



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lamberti

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

MODIFICA TECNICA N. 64

OSTEGNO - ASSE SECONDARIO - Ramo 51 - Lotto 2b

Paratie di pali dx dal km 0+447.13 al km 0+525.88

Relazione descrittiva e di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PE	OS71	RC01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:	
07	PEOS71RC01_50_4137.dwg	1=1	4137	Relazione	
5					
4					
3					
2					
1					
0	PRIMA EMISSIONE		Novembre 2015	A.Cecchelli S. Fortino D. Tironi	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

A.T.I. Progettisti:

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail poliff@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Marcello Mancone



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



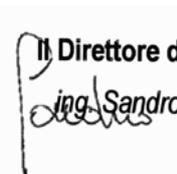
Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciantè

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciantè



Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero



ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410CE1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

INDICE

0	Premessa	4
1	Introduzione	13
2	Normativa di riferimento	14
3	Elaborati di progetto di riferimento	15
4	Caratteristiche dei materiali.....	17
4.1	Acciaio	17
4.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.	17
4.1.2	Acciaio per piastrame e travi di collegamento tiranti	17
4.1.3	Acciaio armonico per tiranti	17
4.2	Calcestruzzo	17
4.2.1	Calcestruzzo per pali.....	17
4.2.2	Calcestruzzo per trave di coronamento	18
5	Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica di riferimento	19
5.1	Inquadramento geologico	19
5.2	Inquadramento idrogeologico.....	20
5.3	Profilo stratigrafico	20
5.4	Caratterizzazione geomeccanica unità dei Calcari.....	21
5.5	Criterio di rottura di HOEK-BROWN per ammassi rocciosi e determinazione dei parametri equivalenti di Mohr-Coulomb	28
5.6	Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica	32
6	Caratterizzazione sismica dell'area	33
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	33
6.2	Azione sismica di riferimento	33
7	Descrizione dell'opera di sostegno.....	36
8	Criteri di verifica e combinazioni di carico	37
8.1	Verifiche geotecniche	37
8.1.1	Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	37
8.1.2	Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno.....	37
8.1.3	Interazione terreno-struttura	38
8.2	Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD)	39
8.3	Verifiche strutturali (STR).....	39
8.3.1	Verifiche SLU	40

8.3.2	Verifiche SLE	40
8.4	Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU	40
8.5	Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE.....	43
9	Analisi dei carichi	45
9.1	Azioni permanenti	45
9.1.1	Peso proprio.....	45
9.1.2	Spinta delle terre	45
9.1.3	Spinta dell’acqua.....	47
9.2	Azioni variabili.....	47
9.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito	47
9.2.2	Azioni climatiche	48
9.3	Azione sismica.....	48
10	Risultati delle analisi	51
10.1	Sezioni di verifica.....	51
10.2	Parametri geotecnici di calcolo	53
10.3	Sezione di verifica 58 - Progr. Km 0+451,94 RAMO 51	54
10.3.1	Sintesi dei risultati (PALO L=8,00m A MENSOLA)	54
10.3.2	Verifiche geotecniche (PALO L=8,00m A MENSOLA).....	58
10.3.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	58
10.3.3	Verifiche strutturali (PALO L=8,00m A MENSOLA)	60
10.3.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	60
10.3.3.2	Verifiche SLE – Pali	61
10.4	Sezione di verifica 59 - Progr. Km 0+454,27 RAMO 51	62
10.4.1	Sintesi dei risultati (PALO L=11,00m A MENSOLA)	62
10.4.2	Verifiche geotecniche (PALO L=11,00m A MENSOLA).....	66
10.4.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	66
10.4.3	Verifiche strutturali (PALO L=11,00m A MENSOLA)	68
10.4.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	68
10.4.3.2	Verifiche SLE – Pali	69
10.5	Sezione di verifica 64 – Prog. 0+478.59 RAMO 51	70
10.5.1	Sintesi dei risultati (PALO L=13,00m - MENSOLA)	70
10.5.2	Verifiche geotecniche (PALO L=13,00m – MENSOLA)	74
10.5.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	74
10.5.3	Verifiche strutturali (PALO L=13,00m – MENSOLA).....	76

10.5.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	76
10.5.3.2	Verifiche SLE – Pali	77
10.6	Sezione di verifica 65 – Prog. 0+487.58 RAMO 51	79
10.6.1	Sintesi dei risultati (PALO L=13,00m - MENSOLA)	79
10.6.2	Verifiche geotecniche (PALO L=13,00m – MENSOLA)	83
10.6.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	83
10.6.3	Verifiche strutturali (PALO L=13,00m - MENSOLA).....	85
10.6.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	85
10.6.3.2	Verifiche SLE – Pali	86
10.7	Sezione di verifica 67 – Prog. 0+497,39 RAMO 51	86
10.7.1	Sintesi dei risultati (PALO L=11,00m - MENSOLA)	86
10.7.2	Verifiche geotecniche (PALO L=11,00m – MENSOLA)	91
10.7.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	91
10.7.3	Verifiche strutturali (PALO L=11,00m - MENSOLA).....	92
10.7.3.1	Verifiche SLU e SLE - Pali	92
10.8	Verifiche di stabilità globale scarpata di monte alla paratia	96

0 PREMESSA

La presente relazione di calcolo dell'opera di sostegno OS71 costituisce la revisione alla precedente relazione già emessa in fase di Progetto Esecutivo di dettaglio (PED) a seguito del rinvenimento, in prossimità dell'opera medesima, di unità litoidi quali calcari, presenti all'interno della formazione di Mufara e mai riscontrati in sede di progetto nelle varie campagne d'indagine effettuate.

Una volta realizzata la pista di accesso ai mezzi di cantiere, si è proceduto all'esecuzione del primo palo della futura paratia. Da subito si è avuta evidenza della presenza dell'unità litoide, riscontrata sino a 8.0 m di profondità. Nelle foto seguenti è riportato quanto emerso in cantiere.



Da qui la necessità di approfondire l'estensione e la profondità, lungo lo sviluppo della futura paratia, di tale unità litoide al fine di ottimizzare la realizzazione dei pali. Per questo sono stati eseguiti n°3 sondaggi a carotaggio continuo con carotiere semplice e n°6 prove di compressione semplice al fine di determinare i parametri geomeccanici dei calcari da utilizzare per il dimensionamento delle paratie.

Nelle figure seguenti sono riportate le foto delle cassette catalogatrici per i tre sondaggi effettuati.

Di seguito è riportata la planimetria con ubicazione delle indagini e del palo prova.

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121"- PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO



Sondaggio S1



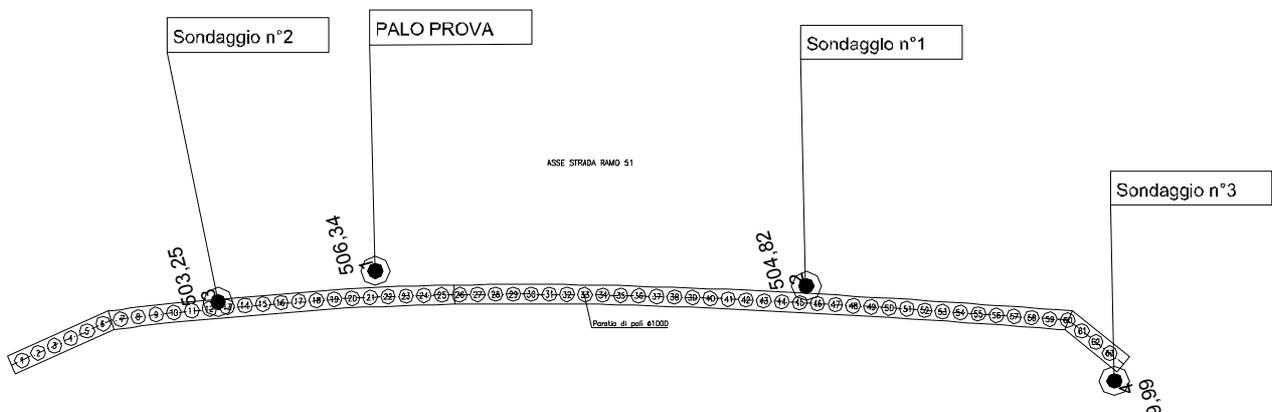
Sondaggio S2

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO



Sondaggio S3



Durante la perforazione del palo prova e dei sondaggi era presente anche la Direzione Lavori che ha certificato la stratigrafia riscontrata. Di seguito sono riportati i verbali con indicate le stratigrafie.

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 - PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

	DIREZIONE LAVORI SINTEL <small>SEMPRE IN PRONTA</small>	Direttore dei Lavori Ing. Fabio Giovannini	BOLOGNETTA SpA	PCQ SQ Palm 79° 23.2 km. 0 M.S. 08/03/1995 Pag. 2 di 4
				ITINERARIO PALERMO - AGRICENTO (SS 121 - SS 189) AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO - AGRICENTO

Ingresso Esecutore: Paratia	PCQ di cantiere: PCQ SINTEL PCQ SQ Palm
Opera Spazio Z - Paratia - - - paratia - opere provvisorie 0571 5090	SCHEDA DI CONTROLLO N° 3 WBS : XXXXX
Elaborati di riferimento:	Da progr : A progr : Data :

CONTROLLO ARMATURE		
Esigete: prima di ogni messa in opera		
VERIFICHE	ESITO	NOTE
CLASSE DI CLASSE D'ARMATURA	CONFORME	NON CONFORME
PULIZIA PERI D'ARMATURA	CONFORME	NON CONFORME
ORIENTAZIONE E LEGATURE	CONFORME	NON CONFORME
ESPANSIONE	CONFORME	NON CONFORME

DATA: / /

VERIFICA POSIZIONAMENTO STRUMENTAZIONE PER PROVE SU PALI		
Esigete: prima di ogni messa in opera (se applicabile)		
VERIFICHE	ESITO	NOTE
VALICCHIAMANTI	SI	NO
FORA TUBI PER PROVA SONDA	SI	N.A.
CONTROLLO POSIZIONAMENTO ELETTRICI	SI	N.A.

DATA: / /

PERFORAZIONE		
Esigete: entro fine di perforazione		
Indicazione del gale (o gale) (n.°/sfilatura)		(Dopo la prima gale) 15/05/15 7.00 (Dopo ogni gale) 15/05/15 11.50
Lunghezza Teorica (m):		Diámetro Ø (mm):
CODICI PUNDELLAZIONE: MODELLI DI MANIPOLAZIONE UTILIZZATI SO SONO: ATTREZZI UTILIZZATI NELLO SCARICO:		
CONFORME NELLA PERFORAZIONE: VALORI MISURATI: Tolleranze di CARICAMENTO: Lunghezza Fori (m) Variazione Fori (%) Spessore di Fori (m)		Dimensione diametro Minimo Sp. (m) Vite Roccus Ø 8.00 Arcillo 8.00 11.50 Marnas 11.50 16.50 MARNA 11.50 16.50
SCHE. (1) se più di 2, (2) se più di 3, (3) se più di 4 - (4) se più di 5		
VERIFICA LIVELLO DI ABBANDONATO TUBO CON ACQUA O PASTO (senza il consumo di SMO (senza il consumo di SMO) (se l'impiego di SMO)		CONFORME <input type="checkbox"/> NON CONFORME <input type="checkbox"/>
DATA: / /		

RESP. ESECUZIONE Data Firma	CONTROLLO QUALITA' CO Data Firma	VERIFICA OPERAZIONE DIREZIONE LAVORI Data Firma	ALTA SORVEGLIANZA Data Firma
--------------------------------	-------------------------------------	---	---------------------------------

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 - PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

	UFFICIO INFORMATICA LAVORI SINTEL SOCIETA' PER AZIONI	Disegnate del Lavoro Ing. Fulvio Giovannini	BOLOGNETTA Soga	PCQ SQ.PALI N° 23 Rev. 0 MSE 04/03/04 7/10/14
ITINERARIO PALERMO - AGRIGENTO (SS 121 - SS 189) AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO - AGRIGENTO			PALI in terra e in vaso scavati TRIVELATI	Scheda n° _____

Impresa Esecutrice		PCQ di cantiere	
Opera: PARATIA PALI DI VINO SANDAGGIO S. A		SCHEDA DI CONTROLLO N° 3	
Elaborati di riferimento		WBS: 05 F1	
		Da progr.: _____ A progr.: _____	
		Data: 23/05/14	

CONTROLO ARMATURE				
frequenza: prima di ogni messa in opera				
VERIFICHE	ESITO		NOTE	
CONCORDIA EMBRICE DI ARMATURA	CONFORME	NON CONFORME		
PIACCI PERI D'ARMATURA	CONFORME	NON CONFORME		
GIUNTI ELEGATURE	CONFORME	NON CONFORME		
DISTANZIONI	CONFORME	NON CONFORME		
DATA	18	19	20	21

VERIFICA POSIZIONAMENTO STRUMENTAZIONE PER PROVE SU PALI				
frequenza: prima di ogni messa in opera (ove possibile)				
VERIFICHE	ESITO		NOTE	
PILO STRUMENTAZIONE	SI	NO		
PISA TUBI PER PROVA A SERBIA	SI	N.A.		
CONTROLLO POSIZIONAMENTO CABLEMETERE ELETTRICO	SI	N.A.		
DATA	22	23	24	25

PERFORAZIONE					
frequenza: inizio fase di perforazione					
Indirizzo del palo in "pala / n° perforazione":				Data e ora di inizio prova	
				23/05/14 9.00	
Lunghezza Teorica (m):		Diametro Ø (cm):		Data e ora di fine prova	
				23/05/14 9.00	
QUANT. INQUADRA (m)	12,00		Quantità analizzata (m)	0,10	
MODELLO DI MACCHINA UTILIZZATA PER LO SCAVO	COMAZIONE		Calor. Yottatoni	0,00	
ATTREZZO UTILIZZATO PER LO SCAVO			Calor. Compatt.	0,20	
CONTROLLI SULLA PERFORAZIONE			Agile con buccia	11,00	
VERIFICHE ESISTITE	VALORI MISURATI		TOLLERANZE DI CAPILLARI		
	Spessore	Area			
Larghezza (mm)			+0,1 (0) - 0,70 (0)		
Velocità (mm/ra)			0,2		
Spessore di fondo (mm)			0,12		
NOTE: (1) per Ø8 - 0 - 100 mm; (2) per Ø8 - 0 - 150 mm					
VERIFICA LIVELLO DI RISPONIMENTO TORNO (CON AZIONE DI TORNO) (ovvero il presenza di fessure e altri valori di riferimento di integrità - ad inizio perforazione della pala)				CONFORME <input type="checkbox"/>	NON CONFORME <input type="checkbox"/>
DATA	23/05/14	24	25	26	

RESP. ESECUZIONE Data: 23/05/14 <i>[Firma]</i>	COORDINATORE DEI CONTROLLO QUALITA' CC Data: 23/05/14 <i>[Firma]</i>	VERIFICA CONTROLAZIONE PER DIREZIONE LAVORI Data: 23/05/14 <i>[Firma]</i>	FOTO PER ALTA SORVEGLIANZA Data: _____ Firma: _____
---	--	---	--

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 - PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

	UFFICIO REGIONALE LAVORI SINTEL SISTEMI INTEGRATI	Direttore dei Lavori Ing. Fulvio Giannarini	BOLOGNETTA SpA	PCQ SQ.PALI N° 23 Rev. 0 Vedi Note) ecc
	FEDERAZIONE PALERMO - AGRIGENTO (SS 121 - SS 189) AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO - AGRIGENTO			PCQ di cantiere PSE in sede e in sede in cantiere TRIVELLATI

Impresa Esecutrice:	PCQ di cantiere:
Opera: PARATIA DELI BRUO SARDEGNA N. 2	SCHEDE DI CONTROLLO N° 1
Elaborato di riferimento:	WBS: 0511
	Da progetto: A progetto:
	Data: 21/06/19

CONTROLO ARMATURE		
Frequenza: prima di ogni cassa in opera		
VERIFICHE	ESITO	NOTE
COMPONENTI SUBBILI CONSTATI	CONFORME / NON CONFORME	
REINFORZI SPARAVOLI	CONFORME / NON CONFORME	
SPAZZI E LEGATURE	CONFORME / NON CONFORME	
DEF. ANODOSI	CONFORME / NON CONFORME	
DATA	SE	ES

VERIFICA POSIZIONAMENTO STRUMENTAZIONE PER PROVE IN PALI		
Frequenza: prima di ogni cassa in opera (per provini)		
VERIFICHE	ESITO	NOTE
PALI STRUMENTATI	S	NO
PROVA PER PROVA SONDA	S	N.S.
CONTROLLI INDICAZIONE EVIDENZE STRUMENTALI	S	N.S.
DATA	SE	ES

PREPARAZIONE		
Frequenza: prima fase di preparazione		
Indicazioni del piano di "pali" a "preparazione"		21/06/19 11.00
Larghezza Testata (cm)		21/06/19 9.30
Diametro Ø (mm)		
VALORI CALCOLATI	VALORI MISURATI	VALORI CONSTATI
MODELLO DI INDETERMINAZIONE PER LO SCARICO	20/06/19	20/06/19
ATTREZZI DIMENSIONI VERIFICHE		
CONTROLLI DELLA PREPARAZIONE		
VERIFICHE ESIGUTE:	VALORI MISURATI	TOLLERANZE DI CONTROLLO
Larghezza testata	Di progetto: 1000 mm	±0.00 (1) ±0.00 (2)
Verifica Scario		0
Spessore di base		0.0
NOTE: (1) per pali con Ø > 600 mm; (2) per pali con Ø < 600 mm		
VERIFICA LIVELLO DI BARRI (PALI) TIRATI CON ACCIAIO (SPARAVOLI) in caso di verifica di (S)		CONFORME (S) / NON CONFORME (N)
Lavori di riferimento: in cantiere - al fondo preparato dalla base		
DATA: 21/06/19	SE	ES

RESP. ESECUZIONE Data: 21/06/19 Firma: <i>[Signature]</i>	UFFICIO SCOPRIE PER CONTROLLO QUALITA' CQ Data: 25/06/19 Firma: <i>[Signature]</i>	UFFICIO TECNICO SCOPRIE PER DIREZIONE LAVORI Data: 20/06/19 Firma: <i>[Signature]</i>	UFFICIO ALTA VIGILANZA Data: _____ Firma: _____
---	---	--	---

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 - PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

	UFFICIO DIREZIONE LAVORI SINTEL SINDACATO ITALIANO SINDACATO ITALIANO	Direzione dei Lavori Ing. Fulvio Caracciolo	BOLOGNETTA Supa	PCQ SOPARI N° 23 Rev. 0 1998/2000 Pag. 2-44
ITINERARIO PALERMO - AGRIGENTO (SS 121 - SS 189) AMMODERNAMENTO DEL TRATTO PALERMO - AGRIGENTO			P.A. DI AGRIGENTO (in corso) ministro TRIVELLETI	Scheda n° _____

Impresa Esecutrice: OPRE PARATIA PALI 21000 SARACCO & C	PCQ di cantiere: SCHEDA DI CONTROLLO N° 3 WBS: 0514
Elaborati di riferimento:	Da progett.: _____ A progett.: _____ Data: 11/05/14

CONTROLLO SINTETICO			
Frequenza: prima di ogni cassa in opera			
VERIFICA	SITUAZIONE		NOTE
CONFORMITA' CARICHI SINTETICI	CONFORME	NON CONFORME	
PULIZIA PUNTI DI SOSTENZIONE	CONFORME	NON CONFORME	
CONDIZIONI ELEGANTURE	CONFORME	NON CONFORME	
DEFINIZIONE	CONFORME	NON CONFORME	

VERIFICA PRELIMINARE STRUMENTAZIONE PER PROVA DI PUNTO			
Frequenza: prima di ogni cassa in opera (ove possibile)			
VERIFICA	SITUAZIONE		NOTE
PUNTO STRUMENTAZIONE	S	NO	
PUNTO STRUMENTAZIONE PER IL CALCOLO	S	N.A.	
CONTROLLO PRELIMINARE STRUMENTAZIONE	S	N.A.	

PROVAZIONE			
Frequenza: prima fine di perforazione			
Indicazioni del palo (n.° palo / n.° perforazione)			Data: 11/05/14 Firma: [Signature]
Lunghezza Teorica (m)		Diametro Ø (cm)	
		Data: 11/05/14 Firma: [Signature]	
COPPIA PIACOLA (kg): 11000000			
MOMENTAZIONE MANOMANUA UTILIZZATA PER LE SCARPE: 12000000			
UTENSILE UTILIZZATO PER LE SCARPE: [Signature]			
CONTROLLI DELLA PERFORAZIONE			
VERIFICHE ESISTITE	VALORI MISURATI		TOLLERANZE IN CONTROLLO
	Strumenti	Teste	
Lunghezza (m) (1)			±0,05
Foratura (m) (2)			±0,05
Diametro Ø (cm) (3)			±0,05
NOTE: (1) per pali con Ø < 400 mm; (2) per pali con Ø > 400 mm			
VERIFICA PRELIMINARE STRUMENTAZIONE PER PROVA DI PUNTO (se non è presente il WBS) Valore di riferimento da assegnare al tratto perforazione della pala:			CONFORME <input type="checkbox"/> NON CONFORME <input type="checkbox"/>

DIR. DIREZIONE Data: 11/05/14 Firma: [Signature]	DIREZIONE CONTROLLO QUALITA' CG Data: 11/05/14 Firma: [Signature]	DIREZIONE DIREZIONE LAVORI Data: 11/05/14 Firma: [Signature]	DIR. ALTA SORVEGLIANZA Data: _____ Firma: _____
--	--	---	---

Dai sondaggi integrativi è emerso che tale unità è presente lungo l'intero sviluppo dell'opera di sostegno sino a una profondità massima, da testa sondaggio, pari a 11.0 m. Dai sondaggi è emerso inoltre che i calcari si differenziano in fratturati, nella parte sommitale, a compatti nella parte invece sottostante prima di attestarsi all'interno delle argilliti, ritrovate in modo diffuso lungo il tracciato. Certamente la tecnologia con cui sono stati effettuati i sondaggi con carotiere semplice, crea un elevato grado di disturbo. Per questo i valori di RQD determinabili subiscono una forte alterazione.

Per questo si fissa un valore per i calcari fratturati di RQD variabile tra 10 e 30 e per i calcari compatti invece un valore di RQD compreso tra 50 e 70.

Inoltre dalle cassette catalogatrici sono stati prelevati n°6 spezzoni di carata da sottoporre a prove di compressione semplice i cui risultati sono riportati nella tabella sottostante.

Sond.	Prof. (m)	γ t/m ³	Resistenza alla compressione monoassiale	Litologia
			σ	
			N/mm ²	
OS71	7,00-7,15	2,63	41,11	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici
OS71	9,15-9,40	2,69	48,44	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici
OS71-2	7,30-7,40	2,67	46,68	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici
OS71-3	4,00-4,30	2,61	44,96	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici
OS71-3	9,70-9,90	2,59	42,12	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici
OS71-3	11,30-11,50	2,64	22,64	Calcare cristallino di colore grigio a struttura massiva con presenza di giunti stilolitici

Si evince che i valori di σ_c sono compresi tra 23 e 48 MPa, con una forte prevalenza nell'intorno dei 40 MPa. Il peso specifico è invece pari a 26 kN/m³.

Pertanto questo ha comportato che rispetto alla precedente versione di PED, sono stati eliminati tutti i tiranti e aggiornate le sezioni di verifica, prevedendo i pali a sbalzo. Inoltre si è prevista la riprofilatura del versante a monte con pendenza pari a circa 55° e rivestimento con rete metallica vincolata al fronte mediante barre in acciaio.

Per maggiori dettagli si riporta di seguito l'elenco degli elaborati riemessi come elaborati di PED, a seguito delle modifiche sopra illustrate:

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121"- PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Relazione descrittiva e di calcolo	Relazione		PEOS71RC01	_	41	_	4137
Planimetria, sviluppata e sezioni tipo	varie		PEOS71N001	_	41	_	4137
Sezioni trasversali	1:200		PEOS71N002	_	41	_	4137
Carpenteria e armatura pali tav.1/2	varie		PEOS71N003	_	41	_	4137
Carpenteria e armatura pali tav.2/2	varie		PEOS71N004	_	41	_	4137

1 INTRODUZIONE

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione dell’opera di sostegno OS71 costituita da una paratia di pali in c.a. e facente parte della viabilità secondaria nell’ambito dei lavori di ammodernamento del tratto Palermo – Lercara Friddi, nella tratta compresa fra le progressive km 0+447.13 e km 0+525.88. L’opera di sostegno, di cui si riporta un’immagine in Figura 1, ha carattere definitivo.

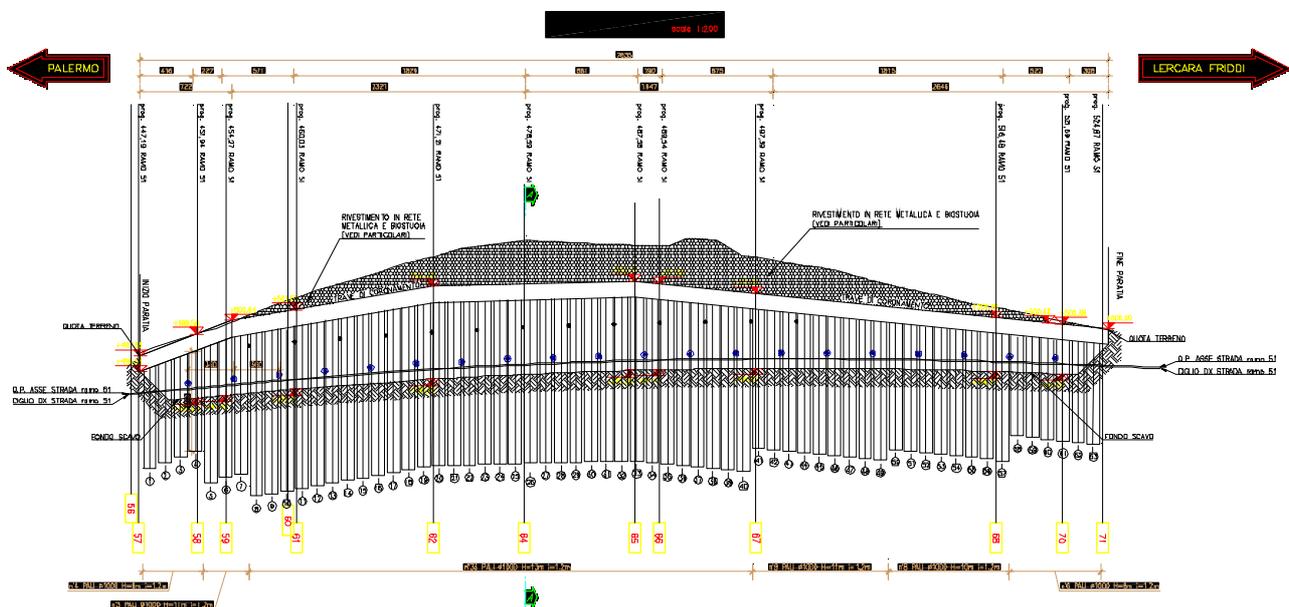


Figura 1 Sviluppata della paratia di pali Φ 1000 mm, interasse 1.2 m

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “ *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*”.
- [2] D.M. 14.01.2008 – “ *Norme tecniche per le costruzioni*”.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “ *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”
- [4] Eurocodice 8 “ *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”, febbraio 1998.

3 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

[5]	Relazione geologica geomorfologica idrogeologica	PE_GE_RT01
[6]	Relazione geotecnica e sismica	PE_GT_RT01
[7]	Relazione geotecnica corpo stradale	PE_GT_RT02
[8]	Profilo geotecnico – Tav. 1	PE_GT_L001
[9]	Profilo geotecnico – Tav. 2	PE_GT_L002
[10]	Profilo geotecnico – Tav. 3	PE_GT_L003
[11]	Profilo geotecnico – Tav. 4	PE_GT_L004
[12]	Profilo geotecnico – Tav. 5	PE_GT_L005
[13]	Profilo geotecnico – Tav. 6	PE_GT_L006
[14]	Profilo geotecnico – Tav. 7	PE_GT_L007
[15]	Profilo geotecnico – Tav. 8	PE_GT_L008
[16]	Profilo geotecnico – Tav. 9	PE_GT_L009
[17]	Profilo geotecnico – Tav. 10	PE_GT_L010
[18]	Profilo geotecnico – Tav. 11	PE_GT_L011
[19]	Profilo geotecnico – Tav. 12	PE_GT_L012
[20]	Profilo geotecnico – Tav. 13	PE_GT_L013
[21]	Profilo geotecnico – Tav. 14	PE_GT_L014
[22]	Profilo geotecnico – Tav. 15	PE_GT_L015
[23]	Profilo geotecnico – Tav. 16	PE_GT_L016
[24]	Profilo geotecnico – Tav. 17	PE_GT_L017
[25]	Profilo geotecnico – Tav. 18	PE_GT_L018
[26]	Profilo geotecnico – Tav. 19	PE_GT_L019
[27]	Profilo geotecnico – Tav. 20	PE_GT_L020
[28]	Profilo geotecnico – Tav. 21	PE_GT_L021
[29]	Profilo geotecnico – Tav. 22	PE_GT_L022
[30]	Profilo geotecnico – Tav. 23	PE_GT_L023
[31]	Profilo geotecnico – Tav. 24	PE_GT_L024
[32]	Profilo geotecnico – Tav. 25	PE_GT_L025
[33]	Profilo geotecnico – Tav. 26	PE_GT_L026
[34]	Profilo geotecnico – Tav. 27	PE_GT_L027
[35]	Profilo geotecnico – Tav. 28	PE_GT_L028

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

[36]	Profilo geotecnico – Tav. 29	PE_GT_L029
[37]	Profilo geotecnico – Tav. 30	PE_GT_L030
[38]	Profilo geotecnico – Tav. 31	PE_GT_L031
[39]	Profilo geotecnico – Tav. 32	PE_GT_L032
[40]	Profilo geotecnico – Tav. 33	PE_GT_L033
[41]	Profilo geotecnico – Tav. 34	PE_GT_L034
[42]	Profilo geotecnico – Tav. 35	PE_GT_L035
[43]	Profilo geotecnico – Tav. 36	PE_GT_L036
[44]	Profilo geotecnico – Tav. 37	PE_GT_L037
[45]	Profilo geotecnico – Tav. 38	PE_GT_L038

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ MPa
allungamento caratteristico	≥ 7.5 %
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

4.1.2 Acciaio per piastrame e travi di collegamento tiranti

omissis

4.1.3 Acciaio armonico per tiranti

omissis

4.2 Calcestruzzo

4.2.1 Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32$ mm
classe di esposizione	XA1
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{r,min} \geq 60$ mm

4.2.2 Calcestruzzo per trave di coronamento

Classe di resistenza	C25/30
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XC2
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

5 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito un richiamo all'inquadramento geologico e idrogeologico dell'intero tracciato di cui è parte anche l'opera in oggetto della presente relazione.

