il versante in oggetto è intorno a due), e dunque essi impediscono il distacco. Dunque agiscono eliminando o riducendo la fase di innesco di una frana.
- INTERVENTI DI TIPO PASSIVO: essi entrano in azione dopo il distacco e limitano la propagazione. Dunque agiscono riducendo la fase di propagazione del corpo frana.

Innanzitutto, prima di intervenire, bisogna valutare l'effettiva necessità, in questo modo si risparmiano risorse e non si interferisce troppo con il paesaggio.

Prima di qualunque intervento, occorre, se è possibile, eseguire il disgaggio dei monoliti aggettanti presenti sulla parete rocciosa. Si valuta dunque, se ne esistono e siano parzialmente distaccati e in incipiente caduta. Se vi è la presenza di monoliti pericolanti, su questi viene eseguita l'operazione di disgaggio, che prevede il distacco dei soli blocchi aggettanti: il distacco viene eseguito da ditte specializzate per via meccanica (mediante paranchi con cui si fa leva) o con esplosivo. E' importante valutare la possibilità di distaccare un monolite per evitare l'effetto domino.

Per il versante in oggetto, l'operazione preventiva del disgaggio è già stata praticata in passato (si ricordi che codesta operazione è stata eseguita su una porzione rocciosa denominata Grande Tetto, abbattuto nell'agosto del 2011: come viene illustrato nel fotogramma 2 di figura 27 del capitolo 1) e dovrebbe essere usato tutt'ora per i numerosi monoliti di cui è caratterizzata l'area oggetto di studio (facendo sempre particolare attenzione all'effetto domino).

In tabella 48 vengono illustrati e consigliati i principali interventi attivi e passivi.

Tabella 48-Interventi di stabilizzazione attivi e passivi

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE	
ATTIVO (SUL FRONTE)	PASSIVO (A VALLE DEL FRONTE)
DISGAGGIO	RETE PARAMASSI
CHIODATURE e BULLONATURE	
TIRANTI (ANCORAGGI)	
CLS PROIETTATO (SPRITZ BETON)	VALLI PARAMASSI
RETI	
MURI IN C.A.	GABBIONATE
DRENAGGIO	

In particolare, gli interventi eseguiti in passato nel sito oggetto di studio sono:

- Disgaggio
- Bullonature: in particolare, i bulloni swellex, usati come rinforzo nella galleria di coltivazione (di cui si è già parlato nel capitolo 2).
- Vallo paramassi: costruito adiacente alla strada secondaria provinciale (a valle del versante in esame) in seguito ai primi crolli nella zona della Miniera di Kreas, il cui compito è quello di arrestare i blocchi provenienti da monte, affinché i massi caduti non si ripercuotono sulla strada a valle del rilevato.

Gli interventi che dovrebbero essere sempre predisposti sono:

- il disaggio laddove si può, in alternativa e/o in combinazione, intervenire con chiodature-bullonature e/o tiranti in porzioni rocciose particolarmente instabili;
- predisporre una rete metallica fissata in aderenza al pendio e posizionata sopra la serie di chiodi (affinché intercetti la caduta dei blocchi più contenuti);
- togliere gli eventuali massi caduti ed intercettati dal rilevato e ripristinare la sua funzionalità.

Si vuole dunque concludere che, il versante oggetto di studio richiede un attento monitoraggio del fronte roccioso e della frattura interna all'ammasso roccioso, perché si è constatato che, se la frattura si propagasse all'interno dell'ammasso roccioso, potrebbe causare un fenomeno di instabilità. E' inoltre da considerare che nell'area montana sono già avvenute frane da crollo e queste potrebbero ripresentarsi se non si interviene con un buon piano di monitoraggio e con sufficienti interventi di stabilizzazione sia sul fronte che a valle di esso. In aggiunta, il fronte del versante risulta prevalentemente strapiombante, con numerosi monoliti pericolanti, che dovrebbero essere disgiunti.

Bibliografia

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Sistemi di classificazione”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Comportamento meccanico della matrice rocciosa”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Caratteristiche di resistenza e deformabilità della roccia intatta”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Pendii-Interventi”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Metodi di classificazione dell’ammasso roccioso”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Le rappresentazioni stereoscopiche”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Scavia C. – Prof. Ing. Barbero M. (2017/2018), “Caratteristiche di resistenza a taglio delle discontinuità”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Meccanica delle Rocce. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Pirulli M. (2017/2018), “Previsione spaziale - Metodi_analisi_innesco_F(E)(D)(V)M-DEM”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Stabilità dei pendii. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Pirulli M. (2017/2018), “Previsione spaziale - Indagini_Monitoraggio_Cause”. Materiali fornito nell’anno accademico 2017/2018 nel Corso di Stabilità dei Pendii. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Barla M. (2019/2020), “Back analysis and shear strength reduction method”. Materiali fornito nell’anno accademico 2019/2020 nel Corso di Metodi Numerici in Ingegneria Geotecnica. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Barla M. (2019/2020), “The Finite Element Method 1”. Materiali fornito nell’anno accademico 2019/2020 nel Corso di Metodi Numerici in Ingegneria Geotecnica. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Barla M. (2019/2020), “The Finite Element Method 3”. Materiali fornito nell’anno accademico 2019/2020 nel Corso di Metodi Numerici in Ingegneria Geotecnica. Politecnico di Torino.

Prof. Ing. Barla M. (2019/2020), “Monitoring”. Materiali fornito nell’anno accademico 2019/2020 nel Corso di Metodi Numerici in Ingegneria Geotecnica. Politecnico di Torino.

Antonio Vicari. "Studio di sistemazione di un'area montana soggetta a instabilità di versante in Valsesia (VC): Analisi di propagazione del fenomeno franoso, modellazione e verifiche del rilevato paramassi a valle del pendio e valutazione del piano di risistemazione del pendio". Relatori: Prof. Ing. Monica Barbero, Prof. Ing. Marta Castelli. Politecnico di Torino, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, 2020.

Sitografia

www.arpa.piemonte.it

www.wikipedia.org

www.rocscience.com

