



# 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 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. 63

### OPERE DI SOSTEGNO - ASSE PRINCIPALE - Lotto 2b - Asse destro OS43P - Paratie di pali dx dal km 30+037.38 al km 30+130.93 Relazione descrittiva e di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PE	OS43P	RC01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
07	PEOS43PRC01_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 polifi@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

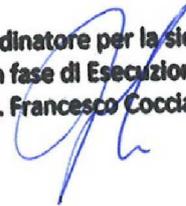


Il Geologo  
dott. Pietro Accolti Gil



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

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



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 **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

## INDICE

1	Introduzione .....	4
2	Normativa di riferimento .....	6
3	Elaborati di progetto di riferimento .....	7
4	Caratteristiche dei materiali.....	9
4.1	Acciaio .....	9
4.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a. ....	9
4.1.2	Acciaio per piastrame e travi di collegamento tiranti .....	9
4.1.3	Acciaio armonico per tiranti .....	9
4.2	Calcestruzzo .....	10
4.2.1	Calcestruzzo per pali.....	10
4.2.2	Calcestruzzo per trave di coronamento .....	10
5	Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica di riferimento .....	11
5.1	Inquadramento geologico .....	11
5.2	Inquadramento idrogeologico.....	12
5.3	Profilo stratigrafico .....	12
5.4	Caratterizzazione geomeccanica unità dei Calcari.....	13
5.5	Criterio di rottura di HOEK-BROWN per ammassi rocciosi e determinazione dei parametri equivalenti di Mohr-Coulomb .....	20
5.6	Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica .....	23
6	Caratterizzazione sismica dell'area .....	24
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	24
6.2	Azione sismica di riferimento .....	24
7	Descrizione dell'opera di sostegno.....	27
8	Criteri di verifica e combinazioni di carico .....	28
8.1	Verifiche geotecniche .....	28
8.1.1	Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera .....	28
8.1.2	Verifica allo sfilamento dei tiranti .....	28
8.1.3	Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno.....	30
8.1.4	Interazione terreno-struttura .....	31
8.2	Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD) .....	32
8.3	Verifiche strutturali (STR).....	32

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

8.3.1	Verifiche SLU .....	32
8.3.2	Verifiche SLE .....	33
8.4	Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU .....	33
8.5	Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE.....	36
9	Analisi dei carichi .....	38
9.1	Azioni permanenti .....	38
9.1.1	Peso proprio.....	38
9.1.2	Spinta delle terre .....	38
9.1.3	Spinta dell’acqua.....	40
9.2	Azioni variabili.....	41
9.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito .....	41
9.2.2	Azioni climatiche .....	41
9.3	Azione sismica.....	41
10	Risultati delle analisi.....	44
10.1	Sezioni di verifica.....	44
10.2	Parametri geotecnici di calcolo .....	46
10.3	Sezione di verifica P4 – Prog. 30+045.44 .....	46
10.3.1	Sintesi dei risultati .....	46
10.3.2	Verifiche geotecniche .....	51
10.3.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	51
10.3.3	Verifiche strutturali .....	53
10.3.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	53
10.3.3.2	Verifiche SLE – Pali .....	54
10.4	Sezione di verifica 1505 – Prog. 30+059.....	56
10.4.1	Sintesi dei risultati .....	56
10.4.2	Verifiche geotecniche .....	62
10.4.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	62
10.4.3	Verifiche strutturali .....	63
10.4.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	63
11.1.1.1	Verifiche SLU – Tiranti.....	65
11.1.1.2	Verifiche SLU - Trave di coronamento .....	65
11.1.1.3	Verifiche SLE – Pali .....	66
	Verifiche SLE - Trave di coronamento.....	67
11.2	Sezione di verifica 1506 – Prog. 30+079.09.....	68

11.2.1	Sintesi dei risultati .....	68
11.2.2	Verifiche geotecniche .....	74
	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno .....	74
11.2.3	Verifiche strutturali .....	76
11.2.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	76
11.2.3.2	Verifiche SLU – Tiranti.....	77
11.2.3.3	Verifiche SLU - Trave di coronamento .....	78
11.2.3.4	Verifiche SLE – Pali .....	79
11.1.1.1	Verifiche SLE - Trave di coronamento .....	80
71.2	Sezione di verifica 1507 – Prog. 30+098.7.....	81
71.2.1	Sintesi dei risultati .....	81
71.2.2	Verifiche geotecniche .....	87
71.2.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	87
71.2.3	Verifiche strutturali .....	88
71.2.3.1	Verifiche SLU - Pali.....	88
71.2.3.2	Verifiche SLU – Tiranti.....	90
71.2.3.3	Verifiche SLU - Trave di coronamento .....	90
71.2.3.4	Verifiche SLE – Pali .....	91
71.2.3.5	Verifiche SLE - Trave di coronamento .....	92

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo dell'opera di sostegno OS43P viene riemessa nella presente 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.

La presenza dell'unità litoide è stata preliminarmente rinvenuta a monte in prossimità della futura opera di sostegno OS71 sia durante la realizzazione della pista di accesso ai mezzi di cantiere e sia nei n°3 sondaggi a carotaggio continuo eseguiti .

Si è proceduto nell'esecuzione dei pali della OS43P. Dalle perforazioni dei pali stessi, essendo ciascuna perforazione certificata mediante apposito sistema di qualità interna all'impresa, è emersa la presenza anche su questo allineamento, dell'unità litoide rinvenuta a monte, di spessore variabile sia longitudinalmente che trasversalmente. Pertanto si sono eseguite sezioni trasversali geologiche per determinare l'andamento dell'unità calcarea riscontrata e quindi modificare le varie sezioni di progetto.

L'opera di sostegno modificata, è riportata nell'immagine seguente ed ha carattere definitivo.

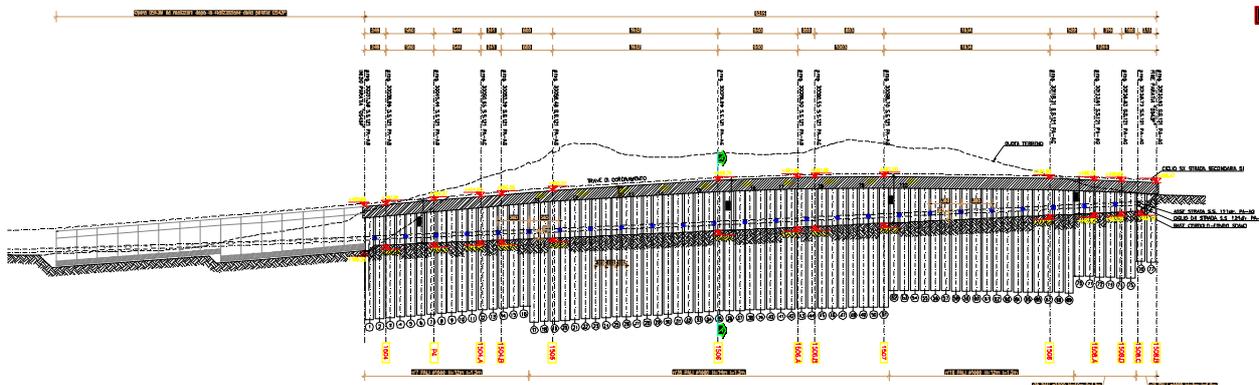


Figura 1 Sviluppata della paratia di pali  $\Phi$  1000 mm, interasse 1.2 m

Per lo studio della paratia sono state adottate le stesse ipotesi progettuali e gli stessi criteri di dimensionamento espressi nella relazione di calcolo di PEA, alla quale il presente aggiornamento si riferisce quindi sia a livello di format che di contenuti.

Rispetto alla precedente versione sono state aggiornate le 3 sezioni di verifica originariamente presenti ed è stata aggiunta una ulteriore sezioni di verifica al fine di definire un quadro conoscitivo di maggior dettaglio.

Nell'ambito dello studio della paratia è stato riesaminato il numero, la lunghezza e l'inclinazione dei tiranti, arrivando a definire una configurazione dell'opera di sostegno con un ordine di tiranti nella parte centrale e con pali a sbalzo nei tratti terminali con fronti di scavo di minor altezza.

Vista la presenza dell'unità litoide quali i calcari della formazione di Mufara e non avendo assoluta certezza, nella profondità, della presenza o meno dei calcari stessi, vista la loro disomogeneità lungo l'andamento trasversale e longitudinale dell'opera, si sono voluti mantenere, nei tratti più alti d'opera, i tiranti previsti da progetto nella trave di coronamento, aumentandone però il passo da 3.60 m a 4.80 m.

Così facendo, essendo tale opera a valle della strada secondaria 51 e dell'opera di sostegno OS71, si vuole garantire un vincolo certo del piede al versante al fine di non creare superfici instabili nel tempo.

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

Relazione descrittiva e di calcolo	Relazione	PEOS43RC01	_	40	_	4137
Planimetria, sviluppata e sezioni tipo	varie	PEOS43N001	_	40	_	4137
Sezioni trasversali	1:200	PEOS43N002	_	40	_	4137

## 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
[36]	Profilo geotecnico – Tav. 29	PE_GT_L029

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

[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	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
allungamento caratteristico	$\geq 7.5 \%$
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

E' previsto l'impiego di acciaio S275, con o senza saldatura, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici di resistenza:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

#### 4.1.3 Acciaio armonico per tiranti

E' previsto l'impiego di trefoli  $\phi 0.6$ " caratterizzati dai seguenti valori caratteristici:

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
tensione corrispondente all'1 % di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
allungamento sotto carico massimo	$A_{gt} \geq 3.5$

## 4.2 Calcestruzzo

### 4.2.1 Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{\max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XA1
classe di consistenza	s4
copriferro minimo	$C_{f,\min} \geq 60 \text{ mm}$

### 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 – Titonico 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 precedentemente descritto ai paragrafi precedenti, lungo lo sviluppo dell'opera in esame OS43P, è stata rinvenuta una unità litoide costituita da calcari. La stratigrafia è stata ricostruita sulla base delle indagini effettuate per la OS71 (a monte) e durante la perforazione dei pali relativi della OS43P.

### **UNITA' Ca (a) - Calcari**

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

### **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.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato stradale si rimanda al Profilo geotecnico (documenti di riferimento da [8] a [45]). Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geotecnica generale (documento di riferimento [6], [7]).

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 delle unità dei calcari, si fa riferimento a quanto riscontrato a monte per la OS71. Non avendo informazioni dirette sui materiali, ai fini delle valutazioni geomeccaniche si fa riferimento, prudenzialmente, alla sola unità dei Calcari Alterati.

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
<i>RMR</i> :	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 ( $\sigma_c$  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 si fa riferimento all'**Unità calcarea fratturata – Ca(a)**.

I valori della resistenza a compressione che vengono considerati sono:

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

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

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

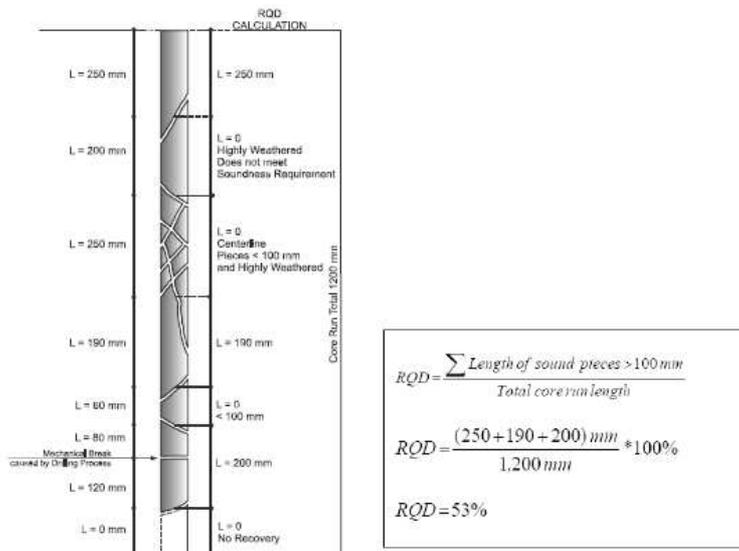


Figura 3 – Calcolo dell'RQD

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%.

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.

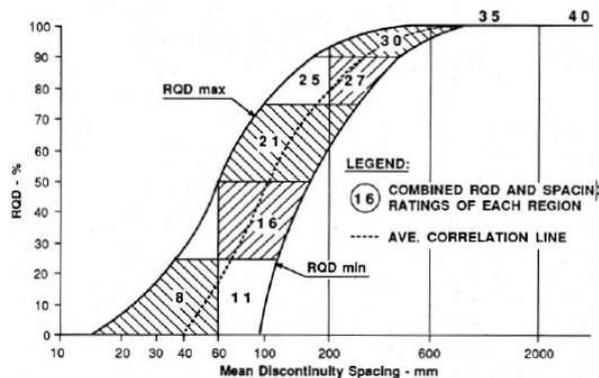


Figura 4 - Correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità

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 e 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 da 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 parametri sopracitati i seguenti valori differenziandoli in relazione alle due unità:

**Unità calcarea fratturata – Ca(a)**

- Resistenza del materiale intatto -  $\sigma_c$  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.

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:

$$\text{Unità calcarea fratturata - Ca(a), GSI} = 25$$

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



PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

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

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS								
<p>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.</p>		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 Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90	80	70	60	50	40	30	20	10
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities									N/A	N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets				1						
 VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets										
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity				2						
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				3						
 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

$\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  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  
 $\sigma_c$  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):  $m_i = 8$ .

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

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  $\sigma$ . Gli autori del modello hanno appositamente definito ed implementato nel software RocLab, gratuitamente messo a disposizione nel sito [www.rocscience.com](http://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  $\phi'$ ) 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).