5.1 Inquadramento geologico

L'analisi fotogeologica, insieme allo studio dei dati stratigrafici e analitici derivati dalle campagne geognostiche condotte ed all'incrocio con le informazioni cartografiche e descrittive disponibili ha consentito di delineare con sufficiente approssimazione il quadro geologico-stratigrafico nella fascia di territorio in cui ricade il tracciato stradale. Nell'area in esame sono presenti formazioni geologiche di età compresa tra il Trias e l'attuale, rappresentate dalle seguenti unità:

- **Depositi continentali quaternari**

- Depositi di versante
- Accumuli di frana
- Deposito alluvionale di alveo
- Deposito alluvionale terrazzato
- Prodotti eluviali e depositi colluviali

- **Depositi sinorogenici**

- Formazione Terravecchia (Tortoniano(parte alta) – Messiniano inferiore)
- Formazione di Castellana Sicula (Serravalliano (parte alta) – Tortoniano (parte bassa))

- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicilide**

- Formazione Polizzi (*Oligocene - Eocene superiore*)

- **Unità derivanti dalla deformazione del Bacino Numidico (s.l.)**

- Formazione Tavernola (Burdigaliano superiore - Langhiano)
- Formazione Portella Colla (Oligocene superiore – Miocene inferiore (Aquitano))

- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Imerese**

- Formazione Mufara (Carnico medio - superiore)

- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicano**

- Complesso di Lercara (Permiano inferiore – Trias medio (Ladinico))

- **Unità derivanti dalla deformazione della piattaforma carbonatica e carbonatica pelagica Trapanese**

- Formazione Buccheri p.p. (Toarciano – Tortonico inferiore)

Si rimanda al documento di riferimento [5], per l'analisi approfondita delle singole formazioni geologiche.

5.2 Inquadramento idrogeologico

Complessivamente, i terreni presenti nella zona di studio, attribuibili alle unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicilide, del Bacino Numidico e alla facies arenacea-sabbiosa dei depositi terrigeni sinorogenici, svolgono la funzione di impermeabile relativo rispetto tutti gli altri complessi idrogeologici. Infatti il ruolo idrogeologico di questi termini è da ritenere inesistente non essendoci nelle aree del loro affioramento delle vere falde idriche a cui essi potrebbero fare da limite di permeabilità definito o da strato confinante.

In particolare le unità derivanti dalla deformazione del Bacino Numidico (Formazione di Tavernola e Formazione Portella Colla) per la facies pelitica e i livelli arenacei inglobati nelle peliti e talora intensamente tettonizzati, presentano caratteristiche di permeabilità relativa molto variabili da livello a livello e da zona a zona che può variare da bassa a bassissima. Modeste falde idriche sono localizzate nelle ridotte coltri d'alterazione di tali successioni terrigene a profondità generalmente comprese tra 3 e 6 m dal p.c..

In tale contesto idrogeologico si evidenzia che gli acquiferi più importanti sono presenti in corrispondenza del complesso alluvionale e sono caratterizzati dalla giustapposizione disordinata di termini litologici di varia granulometria. La circolazione idrica avviene pertanto per falde sovrapposte con deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi a più alto grado di permeabilità relativa. Il regime torrentizio dei corsi d'acqua fa supporre che vi sia una notevole escursione stagionale del livello della falda nelle pianure alluvionali, alimentata dalle acque di corrivazione provenienti dai versanti e legata alle portate dei corsi d'acqua stessi.

Falde di modeste dimensioni ed a carattere stagionale si impostano nelle coltri superficiali di alterazione del substrato, nelle coperture detritiche e negli accumuli di frana.

5.3 Profilo stratigrafico

Come descritto ai paragrafi precedenti, lungo lo sviluppo dell'opera in esame OS71, è stata rinvenuta al di sopra dell'unità AG delle argille limose grigie, una unità litoide costituita da calcari.

Le indagini in sito, hanno consentito di individuare la seguente stratigrafia

UNITA' Ca (a) - Calcari alterati

Si tratta di calcari cristallini di colore grigio costituenti la parte sommitale e soggetti ad alterazione

UNITA' Ca – Calcari compatti

Si tratta di calcari cristallini di colore grigio a struttura massiva

UNITA' AG – Argille limose grigie

Si tratta di argille limose grigie a struttura scagliettata con inclusi elementi lapidei, da consistenti a molto consistenti, talvolta con intercalati livelli sabbiosi e/o livelli, strati di argilliti a consistenza pseudo-litoide. Questa unità costituisce il substrato di base lungo tutto il tratto interessato dall'opera in esame.

Nel capitolo 10 si riporta la stratigrafia di calcolo con i relativi parametri geotecnici di progetto adottati e la quota della falda assunta nelle analisi.

5.4 Caratterizzazione geomeccanica unità dei Calcari

Per la caratterizzazione geomeccanica globale dell'ammasso roccioso affiorante lungo il tracciato stradale, partendo dalle informazioni raccolte nel corso dello studio integrandoli con le notizie ed i dati raccolti dalle osservazioni effettuate direttamente in sito e dalla bibliografia ufficiale ed utilizzando i valori del carico di rottura a compressione, ricavati direttamente attraverso l'esecuzione di Prove di Compressione Semplice, si perviene alla classificazione geomeccanica di Bieniawski (1973-89) - Rock Mass Rating (RMR), che consente di effettuare una valutazione globale dell'ammasso roccioso.

Il metodo consiste nella determinazione del valore di RMR. Tale sistema associa all'ammasso un punteggio compreso tra 0 e 100, sulla base del quale è classificato in una delle cinque categorie (cfr. Tabella 1).

Tabella 1 – Classifica RMR degli ammassi rocciosi

classe:	I	II	III	IV	V
RMR:	81 ÷ 100	61 ÷ 80	41 ÷ 60	21 ÷ 40	< 21
qualità:	molto buona	buona	discreta	scadente	molto scadente

L'RMR viene calcolato come:

$$RMR = \sum_{i=1}^5 n_i = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

Gli indici che compaiono nella sommatoria sono correlati alle principali caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza della roccia intatta (σ_c a compressione monoassiale) (n_1)
punteggio fra 0 e 15

- Qualità delle carote RQD (n_2) punteggio fra 3 e 20
- Spaziatura delle discontinuità (n_3) punteggio fra 5 e 20
- Condizioni delle discontinuità (superfici più o meno ruvide, separate, alterate, ecc.) (n_4) punteggio fra 0 e 30
- Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo) (n_5) punteggio fra 0 e 15

In particolare le due unità che rappresentano l'ammasso calcareo sono:

1. **Unità calcarea fratturata – Ca(a) presente nella parte superficiale**
2. **Unità calcarea integra – Ca.**

In funzione dell'unità considerata i valori della resistenza a compressione che vengono considerati sono:

$$Ca(a) - \sigma_c = 20 \text{ MPa}$$

$$Ca - \sigma_c = 40 \text{ MPa}$$

Inoltre i valori di RQD, calcolati come indicato in Figura 3, risultano:

$$Ca(a) - RQD = 10 \text{ e } 30\%$$

$$Ca - RQD = 40 \text{ e } 60\%$$

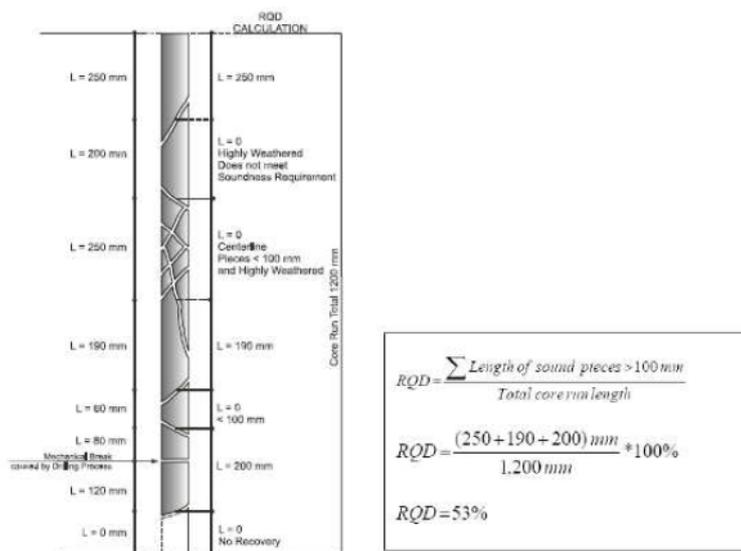


Figura 3 – Calcolo dell'RQD

Sulla base del valor medio di RQD, secondo quanto riportato nella tabella 3 seguente, è possibile definire che l'ammasso è classificabile da molto scadente a scadente ove RQD < 40%. Ed invece discreto ove RQD è compreso tra 50% e 70%.

qualità dell'ammasso	RQD (%)
molto scadente	≤ 25
scadente	26 ÷ 50
discreta	51 ÷ 75
buona	76 ÷ 90
molto buona	> 90

Tabella 3 – Classifica RQD degli ammassi rocciosi

Dalla Figura 4 è stata stimata la spaziatura tra le discontinuità in funzione dell'RQD.

In particolare per RQD = 10 – 30% si ottiene un valor delle spaziature tra le discontinuità pari a 55 - 100 mm.

Per valori invece di RQD = 40 – 60% si ottiene un valor delle spaziature tra le discontinuità pari a 180 mm.

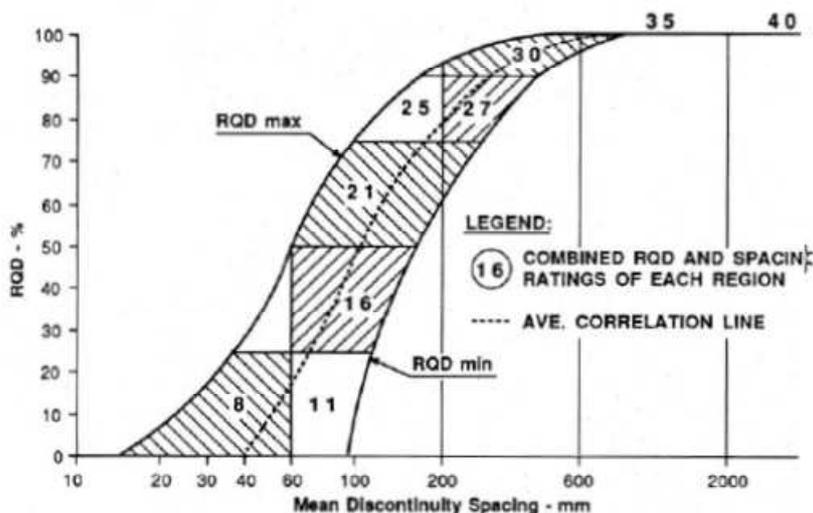


Figura 4 - Correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità

Si assume una condizione dei giunti variabile, tra poco scabri e scivolosi con apertura fessure 1 ÷ 5 mm. Condizioni idrogeologiche variabili tra umido e stillicidi.

Parametri	Intervallo di valori							
Resistenza roccia sana	Resistenza al «Point Load test» (MPa)	> 10	4 + 10	2 + 4	1 + 2	Per questi bassi valori è preferibile la prova di compressione monoassiale		
	Resistenza a compressione monoassiale (MPa)	> 250	100 + 250	50 + 100	25 + 50	5 + 25	1 + 5	< 1
Coefficienti numerici		15	12	7	4	2	1	0
Rock Quality Designation RQD (%)		90 + 100	75 + 90	50 + 75	25 + 50	< 25		
Coefficienti numerici		20	17	13	8	3		
Spaziatura delle discontinuità		> 2 m	0,6 + 2 m	200 + 600 mm	60 + 200 mm	< 60 mm		
Coefficienti numerici		20	15	10	8	5		
Condizione dei giunti		Superfici molto rugose. Discontinuità chiuse e non persistenti. Pareti non alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti leggermente alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti completamente alterate	Superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm o discontinuità collegate e con apertura di 1 - 5 mm	Riempimenti di argilla molle di potenza > 5 mm o discontinuità collegate e con apertura > 5 mm, persistenti		
Coefficienti numerici		30	25	20	10	0		
Presenza di acqua	Venute d'acqua in 10 m di galleria (l/min)	Nulla	< 10	10 + 25	25 + 125	> 125		
	Rapporto tra la pressione dell'acqua nelle discontinuità o la massima sollecitazione principale	0	< 0,1	0,1 + 0,2	0,2 + 0,5	> 0,5		
Condizioni generali della roccia		Perfettamente asciutta	Umida	Bagnata	Stillicidi	Venute d'acqua		
Coefficienti numerici		15	10	7	4	0		

Tabella 4 – Stima dell'RMR della formazione calcarea

La sommatoria del punteggio attribuito a ciascun parametro ci dà il valore di RMR. Nel caso specifico, sulla scorta di tutti i dati raccolti nel corso dello studio effettuato, si ritiene di poter assegnare a tutti i parametri sopracitati i seguenti valori differenziandoli in relazione alle due unità:

Unità calcarea fratturata – Ca(a)

- Resistenza del materiale intatto - σ_c punteggio 2
- Qualità delle carote (RQD) punteggio 3
- Spaziatura delle discontinuità punteggio 8
- Condizioni delle discontinuità (superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm); punteggio 10
- Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo) punteggio 7

I punteggi in cui sono stati indicati due valori, rappresentano gli estremi di variabilità che verranno considerati per determinare il parametro RMR.

Sostituendo i valori sopra riportati, eseguendo le varie combinazioni, RMR risulta:

RMR = 30 per risulta di classe IV (scadente)

Tali valori consentono di affermare che l'ammasso roccioso appartiene alla classe IV della classificazione geomeccanica di Bieniawski, avente caratteristiche geomeccaniche generali SCADENTI.

Unità calcarea integra – Ca

- | | |
|---|--------------|
| – Resistenza del materiale intatto - σ_c | punteggio 4 |
| – Qualità delle carote (RQD) | punteggio 8 |
| – Spaziatura delle discontinuità | punteggio 8 |
| – Condizioni delle discontinuità (superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm); | punteggio 15 |
| – Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo) | punteggio 7 |

I punteggi in cui sono stati indicati due valori, rappresentano gli estremi di variabilità che verranno considerati per determinare il parametro RMR.

Sostituendo i valori sopra riportati, eseguendo le varie combinazioni, RMR risulta:

$$\mathbf{RMR = 42 \text{ per risulta di classe III (discreta)}}$$

Tali valori consentono di affermare che l'ammasso roccioso appartiene alla classe II della classificazione geomeccanica di Bieniawski, avente caratteristiche geomeccaniche generali DISCRETE.

L'RMR è correlato al GSI (Geological Strength Index), con il quale è classificato l'ammasso secondo Hoek (1994), attraverso la relazione (ammasso asciutto e orientamento dei giunti favorevole):

$$GSI = RMR - 5$$

La relazione sopra riportata è valida per $RMR > 23$.

In Figura 5 è riportata la classificazione GSI degli ammassi in funzione delle caratteristiche strutturali e delle condizioni delle discontinuità.

I valori di GSI che si ottengono possono essere considerati:

Unità calcarea fratturata – Ca(a), GSI = 25

Unità calcarea integra – Ca, RMR = 37

I valori stimati di GSI appaiono in linea con valori riportati in letteratura (cfr. Figura 6).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. <u>Note that the table does not apply to structurally controlled failures.</u> Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slacksided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slacksided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 5 - Determinazione dell'indice GSI (Hoek et al. 1998)

Table 7: Most common GSI range of typical limestone.*

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70 1 60			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		50			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		40	2	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces		30	3	20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

***WARNING:**

The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Massive
2. Thin bedded
3. Brecciated

Figura 6 – Tipici valori di GSI per formazioni rocciose calcaree.

5.5 Criterio di rottura di HOEK-BROWN per ammassi rocciosi e determinazione dei parametri equivalenti di Mohr-Coulomb

Il criterio di rottura di Hoek – Brown per un ammasso roccioso è espresso dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove

σ'_1 e σ'_3 sono gli sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura
m è il valore della costante del criterio di Hoek – Brown per l'ammasso roccioso
s ed a sono due costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso
 σ_c è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

Il parametro m può essere ricavato in funzione di GSI, riducendo opportunamente il suo omologo relativo al materiale roccioso intatto m_i , mediante la seguente relazione di natura empirica:

$$m = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 4D} \right).$$

In Figura 7 sono riportati valori tipici di m_i del modello Hoek-Brown per alcuni ammassi rocciosi. Sulla base di tale figura si è scelto un valore mediato tra quelli suggeriti per Sparitic Limestone (10) e per Micritic Limestone (8): $m_i = 8$.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 Greywacke (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		Chalk 7 Coal (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
		Granodiorite (30)			Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)		Basalt (17)	
Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)		

Figura 7 – Valori tipici di mi per alcuni ammassi rocciosi

I coefficienti s ed a possono essere calcolati come segue:

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right]$$

Il fattore D, che compare nelle relazioni sopra riportate, è un parametro che consente di tenere conto del grado di disturbo al quale il materiale è soggetto per effetto dello scarico tensionale indotto dallo scavo. In questo caso si è posto **D=0.8 – 1** (cfr. Figura 8).

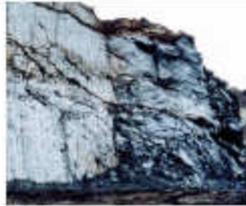
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

Figura 8 – Linee guida per la scelta del fattore di disturbo D nel caso di scavi e pendii.

Con riferimento al campo di variabilità degli stati tensionali agenti nell'intorno dell'opera da realizzare, si può procedere alla linearizzazione del criterio di Hoek e Brown e all'individuazione dei parametri (coesione ed angolo d'attrito) del modello di Mohr-Coulomb. La suddetta operazione può essere effettuata secondo differenti strategie, ad esempio, in prima istanza definendo un angolo d'attrito tangente ed una coesione tangente alla curva di Hoek-Brown per assegnata σ . Gli autori del modello hanno appositamente definito ed implementato nel software RocLab, gratuitamente messo a disposizione nel sito www.rocscience.com, una procedura di interpolazione. Mediante applicazione del programma è possibile ottenere i valori di coesione ed angolo d'attrito in funzione dello stato tensionale in sito calcolato, partendo dall'altezza del pendio (o dello scavo) e dal peso specifico dell'ammasso.

Dalla curva del criterio di Hoek-Brown relativo al caso specifico, mediante interpolazione si ottengono i parametri fisico-meccanici (c' e ϕ') del criterio di Mohr-Coulomb riportati.

In particolare nella Figura 9 è riportato quanto ottenuto per l'Unità dei Calcari Fratturati Ca(a) considerando un fronte di scavo pari a 8.5 m. Nella figura 10 è invece riportato quanto ottenuto per l'Unità dei Calcari integri (Ca).

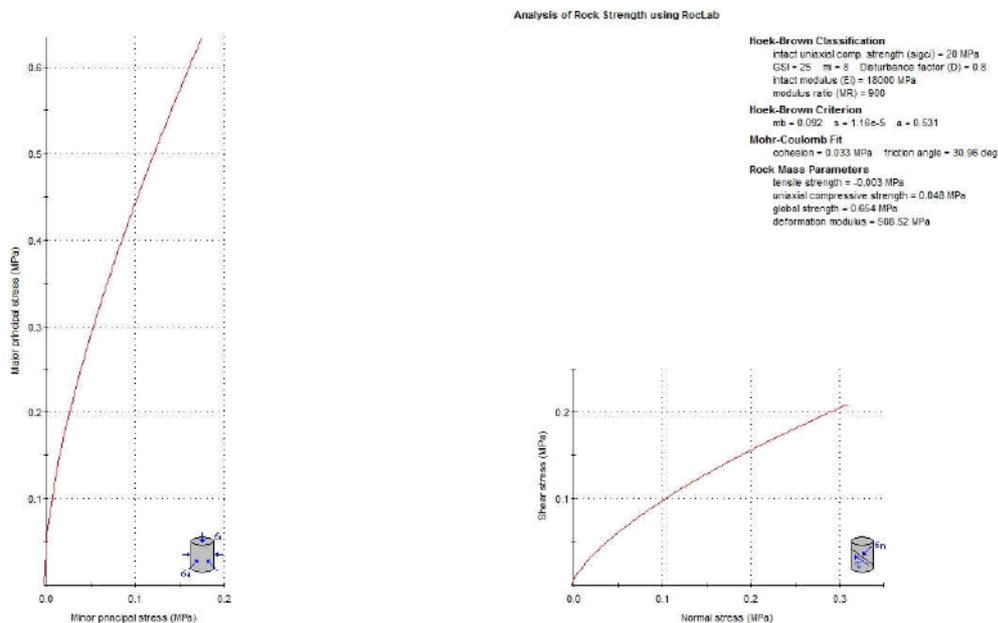


Figura 9 - Determinazione dei parametri di Mohr-Coulomb dalla curva di Hoek e Brown – Unità Ca(a) GSI=25

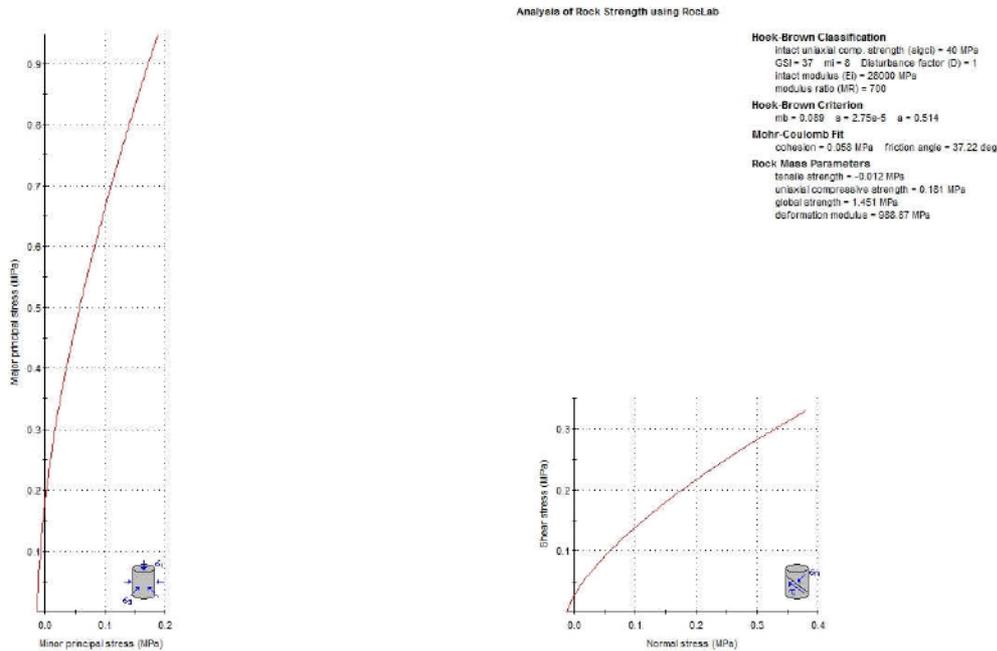


Figura 10 - Determinazione dei parametri di Mohr-Coulomb dalla curva di Hoek e Brown – Unità Ca, GSI=37

A conclusione si riportano i parametri geomeccanici caratterizzanti l'ammasso:

Unità Ca(a) – Calcari fratturati

- $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\phi' = 32^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 25 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $E' = 80 \div 150 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Unità Ca – Calcari

- $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\phi' = 37^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 50 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $E' = 250 \div 450 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Nel dimensionamento delle paratie si adotteranno idonei parametri tali da tenere conto della decompressione dell'ammasso e quindi ridotti rispetto ai suddetti.

5.6 Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica

Sulla base di quanto evidenziato dalle prove sismiche effettuate nel tratto di interesse, il terreno di fondazione può essere classificato nella seguente categoria di sottosuolo:

- *Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".*

Si rimanda al Profilo geotecnico (documenti di riferimento da [8] a [45]) per l'ubicazione delle prove sismiche effettuate e per i relativi valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio misurati.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

6.1 *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

6.2 *Azione sismica di riferimento*

Ai fini della caratterizzazione sismica per la progettazione delle opere minori distribuite lungo il tracciato questo è stato suddiviso in tratti di 5 km caratterizzati da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Ciascun tratto di 5 km è stato contraddistinto in base alle coordinate del punto baricentrico del tratto stesso.

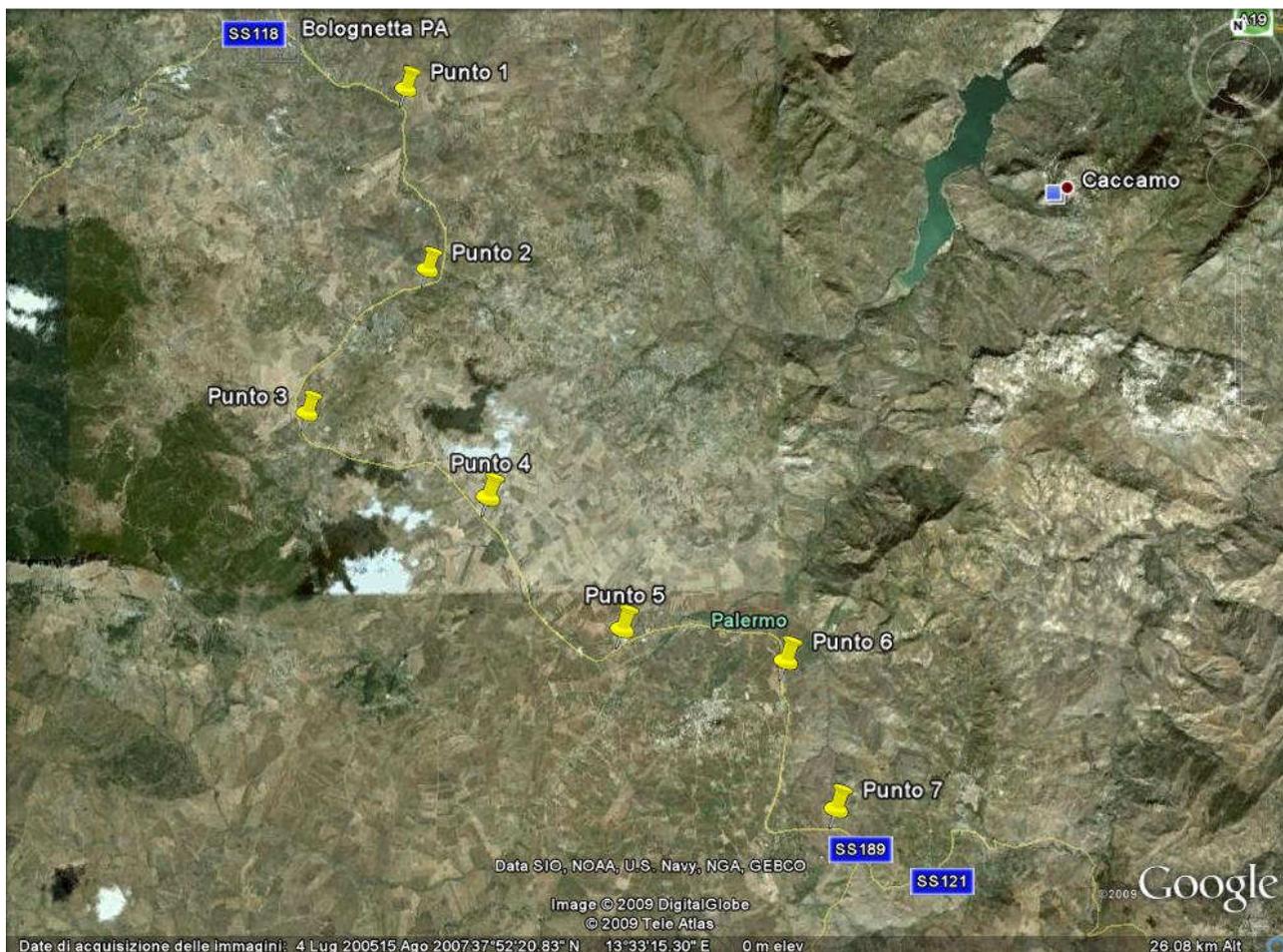
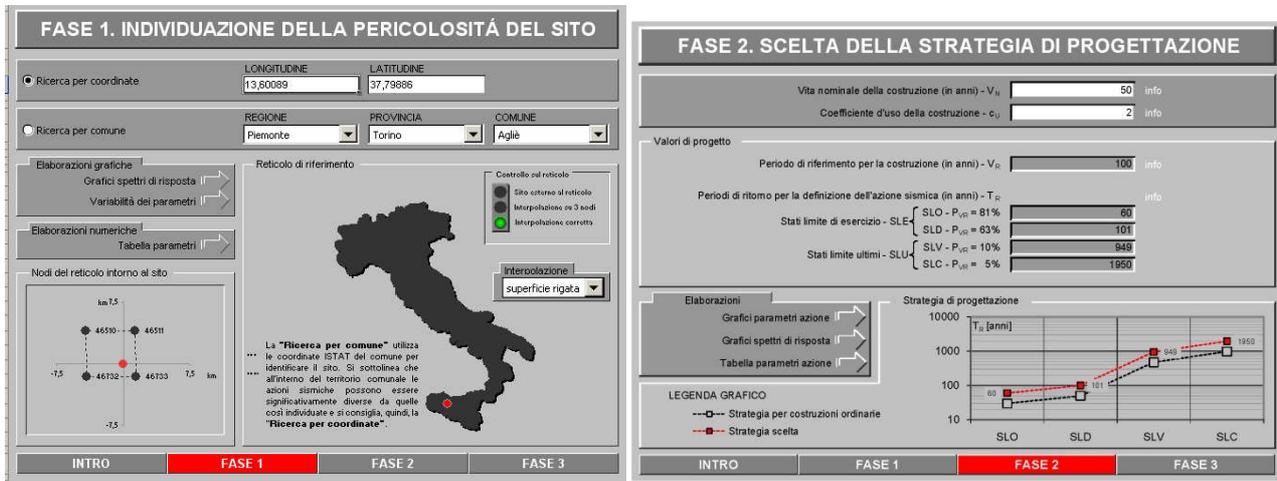


Figura 2 Localizzazione tracciato

Le seguenti tabelle indicano l'identificazione della zona in cui ricade l'opera in esame in relazione alle coordinate geografiche corrispondenti alle medesime progressive; queste ultime non coincidono numericamente con quelle indicate per la descrizione della paratia in quanto per la loro individuazione si fa riferimento alla viabilità principale (OS43P).

Progressive km 30+000 e km 35+000



Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, relativamente al tratto in cui ricade l'opera in oggetto.

Progressiva	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
30+000 - 30+530	0.126	2.619	0.348
30+530 - 35+000			

Per quanto riguarda il profilo di terreno (Classe A, B, C, ...) si fa riferimento alla seguente tabella:

Progressiva	Categoria
20+000 – 35+000	B

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Nel tratto oggetto di studio verrà realizzata un'opera di sostegno costituita da pali trivellati in c.a. che avrà carattere definitivo. L'opera si sviluppa, per un tratto compreso indicativamente tra il km 30+055.25 e il km 30+143.03, in compresenza alla paratia OS43P la quale appartiene alle opere di viabilità principale.

La paratia è costituita da pali $\phi = 1000$ mm posti ad interasse $i = 1.20$ m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. avente altezza di 1.30 m e larghezza $B = 1.30$ m. L'intera opera è prevista con pali a sbalzo.

La falda non è stata rilevata. Comunque per dissipare eventuali pressioni idrauliche agenti sulla paratia stessa, si prevede la messa in opera di un sistema di drenaggio costituito da tubi verticali e inclinati su una fila, microfessurati in PVC di diametro esterno $\phi = 90$ mm e spessore 5.0 mm.

Dato il carattere definitivo della paratia prevista, l'opera sarà rivestita con lastre prefabbricate aventi la facciata esterna rivestita e caratterizzata da una finitura superficiale tipo pietra ottenuta con casseri a matrice in modo da migliorare l'aspetto estetico e facilitare l'inserimento delle opere nel contesto paesaggistico-ambientale della zona. A tergo della lastra si procederà al riempimento con calcestruzzo magro.

A tergo della paratia è prevista la posa di una canaletta mezzo tubo in cls e la sistemazione definitiva del versante fino al raccordo con lo scavo di attacco per realizzare la trave di coronamento seguendo una pendenza massima di 55° . Essendo infatti il versante litoide si prevedono a protezione e per evitare nel tempo distacchi di materiale dal fronte, un reticolo di funi vincolate alla scarpata mediante barre in acciaio.

8 CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):
 - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - b. sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - c. instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - d. instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno;
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - e. raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
 - f. raggiungimento della resistenza di uno o più puntoni o del sistema di contrasto;
 - g. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

8.1 Verifiche geotecniche

8.1.1 Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 2012 ver. 10.3.1.0 della CEAS Srl di cui si dirà più avanti, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

8.1.2 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Data la geometria del problema l'analisi comprende anche l'opera OS43P che si trova a valle nelle sezioni in cui essa è presente. Per la sezione con l'altezza di scavo maggiore si riporta, per completezza, anche una verifica della sola opera OS71 in condizioni di breve termine, prima dell'esecuzione della paratia OS43P e del ritombamento.

Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2).

L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta sempre con il codice di calcolo Paratie Plus 2012 con il modulo VSP.

Le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicate alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti k_h e k_v che valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

β_s = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

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

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_s viene desunto, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione di riferimento a_g dalla tabella 7.11.I della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

8.1.3 Interazione terreno-struttura

Come già anticipato l'analisi della struttura nelle successive fasi di realizzazione è stata sviluppata mediante il programma Paratie Plus 2012 ver. 10.3.1.0 della CEAS Srl, che utilizza per il terreno

un modello elasto-plastico e consente di seguire l'evoluzione di sforzi e deformazioni durante le successive fasi di scavo, posa e messa in tiro degli ancoraggi, applicazione delle azioni sismiche. In questa analisi, ovviamente riferita a condizioni piane, il terreno è schematizzato come una successione di "molle" indipendenti, caratterizzate da una rigidezza, differenziabile per condizioni di "carico" e di "scarico", e da una resistenza limite di plasticizzazione definita tramite i coefficienti di spinta attiva e passiva in funzione del movimento relativo terreno-paratia.

La rigidezza delle molle caratterizzanti il terreno è definita dal programma di calcolo stesso come rapporto fra il modulo elastico del terreno e l'altezza massima di scavo.

Per le condizioni di "scarico" si è assunto un valore 2.5 volte quello del modulo di "carico".

Il programma ipotizza una situazione iniziale, coincidente con il termine della costruzione della paratia prima dell'inizio degli scavi, definita mediante il coefficiente di spinta a riposo del terreno K_0 ($= 1 - \sin \phi$).

La paratia è schematizzata mediante la propria rigidezza flessionale, valutata con riferimento allo spessore equivalente di una sezione rettangolare a partire dal diametro ed interasse dei pali, mentre gli ancoraggi sono schematizzati mediante vincoli elastici caratterizzati dalla quota di applicazione, inclinazione rispetto all'orizzontale, rigidezza assiale ed eventuale pretiro iniziale.

L'analisi in questione, fornendo per ogni fase di carico non solo le sollecitazioni ma anche le deformazioni dell'opera, consente di verificare che le deformazioni massime siano contenute nei limiti di utilizzo della struttura.

8.2 Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD)

Le verifiche di "tipo idraulico", instabilità del fondo scavo per sollevamento e sifonamento del fondo scavo vengono implicitamente soddisfatte mediante l'analisi di interazione mediante il programma PARATIE che tiene conto dei moti di filtrazione e della conseguente diminuzione della pressione efficace.

8.3 Verifiche strutturali (STR)

Per le verifiche strutturali alle azioni ed ai parametri geotecnici del terreno si applicano i coefficienti parziali propri delle verifiche STR (A1+M1+R1) per le analisi allo SLU e coefficienti parziali unitari per le analisi allo SLE. L'armatura minima assegnata alla sezione di ogni palo è composta da 12 ϕ 20.

8.3.1 Verifiche SLU

E' stata condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le sezioni maggiormente sollecitate della paratia.

8.3.2 Verifiche SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (*verifica allo stato limite di fessurazione*) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (*verifica delle tensioni in esercizio*).

Per i pali e per la trave di coronamento il valore limite di ampiezza delle fessure è pari a $w_{lim} = 0.20$ mm.

La massima tensione nel calcestruzzo dovrà rispettare la seguente condizione per la trave di coronamento:

$$\text{Classe di resistenza C25/30} \quad \sigma_c < 0.45f_{ck} = 11.25MPa$$

La massima tensione nel calcestruzzo dovrà rispettare la seguente condizione per i pali:

$$\text{Classe di resistenza C30/37} \quad \sigma_c < 0.45f_{ck} = 13.50MPa$$

La massima tensione nell'acciaio dovrà rispettare la seguente condizione:

$$\text{Acciaio B450C} \quad \sigma_f < 0.8f_{yk} = 360.00MPa$$

8.4 **Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \times E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = E_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

Le verifiche della suddetta condizione devono essere effettuate impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi.

Nel caso delle paratie si adotta l'Approccio 1 per cui sono previste due diverse combinazioni di cui la prima, definita STR, generalmente più gravosa per le verifiche strutturali, mentre la seconda, definita GEO, generalmente più gravosa per le verifiche di tipo geotecnico.

Tutte le verifiche precedentemente elencate dovranno essere condotte unicamente facendo riferimento all'Approccio 1 secondo quanto specificato nel seguito.

SLU di tipo strutturale (STR):

- **Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale (STR) l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso i coefficienti parziali amplificativi delle azioni saranno applicati direttamente sulle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In linea generale, per la Combinazione 1, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) diversi, si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q/\gamma_{G1}=1.5/1.3=1.15$ e moltiplicando successivamente gli effetti delle azioni $E_d=E_k\cdot\gamma_E$ per $\gamma_E=\gamma_{G1}=1.3$.

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- **Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);**
- **Instabilità del fondo scavo per sollevamento.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i

coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici. In linea generale, per la Combinazione 2, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q=1.3$.

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- **Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per la verifica dell'instabilità globale dell'insieme terreno-opera l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono riportati nella tabella successiva e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici. In linea generale, per la Combinazione in oggetto, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q=1.3$.

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	c_u
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Coefficients parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi	$\gamma_R=1.0$	-	-
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	-	-
Instabilità del fondo scavo per sollevamento	$\gamma_R=1.0$	-	-
Instabilità globale dell'insieme terreno-opera	-	$\gamma_R=1.1$	-
Sfilamento di uno o più ancoraggi	Temporanei	-	$\gamma_R=1.1$
	Permanenti	-	$\gamma_R=1.2$

Essendo le paratie in oggetto opere definitive, esse vengono verificate anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- **Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;**
- **Combinazione 2 con coefficienti parziali M2 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni.**

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali γ_R del caso statico riportati nella precedente tabella.

8.5 Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nello specifico le analisi dovranno valutare gli spostamenti dell'opera per consentire di verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa, oltre alle verifiche strutturali relative agli SLE riportate al paragrafo 8.3.2.

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa.

Combinazioni per analisi statiche SLE						
Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
<u>Permanenti</u>		<u>Variabili</u>		tan φ'	c'	c _u
Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

9 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture. L'analisi è condotta considerando non solo la singola opera OS71 ma anche la compresenza dell'opera OS43P che, per un certo tratto, si trova a valle ed appartiene alle opere di viabilità principale. L'approccio semplificato utilizzato è quello di valutare la porzione del cuneo di spinta passiva della paratia di monte (OS71) che di fatto non si sviluppa a causa della presenza della paratia di valle (OS43P); la proporzione tra l'area totale del cuneo e l'area individuata dall'intersezione permette di individuare una percentuale che viene poi utilizzata per inserire nel calcolo una riduzione del coefficiente di spinta passiva K_p . Nei tratti in cui le due paratie non sono presenti in corrispondenza della medesima sezione o nei tratti in cui il cuneo di spinta passiva della paratia di monte non interseca la paratia di valle l'interazione tra le due opere è trascurata.

9.1 Azioni permanenti

9.1.1 Peso proprio

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

9.1.2 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \times K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – rif. [4]):

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

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

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. 9.3).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastri-forme, ...).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

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

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di δ rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nel capitolo 8.

Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

9.1.3 Spinta dell'acqua

La presenza della falda è stata così considerata nel codice di calcolo:

- in fase provvisoria di scavo, essendo la paratia opera di sostegno permeabile e tenendo anche in considerazione la presenza del sistema di drenaggio, si abbatta la quota della falda al fondo scavo sia a monte che valle dell'opera;
- viene poi prevista una fase di calcolo finale con falda posta ad una quota intermedia fra fondo scavo ed il livello indisturbato a monte. In questo modo si simula la possibilità che nel lungo termine i dreni si possano intasare data la prevalente natura fine dei terreni interagenti con l'opera di sostegno.

9.2 **Azioni variabili**

9.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Per le opere interferenti con la viabilità si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo 9.1.2.

Se per le fasi esecutive sono previsti, a tergo dell'opera dei mezzi di cantiere, si considererà un sovraccarico accidentale di 10 KPa su un'impronta di tre metri a partire da due metri da testa cordolo.

9.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico non si hanno azioni climatiche.

9.3 **Azione sismica**

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia, come previsto dall'Eurocodice 8.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 9.1.2.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h viene valutato come:

$$k_h = \alpha \beta a_{\max}/g$$

dove:

a_{\max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

α = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 3 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

β = coefficiente funzione dello spostamento massimo u_s tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 4 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

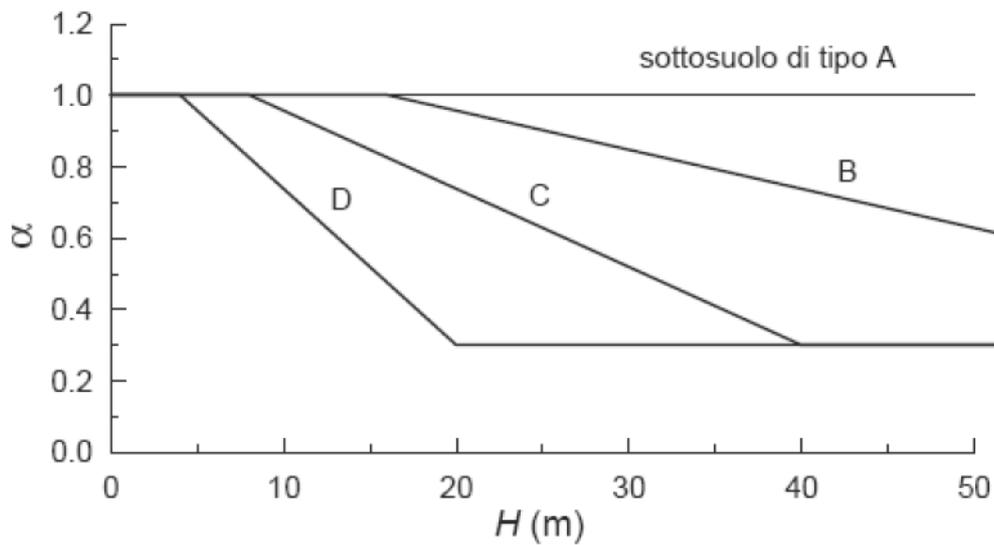


Figura 3 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

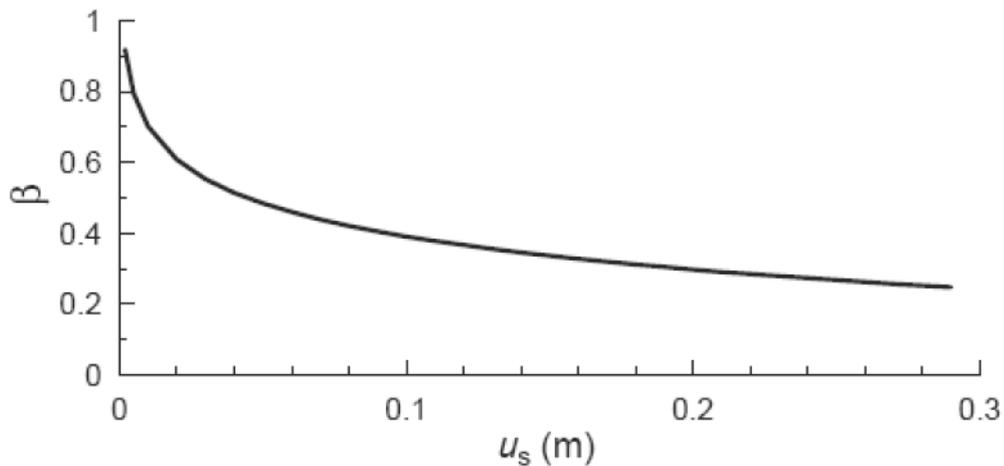


Figura 4 Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Ai fini della valutazione di β lo spostamento deve comunque assumersi $u_s \leq 0.005 H$. Inoltre deve sempre risultare il prodotto $\alpha \beta \geq 0.2$.

L'accelerazione massima è stata valutata come:

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

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto:

$$k_v = 0$$

e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

10 RISULTATI DELLE ANALISI

10.1 Sezioni di verifica

Nelle tabelle seguenti, per le sezioni esaminate, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche. Sono state esaminate le sezioni ritenute più significative.

Sezioni di verifiche Paratie "a mensola"

1. OS71 – Paratia di pali dx

Sezione di calcolo	n°58 - Progr. Km 0+451,94 RAMO 51
Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 9.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=8.00 m)
Stratigrafia di calcolo	LSA (a) da 0.00 m t.c. fino a -6.4 m t.c.
	LSA da -6.4 m t.c. fino a -10.7 m t.c.
	AG da -10.7 m t.c. fino al limite del modello
Fondo scavo	-4.7 m da t.c.
Falda	-8 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

2. OS71 – Paratia di pali dx

Sezione di calcolo	n°59 - Progr. Km 0+454,27 RAMO 51
Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 12.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=11.00 m)
Stratigrafia di calcolo	LSA (a) da 0.00 m t.c. fino a -6.4 m t.c.
	LSA da -6.4 m t.c. fino a -10.7 m t.c.
	AG da -10.7 m t.c. fino al limite del modello
Fondo scavo	-5.7 m da t.c.
Falda	-8 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

3. OS71 – Paratia di pali dx

Sezione di calcolo	n°64 - Progr. km 0+478.59
Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 17.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=16.00 m)
Stratigrafia di calcolo	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -2.45 m t.c.
	Ca da -2.45 m t.c. fino a -6.95 m t.c.
	AG da -6.95 m t.c. fino al limite del modello
Fondo scavo	-8.1 m da t.c.
Falda	-7.0 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

4. OS71 – Paratia di pali dx

Sezione di calcolo	n°65 - Progr. km 0+487.58
Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 14.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=13.00 m)
Stratigrafia di calcolo	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -1.95 m t.c.
	Ca da -1.95 m t.c. fino a -6.45 m t.c.
	AG da -6.45 m t.c. fino al limite del modello
Fondo scavo	-6.9 m da t.c.
Falda	-6.4 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

5. OS71 – Paratia di pali dx

Sezione di calcolo	n°67 - Progr. km 0+497.39
Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 12.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=11.00 m)
Stratigrafia di calcolo	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -2.0 m t.c.
	Ca da -2.0 m t.c. fino a -6.5 m t.c.
	AG da -6.5 m t.c. fino al limite del modello
Fondo scavo	-5.8 m da t.c.
Falda	-6.5 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

10.2 Parametri geotecnici di calcolo

Per le sezioni 58 e 59 essendo nel tratto marginale di sviluppo della paratia, vengono adottati parametri più restrittivi considerando la presente delle unità coesive. Pertanto i parametri utilizzati sono i seguenti.

OS71 – Viabilità secondaria Ramo 51 – Paratia di pali da km 0+447.13 – km 0+525.88, sez.58 e 59					
Terreno	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E'_{vc} [MPa]	E'_{ur} [MPa]
LSA(a)	20	5	25	15	37.5
LSA	20	10	25	25	62.5
AG	20.5	20	26	60	150
γ = peso di volume naturale del terreno c' = coesione ϕ' = angolo di resistenza al taglio E'_{vc} = modulo elastico in compressione vergine E'_{ur} = modulo elastico in condizioni di scarico-ricarico					

Per le altre sezioni invece, quali 64, 65 e 67, si considera la presenza delle unità dei calcari.

OS71 – Viabilità secondaria Ramo 51 – Paratia di pali da km 0+447.13 – km 0+525.88, sez.64, 65 e 67					
Terreno	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E'_{vc} [MPa]	E'_{ur} [MPa]
Ca(a)	22	15	30	50	150
Ca	24	40	35	200	600
AG	20.5	20	26	60	150
γ = peso di volume naturale del terreno c' = coesione ϕ' = angolo di resistenza al taglio E'_{vc} = modulo elastico in compressione vergine E'_{ur} = modulo elastico in condizioni di scarico-ricarico					

10.3 Sezione di verifica 58 - Progr. Km 0+451,94 RAMO 51

10.3.1 Sintesi dei risultati (PALO L=8,00m A MENSOLA)

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisionali precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	2.49	2.42	2.45
Momento massimo (kNm/m)	-	-	175.71	148.63	133.84
Taglio massimo (kN/m)	-	-	88.73	72.24	67.44
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	77.70	70.22	-	-	46.82