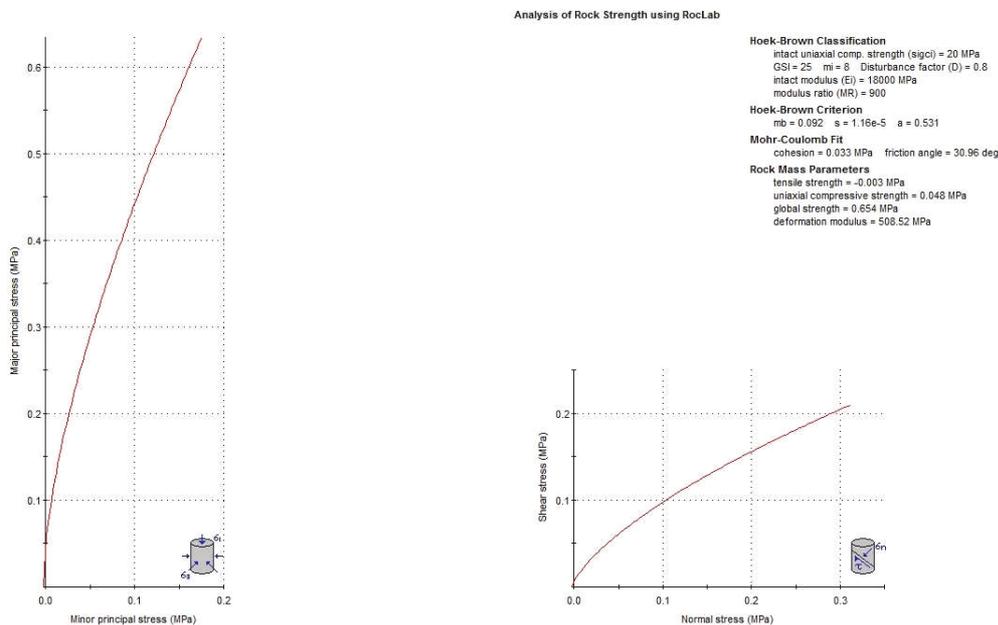


Figura 9 - Determinazione dei parametri di Mohr-Coulomb dalla curva di Hoek e Brown – Unità Ca(a) GSI=25

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

#### Unità Ca(a) – Calcri 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

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  $70 < c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$  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:

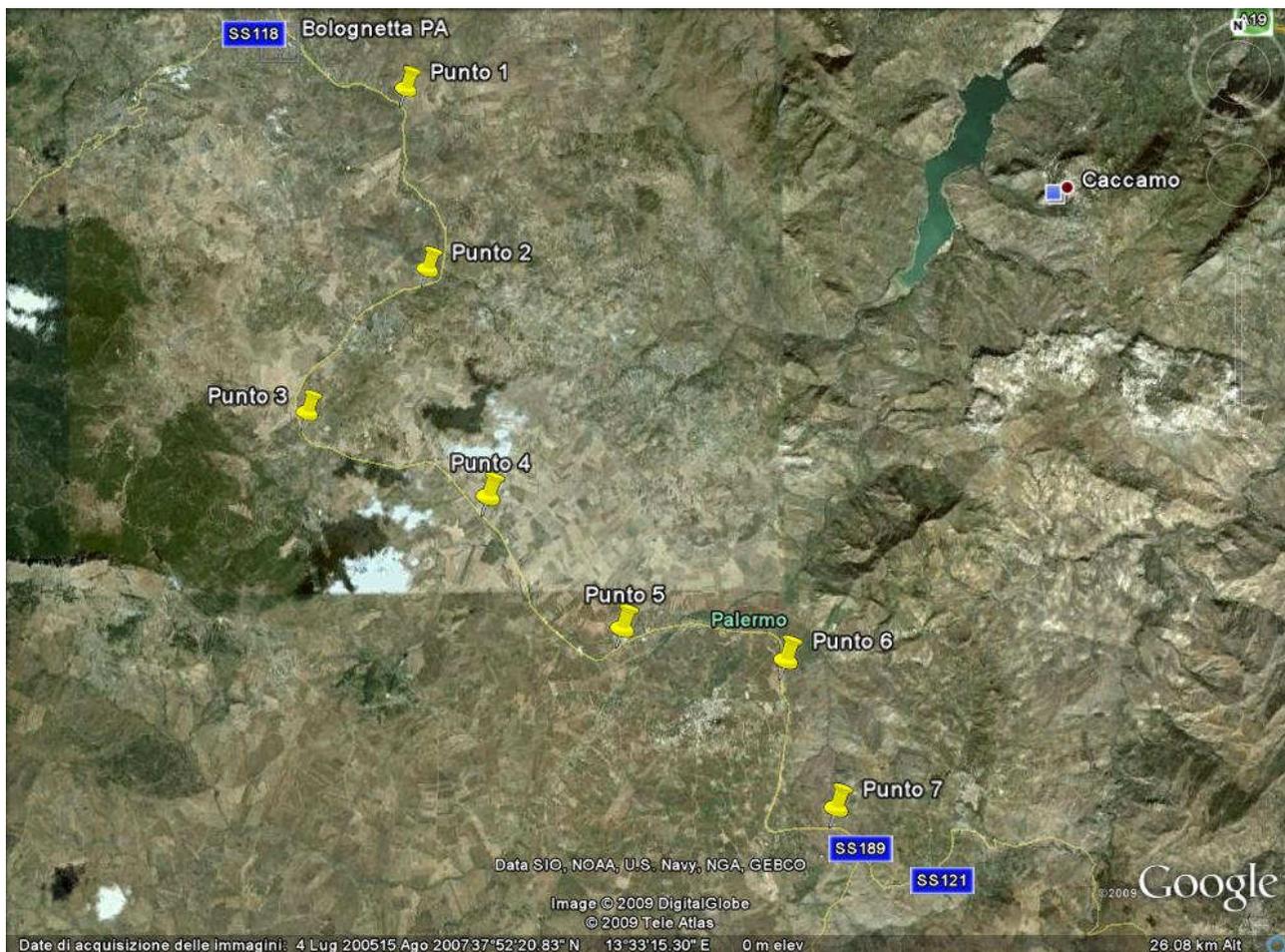
- vita nominale  $V_N = 50$  anni
- classe d'uso IV

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.

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

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 <sub>g</sub> [g]	F <sub>0</sub> [-]	T <sub>c</sub> * [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, in compresenza alla paratia OS71 la quale appartiene alle opere di viabilità secondaria.

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'opera di sostegno è contrastata da un ordine di tiranti a 4 trefoli in acciaio armonico, di tipo definitivo a doppia protezione, immorsato nella trave di coronamento.

Lo scavo procederà per intervalli successivi dalla sommità fino a non oltre 0.50 m al di sotto della quota prevista per l'installazione del livello di tiranti nei tratti di paratia ove previsto; completati e giunti a maturazione i tiranti lo scavo procederà fino al raggiungimento della massima profondità di scavo prevista.

Per dissipare le pressioni idrauliche agenti sulla paratia si prevede la messa in opera di un sistema di drenaggio costituito da tubi verticali 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.

## 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. 10.3.0.1 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 Verifica allo sfilamento dei tiranti

Per la verifica allo sfilamento si è fatto riferimento ai risultati di metodi di calcolo analitici corretti in funzione del numero delle verticali di indagine esaminate.

Come metodo di calcolo si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985)<sup>1</sup> da cui deriva:

$$(R_{a,c})_{\min} = \pi \alpha D L_{\text{fondazione}} \times q_s$$

in cui:

$\alpha$  = coefficiente di incremento del diametro di perforazione D dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati

---

<sup>1</sup> Bustamante M., Doix B.: "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" : Bull. Liaison labo P. et Ch. n. 140, nov. dic. 1985 - Réf. 3047  
ATI Progettisti - Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri

- D = diametro di perforazione dei tiranti
- $L_{\text{fondazione}}$  = lunghezza del tratto di fondazione del tirante
- $q_s$  = aderenza limite terreno-fondazione funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche meccaniche e delle modalità di iniezione

La resistenza caratteristica è data dal valore minimo fra:

$$R_{ak} = (R_{ac})_{\text{medio}} / \xi_{a3}$$

$$R_{ak} = (R_{ac})_{\text{min}} / \xi_{a4}$$

essendo  $\xi_{a3}$  ed  $\xi_{a4}$  coefficienti funzione del numero di verticali indagate.

La resistenza allo sfilamento di progetto è data per tiranti di tipo permanente dalla seguente espressione:

$$R_{a,d} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p}$$

con  $\gamma_{Ra,p} = 1.2$ .

La lunghezza libera dei tiranti tiene conto della maggiore estensione del cuneo di spinta in condizioni sismiche secondo la relazione:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 a_{\text{max}} / g)$$

in cui  $L_e$  è la lunghezza libera necessaria in condizioni sismiche ed  $L_s$  è la corrispondente misura necessaria in condizioni statiche.

Quest'ultima, ovvero  $L_s$ , è stata valutata secondo il criterio illustrato dalla figura seguente mirante ad assicurare che il tratto di ancoraggio si mantenga al di fuori del cuneo di terreno che esercita la spinta sulla paratia stessa.

La lunghezza libera dei vari ordini di tiranti è stata maggiorata di 1 metro rispetto al valore derivante dai calcoli per tenere conto del fatto che nella schematizzazione di calcolo si considera che l'inizio del tirante sia in asse alla paratia e che la distanza da testa tirante ad asse palo è pari a circa 1 m.

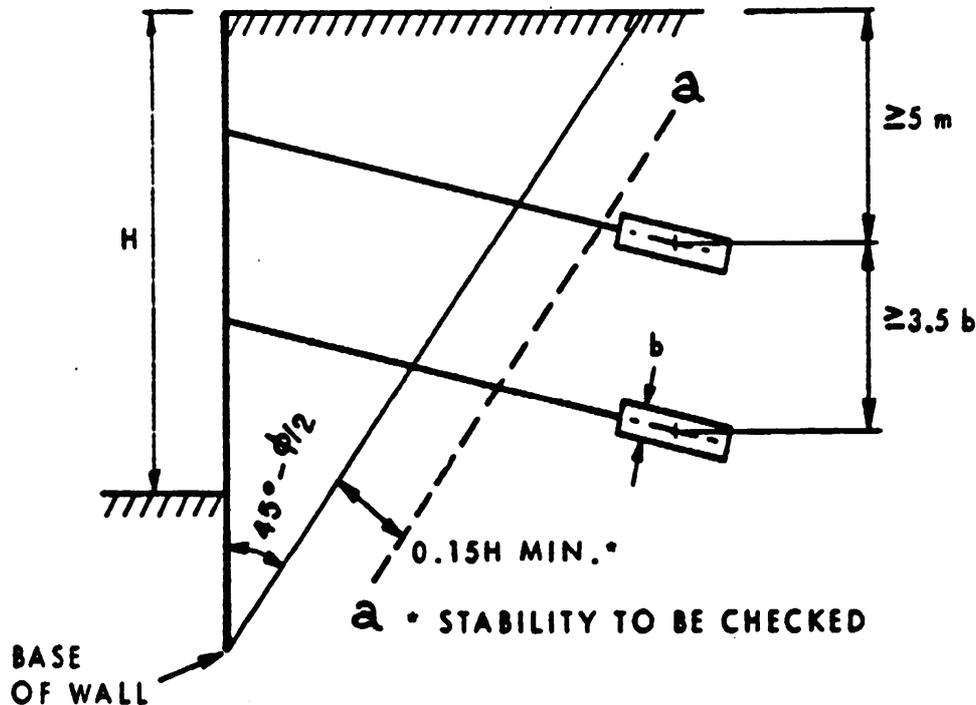


Figura 3 Criterio per la definizione della lunghezza libera dei tiranti (Canadian Foundation Engineering Manual 1985)

### 8.1.3 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).

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  
 $\beta_s$  = 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  $\beta_s$  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
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g \leq 0.4$	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.

#### 8.1.4 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. 10.3.0.1 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  $K_0$  ( $= 1 - \tan \phi$ ).

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  $\phi$  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:

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

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

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

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

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

### 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  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza.

Le verifiche della suddetta condizione deve essere effettuata 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 in uno o più ancoraggi;**
- **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.

La verifica a sfilamento della fondazione dei tiranti si esegue confrontando la massima resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  precedentemente riportati secondo la combinazione A1+M1+R3. Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio sarà determinato con metodi di calcolo analitici partendo dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito. Il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valore medio e al valore minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali M1.

### **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  $\gamma_R$  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. Per la Combinazione 2, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti sono pari ad 1.0 e dei variabili sono pari ad 1.3 (gruppo A2).

**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. Per la Combinazione 2, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti sono pari ad 1.0 e dei variabili sono pari ad 1.3 (gruppo A2).

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 ( $\gamma_F$ )				Proprietà del terreno ( $\gamma_M$ )		
	<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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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 ( $\gamma_F$ )				Proprietà del terreno ( $\gamma_M$ )		
<u>Permanenti</u>		<u>Variabili</u>				
Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	$c'$	$c_u$
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 OS43P ma anche la compresenza dell'opera OS71 che, per un certo tratto, si trova a monte ed appartiene alle opere di viabilità secondaria. 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) e di introdurre un carico che rappresenti il peso del terreno a tergo della paratia a monte.

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 un sovraccarico a tergo della paratia (determinato come percentuale della spinta passiva della paratia di monte OS71). 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.

L'analisi di stabilità globale è condotta considerando la compresenza delle due paratie nei casi in cui ciò si verifica.

### 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:

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno

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

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

$\delta$  = angolo di attrito muro terreno

$\theta$  = 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  $\delta$  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 (nastriforme, ...).

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  $\delta$  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 abbatte 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.

Per tenere in conto della presenza, a tergo dell'opera, dei mezzi di cantiere si considererà un sovraccarico accidentale di 10 kPa.

### 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

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva  $H$  della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 4 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

$\beta$  = coefficiente funzione dello spostamento massimo  $u_s$  tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 5 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

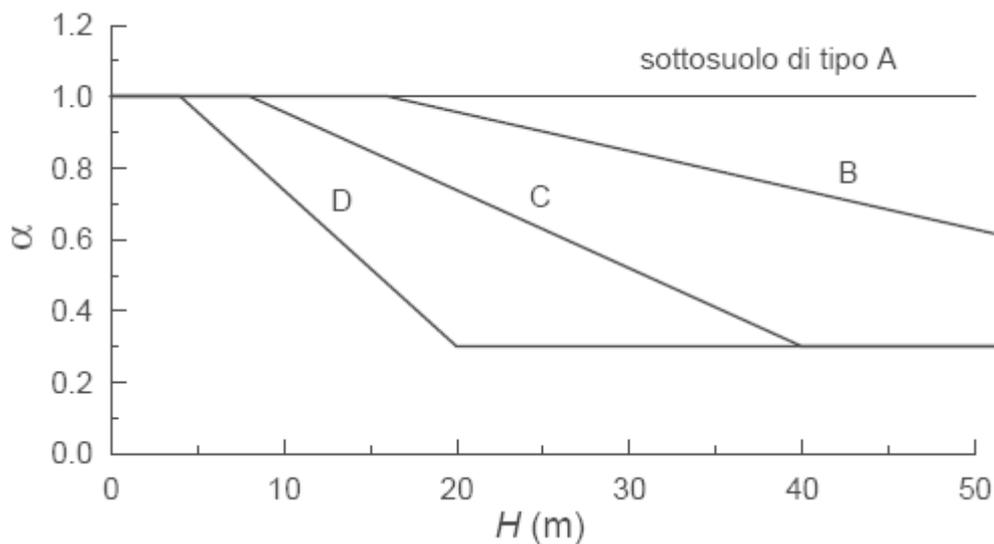


Figura 4 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

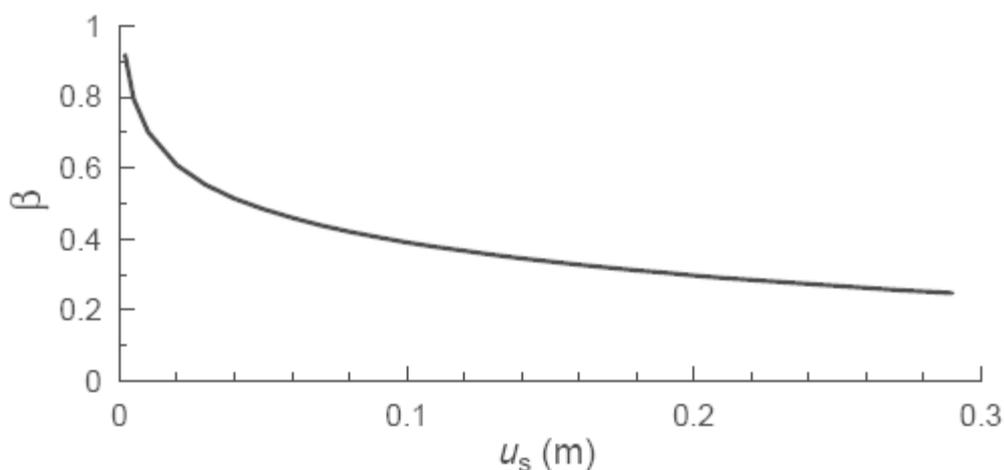


Figura 5 Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

Ai fini della valutazione di  $\beta$  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.