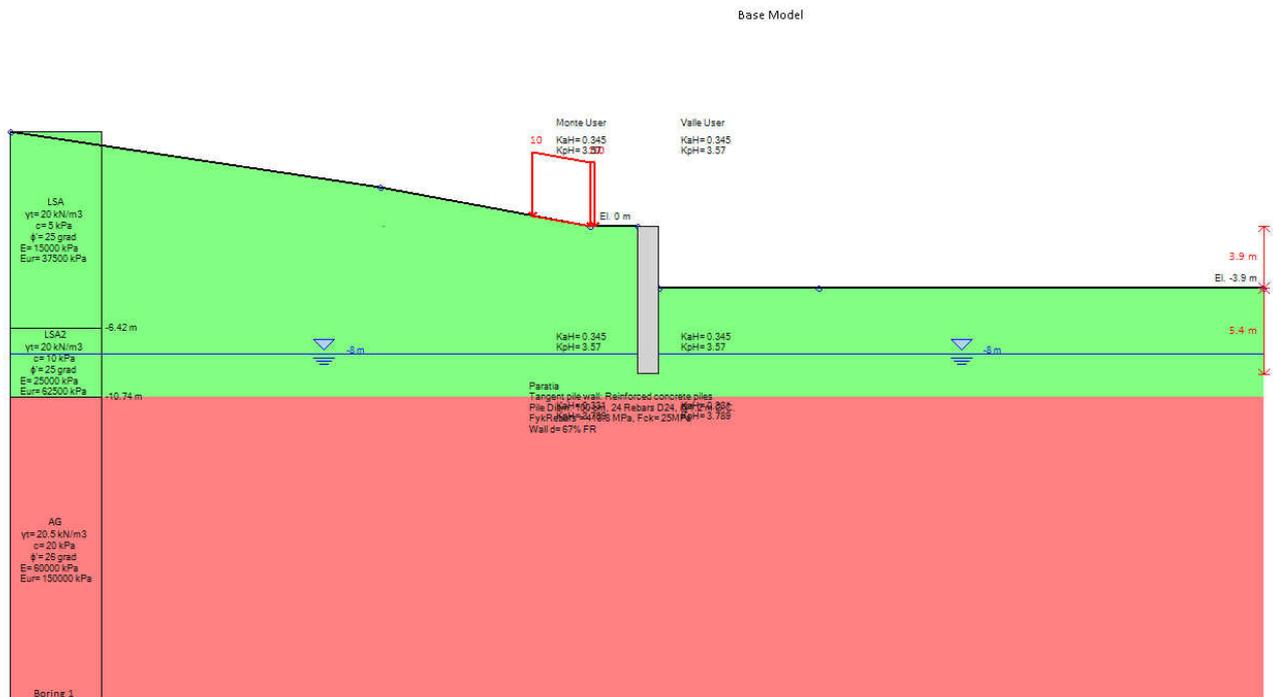


Figura 5 Modello di calcolo – step finale di calcolo

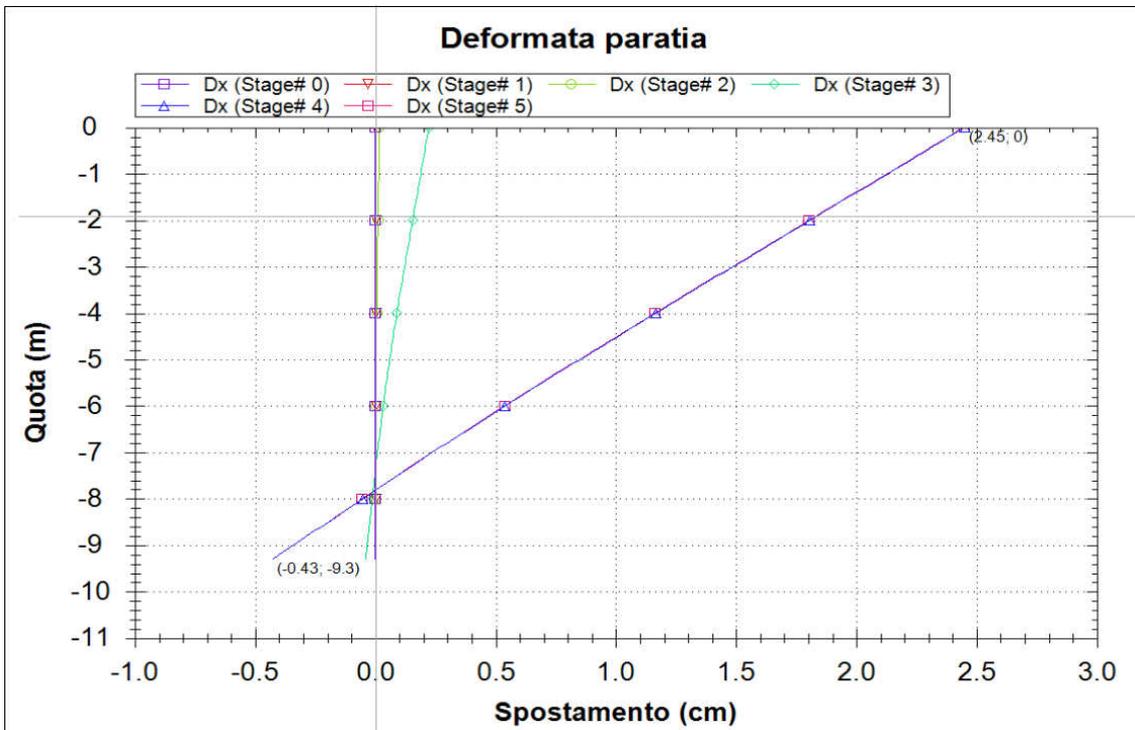


Figura 6 Spostamenti-profondità SLE

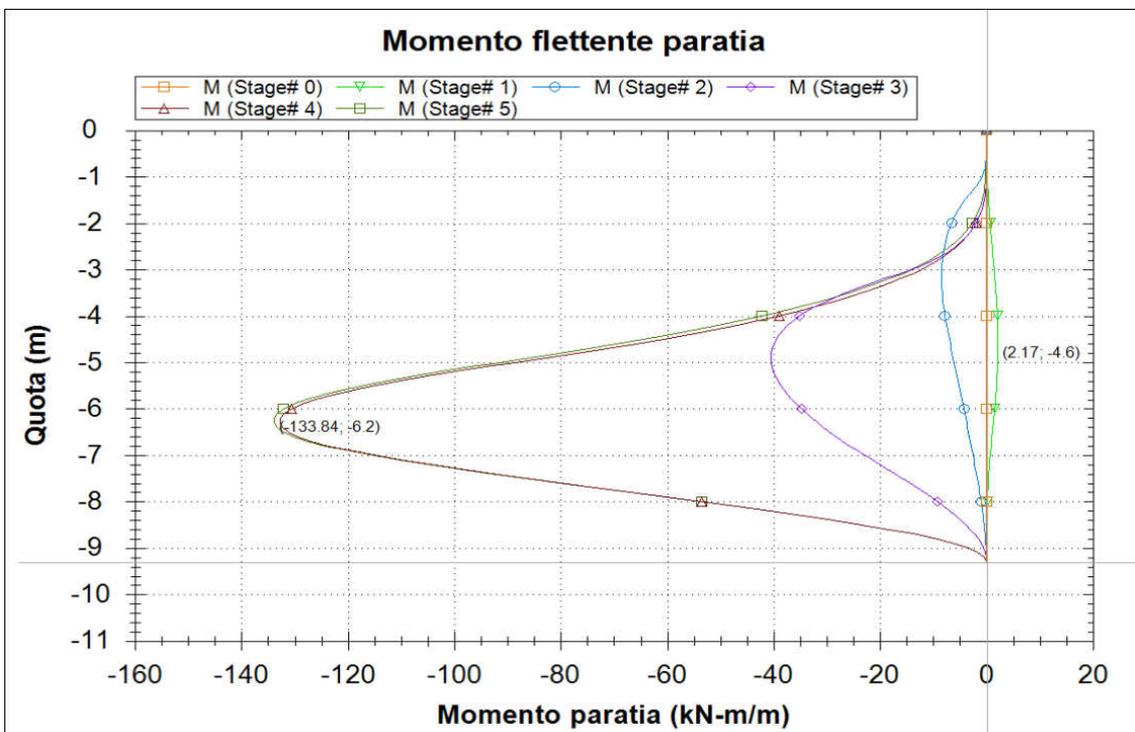


Figura 7 Momento-profondità SLE

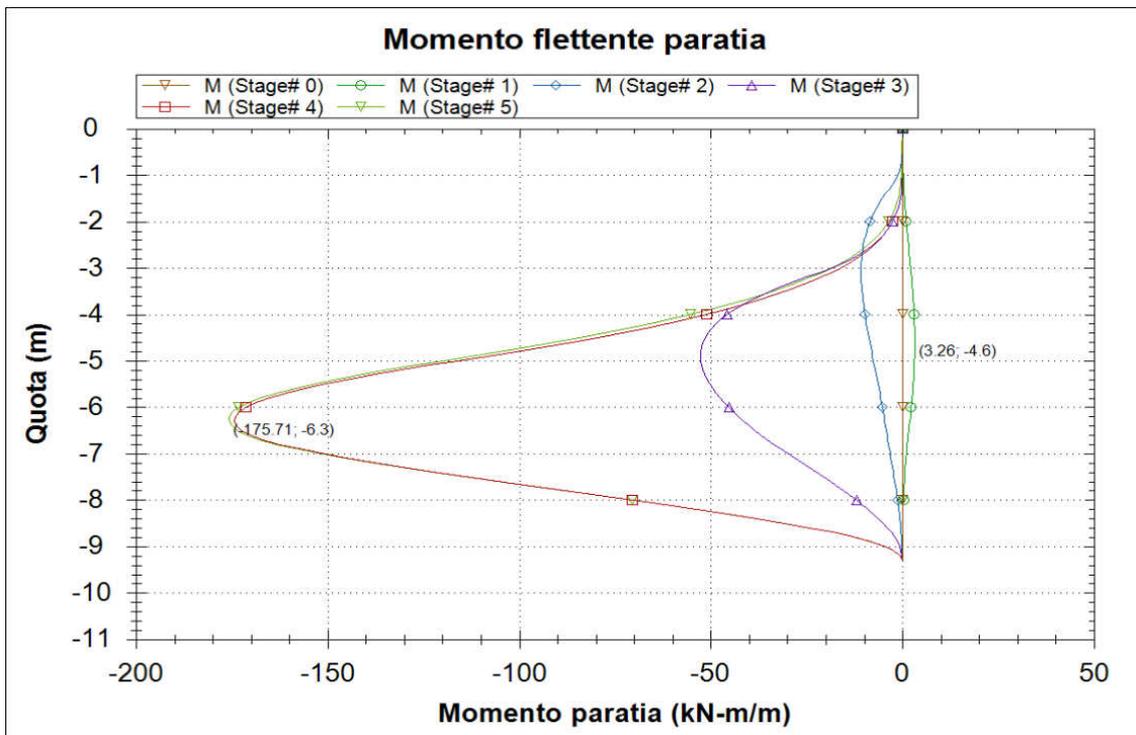


Figura 8 Momento-profondità SLU STR

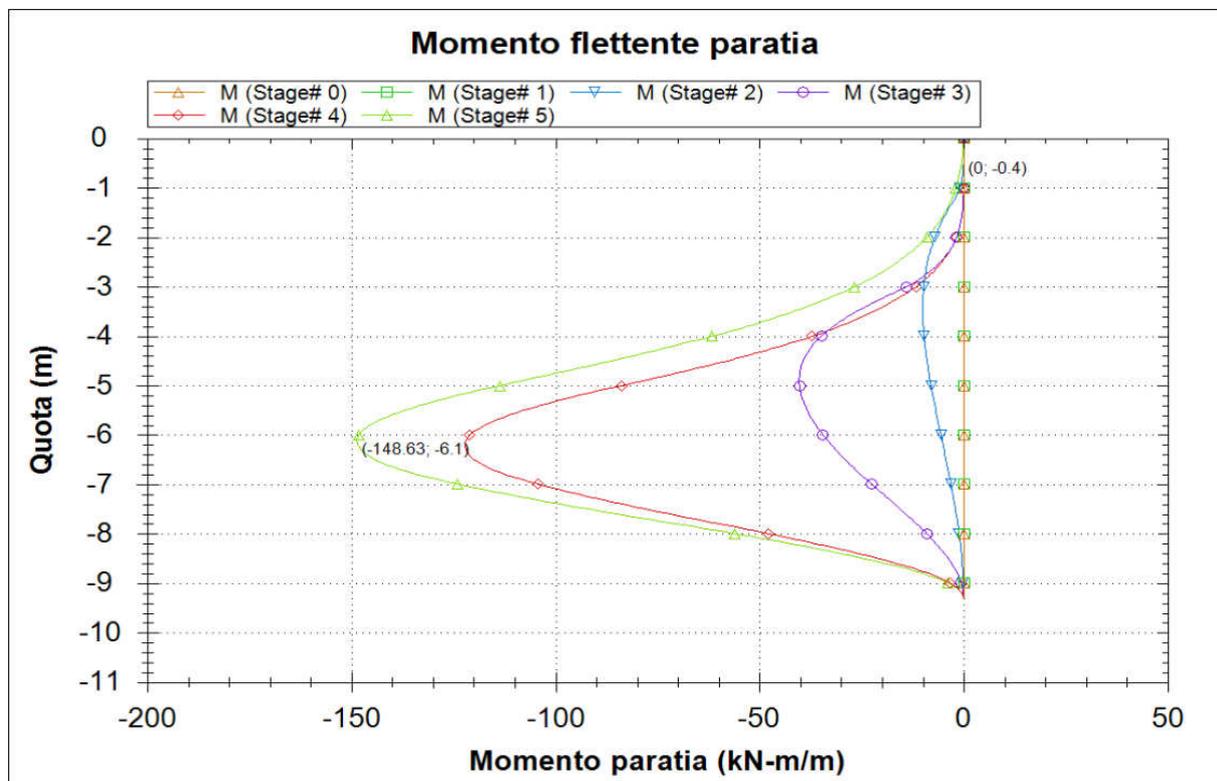


Figura 9 Momento-profondità SISMA STR

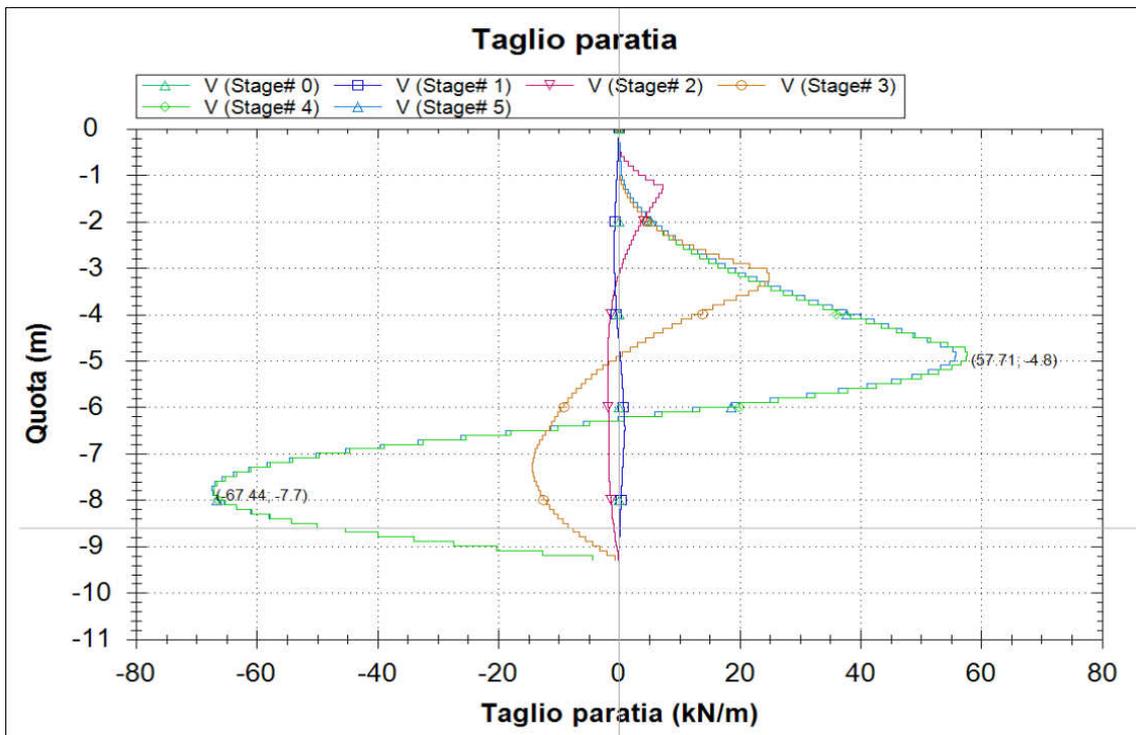


Figura 10 Taglio-profondità SLE

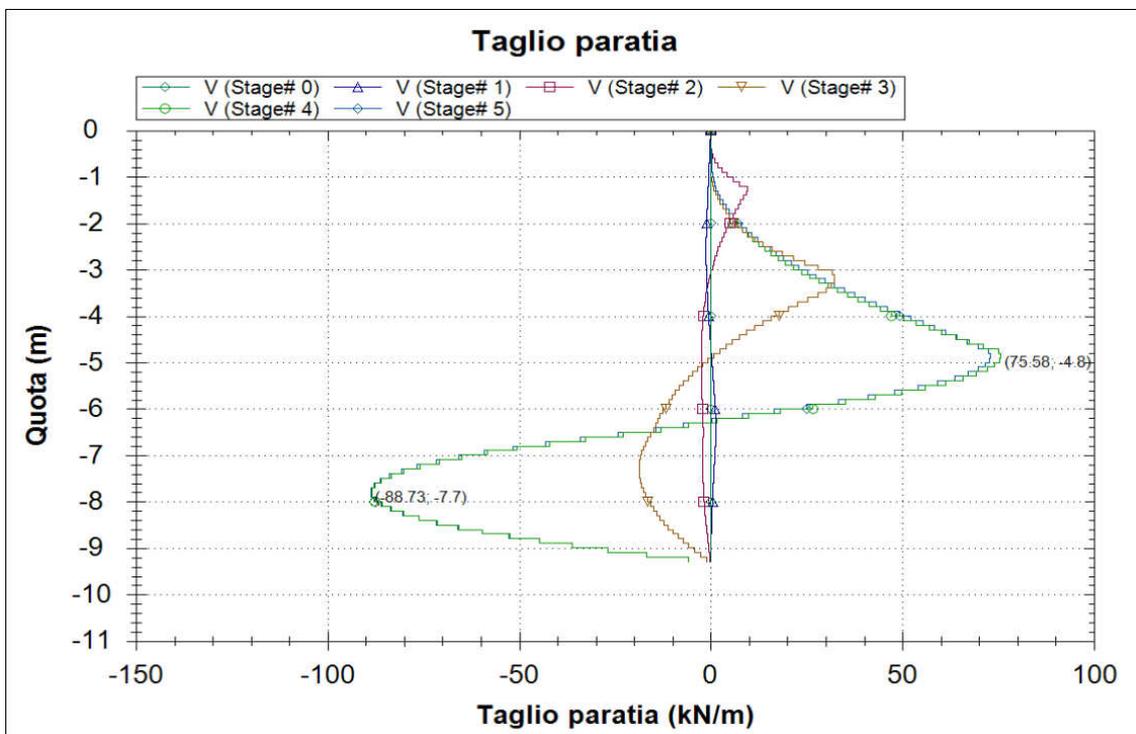


Figura 11 Taglio-profondità SLU STR

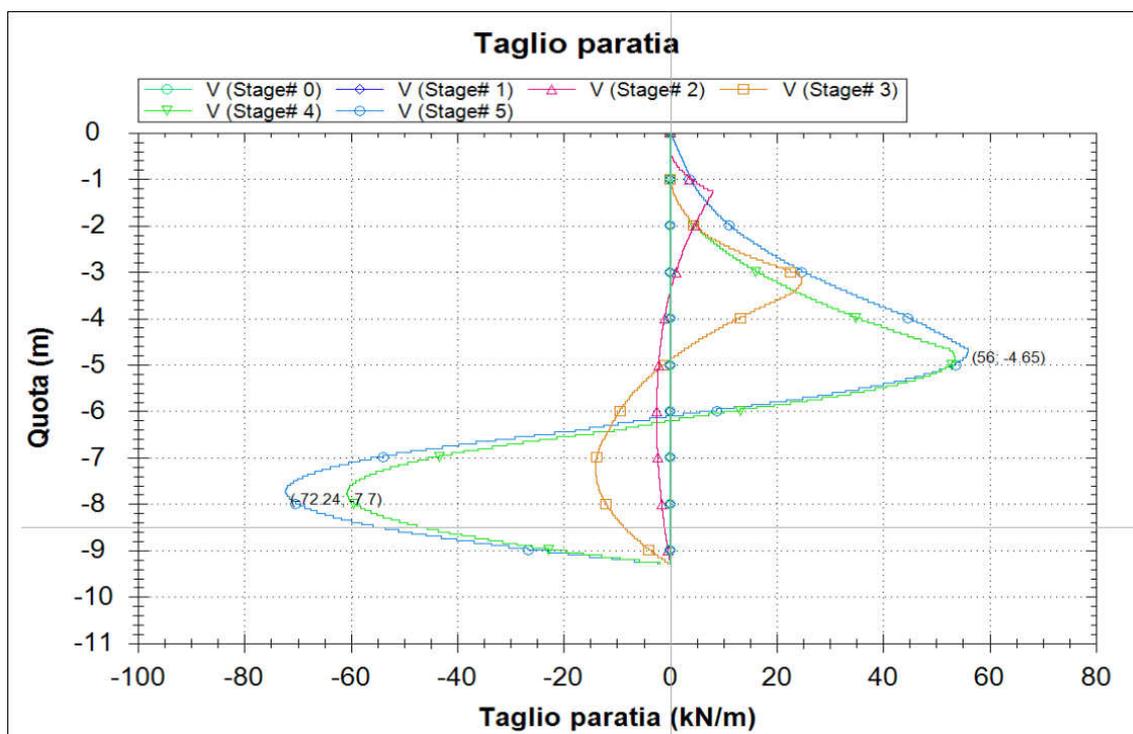


Figura 12 Taglio-profondità SISMA STR

10.3.2 Verifiche geotecniche (PALO L=8,00m A MENSOLA)

10.3.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.893 > 1.10
Sismica	1.507 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

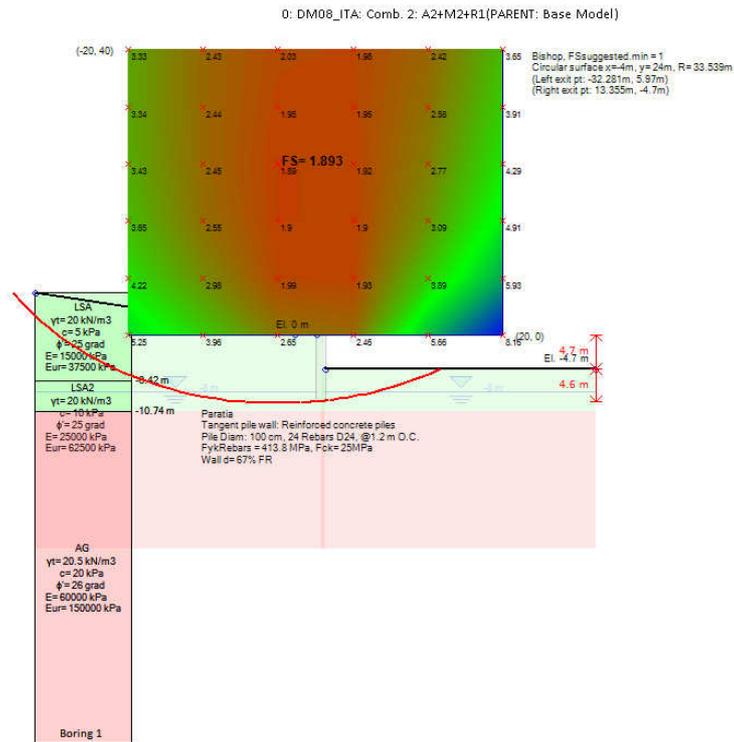


Figura 13 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

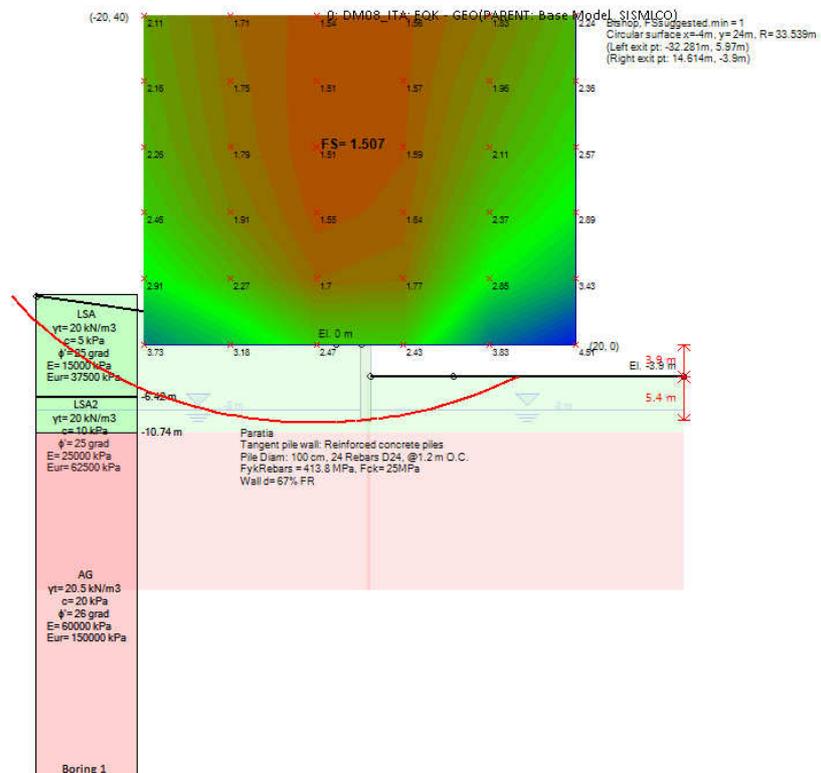


Figura 14 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.3.3 Verifiche strutturali (PALO L=8,00m A MENSOLA)

10.3.3.1 Verifiche SLU - Pali

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni massime sulla struttura secondo le varie analisi.

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche. Nelle verifiche, a presso-flessione e taglio, si riporta di seguito il caso peggiore fra lo statico ed il sismico. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Verifica a Presso-flessione:

Combinazione STR Statico.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLU} (kNm)	N _{SLU} (kN)	Armatura	c.s.
1	6.3	175.7	210.85	123.70	24Φ20	5.52

Verifica al Taglio:

Poiché la sezione di verifica è circolare i valori di b_w (larghezza dell'anima) e di d (altezza utile) saranno riferiti alle dimensioni di una sezione quadrata di lato di 707 mm inscritta in quella del palo. L'armatura al taglio sarà costituita una spirale $\varnothing 12$ passo 20.

Gabbia di armatura 1, Combinazione STR Statico:

$V_{sd,max}$ 106.48 kN

N_{ed}	0 kN
Rck	37 N/mm ²
fck	30 N/mm ²
γ_c	1.5
fcd	17.0 N/mm ²
fcd	8.5 N/mm ²

acciaio B450C

f_{yk}	450 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²

B	707 mm
H	0 mm

c	60 mm
n	6
ϕ_l	20 mm
d	625 mm
k	1.57
ρ_l	0.0043

σ_{cp}	0.0000000 N/mm ²
V_{min}	0.3755

Verifica sezione non armata

$$V_{rd,u} \quad 1729050 \text{ N} > 106480 \text{ N}$$

10.3.3.2 Verifiche SLE – Pali

Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M_{SLE} (kNm)	N_{SLE} (kN)	Fessurazione		Tensioni	
					w_m (mm)	w_k (mm)	σ_c (M Pa)	σ_t (M Pa)
1	6.2	133.8	160.61	121.74	-	-	2.51	62.50

10.4 Sezione di verifica 59 - Progr. Km 0+454,27 RAMO 51

10.4.1 Sintesi dei risultati (PALO L=11,00m A MENSOLA)

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisionali precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	1.85	2.04	1.83
Momento massimo (kNm/m)	-	-	344.07	306.74	262.53
Taglio massimo (kN/m)	-	-	120.72	94.64	92.25
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	62.93	62.03	-	-	44.96

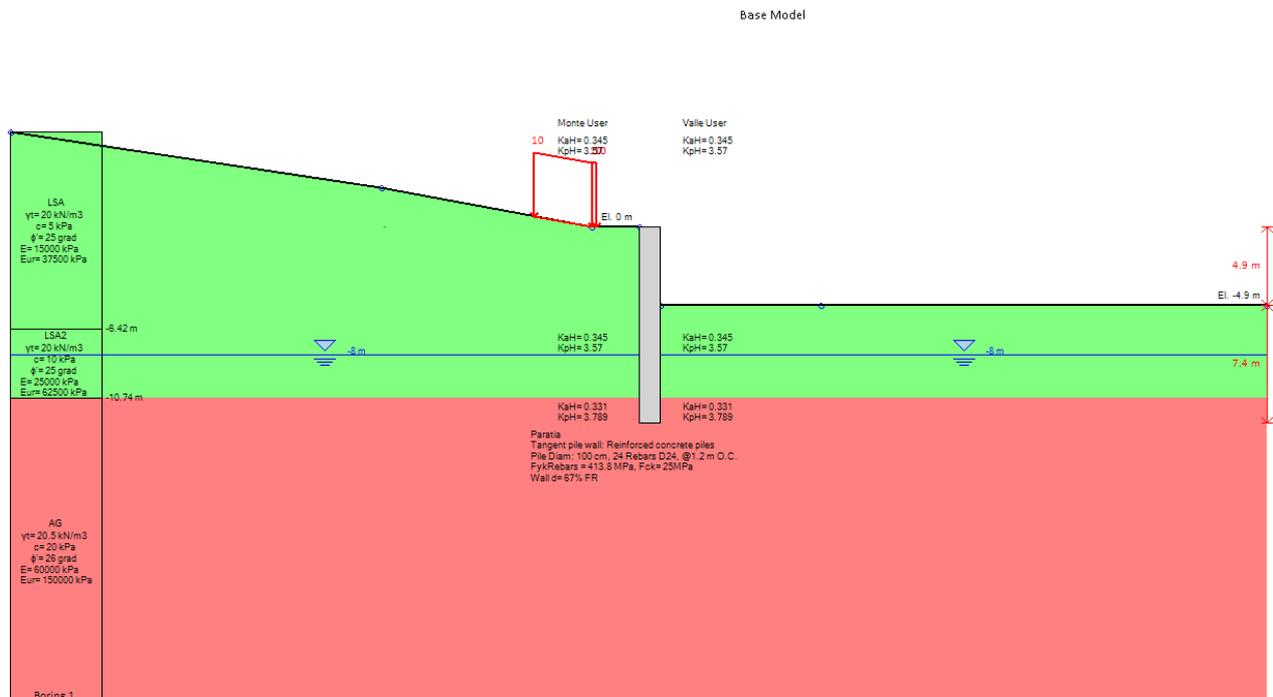


Figura 15 Modello di calcolo – step finale di calcolo

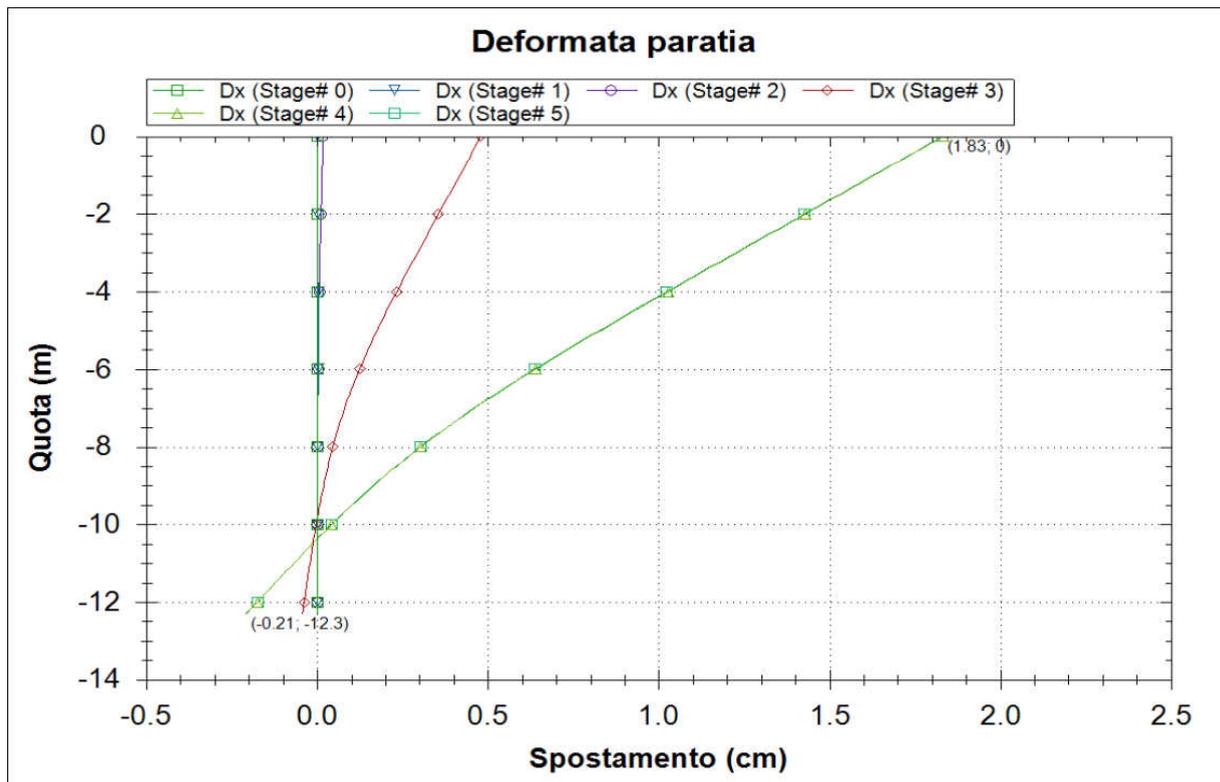


Figura 16 Spostamenti-profondità SLE

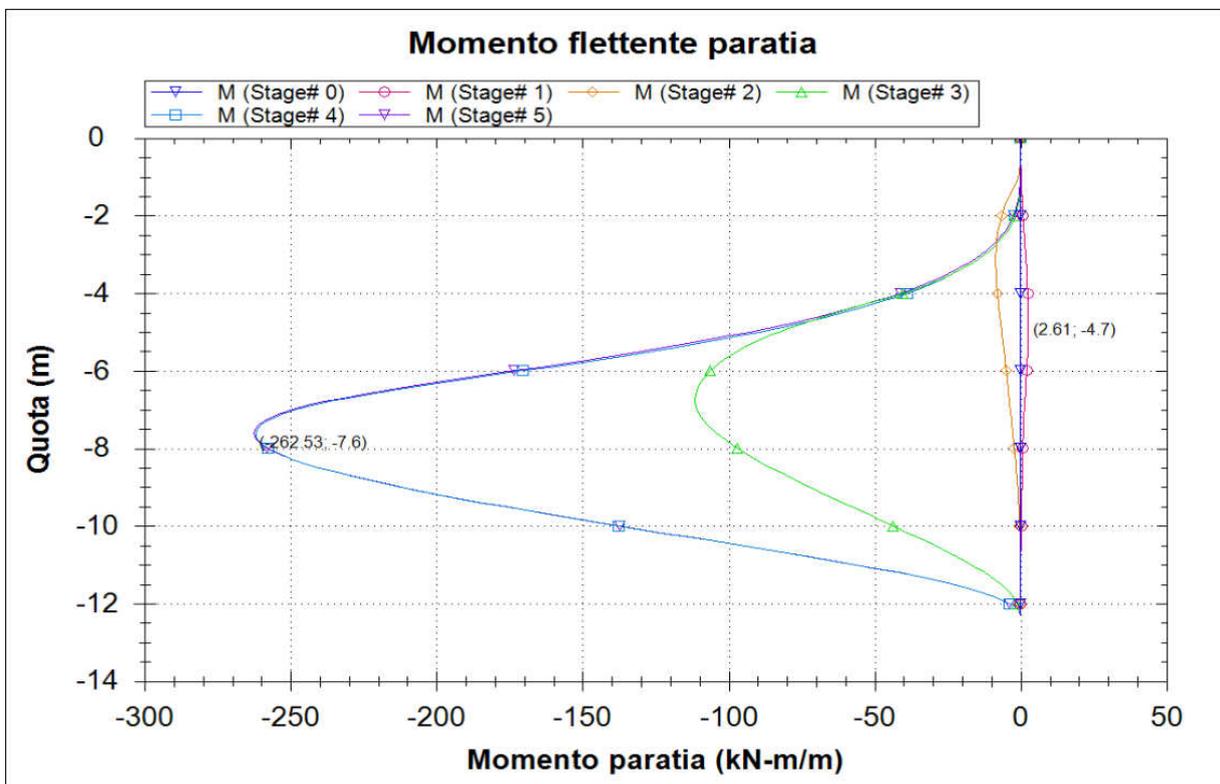


Figura 17 Momento-profondità SLE

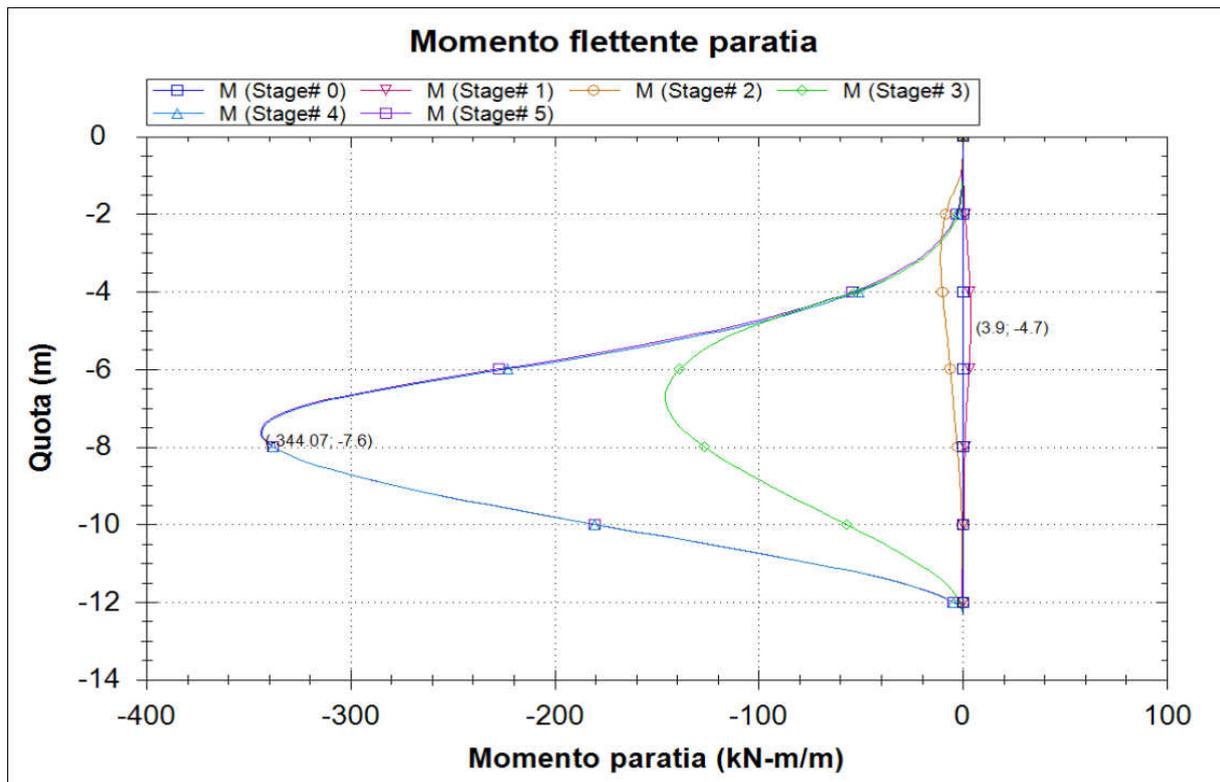


Figura 18 Momento-profondità SLU STR

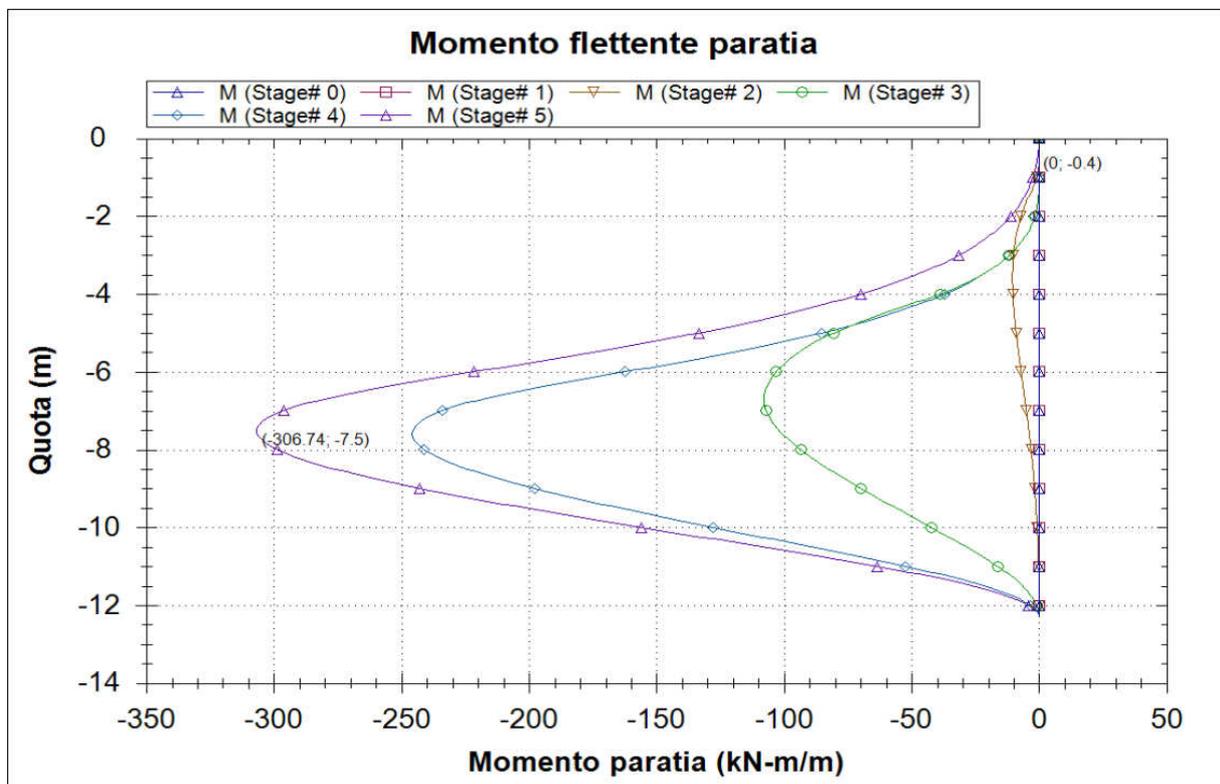


Figura 19 Momento-profondità SISMA STR

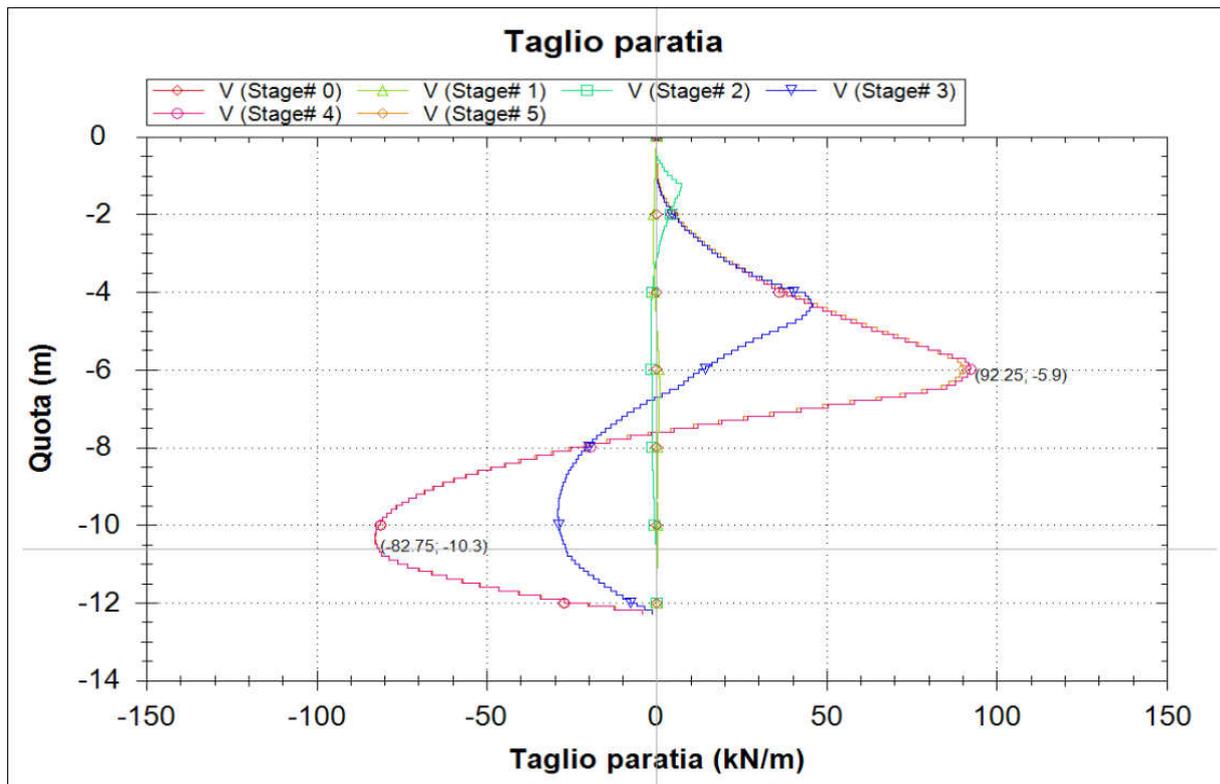


Figura 20 Taglio-profondità SLE

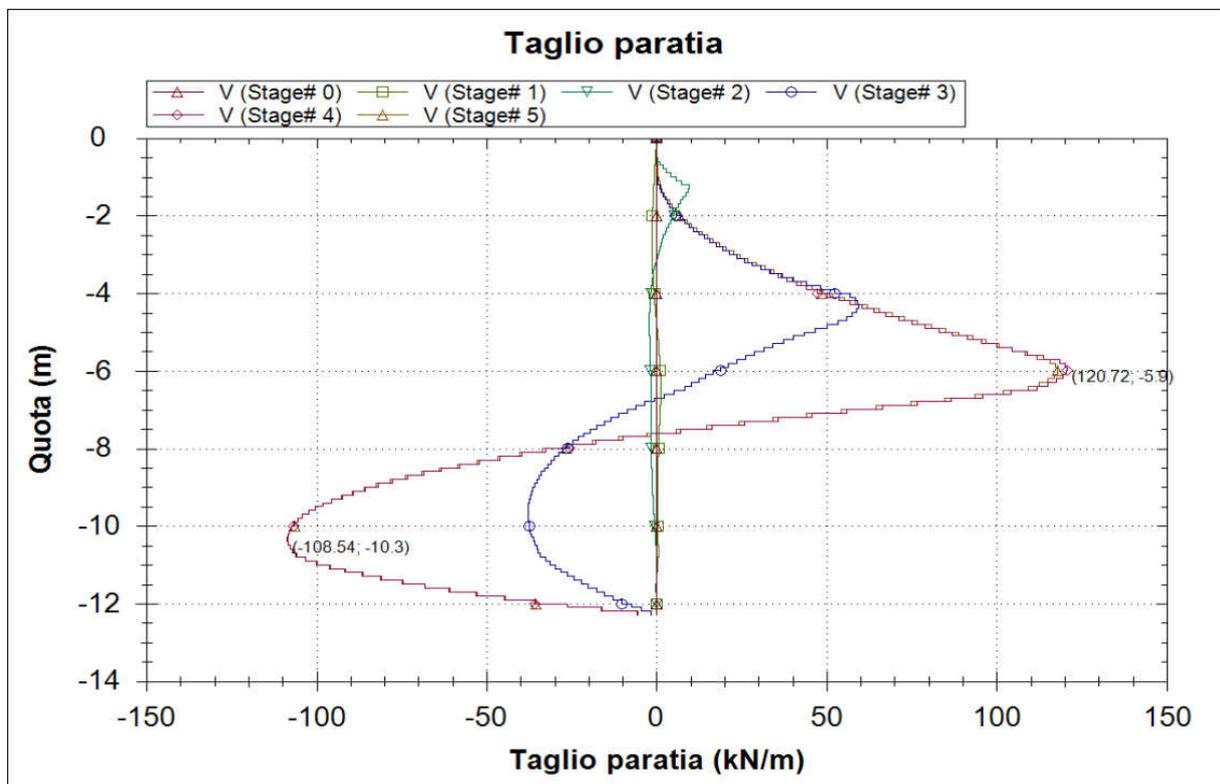


Figura 21 Taglio-profondità SLU STR

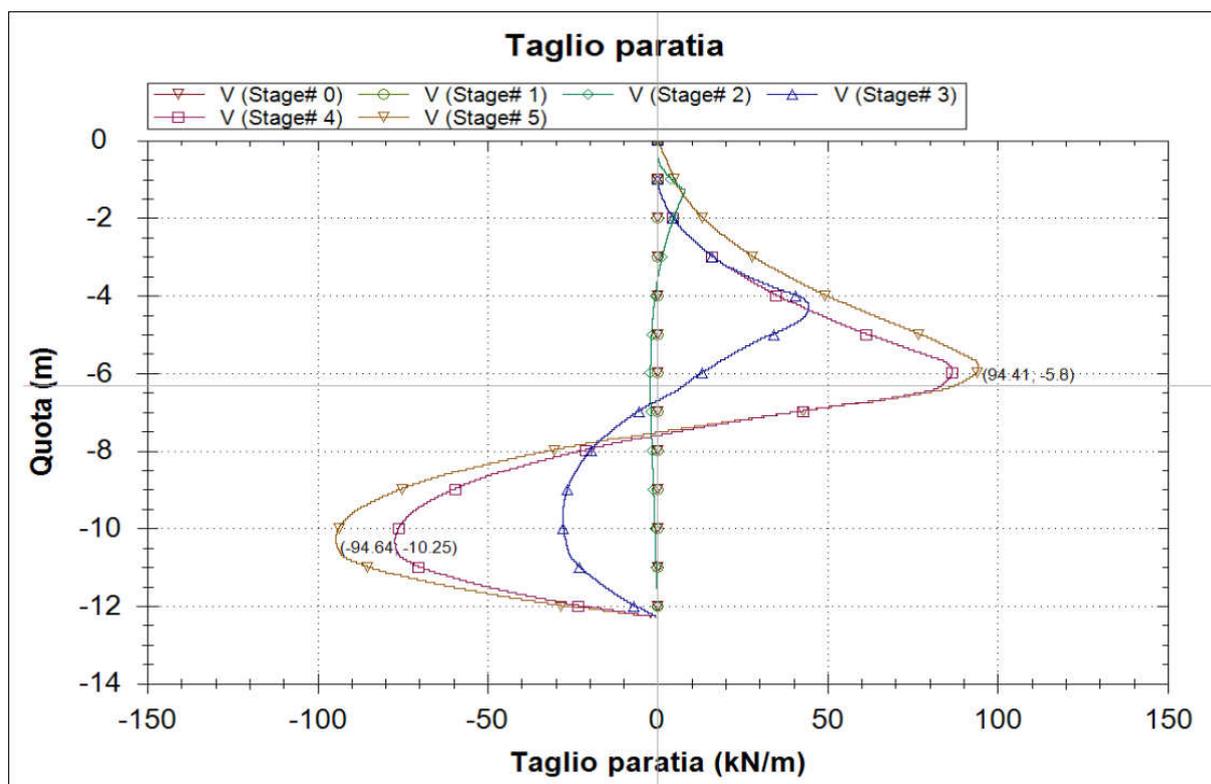


Figura 22 Taglio-profondità SISMA STR

10.4.2 Verifiche geotecniche (PALO L=11,00m A MENSOLA)

10.4.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	2.098 > 1.10
Sismica	1.530 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

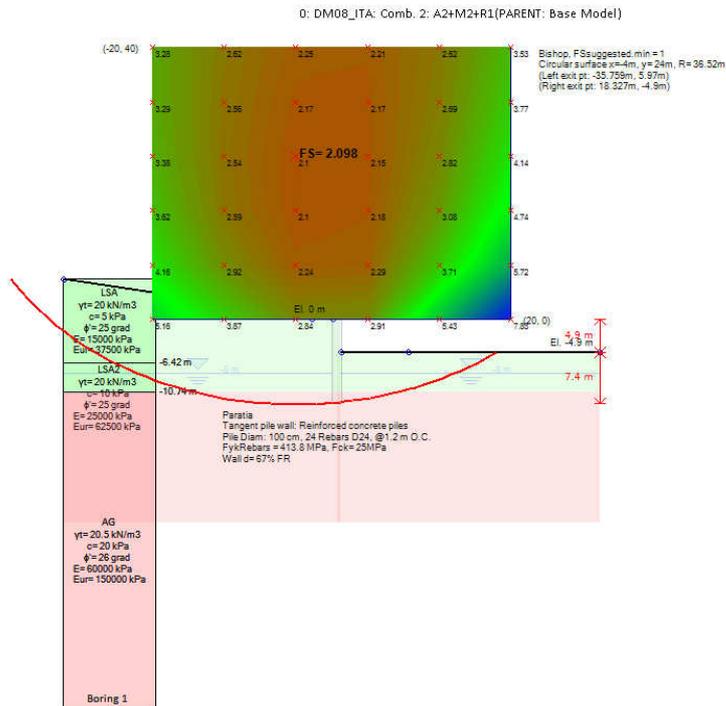


Figura 23 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

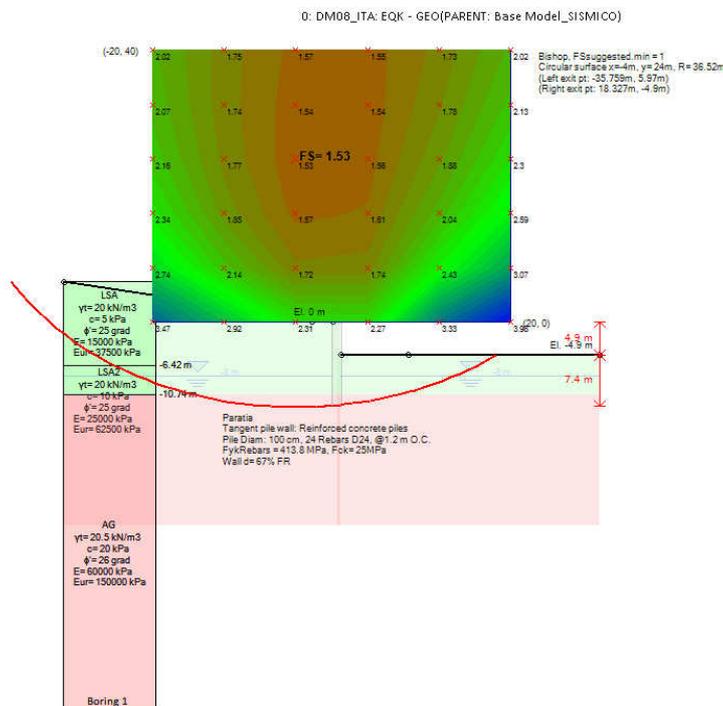


Figura 24 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.4.3 Verifiche strutturali (PALO L=11,00m A MENSOLA)

10.4.3.1 Verifiche SLU - Pali

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni massime sulla struttura secondo le varie analisi.

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche. Nelle verifiche, a presso-flessione e taglio, si riporta di seguito il caso peggiore fra lo statico ed il sismico. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Verifica a Presso-flessione:

Combinazione STR Statico.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLU} (kNm)	N _{SLU} (kN)	Armatura	c.s.
1	7.6	344.1	412.88	149.23	24Φ20	2.84

Verifica al Taglio:

Poiché la sezione di verifica è circolare i valori di b_w (larghezza dell'anima) e di d (altezza utile) saranno riferiti alle dimensioni di una sezione quadrata di lato di 707 mm inscritta in quella del palo. L'armatura al taglio sarà costituita una spirale $\varnothing 12$ passo 20.

Gabbia di armatura 1, Combinazione STR Statico:

$V_{sd,max}$ 144.87 kN

N_{ed}	0 kN
Rck	37 N/mm ²
fck	30 N/mm ²
γ_c	1.5
fcd	17.0 N/mm ²
fcd	8.5 N/mm ²
acciaio B450C	
f_{yk}	450 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²
B	707 mm
H	0 mm
c	60 mm
n	6
ϕ_l	20 mm
d	625 mm
k	1.57
ρ_l	0.0043
σ_{cp}	0.0000000 N/mm ²
V_{min}	0.3755

Verifica sezione non armata

$$V_{rd,u} \quad 1732330 \text{ N} > 144870 \text{ N}$$

10.4.3.2 Verifiche SLE – Pali

Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLE} (kNm)	N _{SLE} (kN)	Fessurazione		Tensioni	
					w _m (mm)	w _k (mm)	σ_c (M Pa)	σ_t (M Pa)
1	7.6	262.5	315.04	149.23	-	-	4.13	98.46

10.5 Sezione di verifica 64 – Prog. 0+478.59 RAMO 51

10.5.1 Sintesi dei risultati (PALO L=13,00m - MENSOLA)

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisoriale precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

Il K_p viene ridotto dello 1,55% rispetto al valore originario, percentuale ottenuta dalla proporzione dalle aree del cuneo di spinta come definito nel par 9.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	0.96	1.32	0.96
Momento massimo (kNm/m)	-	-	165.2	196.9	127.1
Taglio massimo (kN/m)	-	-	83.4	67.2	64.2
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	88.0	88.0	-	-	-