#### 1. OS43P– Paratia di pali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n°P4 - Progr. km 30+045.44
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 13.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=12.00 m)
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -3.0 m t.c.
	LSA (a) da -3.0 m t.c. fino a -5.6 m t.c.
	LSA da -5.6 m t.c. fino a -9.7 m t.c.
	AG da -9.7 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-5.65 m da t.c.
<b>Falda</b>	-7.20 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

#### 2. OS43P – Paratia di pali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n° 1505 - Progr. km 30+059.48
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 15.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=14.00 m)
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -3.0 m t.c.
	LSA da -3.0 m t.c. fino a -8.25 m t.c.
	AG da -8.25 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-6.30 m da t.c.
<b>N°Ordini di tiranti</b>	1
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	4.80 m
<b>Falda</b>	-5.10 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

3. OS43P – Paratia di pali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n° 1506 - Progr. km 30+079.09
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 15.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=14.00 m)
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -5.0 m t.c.
	AG da -5.0 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-6.60 m da t.c.
<b>N°Ordini di tiranti</b>	1
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	4.80 m
<b>Falda</b>	-5.10 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

4. OS43P – Paratia di pali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n° 1507- Progr. Km 30+098.7
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 13.30 m (trave di coronamento 1.30 m+pali L=12.00 m)
	LSA da -0.0 m t.c. fino a -7 m t.c.
	Ca(a) da 0.00 m t.c. fino a -5.0 m t.c.
<b>Fondo scavo</b>	-6.2 m da t.c.
<b>N°Ordini di tiranti</b>	1
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	4
<b>Falda</b>	-4.2 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

## 10.2 Parametri geotecnici di calcolo

OS43P – Paratie di pali dx km 30+037.38 – km 30+130.93					
Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'_{vc}$ [MPa]	$E'_{ur}$ [MPa]
Ca(a)	22	15	30	50.0	150.0
LSA(a)	20	5	25	15	37.5
LSA	20	10	25	25	62.5
AG	20.5	20	26	60	150

$\gamma$  = peso di volume naturale del terreno  
 $c'$  = coesione  
 $\phi'$  = 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 P4 – Prog. 30+045.44

### 10.3.1 Sintesi dei risultati

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.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	-	-	1.08
Momento massimo (kNm/m)	-	-	250.99	211.04	191.96
Taglio massimo (kN/m)	-	-	127.13	97.34	81.12

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Spinta passiva mobilitata a valle (%)	60.00	60.00	-	-	42.00
---------------------------------------	-------	-------	---	---	-------