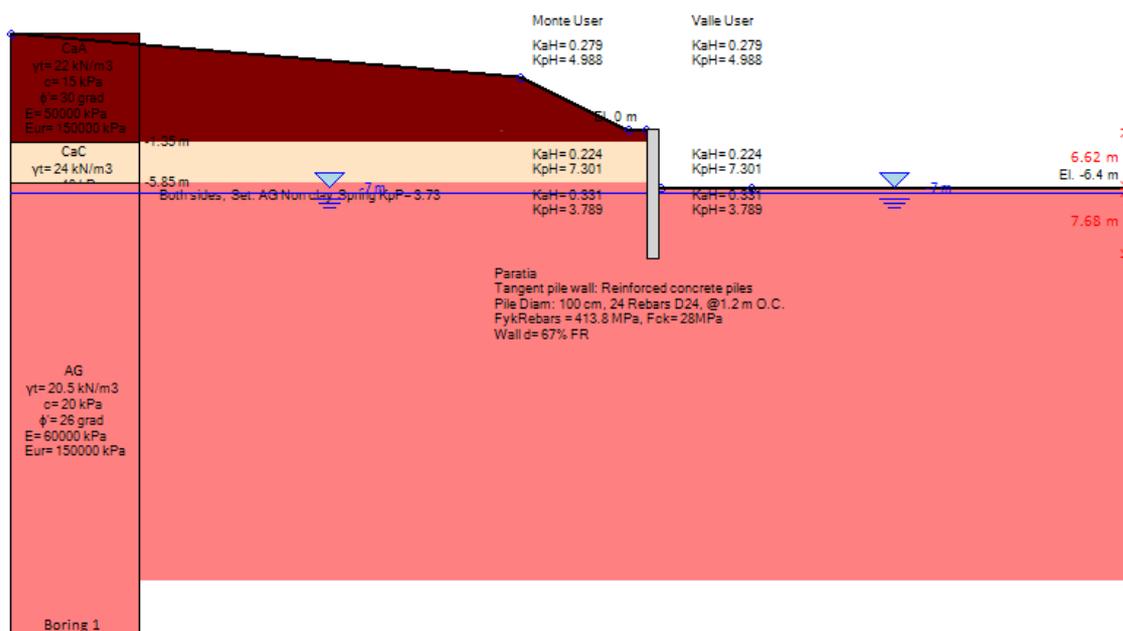


Figura 25 Modello di calcolo – step finale di calcolo

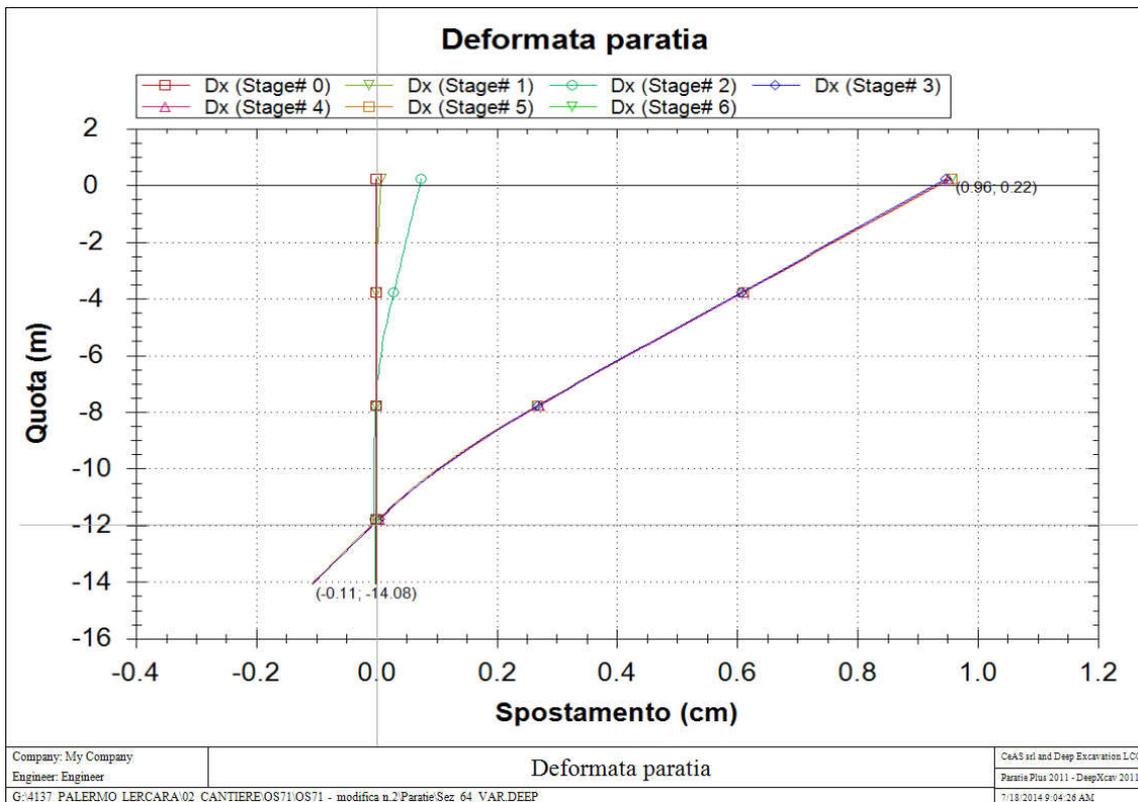


Figura 26 Spostamenti-profondità SLE

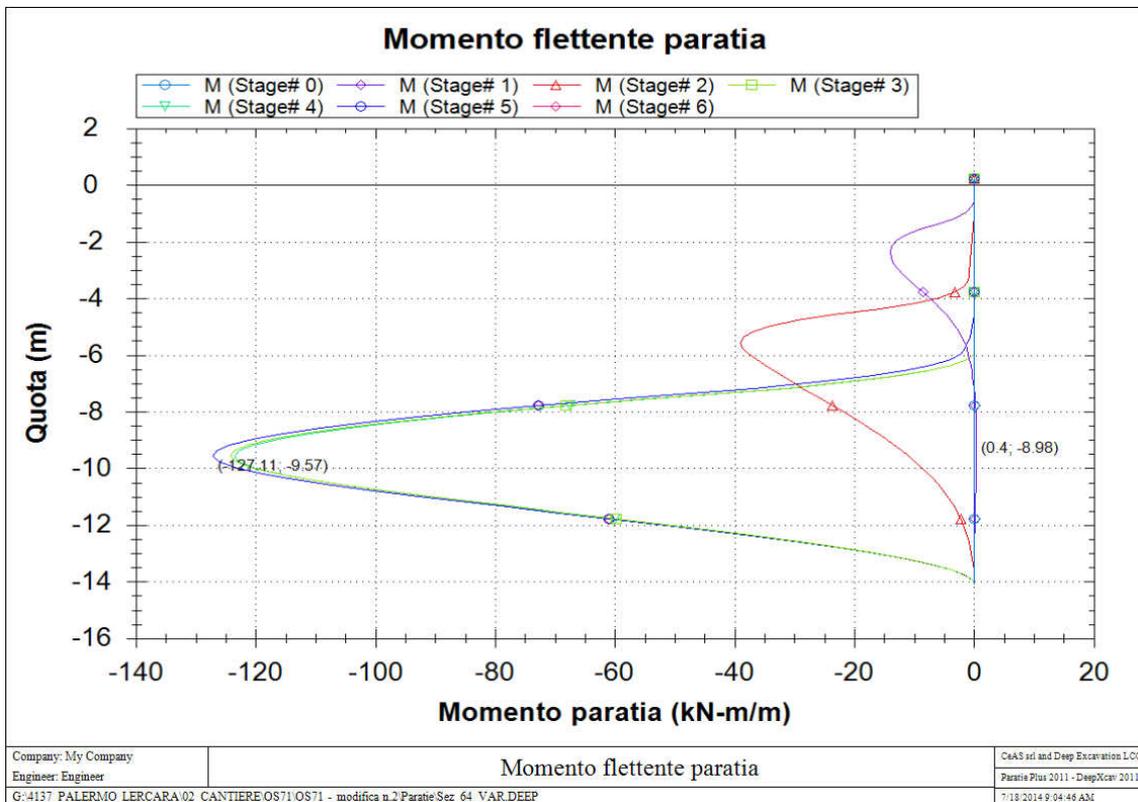


Figura 27 Momento-profondità SLE

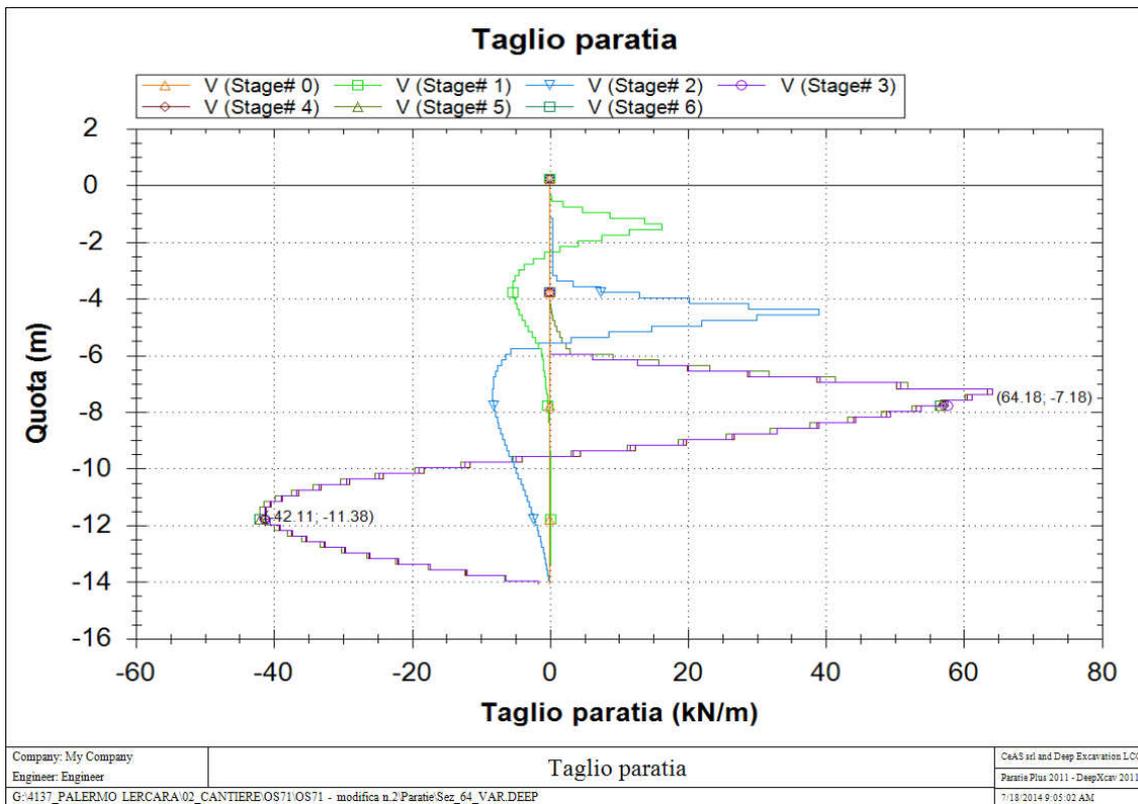


Figura 28 Taglio-profondità SLE

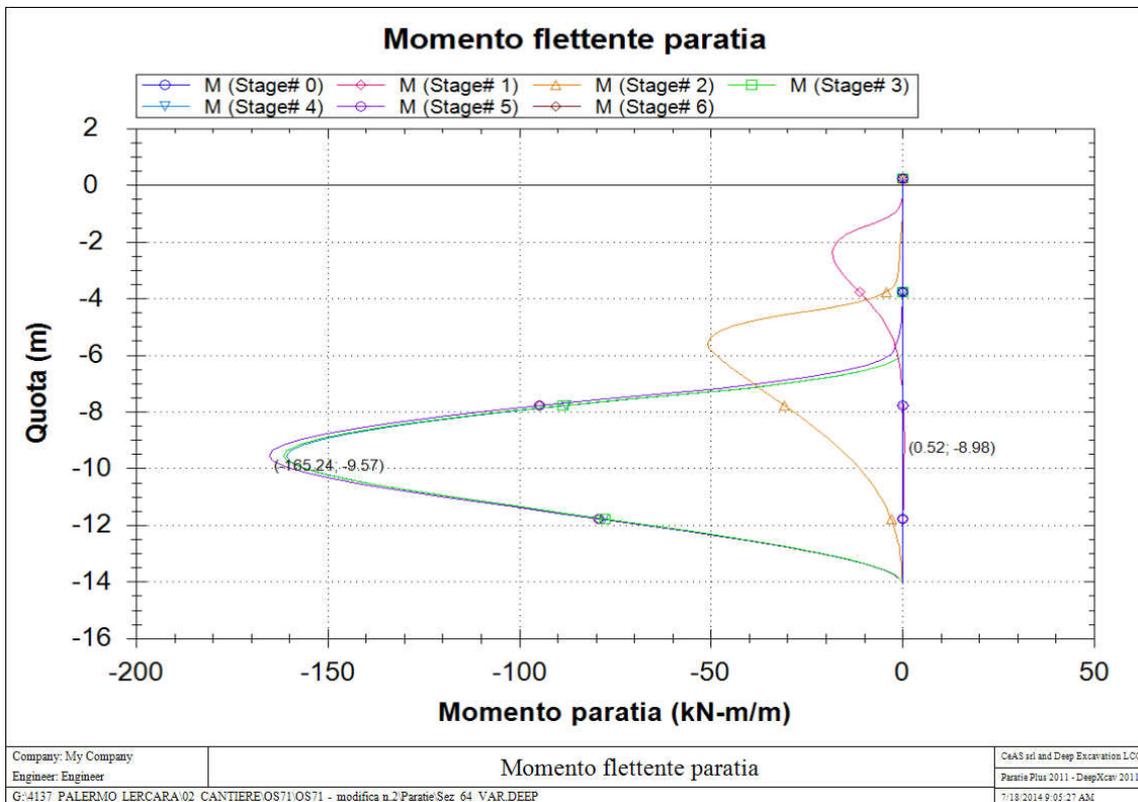


Figura 29 Momento-profondità SLU STR

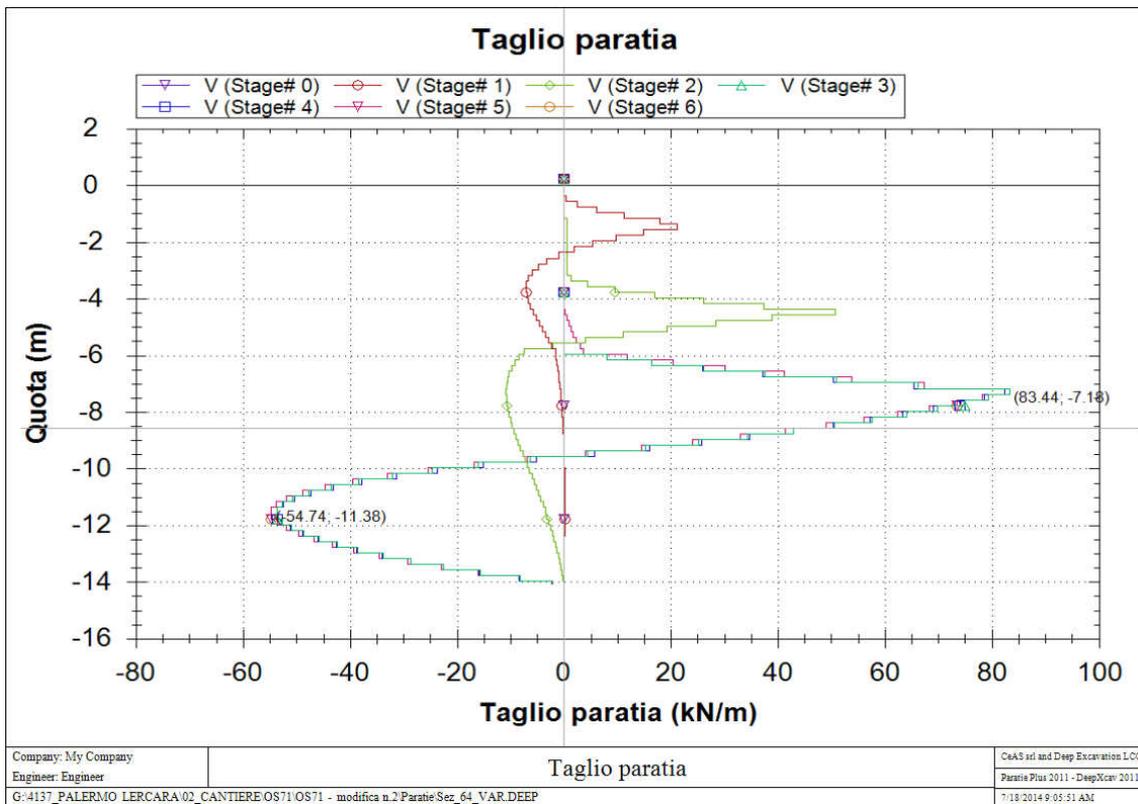


Figura 30 Taglio-profondità SLU STR

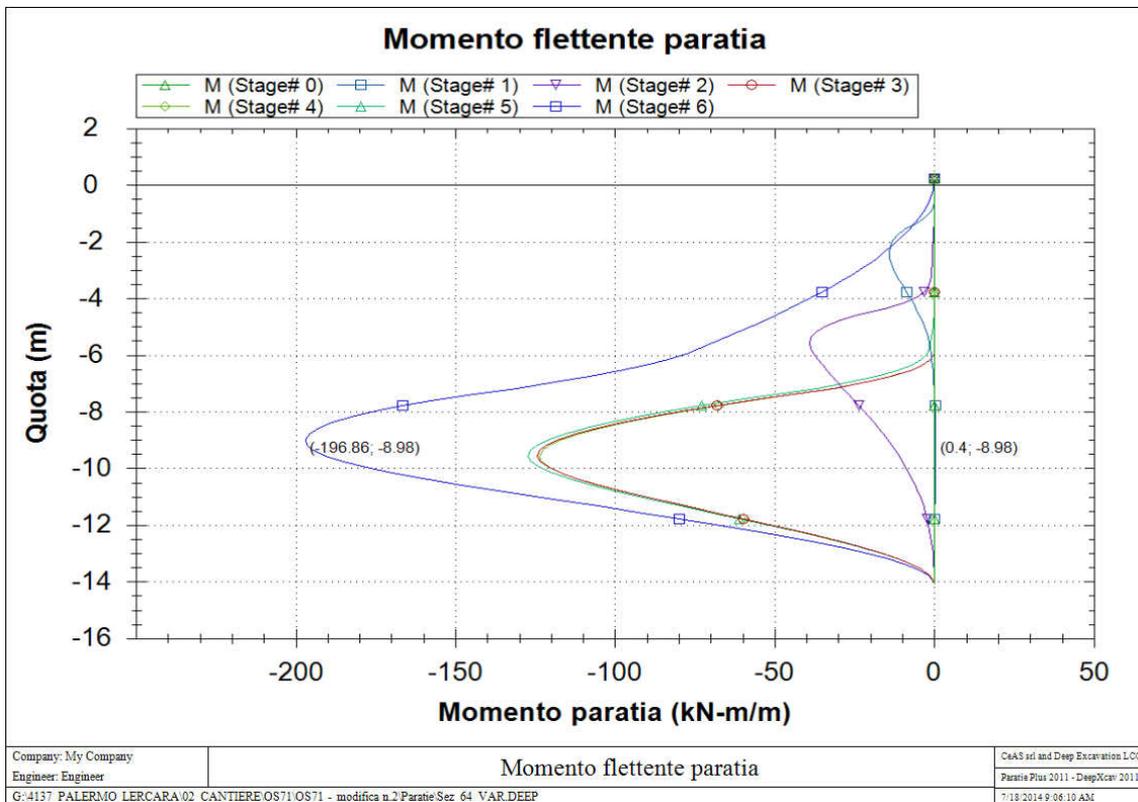


Figura 31 Momento-profondità SISMA STR

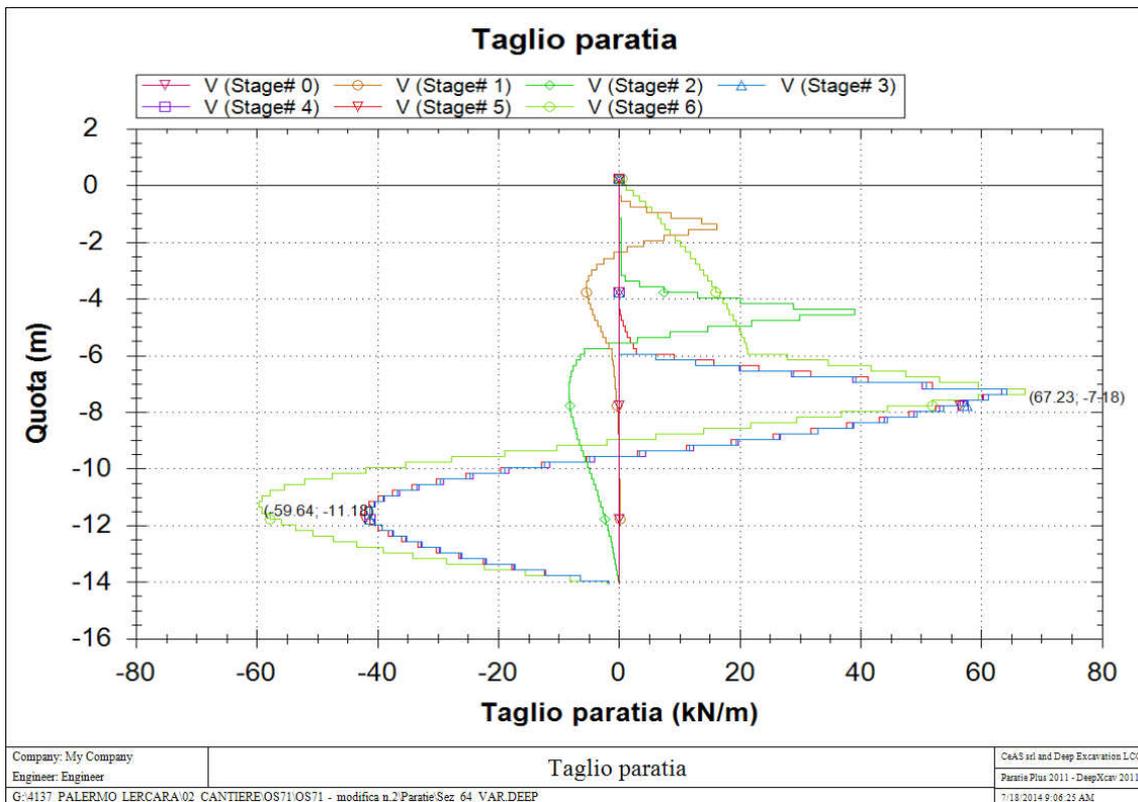


Figura 32 Taglio-profondità SISMA STR

10.5.2 Verifiche geotecniche (PALO L=13,00m – MENSOLA)

10.5.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.52 > 1.10
Sismica	1.25 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

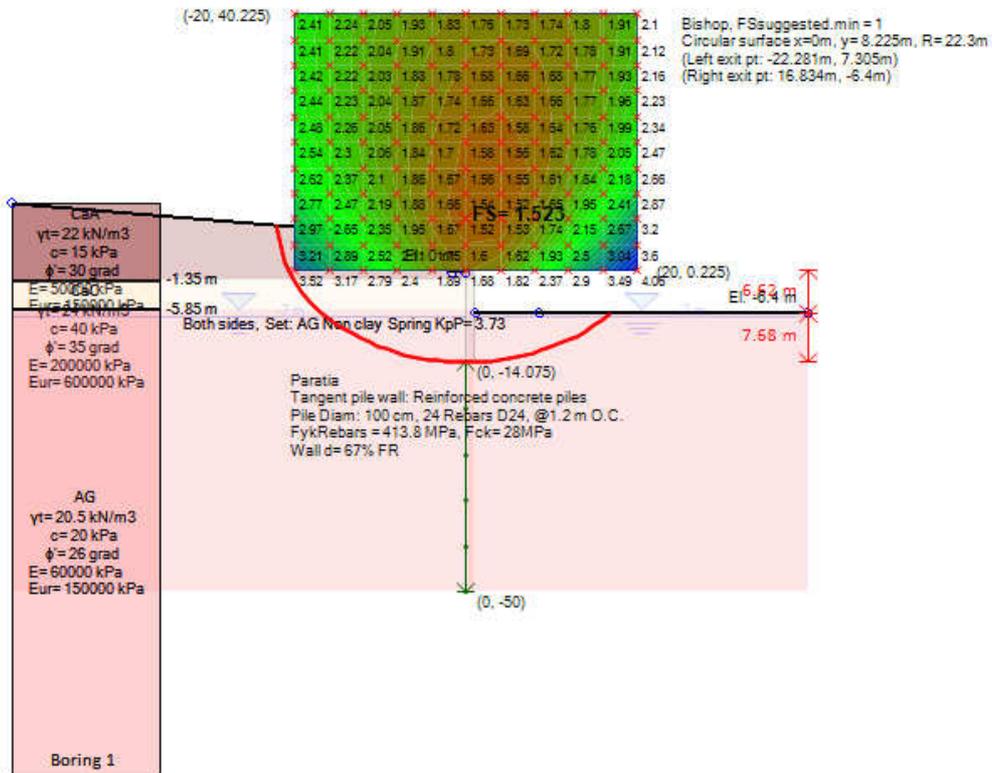


Figura 33 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

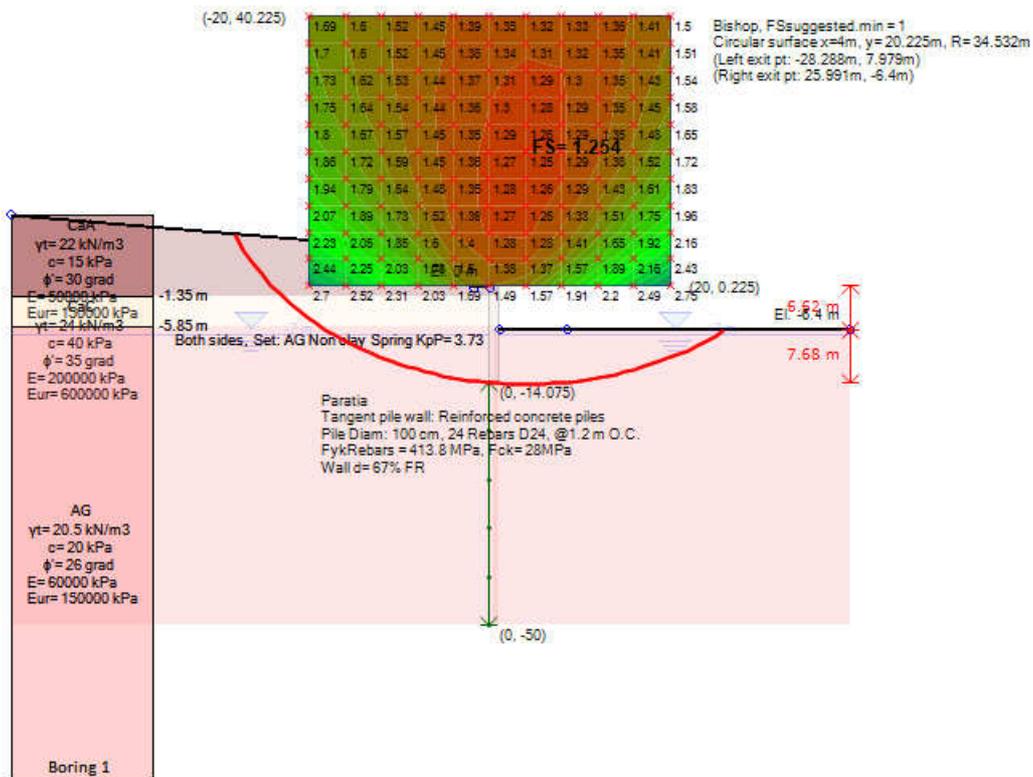


Figura 34 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.5.3 Verifiche strutturali (PALO L=13,00m – MENSOLA)

10.5.3.1 Verifiche SLU - Pali

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni massime sulla struttura secondo le varie analisi.

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche. Nelle verifiche, a presso-flessione e taglio, si riporta di seguito il caso peggiore fra lo statico ed il sismico. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Verifica a Presso-flessione:

Combinazione STR Sismica.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLU} (kNm)	N _{SLU} (kN)	Armatura	c.s.
1	8.98	196.9	236.2	229.22	24Φ20	5.05

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	22922	23620	22941	119270	5.050	27.8	84990	---	---	---

Verifica al Taglio:

Poiché la sezione di verifica è circolare i valori di b_w (larghezza dell'anima) e di d (altezza utile) saranno riferiti alle dimensioni di una sezione quadrata di lato di 707 mm inscritta in quella del palo. L'armatura al taglio sarà costituita da una spirale $\varnothing 12$ passo 20.

Gabbia di armatura 1, Combinazione STR Statico:

$V_{sd,max}$ 100.13 kN

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	10013	30635	176432	79685	82.2	21.80	1.017	1.4

10.5.3.2 Verifiche SLE – Pali

Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	18850	15253

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	18850	15253 (40689)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	18850	15253 (40689)

RISULTATI DEL CALCOLO

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.5	-50.0	0.0	50.0	-493	41.6	22.4	2189	28.3	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	15.1	-10.9	---	0.125	1.00	0.400	0.000099 (0.000099)	247	0.041	40689

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.5	-50.0	0.0	50.0	-493	41.6	22.4	2189	28.3	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	15.1	-10.9	---	0.125	0.50	0.400	0.000099 (0.000099)	247	0.041 (0.30)	40689

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.5	-50.0	0.0	50.0	-493	41.6	22.4	2189	28.3	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	15.1	-10.9	---	0.125	0.50	0.400	0.000099 (0.000099)	247	0.041 (0.20)	40689

10.6 Sezione di verifica 65 – Prog. 0+487.58 RAMO 51

10.6.1 Sintesi dei risultati (PALO L=13,00m - MENSOLA)

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisoriale precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

Il K_p viene ridotto dello 1,55% rispetto al valore originario, percentuale ottenuta dalla proporzione dalle aree del cuneo di spinta come definito nel par 9.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	0.67	0.96	0.67
Momento massimo (kNm/m)	-	-	118.6	145.6	91.2
Taglio massimo (kN/m)	-	-	67.3	52.6	43.1
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	91.0	91.0	-	-	-

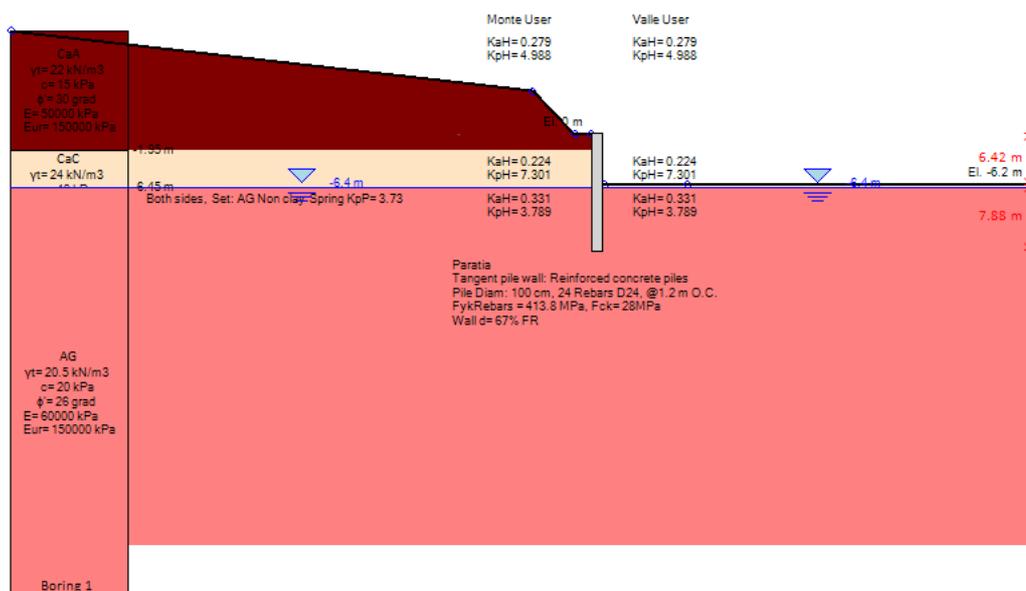


Figura 35 Modello di calcolo – step finale di calcolo

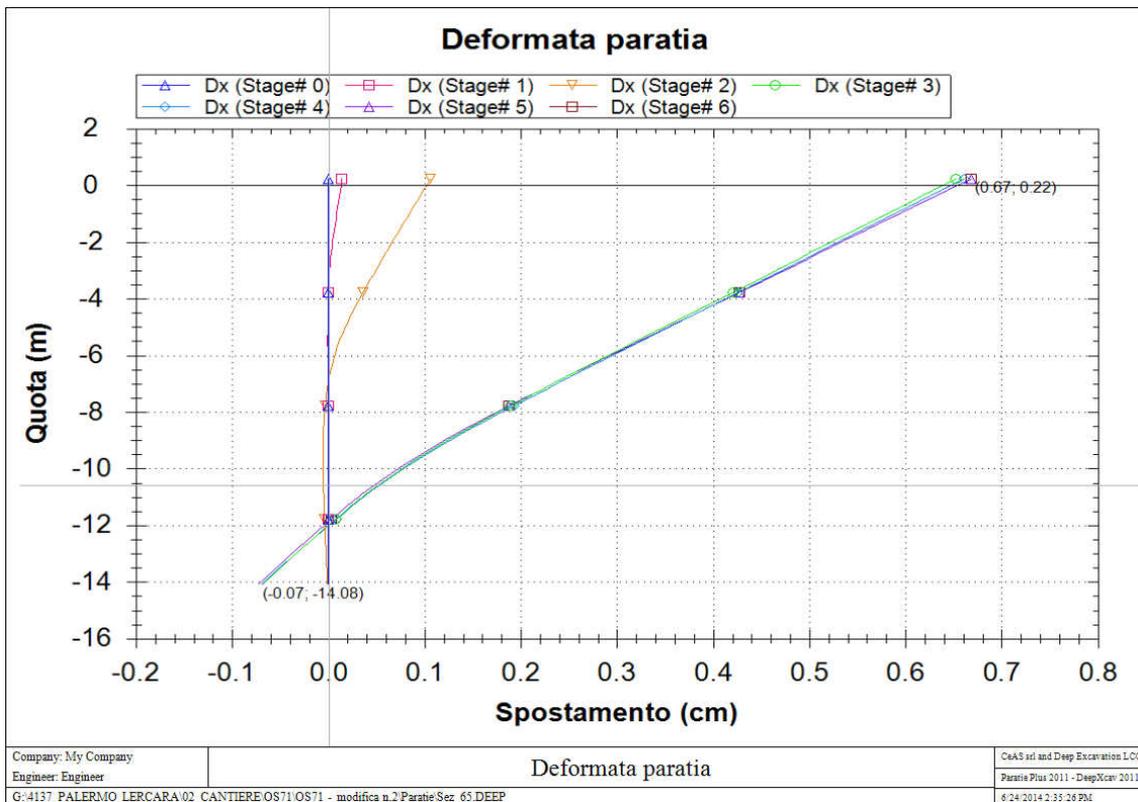


Figura 36 Spostamenti-profondità SLE

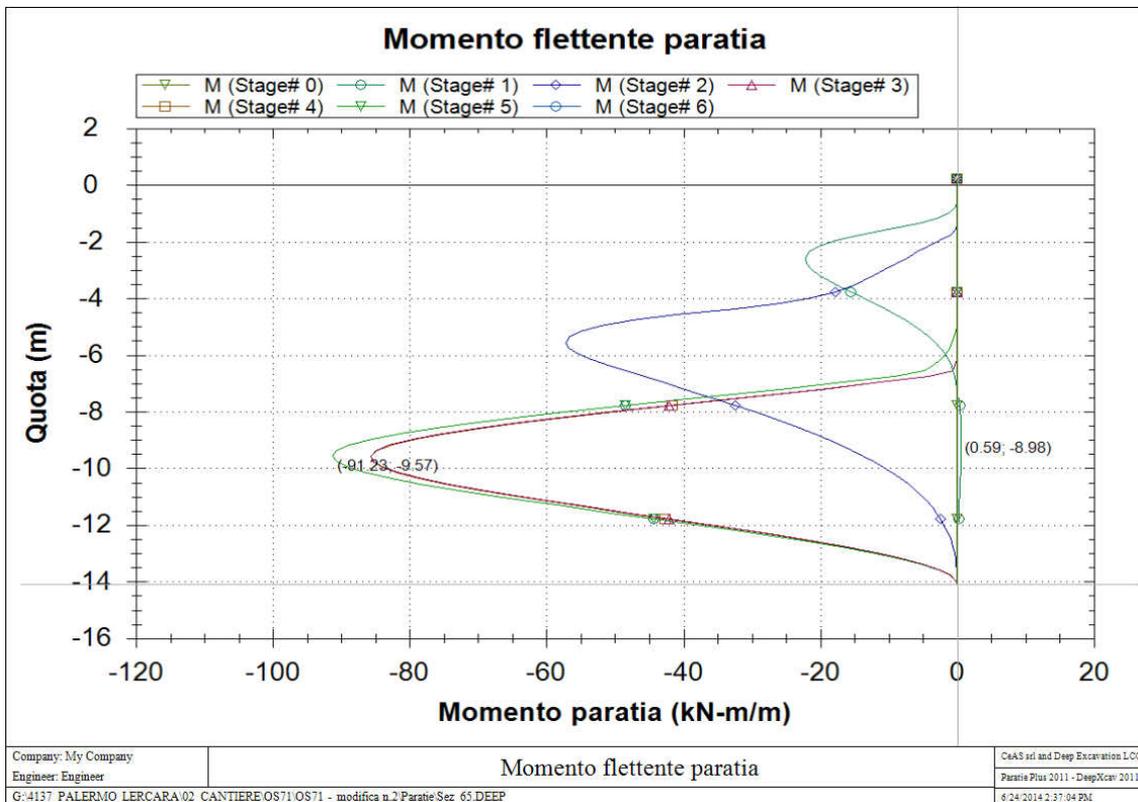


Figura 37 Momento-profondità SLE

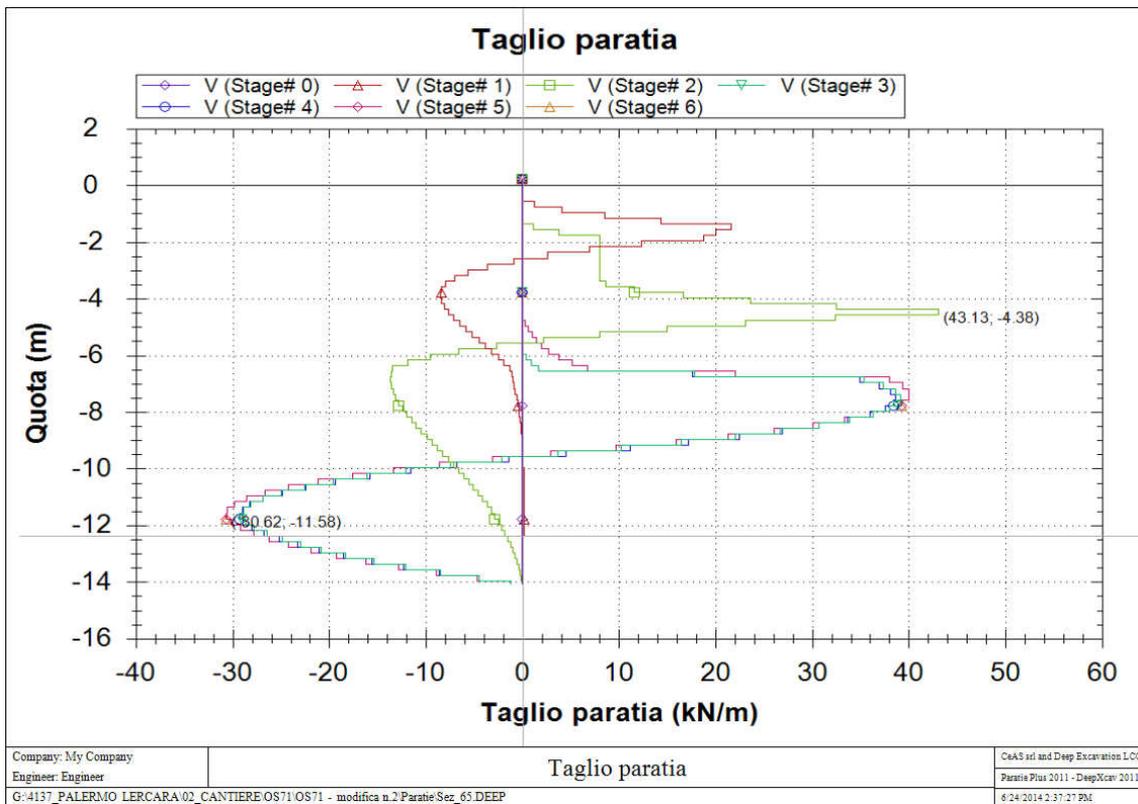


Figura 38 Taglio-profondità SLE

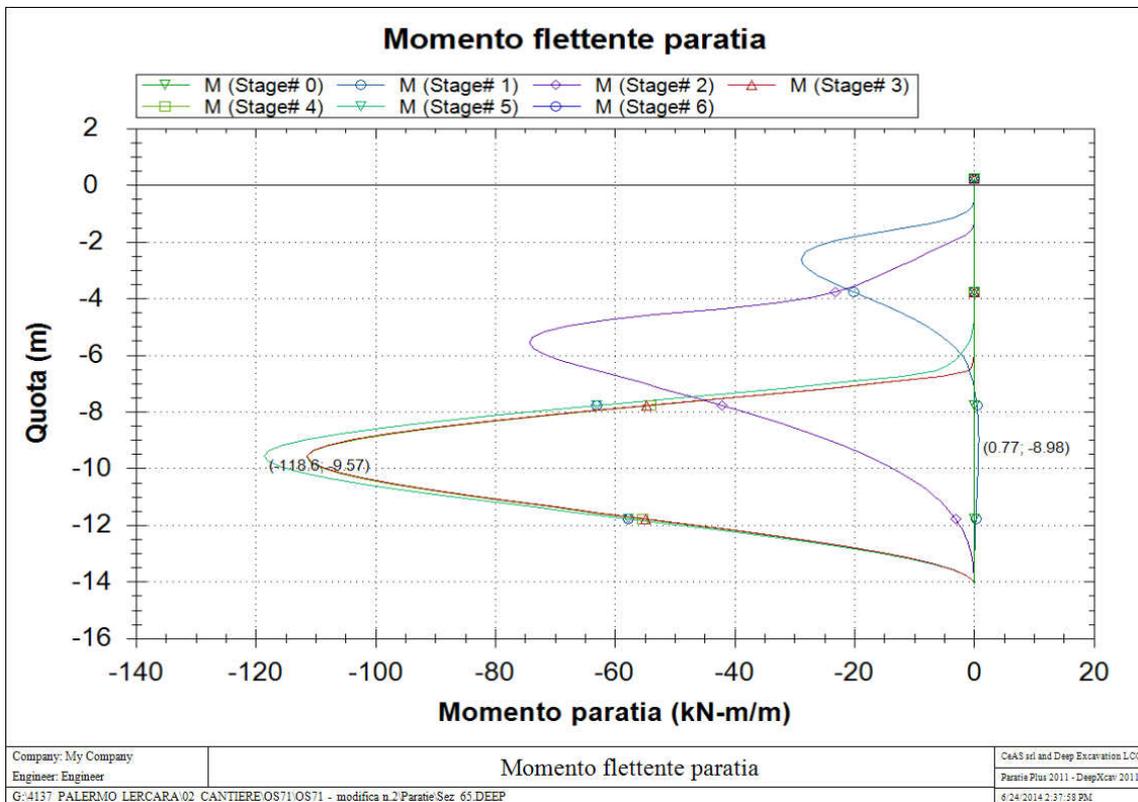


Figura 39 Momento-profondità SLU STR

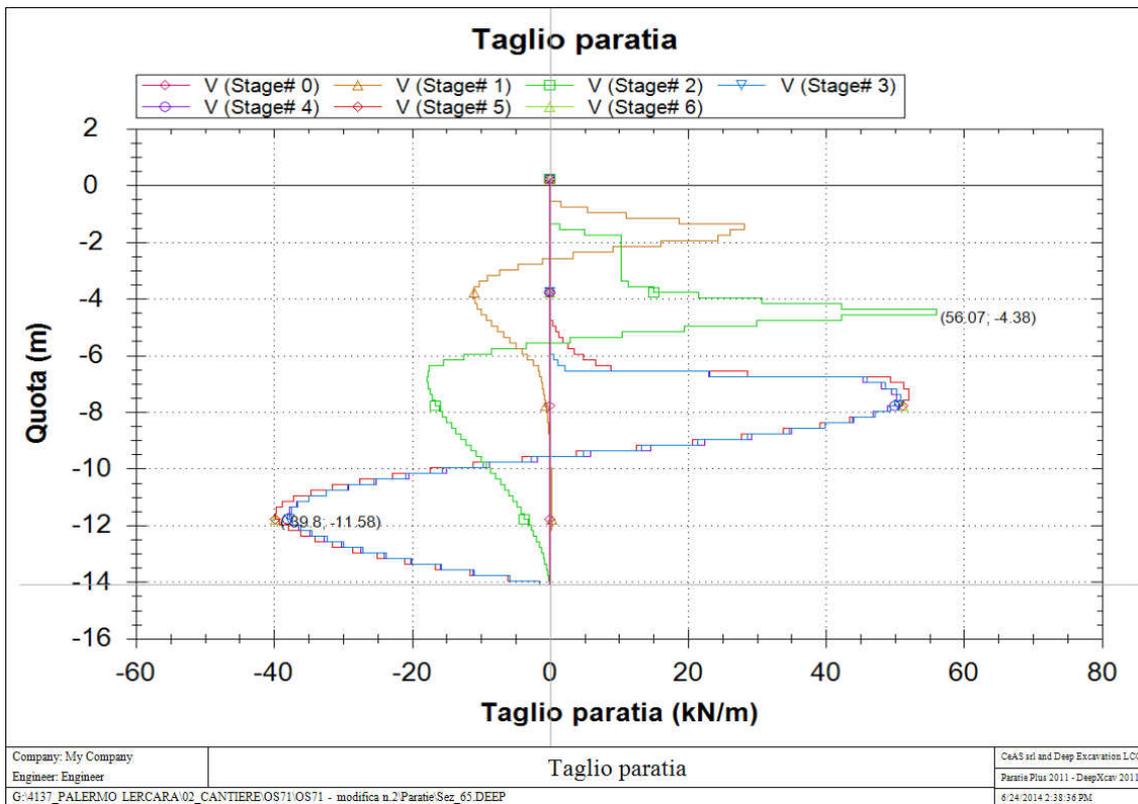


Figura 40 Taglio-profondità SLU STR

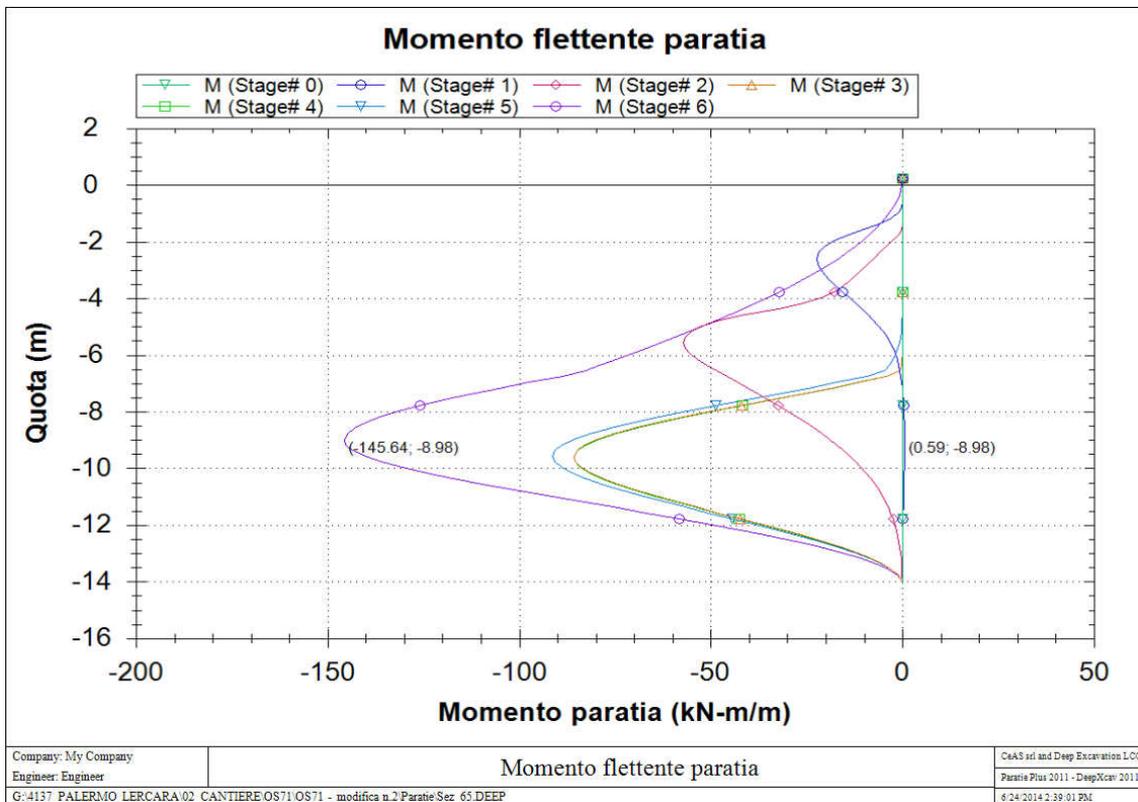


Figura 41 Momento-profondità SISMA STR

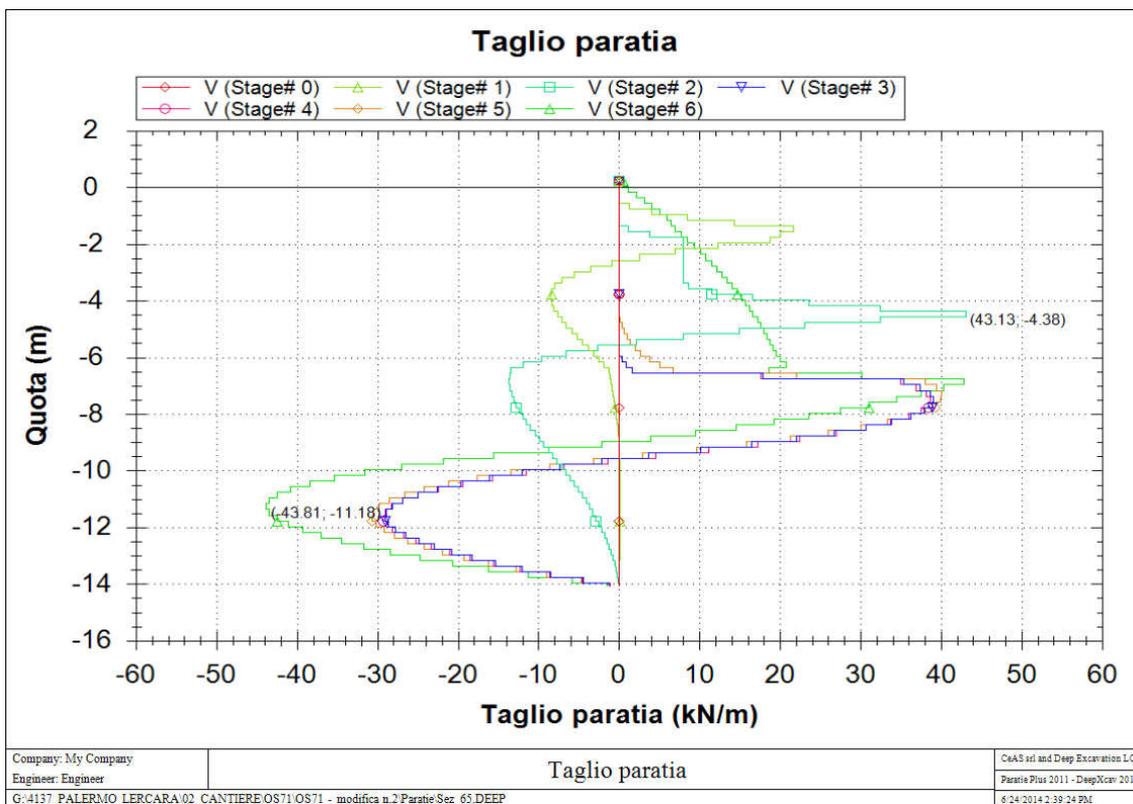


Figura 42 Taglio-profondità SISMA STR

10.6.2 Verifiche geotecniche (PALO L=13,00m – MENSOLA)

10.6.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.522 > 1.10
Sismica	1.248 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

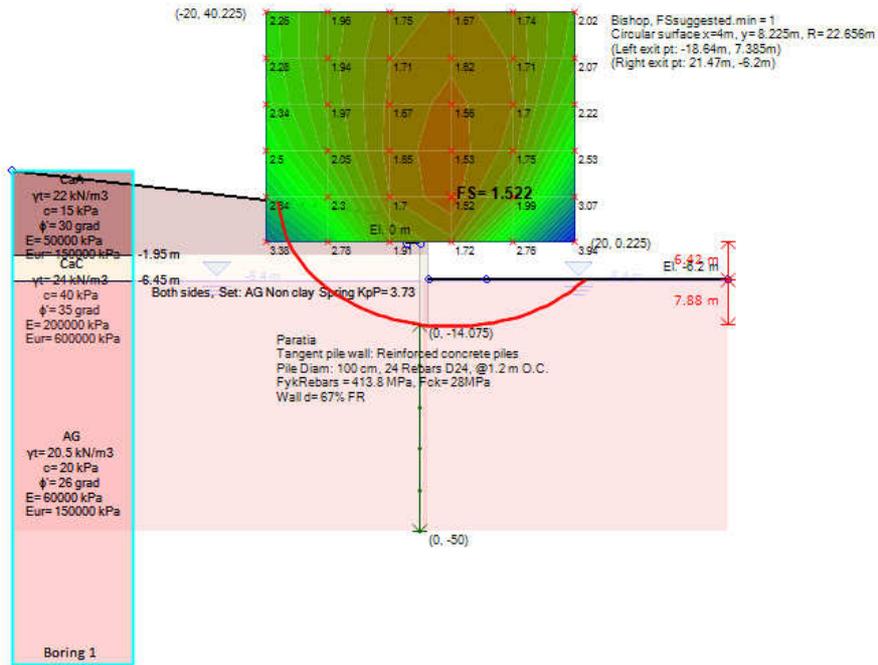


Figura 43 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

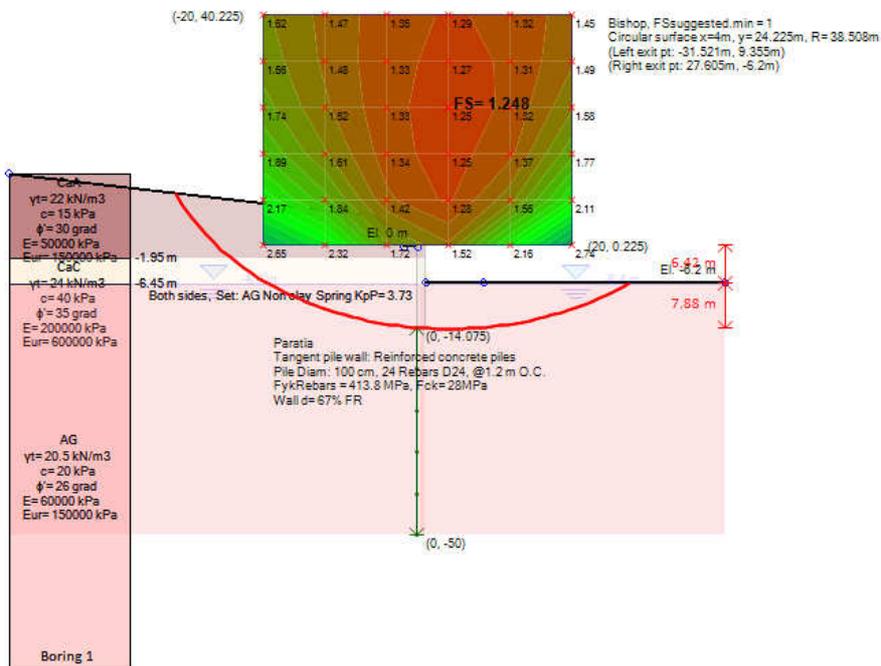


Figura 44 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.6.3 Verifiche strutturali (PALO L=13,00m - MENSOLA)

10.6.3.1 Verifiche SLU - Pali

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni massime sulla struttura secondo le varie analisi.

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche. Nelle verifiche, a presso-flessione e taglio, si riporta di seguito il caso peggiore fra lo statico ed il sismico. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Verifica a Presso-flessione:

Combinazione STR Sismica.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLU} (kNm)	N _{SLU} (kN)	Armatura	c.s.
1	9.0	145.64	174.8	177	24φ20	6.73

Verifica al Taglio:

Poiché la sezione di verifica è circolare i valori di b_w (larghezza dell'anima) e di d (altezza utile) saranno riferiti alle dimensioni di una sezione quadrata di lato di 707 mm inscritta in quella del palo. L'armatura al taglio sarà costituita da una spirale $\varnothing 12$ passo 20.

Gabbia di armatura 1, Combinazione STR Statico:

$V_{sd,max}$ 67.00 kN

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	6700	29644	173159	29825	80.4	21.80	1.013	0.9

10.6.3.2 Verifiche SLE – Pali

Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M _{SLE} (kNm)	N _{SLE} (kN)	Fessurazione		Tensioni	
					w _m (mm)	w _k (mm)	σ _c (M Pa)	σ _f (M Pa)
1	9.6	91.2	109.5	188	0.014	0.024	1.7	28.8

10.7 Sezione di verifica 67 – Prog. 0+497,39 RAMO 51

10.7.1 Sintesi dei risultati (PALO L=11,00m - MENSOLA)

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico previste.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisorie precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	0.17	0.23	0.17
Momento massimo (kNm/m)	-	-	82.6	68.54	63.54
Taglio massimo (kN/m)	-	-	58.5	45.0	45.0
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	92.0	90.0	-	-	-