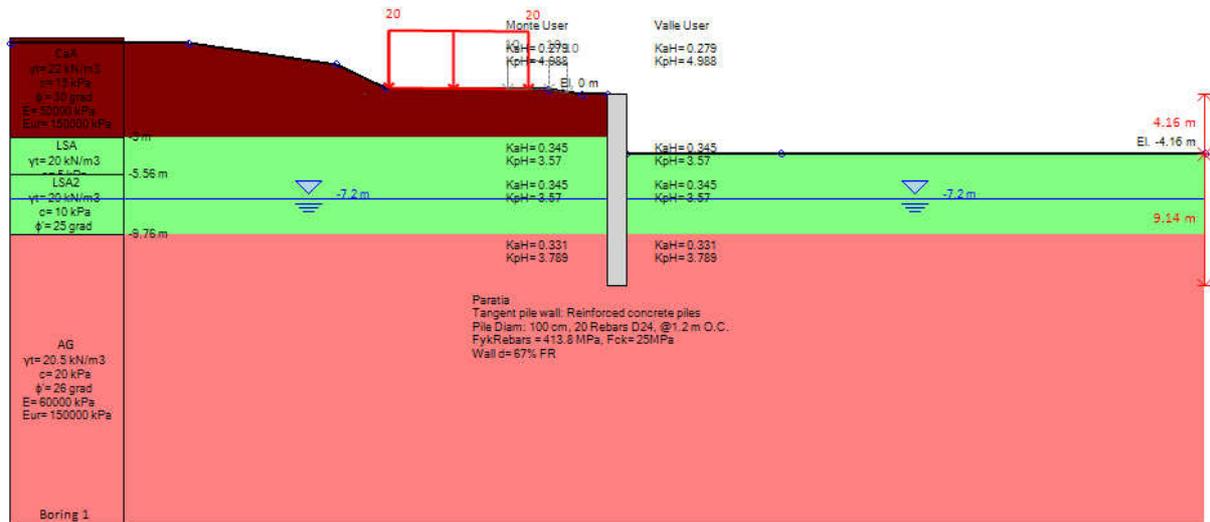


Figura 6 Modello di calcolo – step finale di calcolo

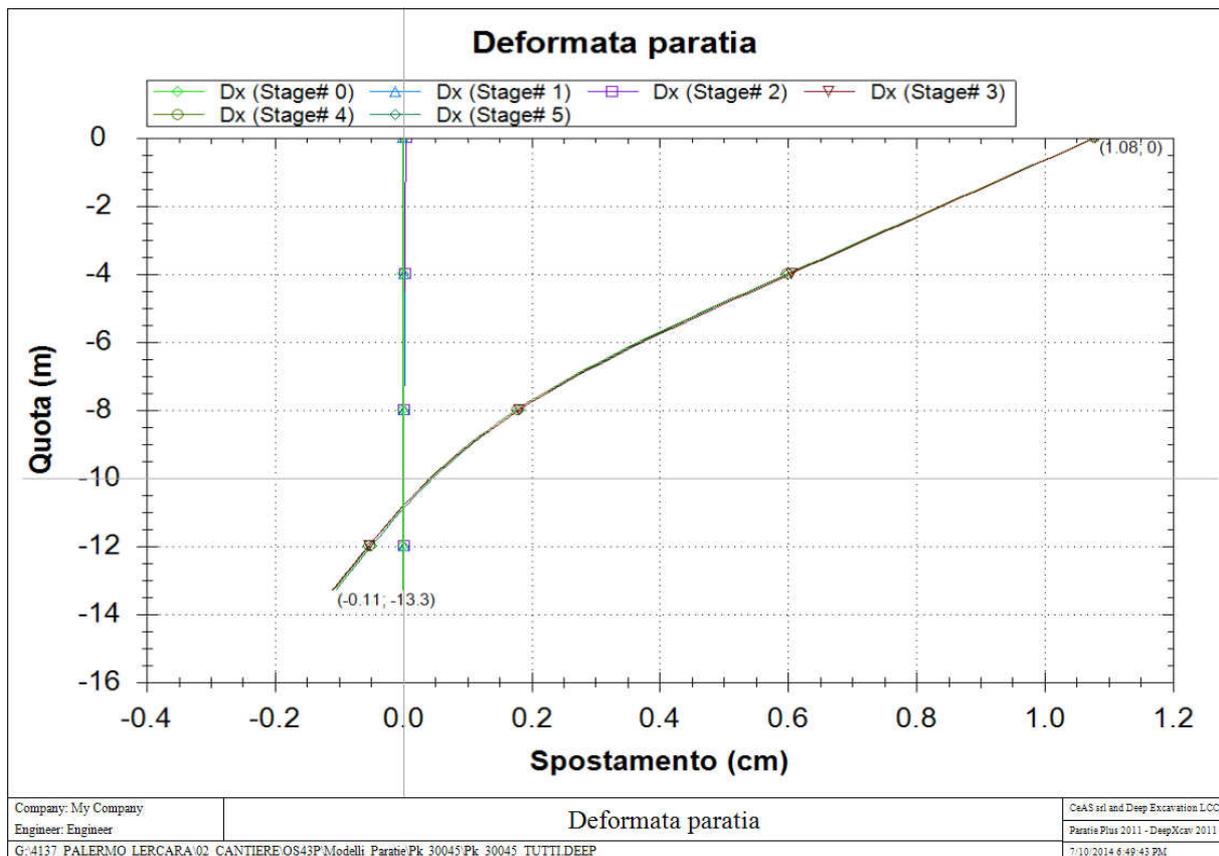


Figura 7 Spostamenti-profondità SLE

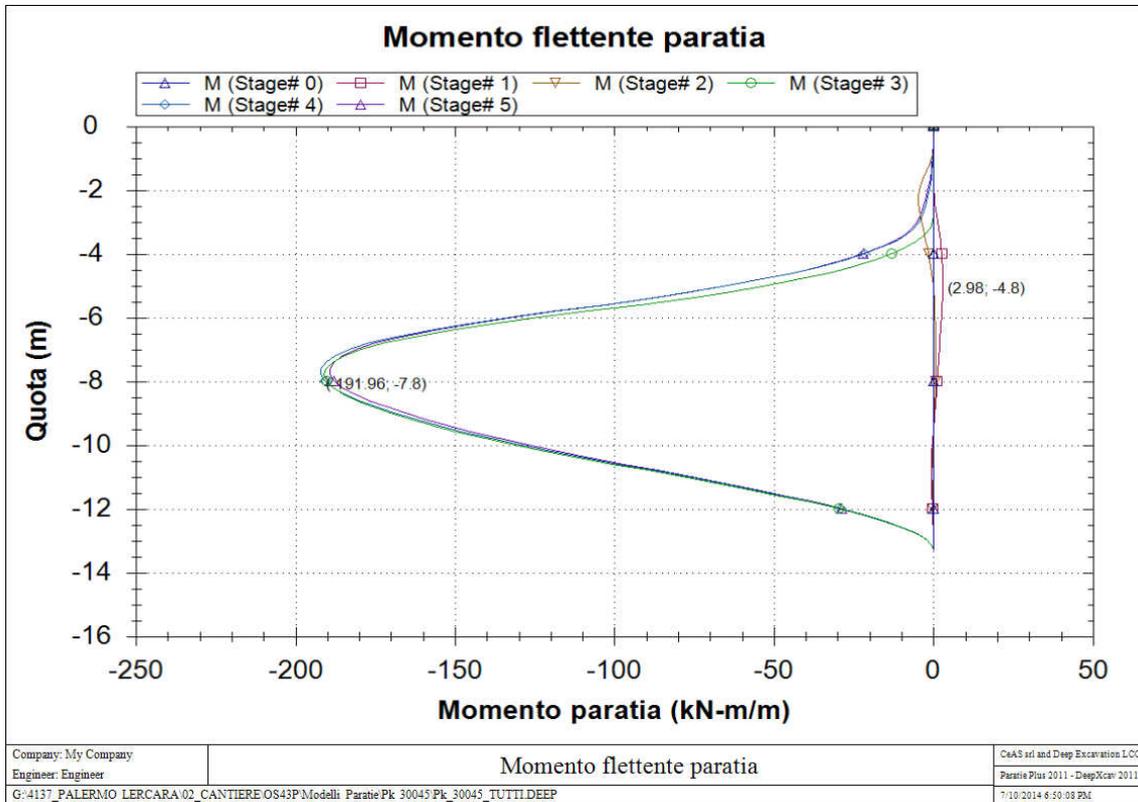


Figura 8 Momento-profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

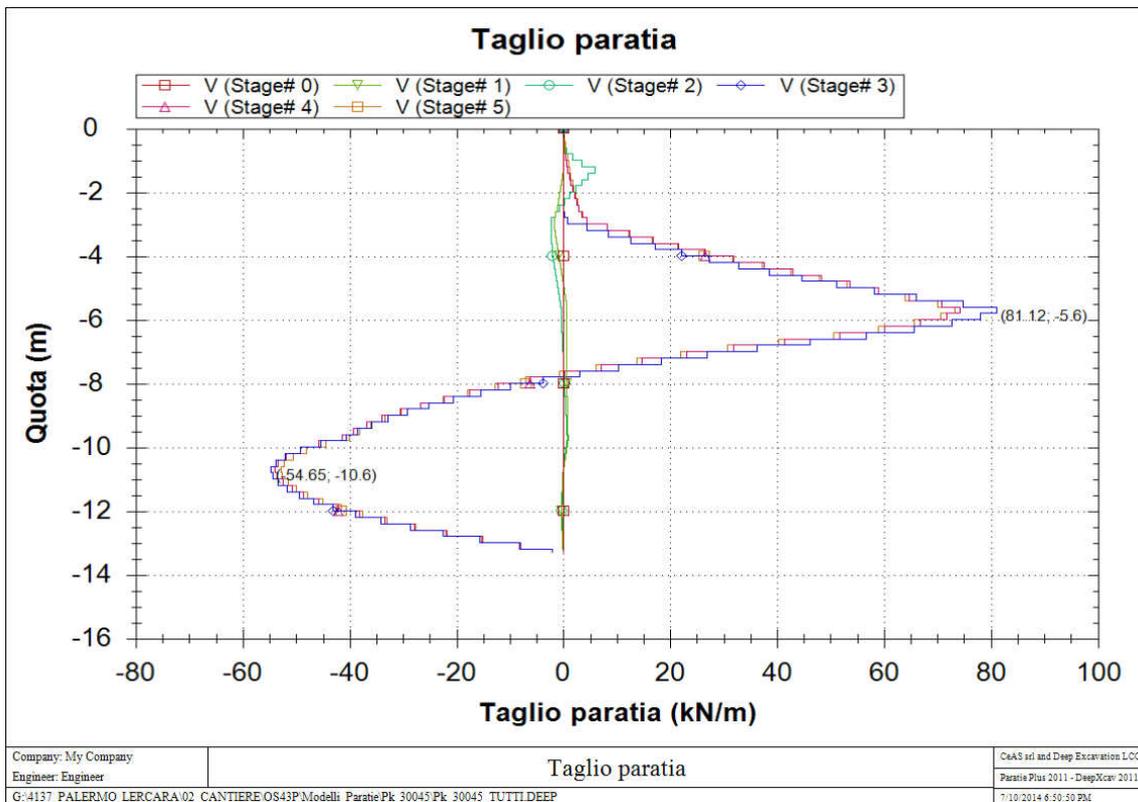


Figura 9 Taglio-profondità SLE

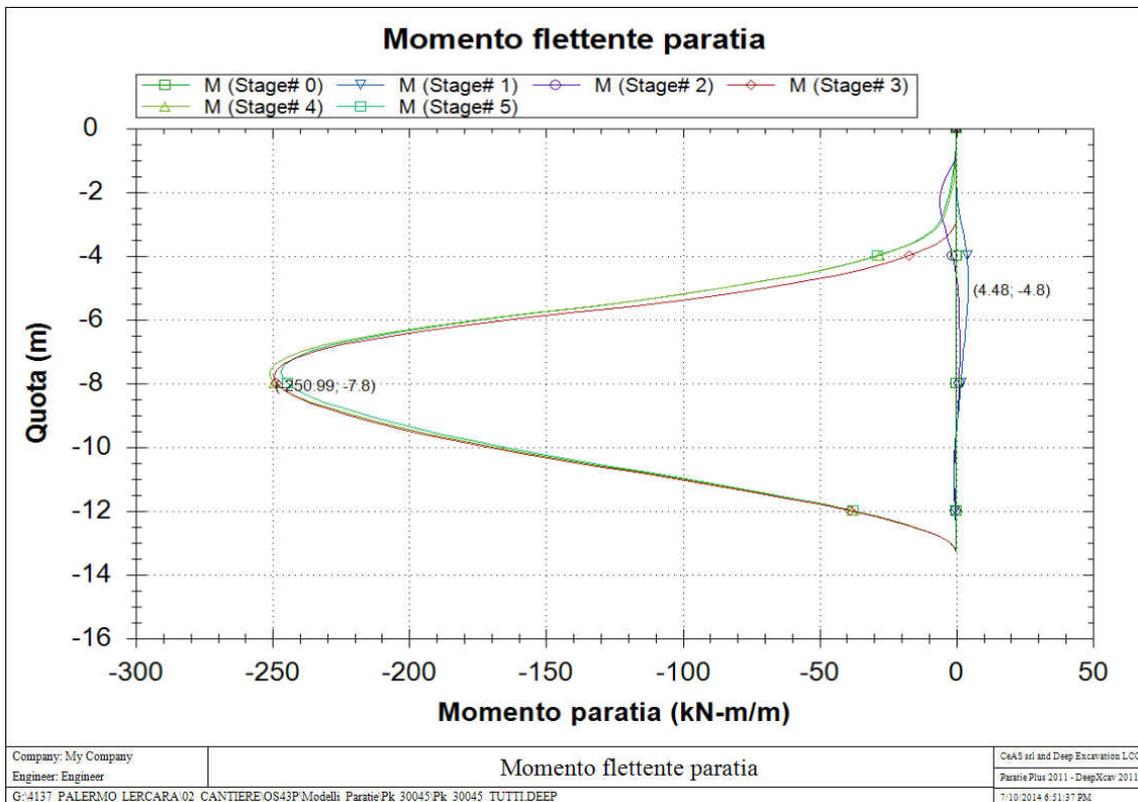


Figura 10 Momento-profondità SLU STR

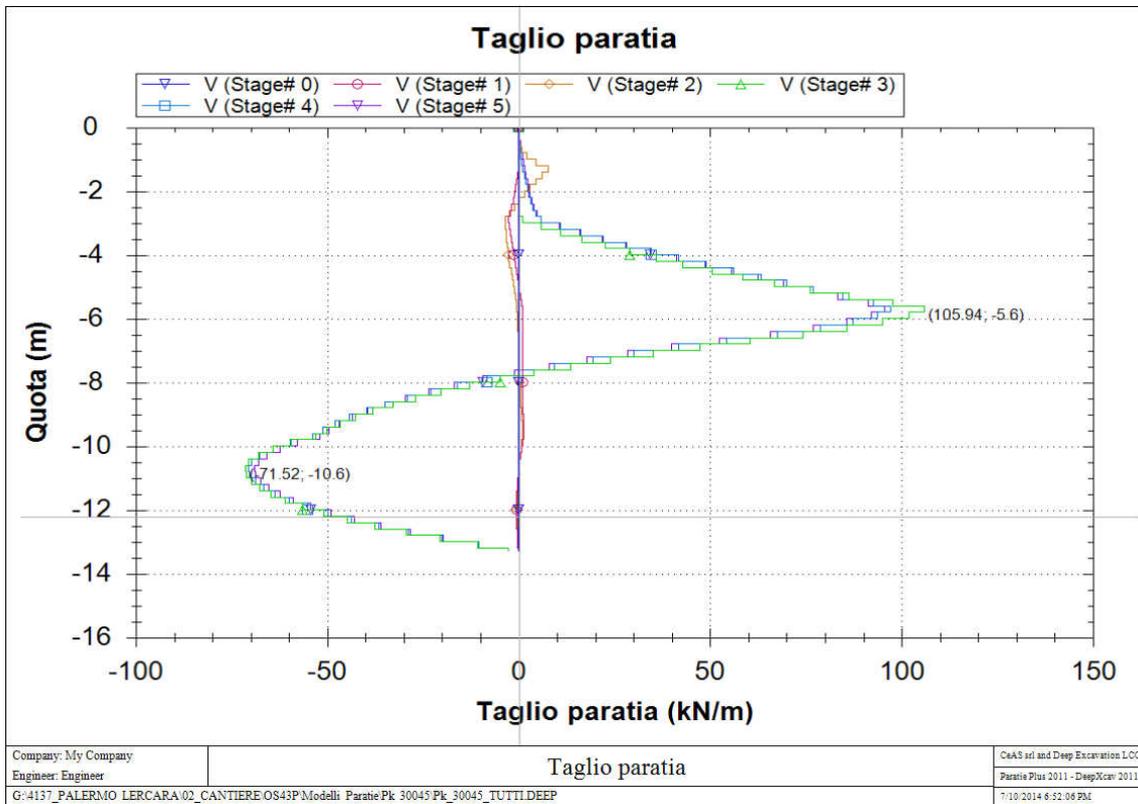


Figura 11 Taglio - profondità SLU STR

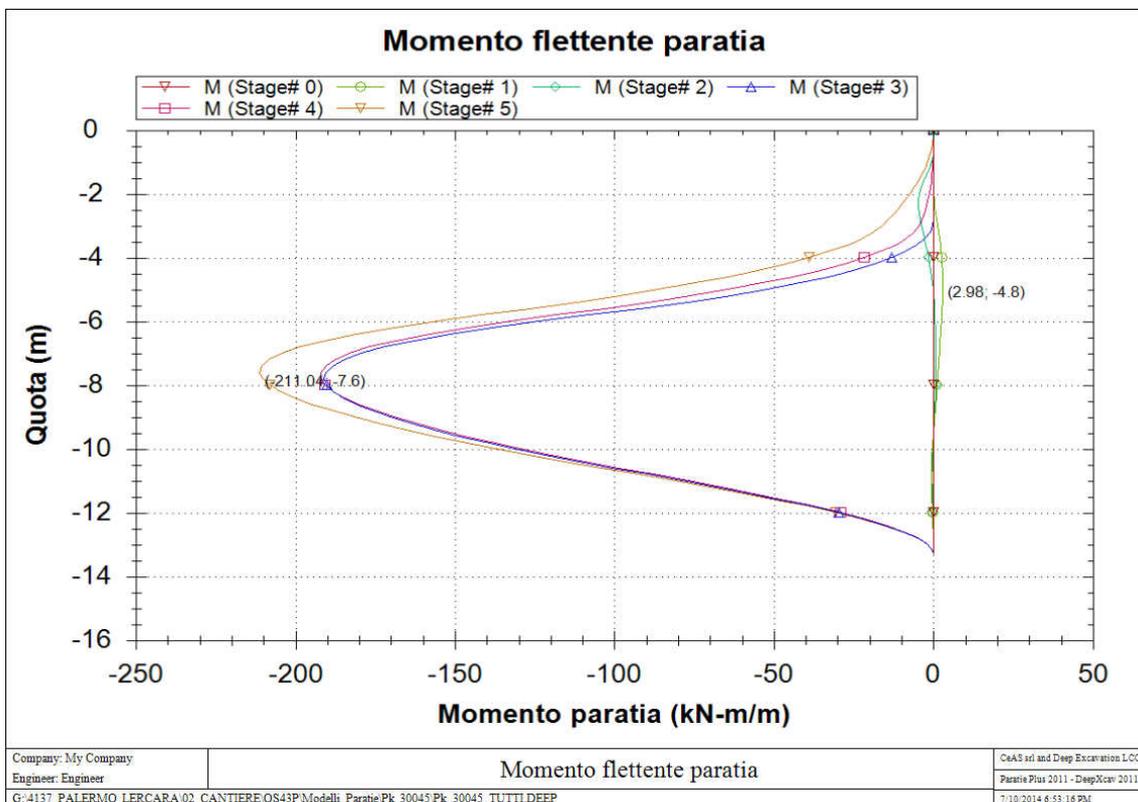


Figura 12 Momento-profondità SISMA STR

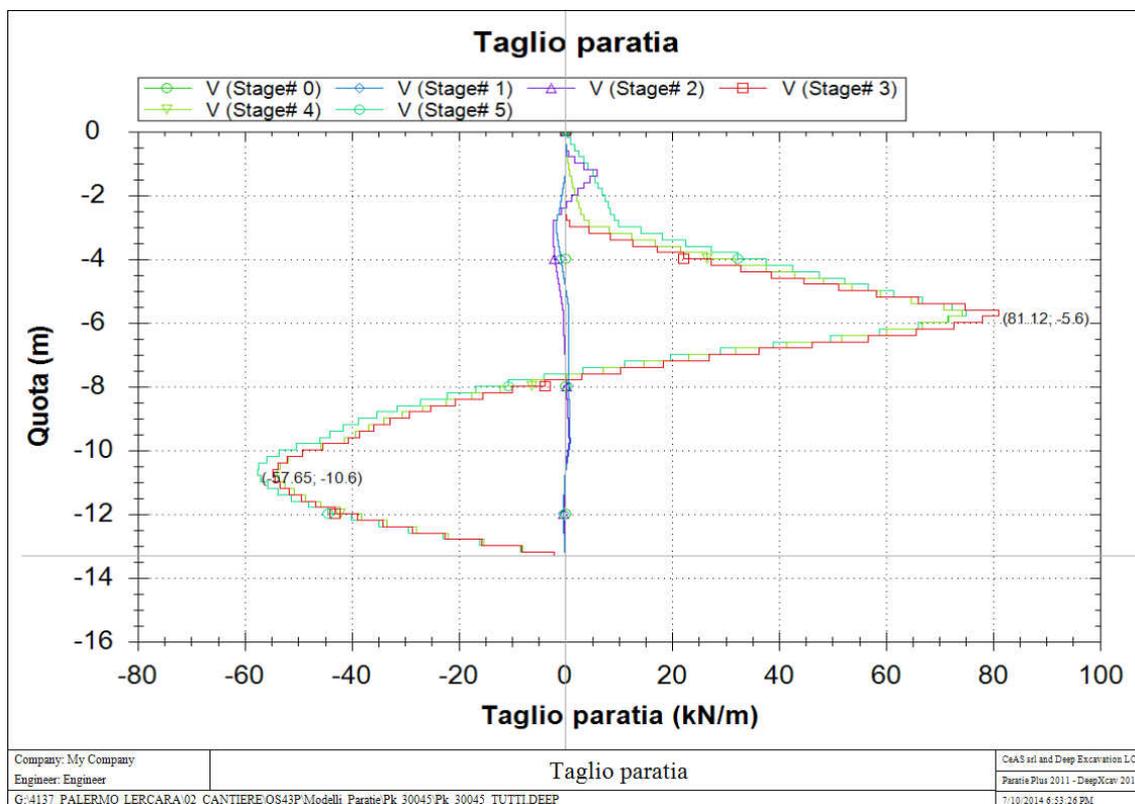


Figura 13 Taglio - profondità SISMA STR

### 10.3.2 Verifiche geotecniche

#### 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	2.53 > 1.10
Sismica	1.79 > 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.

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

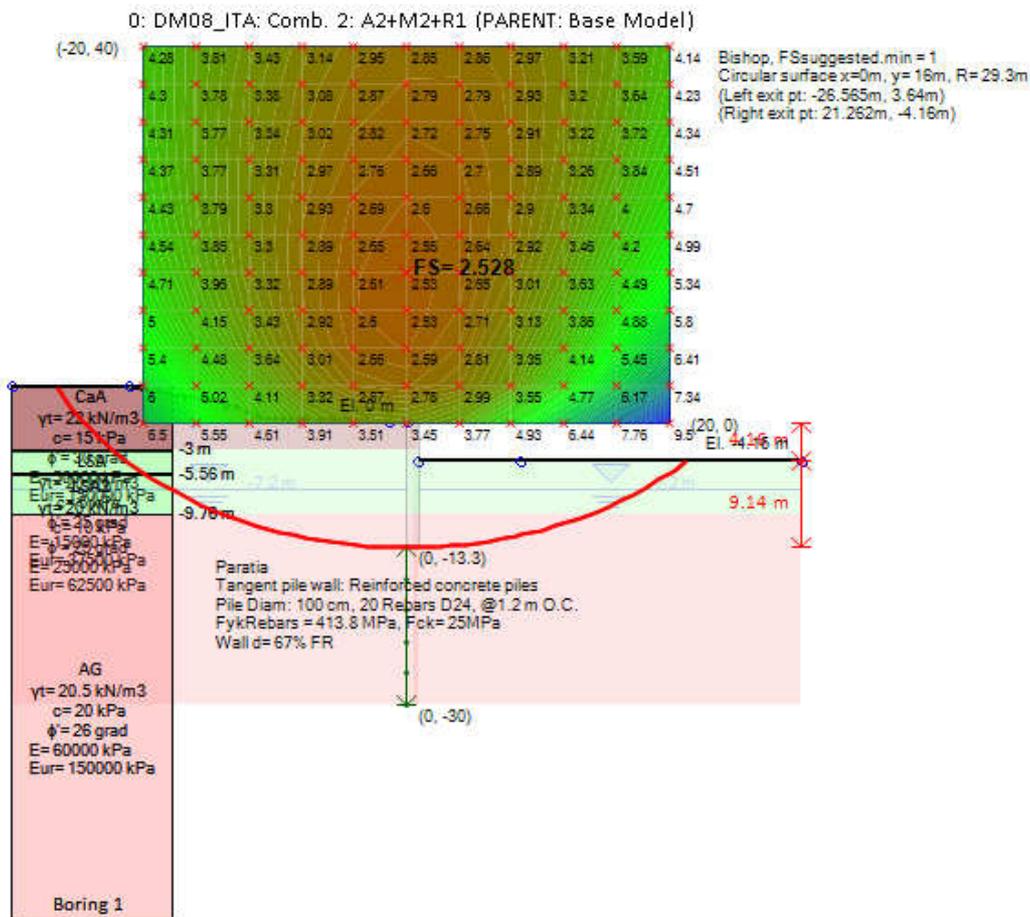


Figura 14 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

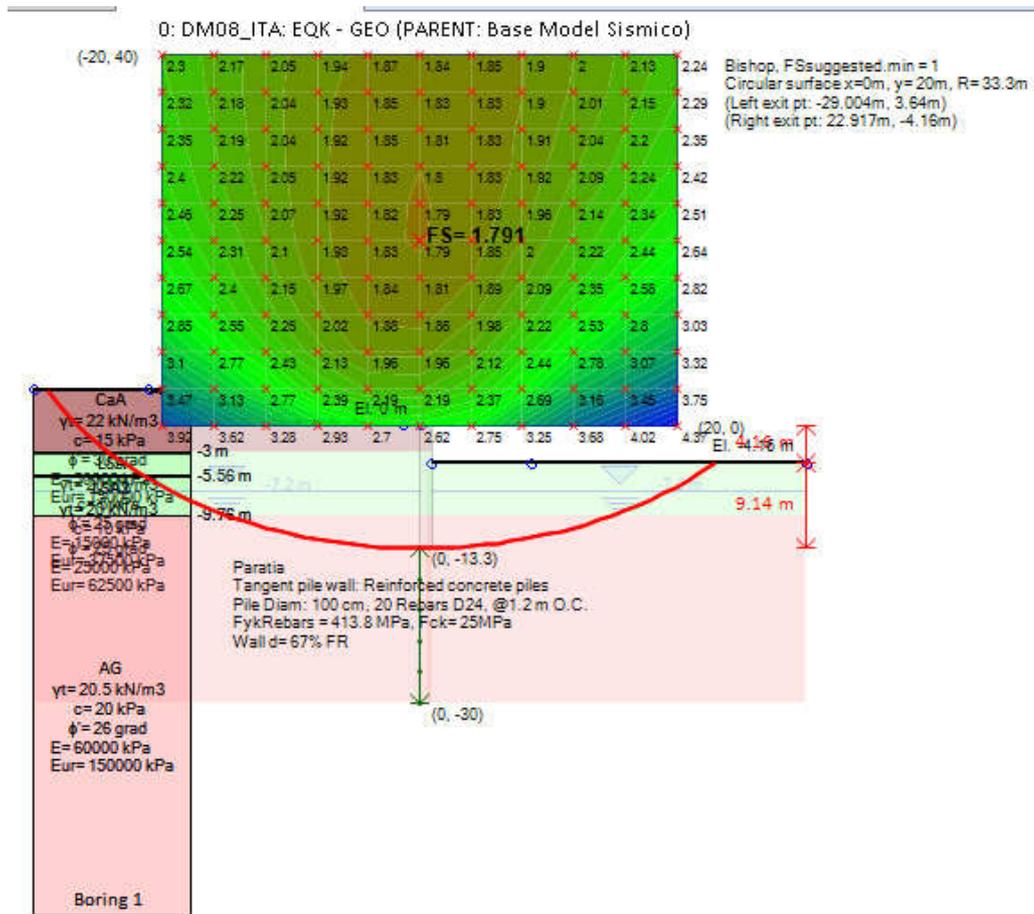


Figura 15 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 10.3.3 Verifiche strutturali

#### 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.*

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Gabbia di armatura	Quota da t.c. (m)	M (kNm/m)	M <sub>SLU</sub> (kNm)	N <sub>SLU</sub> (kN)	Armatura	c.s.
1	7.8	251.0	301.2	119.1	20Φ20	3.39

**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 <sup>2</sup> ] 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	19910	30120	19886	102041	3.388	29.5	72561	---	---	---

**Verifica al Taglio:**

Per la verifica della sezione si considera una armatura a taglio costituita da spirale Ø12 passo 20.

Da cui risulta

**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 <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	15256	29599	171120	80893	78.7	21.80	1.015	2.1

**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.

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
-----	--

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

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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	39.3	-50.0	0.0	50.0	-1087	41.8	22.2	2032	22.0	----

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 <sup>2</sup> )
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> )
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) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup> [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	21.8	-18.4	---	0.125	1.00	0.400	0.000217 (0.000217)	263	0.097	36350

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	38.9	-50.0	0.0	50.0	-1074	41.8	22.2	2032	22.0	----

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	21.6	-18.2	---	0.125	0.50	0.400	0.000215 (0.000215)	263	0.096 (0.30)	36383

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	37.9	-50.0	0.0	50.0	-1044	41.8	22.2	2032	22.0	----

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	21.1	-17.7	---	0.125	0.50	0.400	0.000209 (0.000209)	263	0.093 (0.20)	36389

## 10.4 Sezione di verifica 1505 – Prog. 30+059

### 10.4.1 Sintesi dei risultati

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.

L’area totale del cuneo di spinta passiva è pari a 57,3 m<sup>2</sup> e l’area di questo che non si sviluppa per la presenza dell’opera a valle è pari a 0,89 m<sup>2</sup>; la percentuale che si ricava è quindi pari a 1,55%.

Il sovraccarico dovuto alla presenza della paratia di monte è introdotto nel calcolo come spinta aggiuntiva del terreno pari a 44 kN/m considerato poi come carico distribuito triangolare applicato da testa cordolo a 1,3 m da testa cordolo.

L’altezza media di terreno a tergo della paratia OS71 è valutato pari a 11.0 m, il carico applicato nel modello di seguito riportato è pari a 226 kPa avendo considerato  $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ .

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

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	-	-	0.77
Momento massimo (kNm/m)	-	-	235.68	207.17	149.33
Taglio massimo (kN/m)	-	-	124.36	98.49	73.44
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	60.00	61.00	-	-	40.00

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

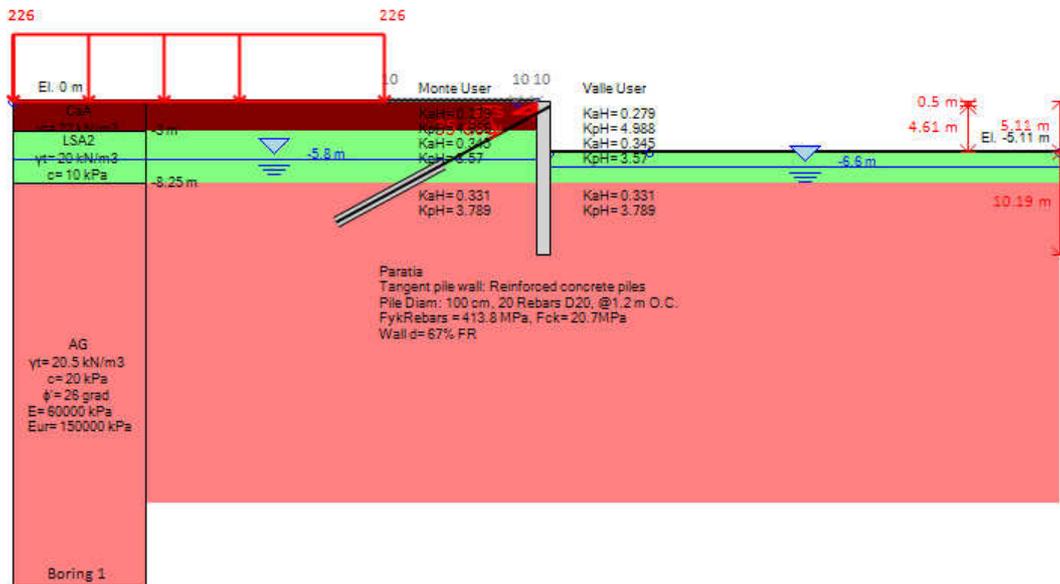


Figura 16 Modello di calcolo – step finale di calcolo

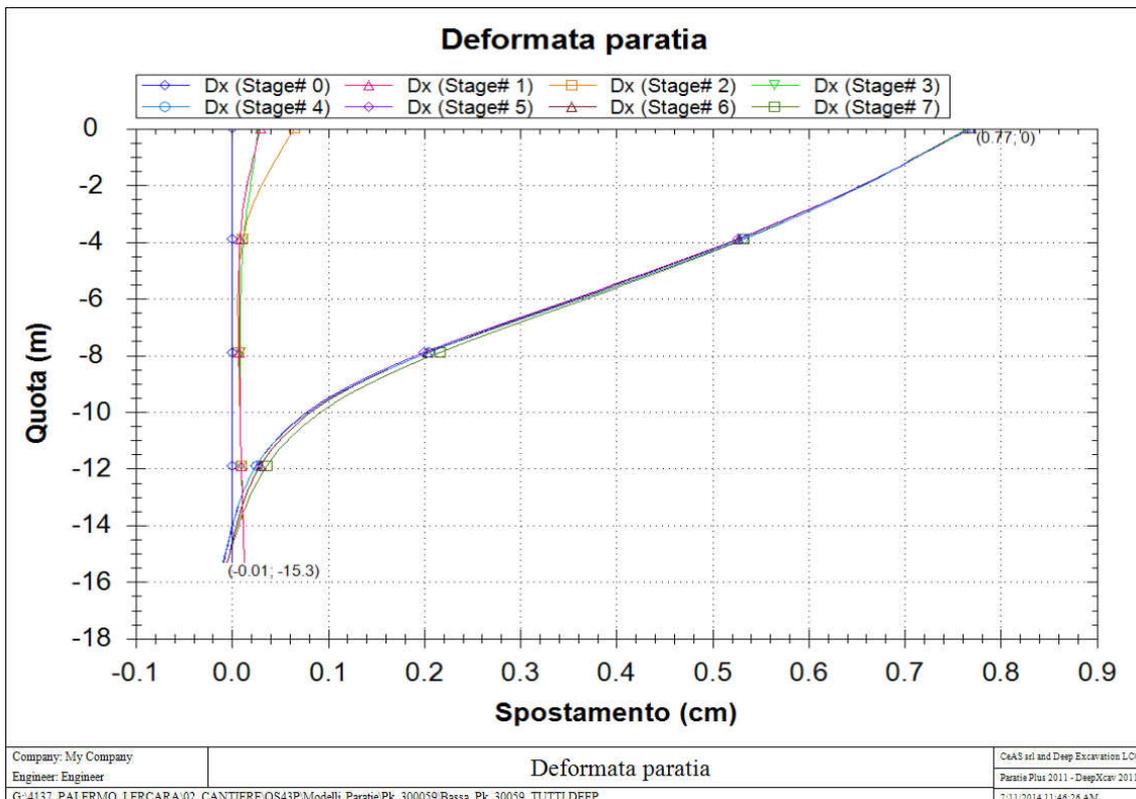


Figura 17 Spostamenti-profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

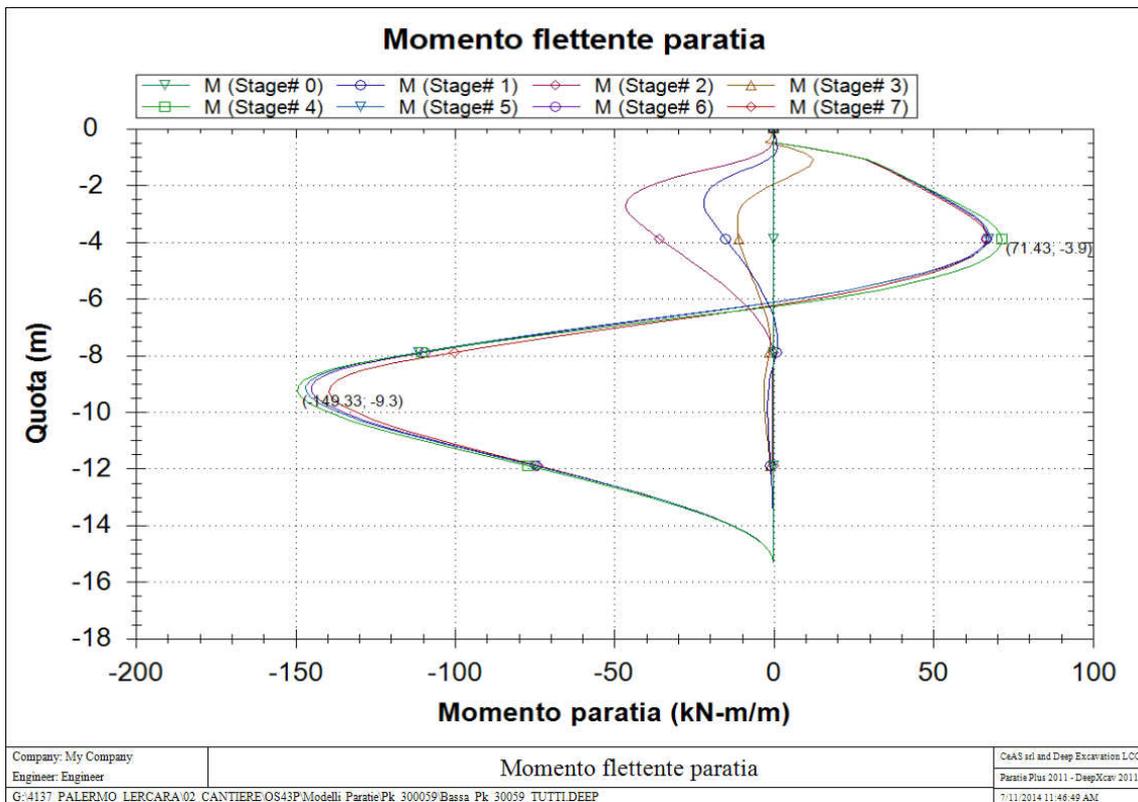


Figura 18 Momento-profondità SLE

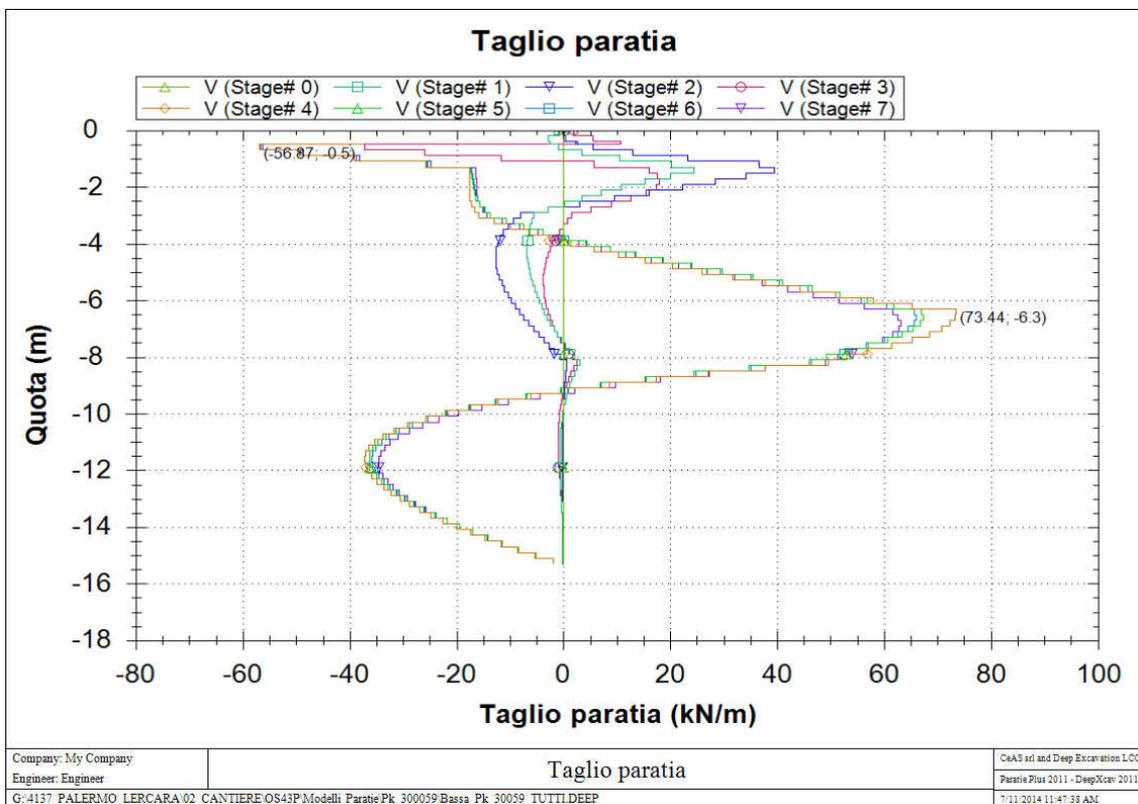


Figura 19 Taglio - profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

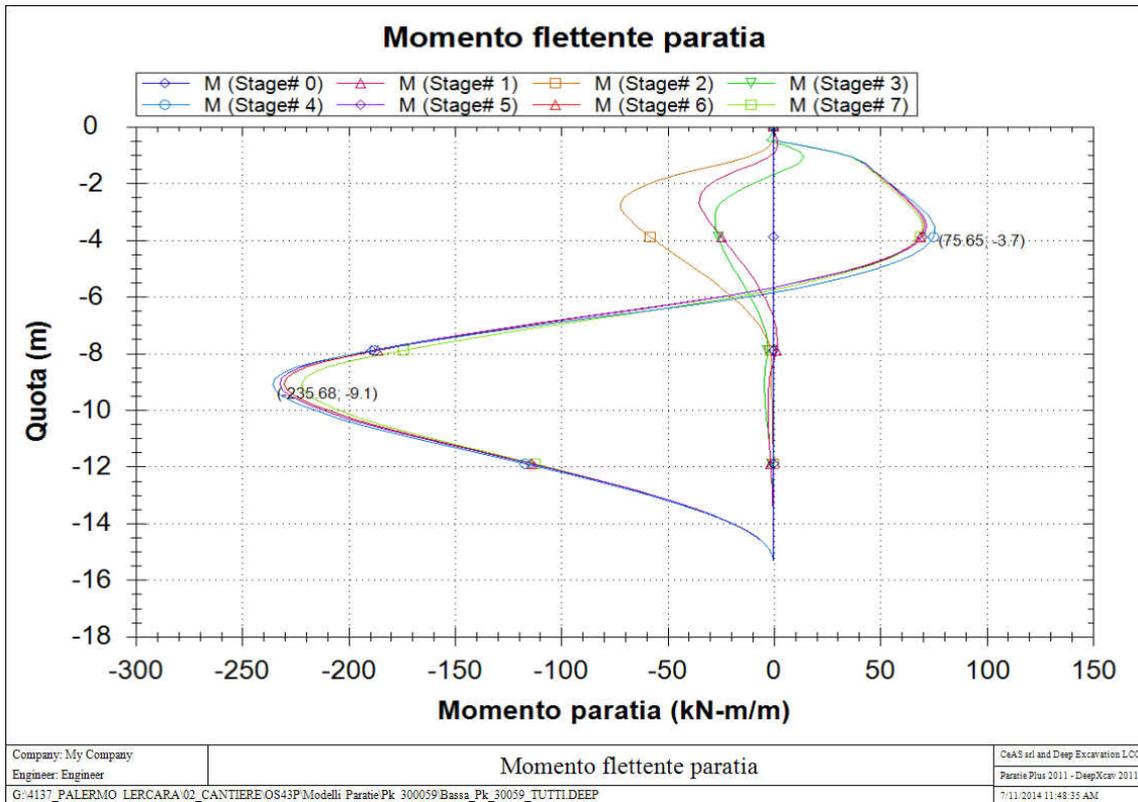


Figura 20 Momento-profondità SLU STR

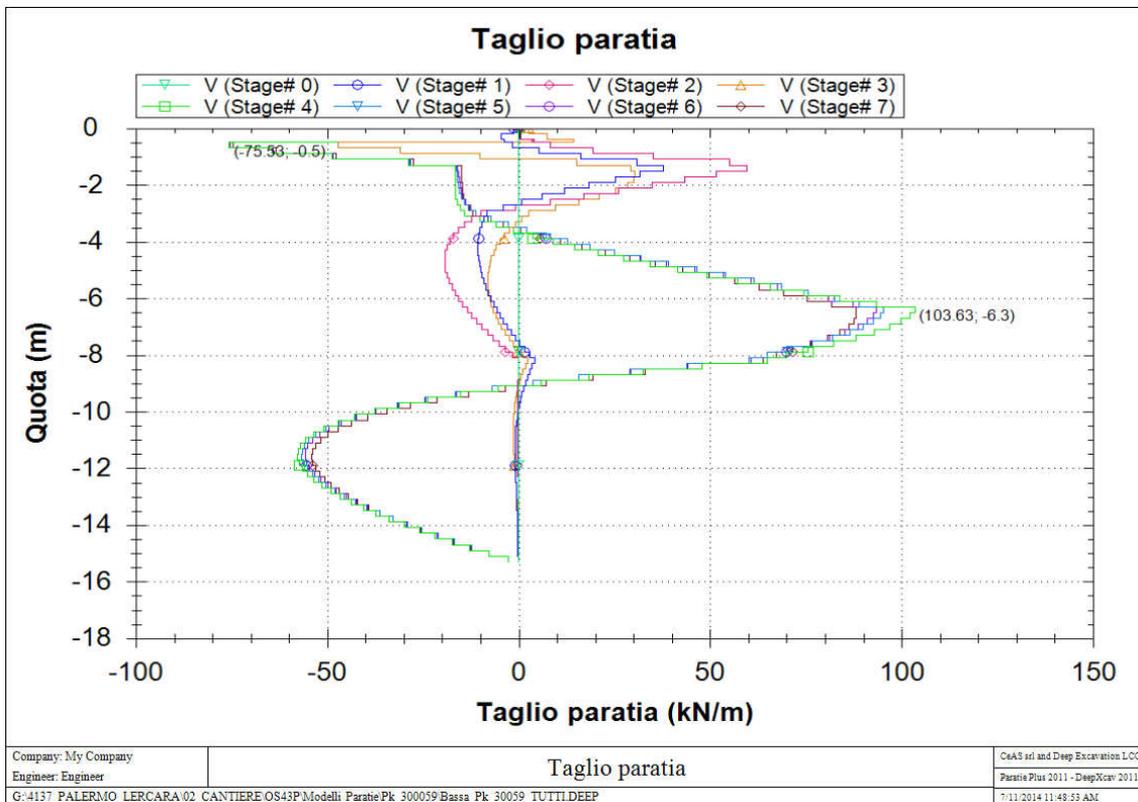


Figura 21 Taglio - profondità SLU STR

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

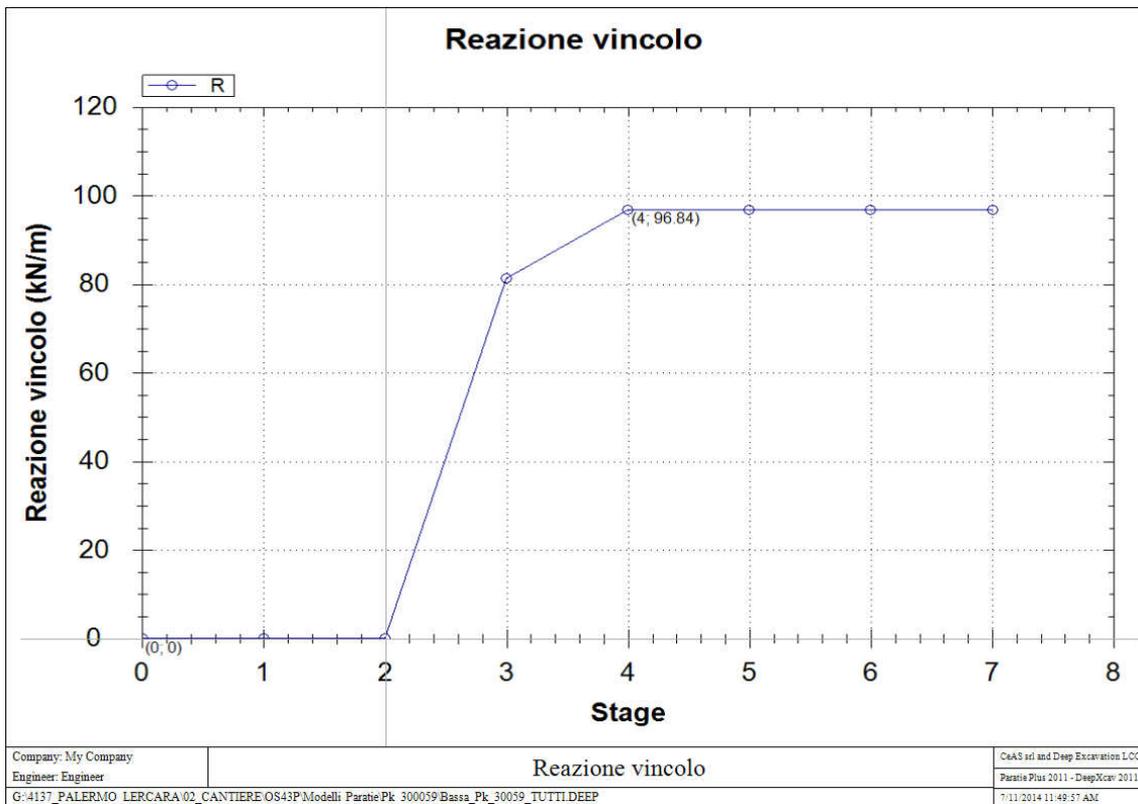


Figura 22 Reazione vincoli SLU STR

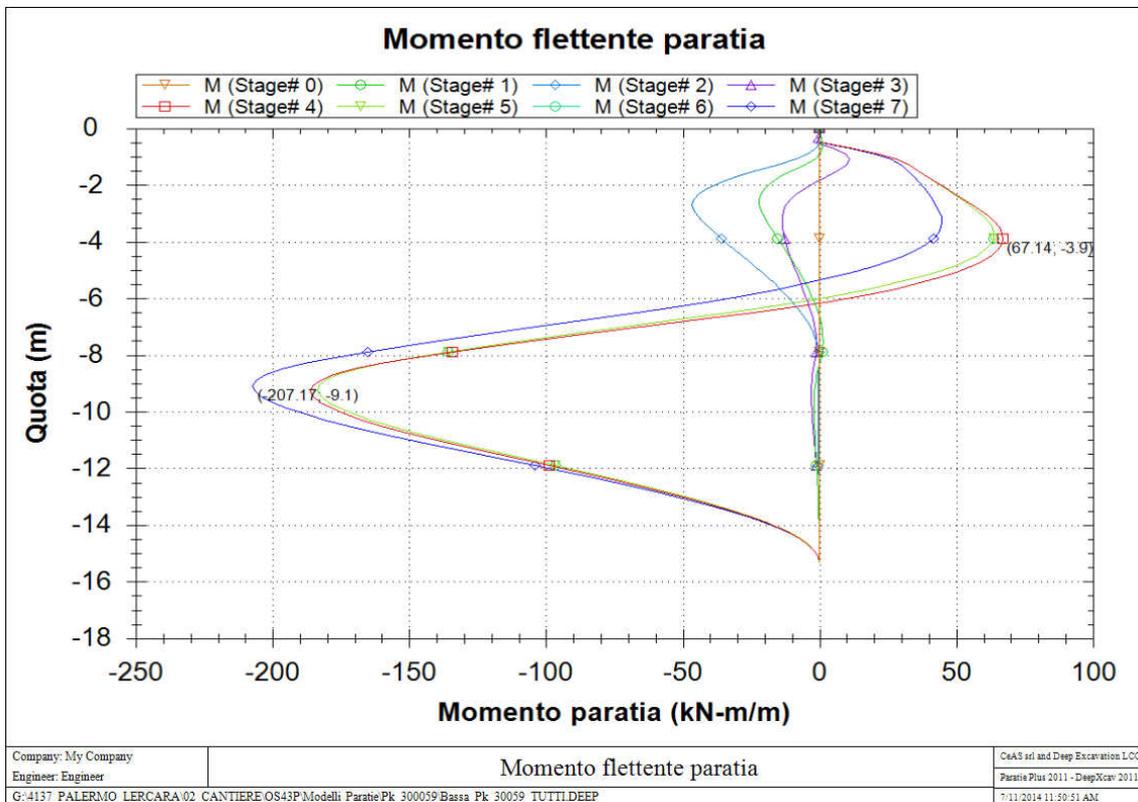


Figura 23 Momento - profondità SISMA STR

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

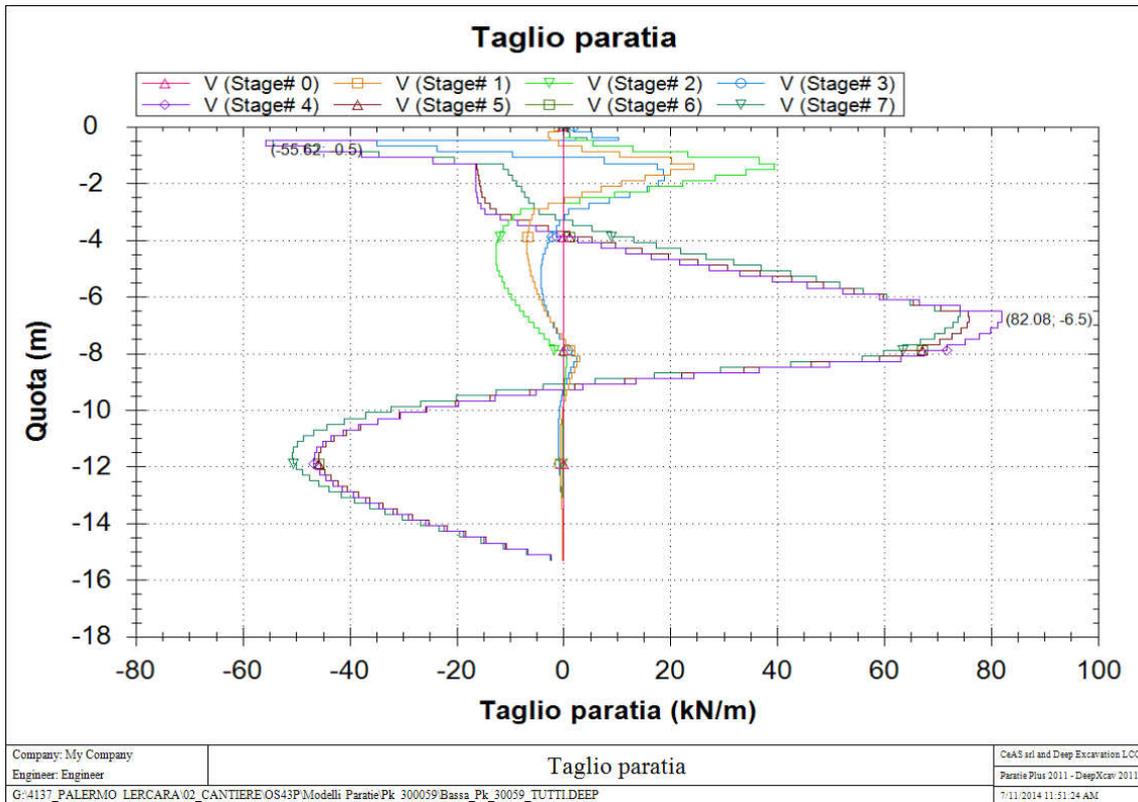


Figura 24 Taglio - profondità SISMA STR

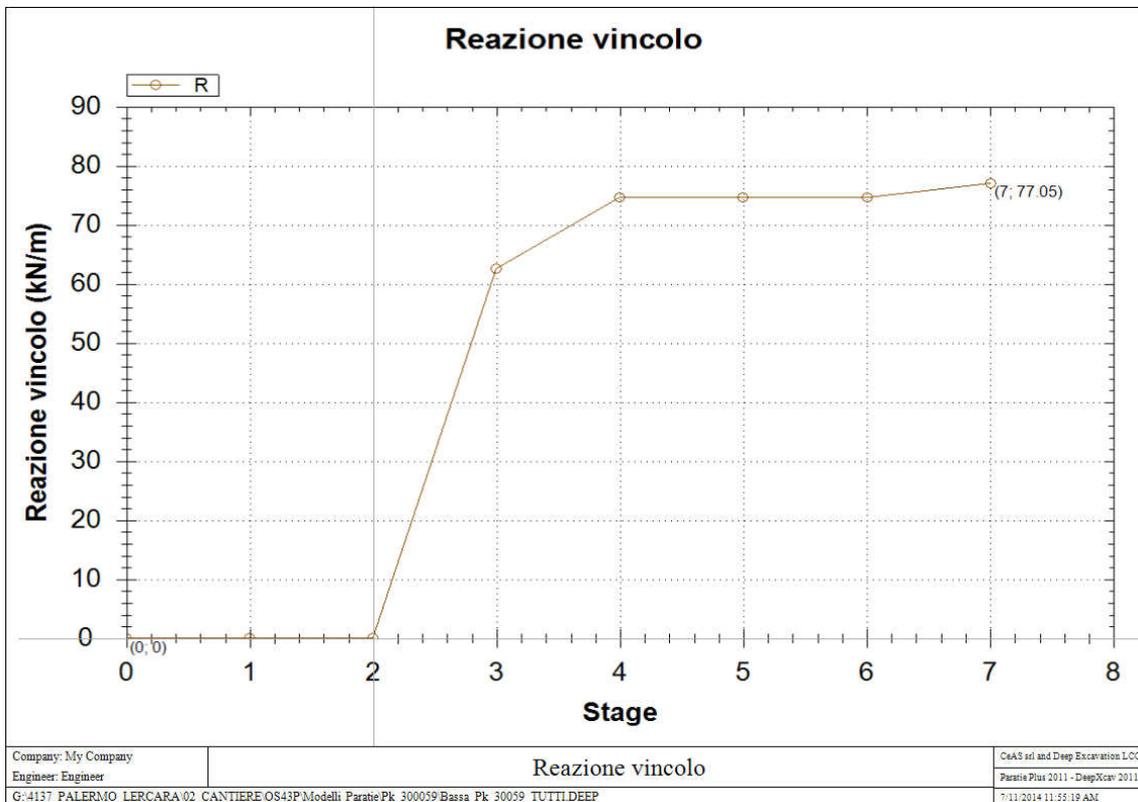


Figura 25 Reazione vincoli SISMA STR

### 10.4.2 Verifiche geotecniche

#### 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	1.42 > 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.

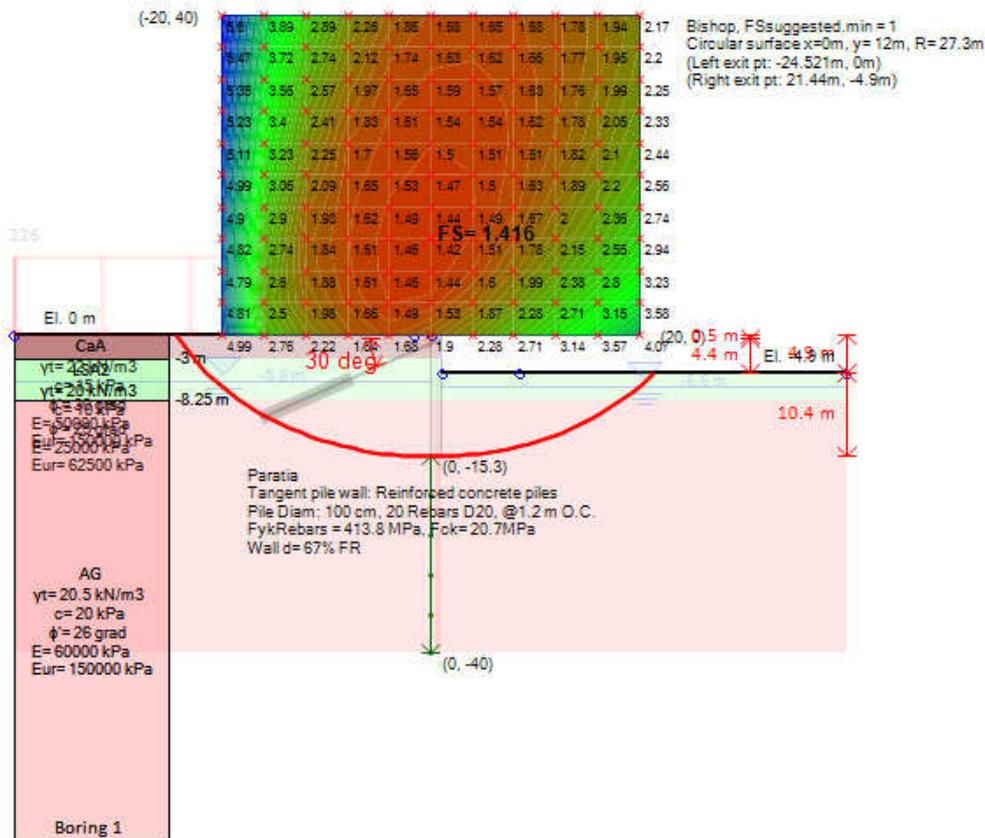


Figura 26 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

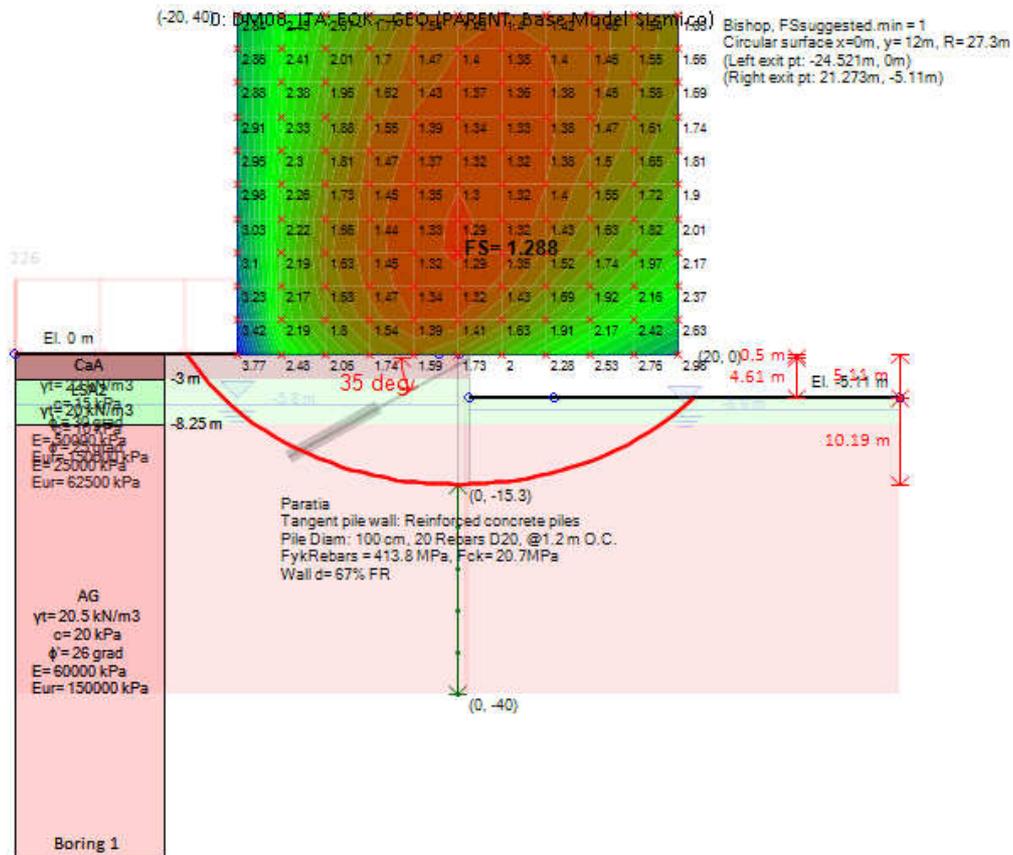


Figura 27 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 10.4.3 Verifiche strutturali

#### 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 <sub>SLU</sub> (kNm)	N <sub>SLU</sub> (kN)	Armatura	c.s.
--------------------	-------------------	-----------	------------------------	-----------------------	----------	------

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

1	9.1	235.7	282.8	232.28	20Φ20	3.64
---	-----	-------	-------	--------	-------	------

**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 <sup>2</sup> ] 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	23228	28280	23221	103107	3.646	29.3	73574	---	---	---

**11 Verifica al Taglio:**

Per la verifica della sezione si considera una armatura a taglio costituita da spirale Ø12 passo 20.

Da cui risulta

**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 <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	14923	30369	174298	80391	80.4	21.80	1.017	2.1

### 11.1.1.1 Verifiche SLU – Tiranti

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{ad}$ .

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$R_{pd}$ [kN]	Pre tiro [kN]
<b>STR Statico</b>	I	4.8	96.0	460.8	807	300
<b>STR Sismico</b>	I	4.8	77.0	369.8	807	300

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	I	4.8	96.8	460.8	200	1.0	12	1.8	1.2	557
<b>STR Sismico</b>	I	4.8	77.0	369.8	200	1.0	12	1.8	1.2	557

In questo caso  $\tau_{lim}$  è stato calcolato considerando AG  $\tau_{lim} = 200$   $\alpha = 1$

dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### 11.1.1.2 Verifiche SLU - Trave di coronamento

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \quad (\text{kN})$$

### Verifica a flessione:

Combinazione STR Statico:

$$M_{SLUd} = 241.57 \text{ kNm}$$

$$C.S. = 3.29$$

### Verifica a taglio:

Combinazione STR Statico:

$$V_{SLUd} = 251.64 \text{ kNm}$$

Da cui risulta che la sezione è verificata

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.462	
rapporto geometrico d'armatura	$\rho_1$	0.002	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	12207	[cm <sup>2</sup> ]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	$\sigma_{cp}$	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
	v min	0.309	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V Rd</b>	<b>357.8</b>	<b>[kN]</b>
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	377.4	[kN]

#### 11.1.1.3 Verifiche SLE – Pali

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

#### 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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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	30.2	-50.0	0.0	50.0	-743	41.8	22.2	2032	22.0	----

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Scmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm <sup>2</sup> ]
K3	= 0,125 per flessione; = 0,25 (Scmin + Scmax)/(2 Scmin) per trazione eccentrica

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

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(fctm/Sclmin)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(Mfess/M)<sup>2</sup> [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	17.7	-13.6	---	0.125	1.00	0.400	0.000149 (0.000149)	263	0.066	38159

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	36.5	-50.0	0.0	50.0	-954	41.8	22.2	2032	22.0	---

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	20.8	-16.8	---	0.125	0.50	0.400	0.000191 (0.000191)	263	0.085 (0.30)	37226

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	32.7	-50.0	0.0	50.0	-828	41.8	22.2	2032	22.0	---

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	18.9	-14.9	---	0.125	0.50	0.400	0.000166 (0.000166)	263	0.074 (0.20)	37735

**Verifiche SLE - Trave di coronamento**

Md(KNm)	Nd(KN)	σc(Mpa)	σs (Mpa)	Fessurazione
122.51088	-	1.03	61.96	-

## 11.2 Sezione di verifica 1506 – Prog. 30+079.09

### 11.2.1 Sintesi dei risultati

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.

L'area totale del cuneo di spinta passiva è pari a 57,3 m<sup>2</sup> e l'area di questo che non si sviluppa per la presenza dell'opera a valle è pari a 0,89 m<sup>2</sup>; la percentuale che si ricava è quindi pari a 1,55%.

Il sovraccarico dovuto alla presenza della paratia di monte è introdotto nel calcolo come spinta aggiuntiva del terreno pari a 44 kN/m considerato poi come carico distribuito triangolare applicato da testa cordolo a 1,3 m da testa cordolo.

L'altezza media di terreno a tergo della paratia OS71 è valutato pari a 13,6 m, il carico applicato nel modello di seguito riportato è pari a 279 kPa avendo considerato  $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ .

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

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	-	-	0.32
Momento massimo (kNm/m)	-	-	123.15	85.02	68.42
Taglio massimo (kN/m)	-	-	95.41	71	59.17
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	63.00	62.00	-	-	42.00

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

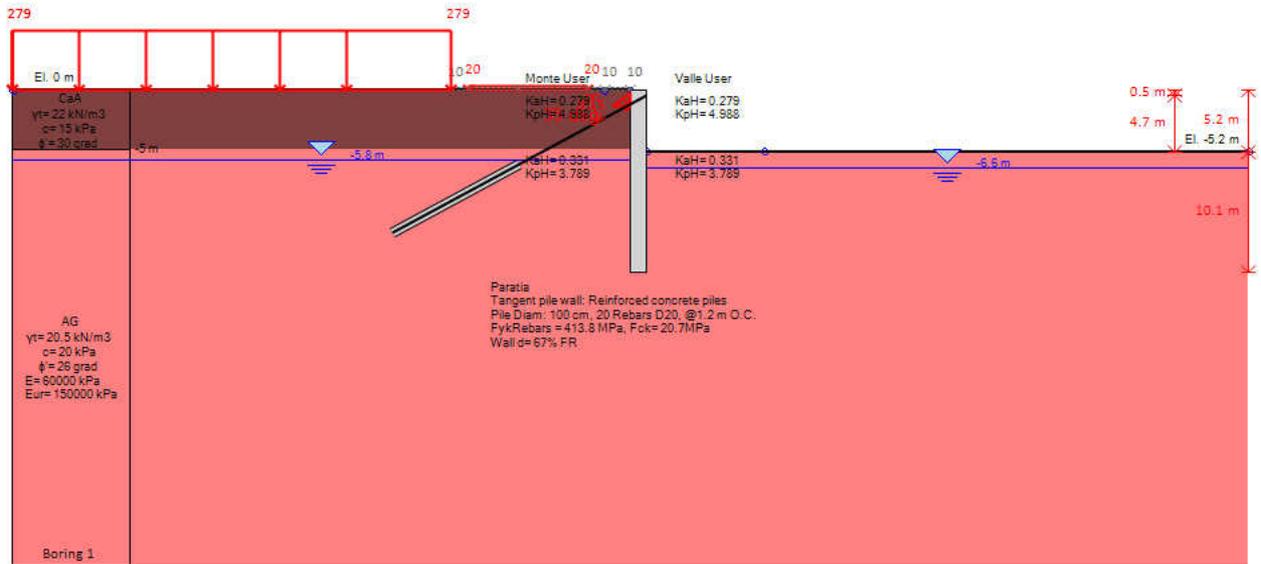


Figura 28 Modello di calcolo – step finale di calcolo

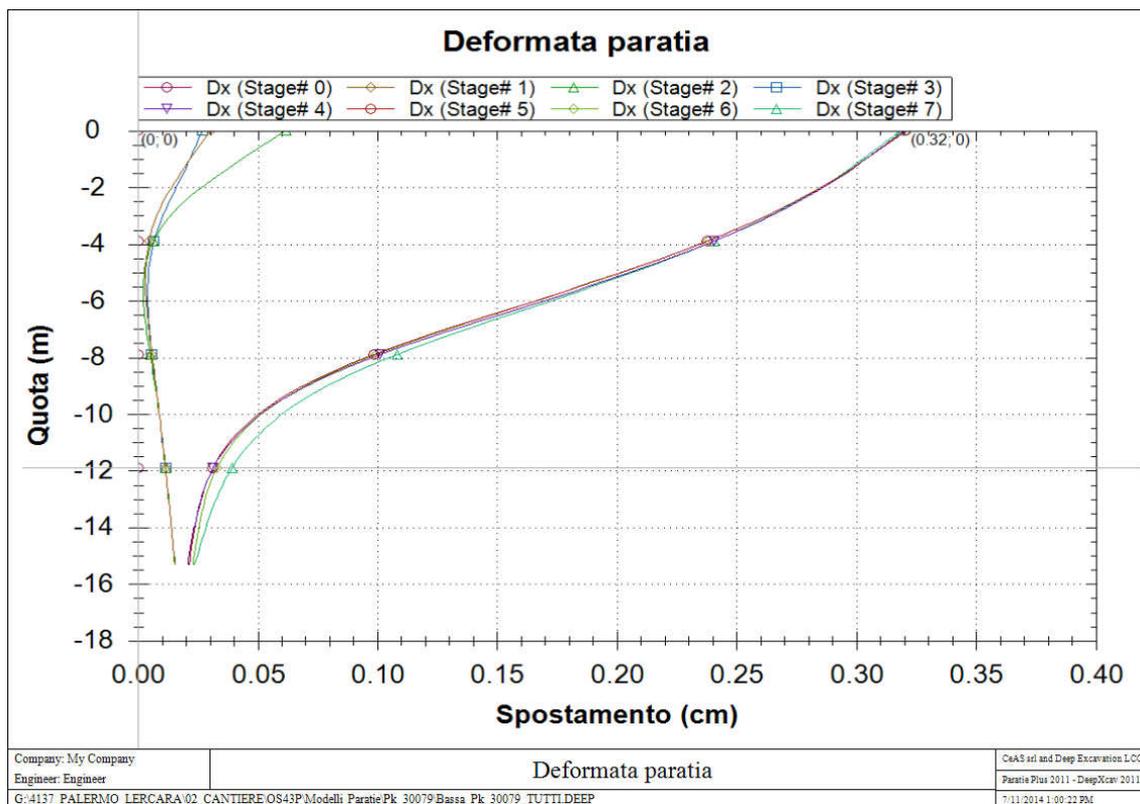


Figura 29 Spostamenti-profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

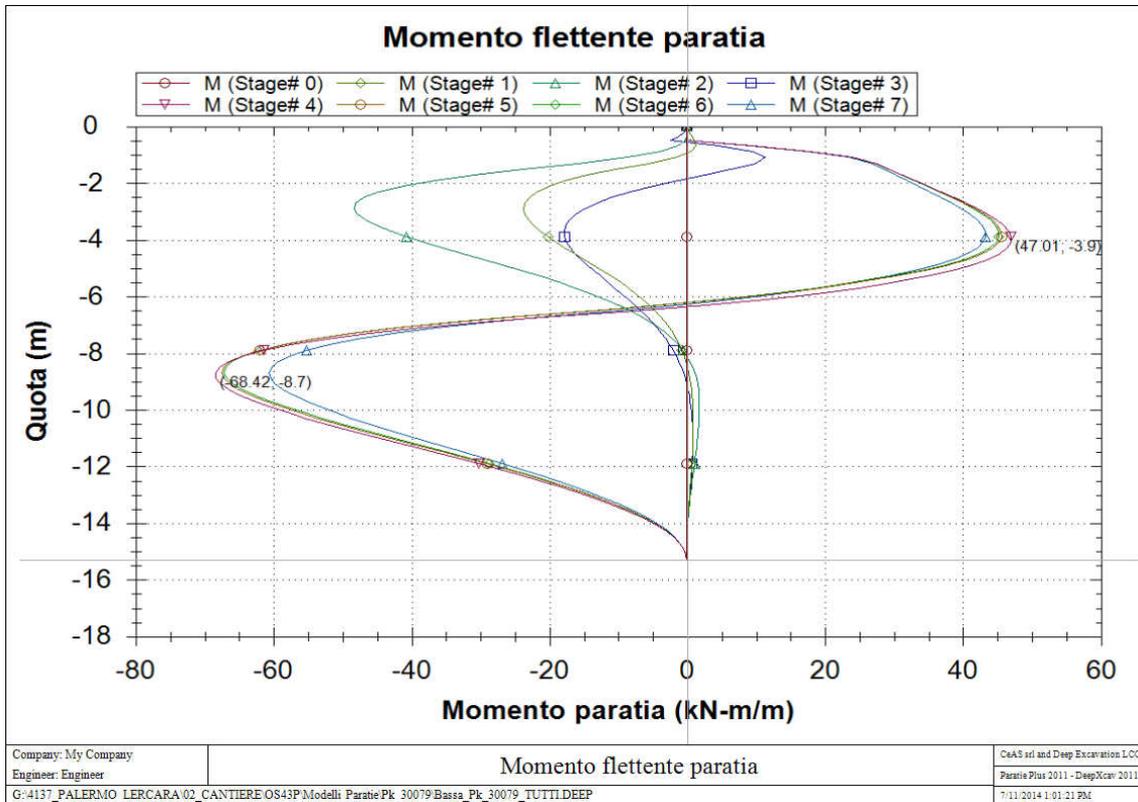


Figura 30 Momento-profondità SLE

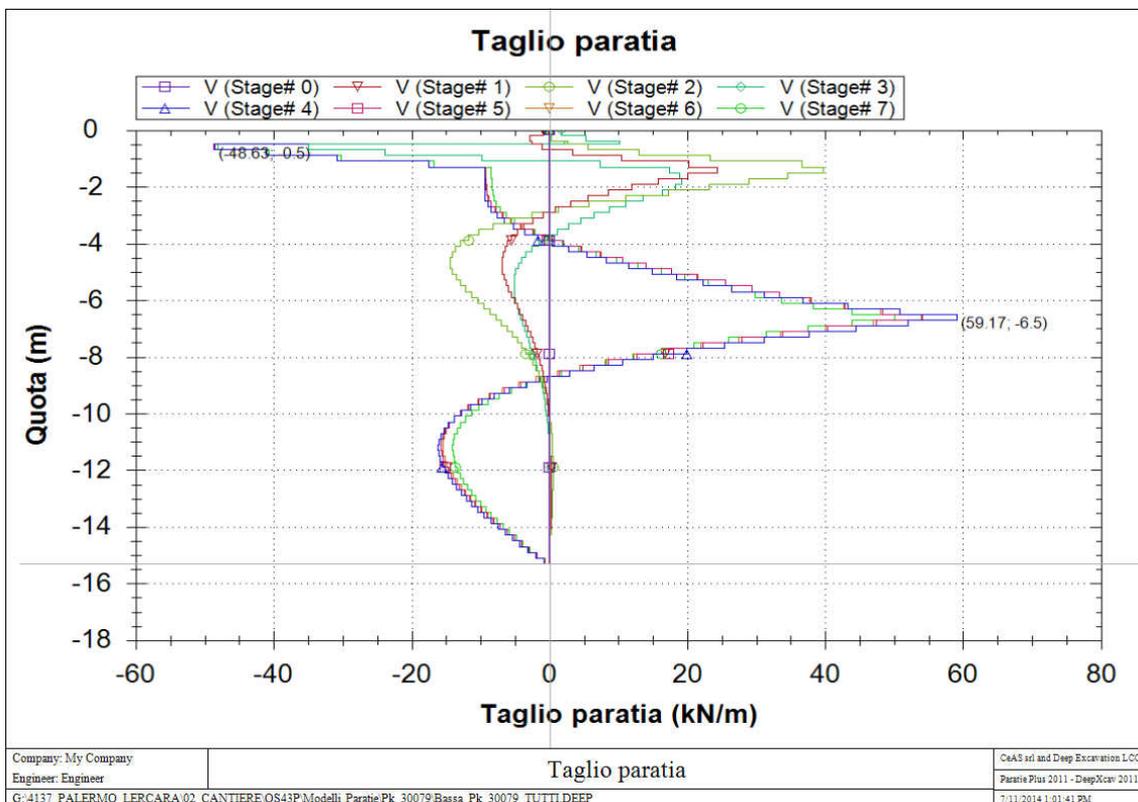


Figura 31 Taglio - profondità SLE

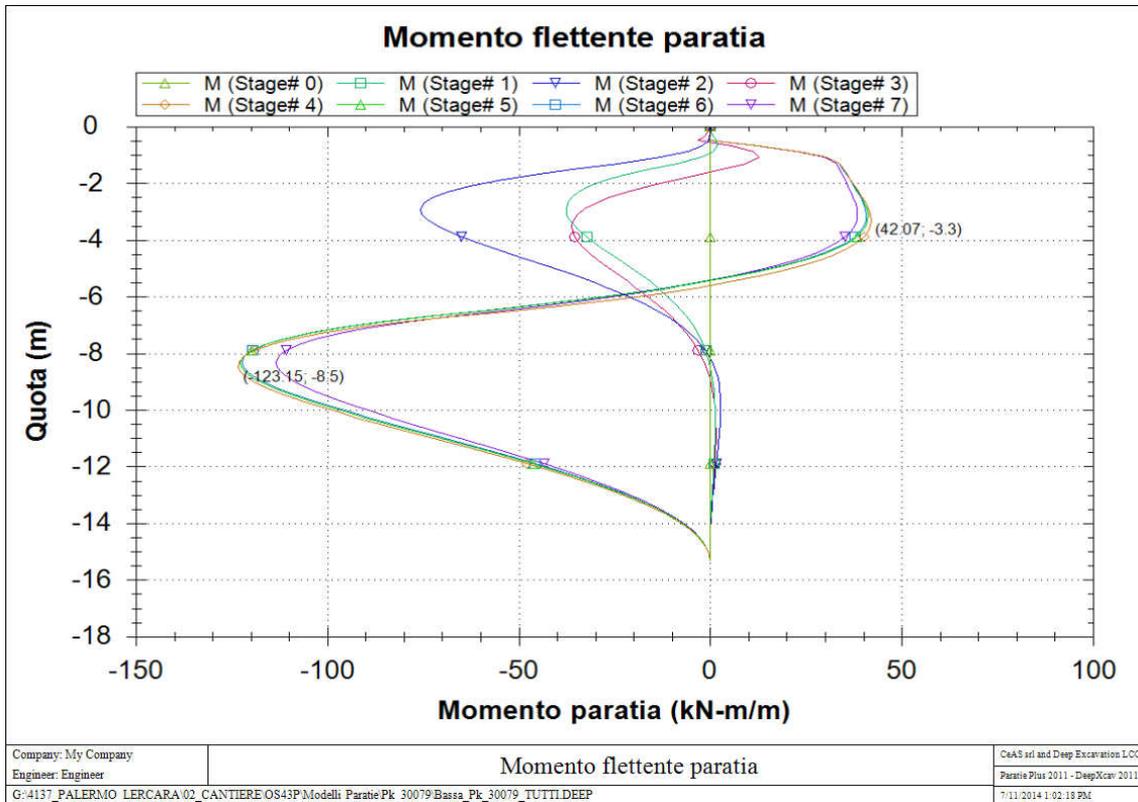


Figura 32 Momento - profondità SLU STR

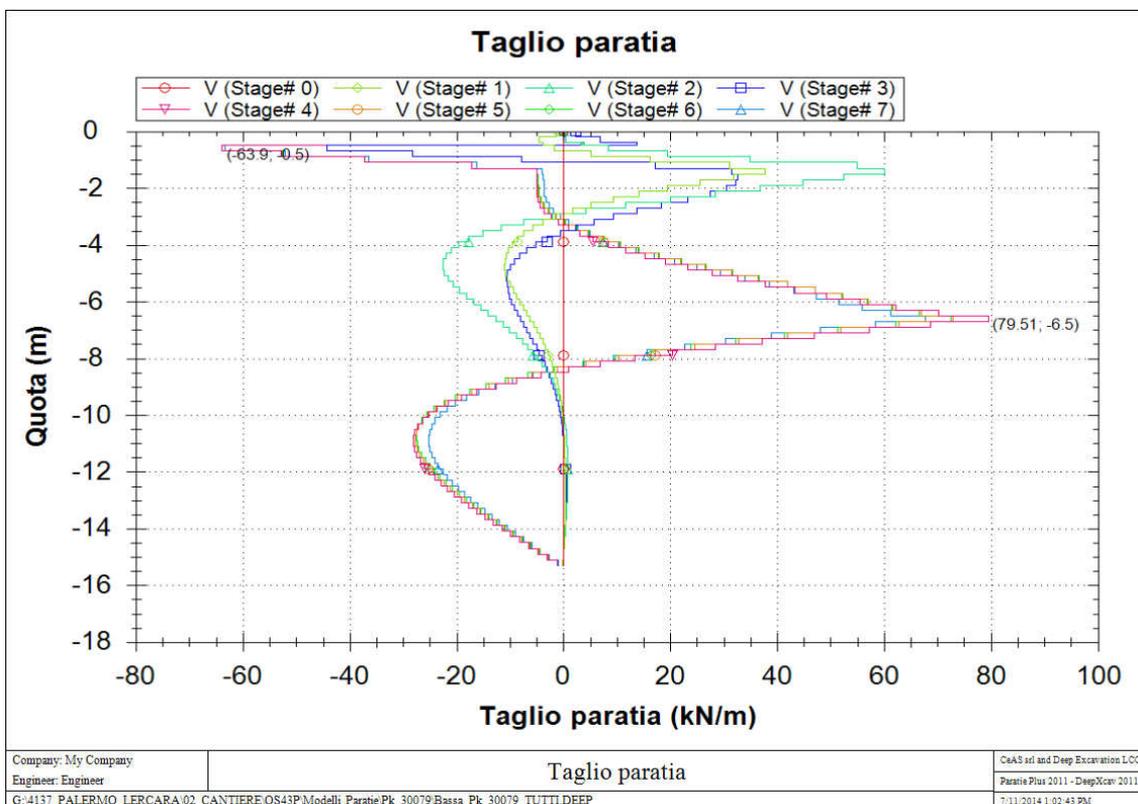


Figura 33 Taglio - profondità SLU STR

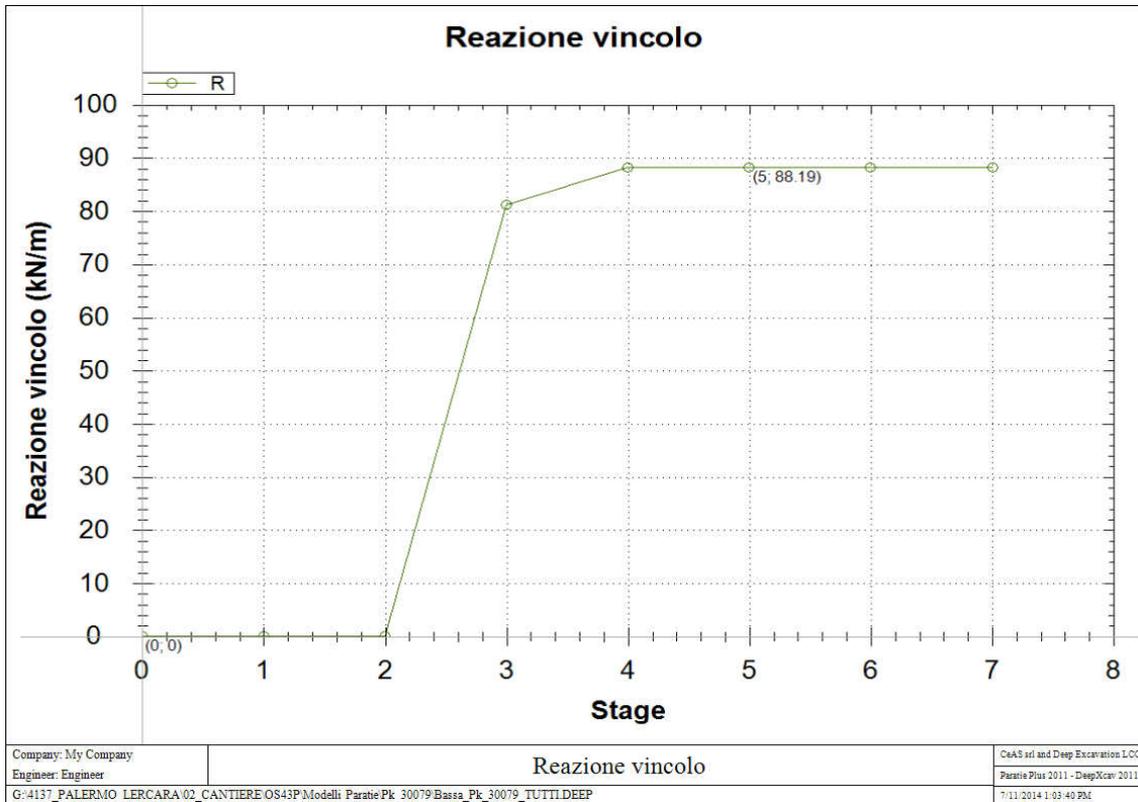