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

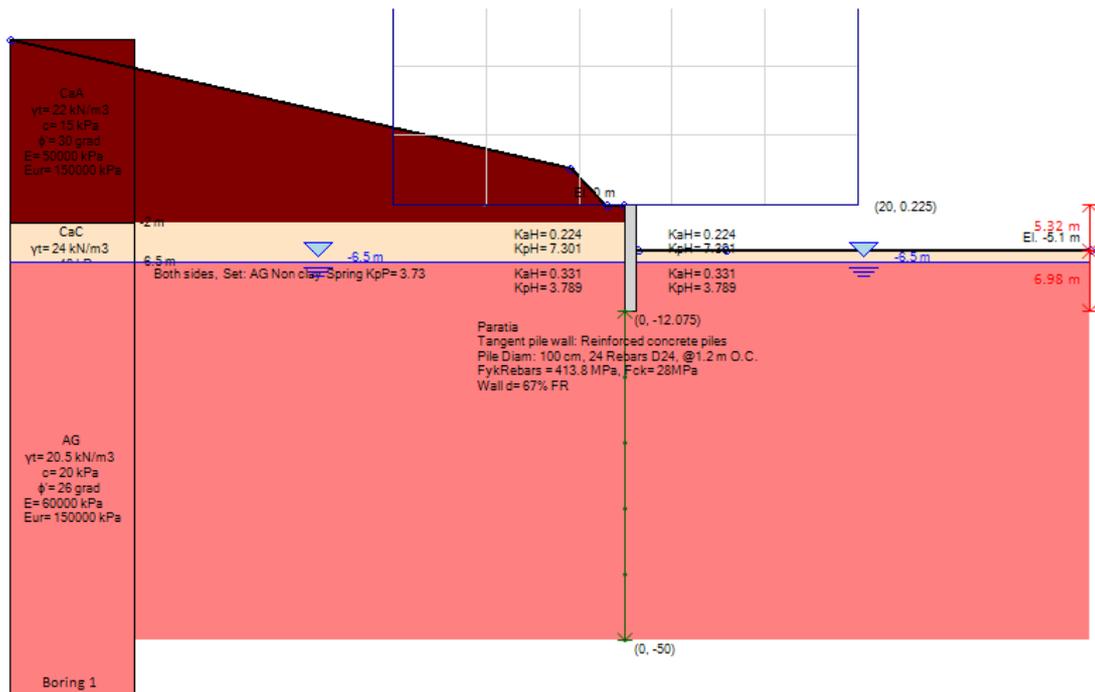


Figura 45 Modello di calcolo – step finale di calcolo

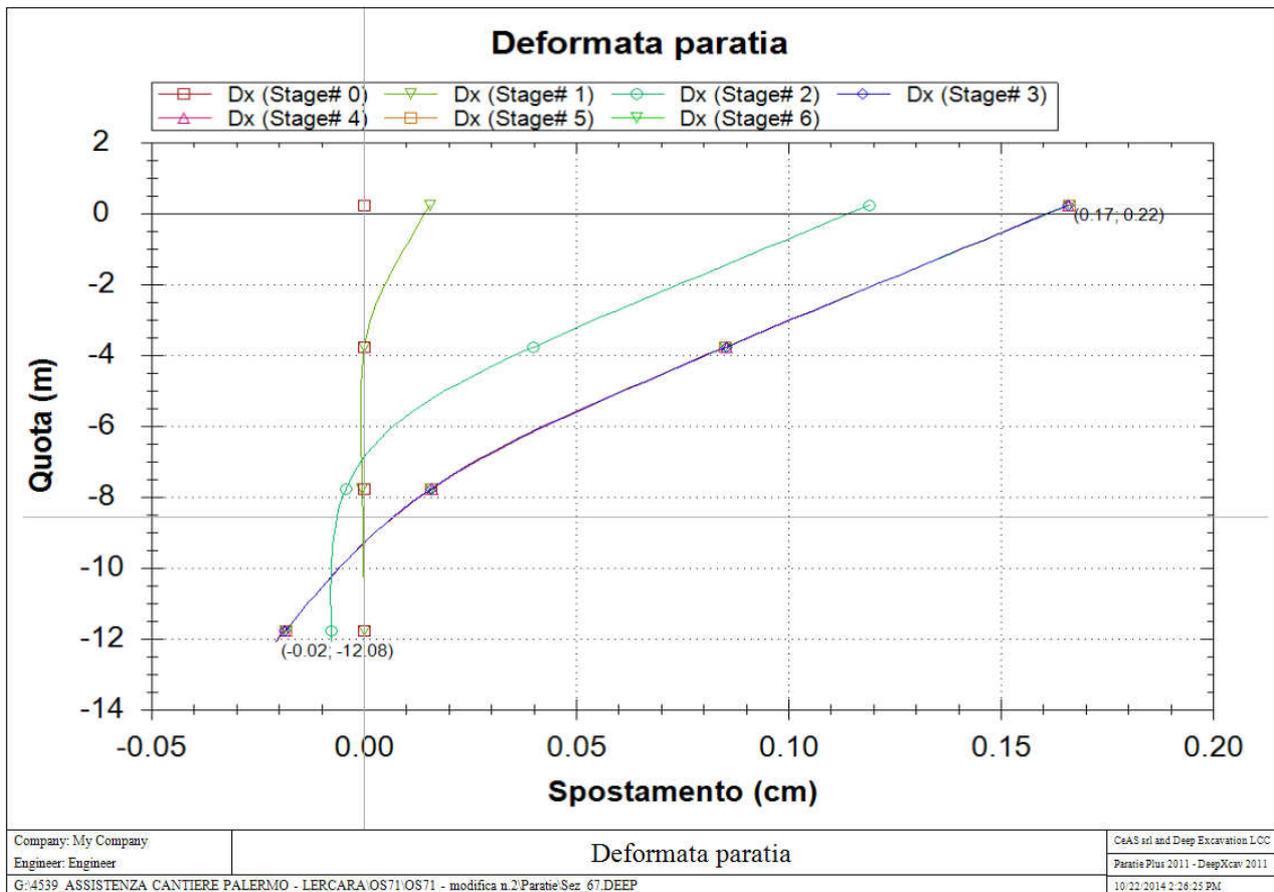


Figura 46 Spostamenti-profondità SLE

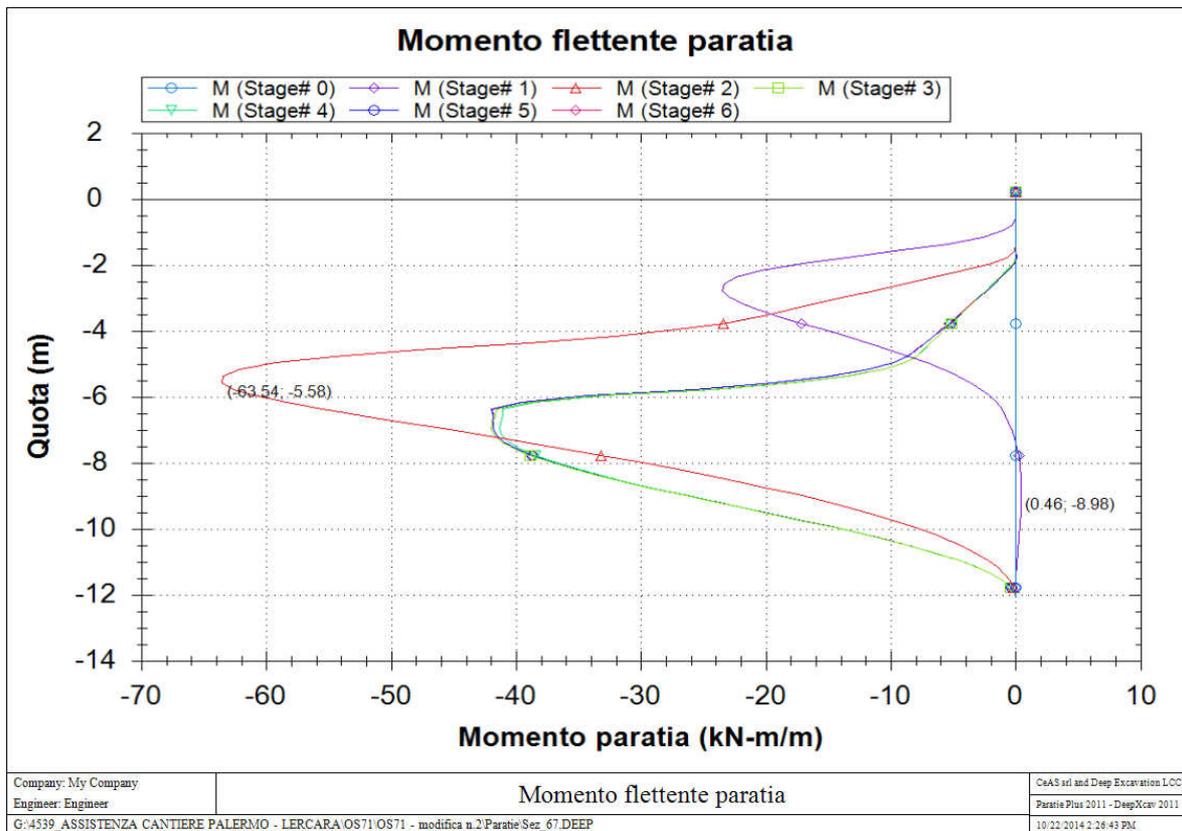


Figura 47 Memento-profondità SLE

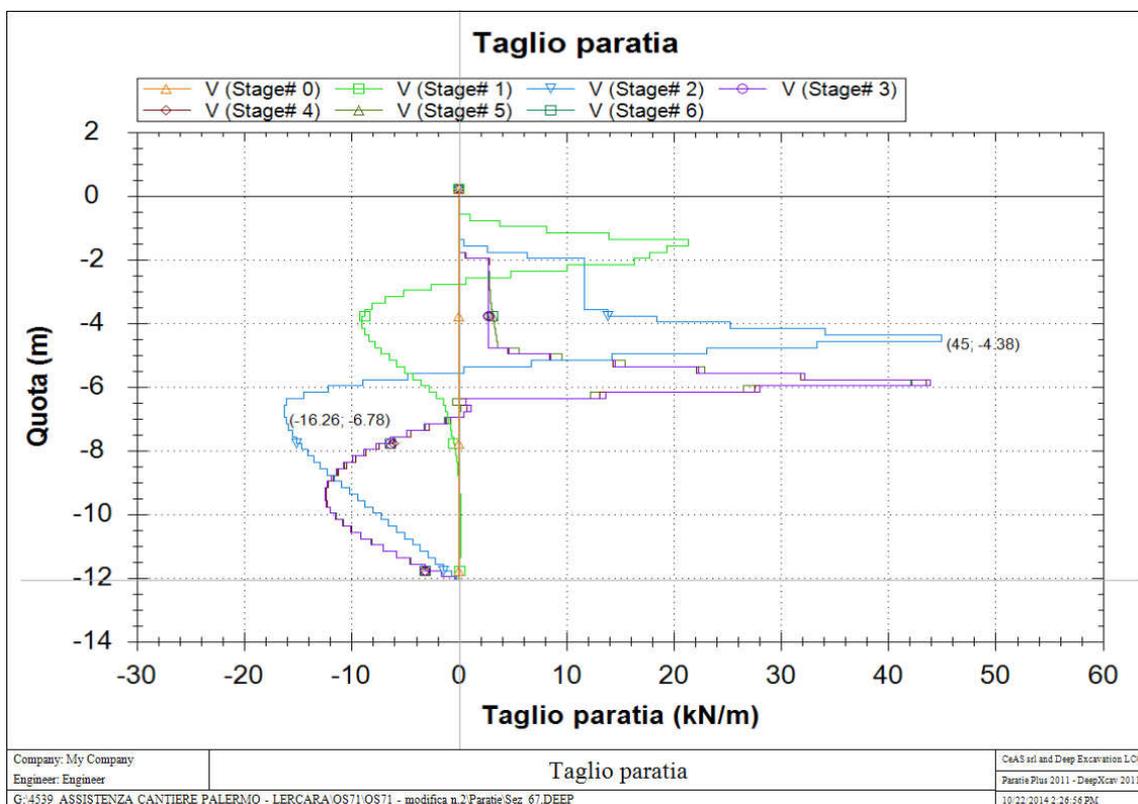


Figura 48 Taglio-profondità SLE

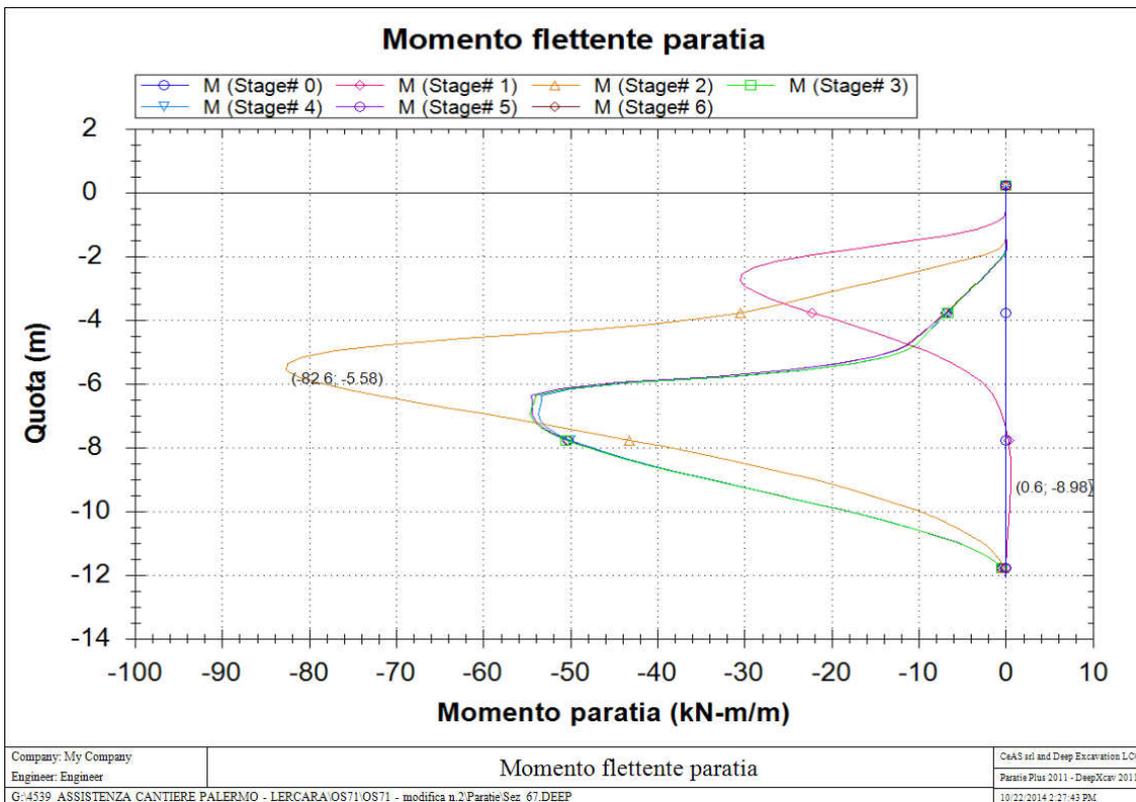


Figura 49 Momento-profondità SLU STR

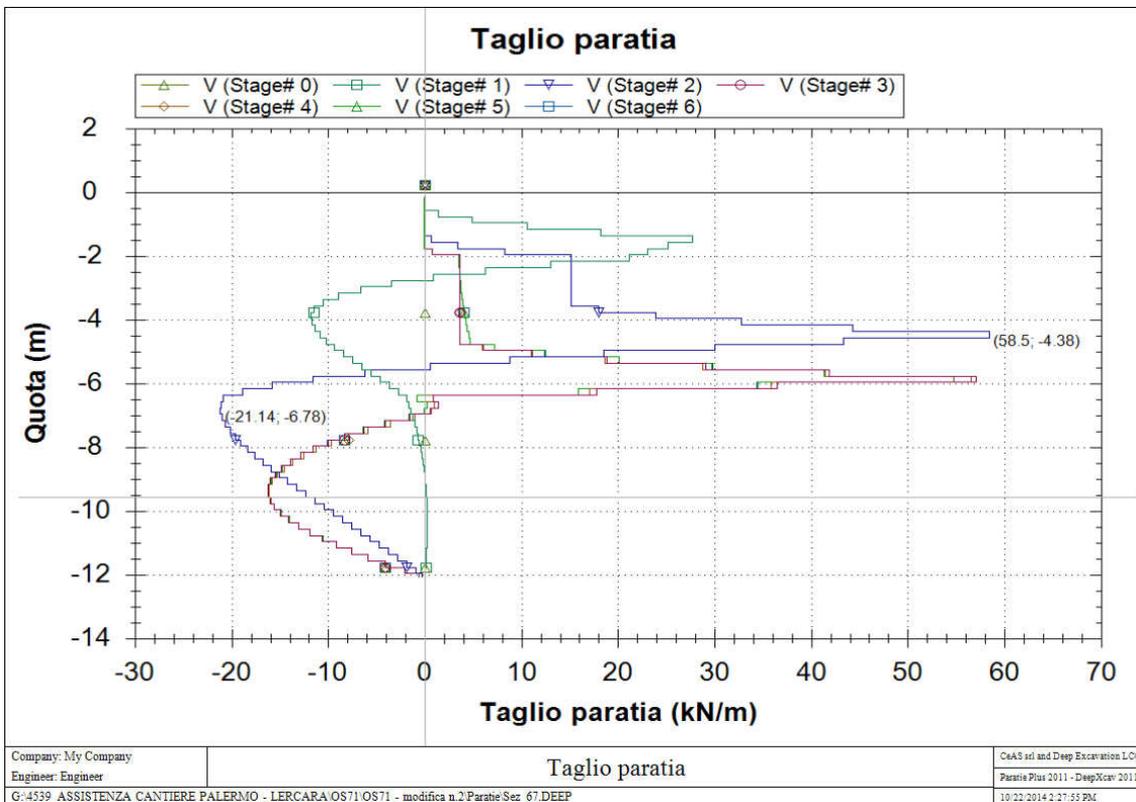


Figura 50 Taglio-profondità SLU STR

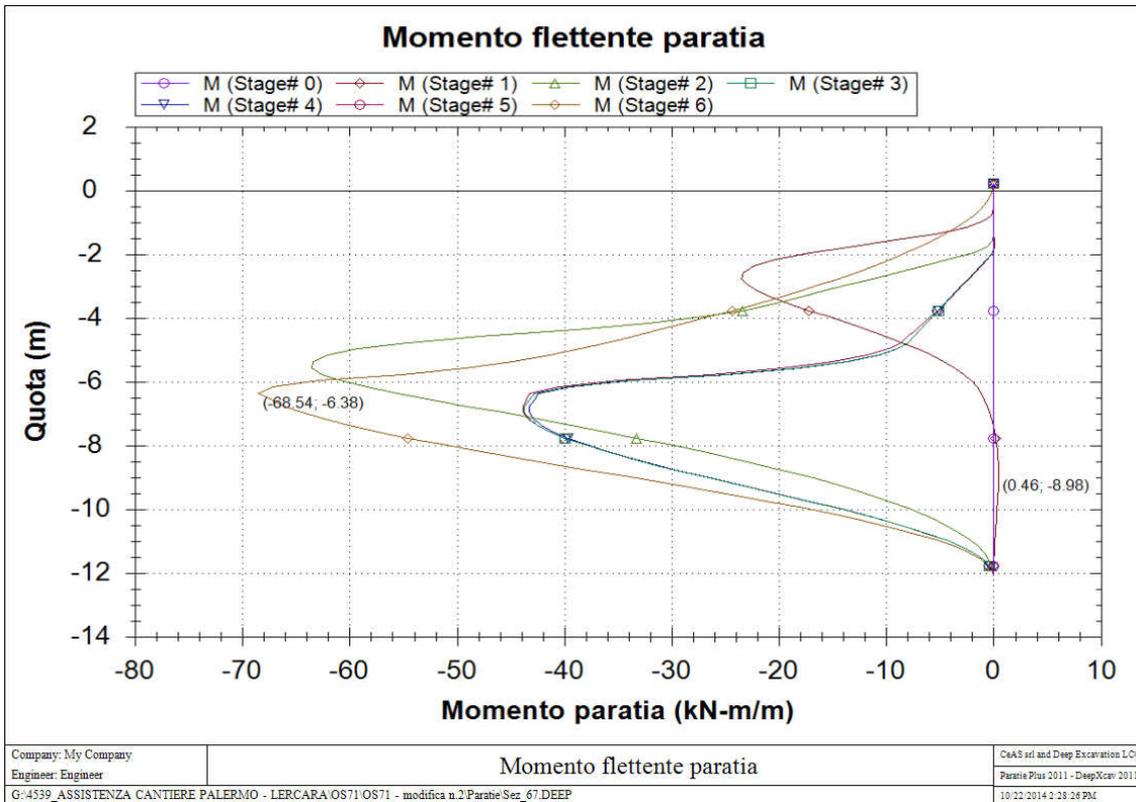


Figura 51 Momento-profondità SISMA STR

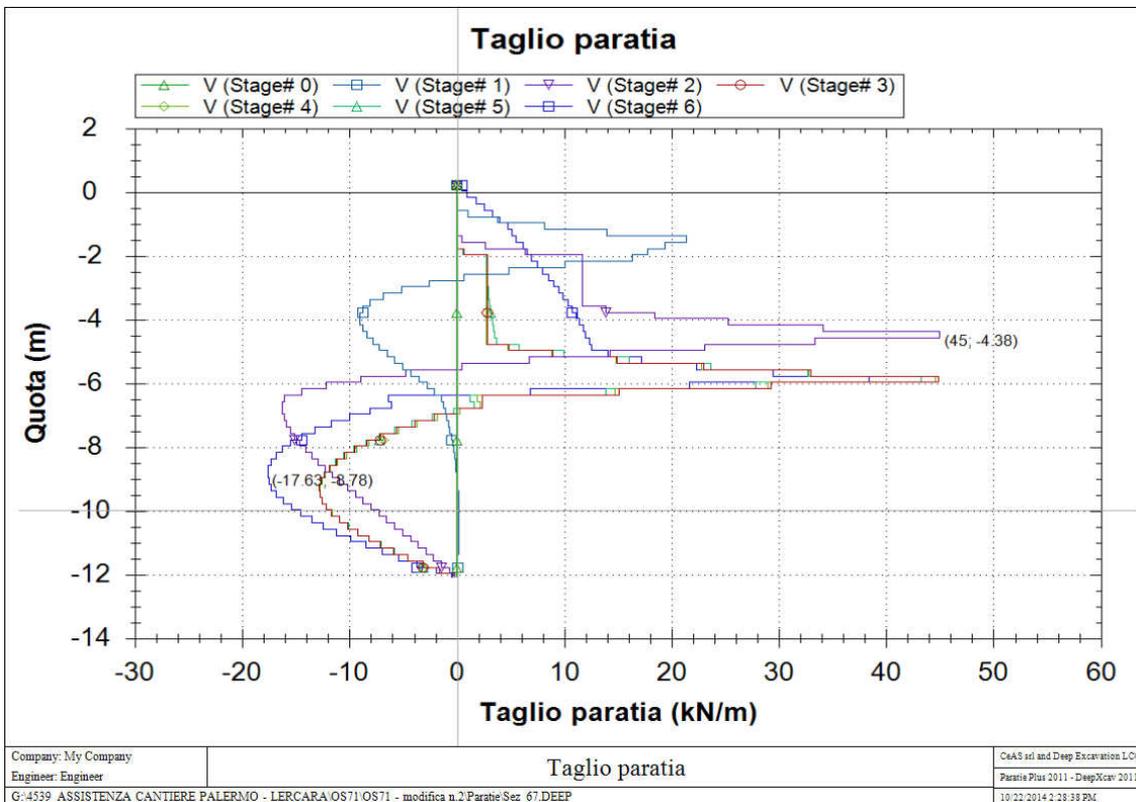


Figura 52 Taglio-profondità SISMA STR

10.7.2 Verifiche geotecniche (PALO L=11,00m – MENSOLA)

10.7.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente. Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.593 > 1.10
Sismica	1.29 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

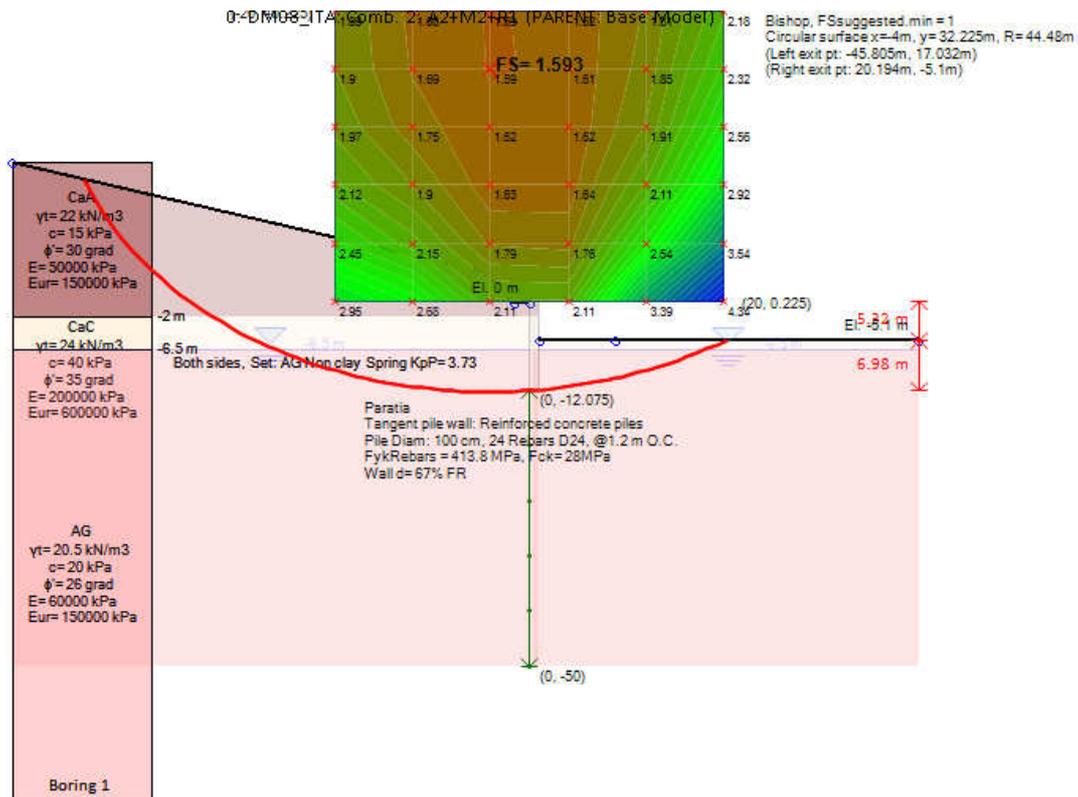


Figura 53 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

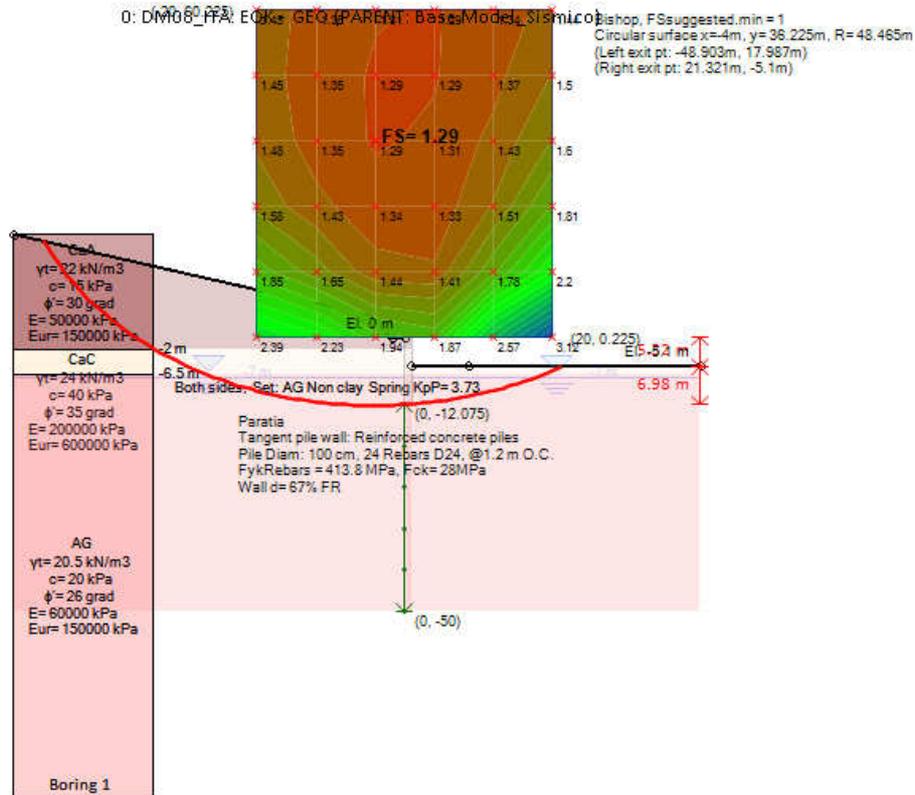


Figura 54 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.7.3 Verifiche strutturali (PALO L=11,00m - MENSOLA)

10.7.3.1 Verifiche SLU e SLE - Pali

Nelle verifiche si considerano le sollecitazioni massime sulla struttura secondo le varie analisi. Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche. Nelle verifiche, a presso-flessione e taglio, si riporta di seguito il caso peggiore fra lo statico ed il sismico. Nella verifica a presso-flessione si è considerato il peso proprio del palo valutato alla corrispondente quota di verifica.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: OS71_H11_sez67

(Percorso File: G:\4539_ASSISTENZA CANTIERE PALERMO - LERCARA\OS71\OS71 - modifica n.2\Paratie\OS71-Modello paratie 0404\OS71_H11_sez67.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	170.00	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	85.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328365	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	28.96	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	180.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	135.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	100.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø20	(75.4 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	14923	9912	7020	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	11480	7630

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	11480	7630 (42559)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	11480	7630 (42559)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. [cm²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	14923	9912	14921	117126	11.817	28.3	82800	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00342	50.0	0.00218	41.8	-0.01131	-41.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	7020	29339	173233	80391	80.4	21.80	1.011	1.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.6	-50.0	0.0	50.0	-219	41.8	22.2	2180	28.3	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	7.7	-5.2	---	0.125	1.00	0.400	0.000044 (0.000044)	243	0.018	42559

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.6	-50.0	0.0	50.0	-219	41.8	22.2	2180	28.3	---

ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop.- A.C.S. Ingegneri

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	7.7	-5.2	---	0.125	0.50	0.400	0.000044 (0.000044)	243	0.018 (0.30)	42559

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.6	-50.0	0.0	50.0	-219	41.8	22.2	2180	28.3	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	7.7	-5.2	---	0.125	0.50	0.400	0.000044 (0.000044)	243	0.018 (0.20)	42559

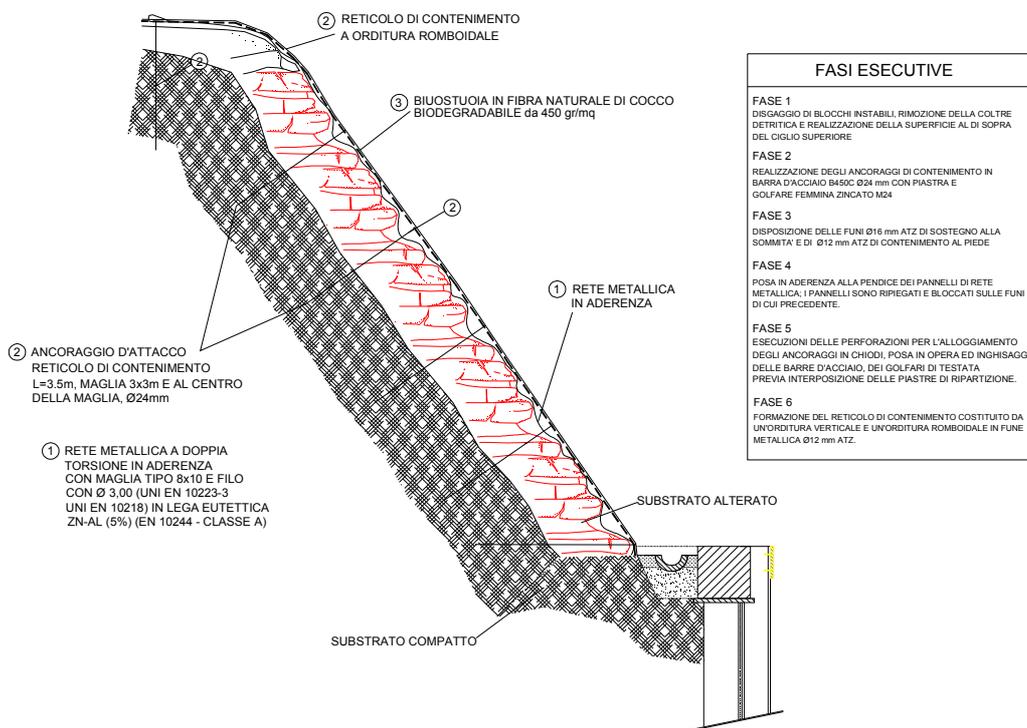
10.8 Verifiche di stabilità globale scarpata di monte alla paratia

Il progetto di variante, essendo la scarpata nell'unità litoide, prevede di realizzarla con pendenza 55° e rivestita con funi metalliche e biostuoia.

Il rivestimento della scarpata, vincolato alla parete con chiodi metallici, è stato previsto al fine di evitare il detensionamento superficiale della parete

La verifica di stabilità della scarpata è stata condotta, a favore di sicurezza, senza mettere in conto le chiodature che sono state considerate solo con funzione di vincolamento delle funi alla parete in scarpata.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO



Per le verifiche di stabilità si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.626 > 1.10
Sismica	1.409 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

ASSE SECONDARIO - RAMO 51 – PARATIA DI PALI DX DA KM 0+447.13 A KM 0+525.88– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

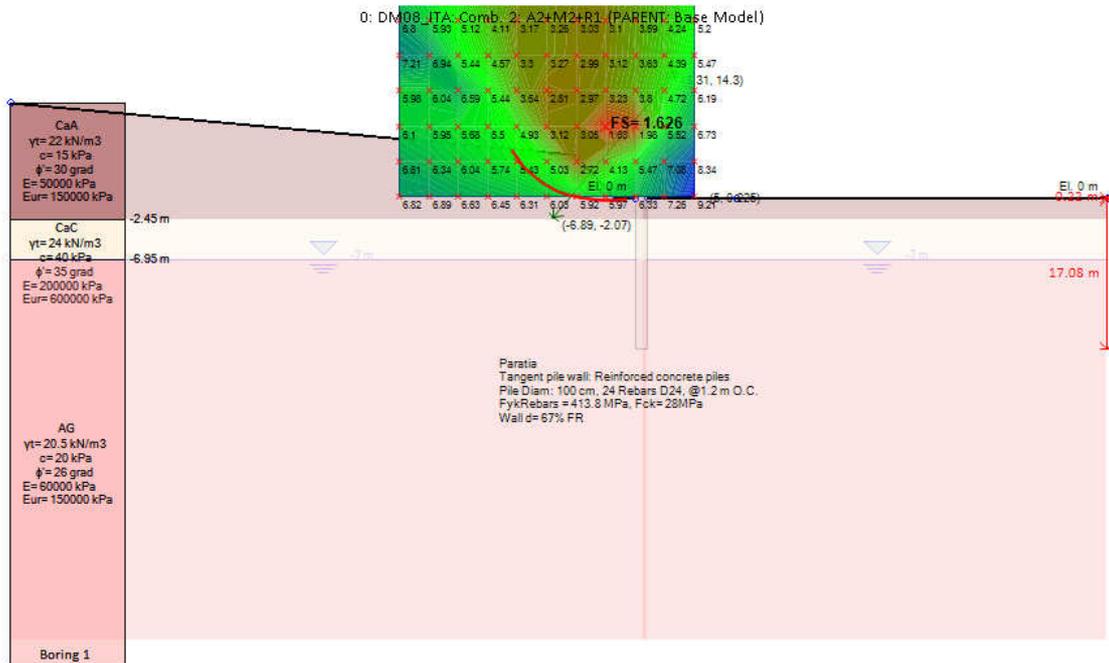


Figura 55 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

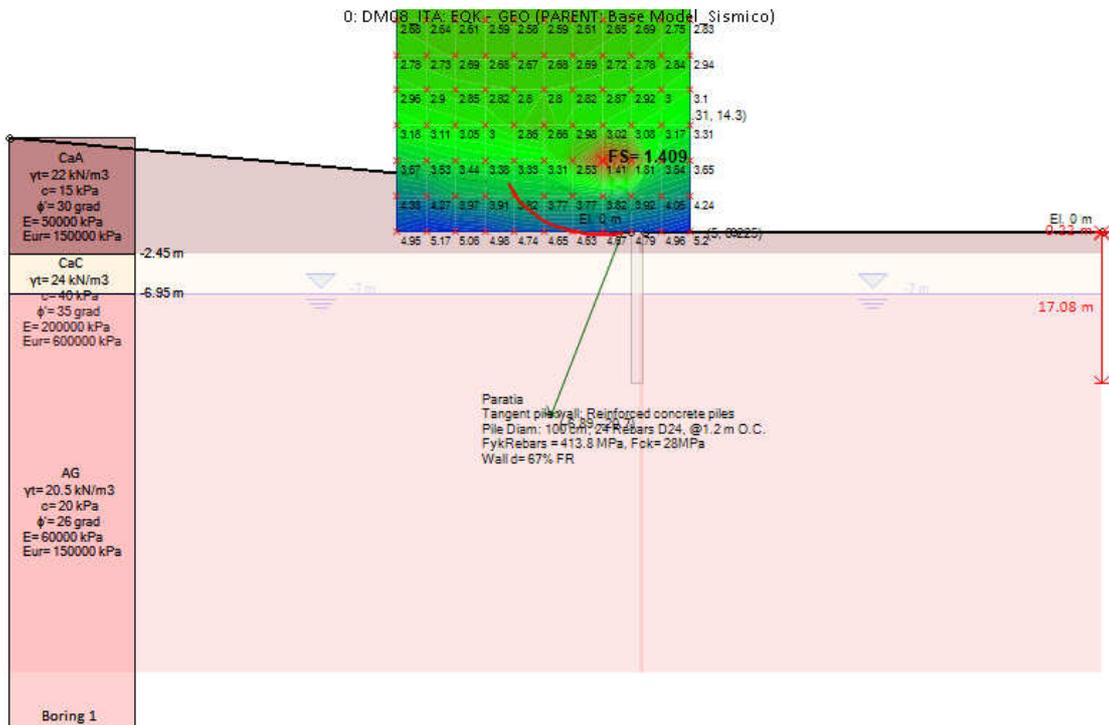


Figura 56 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica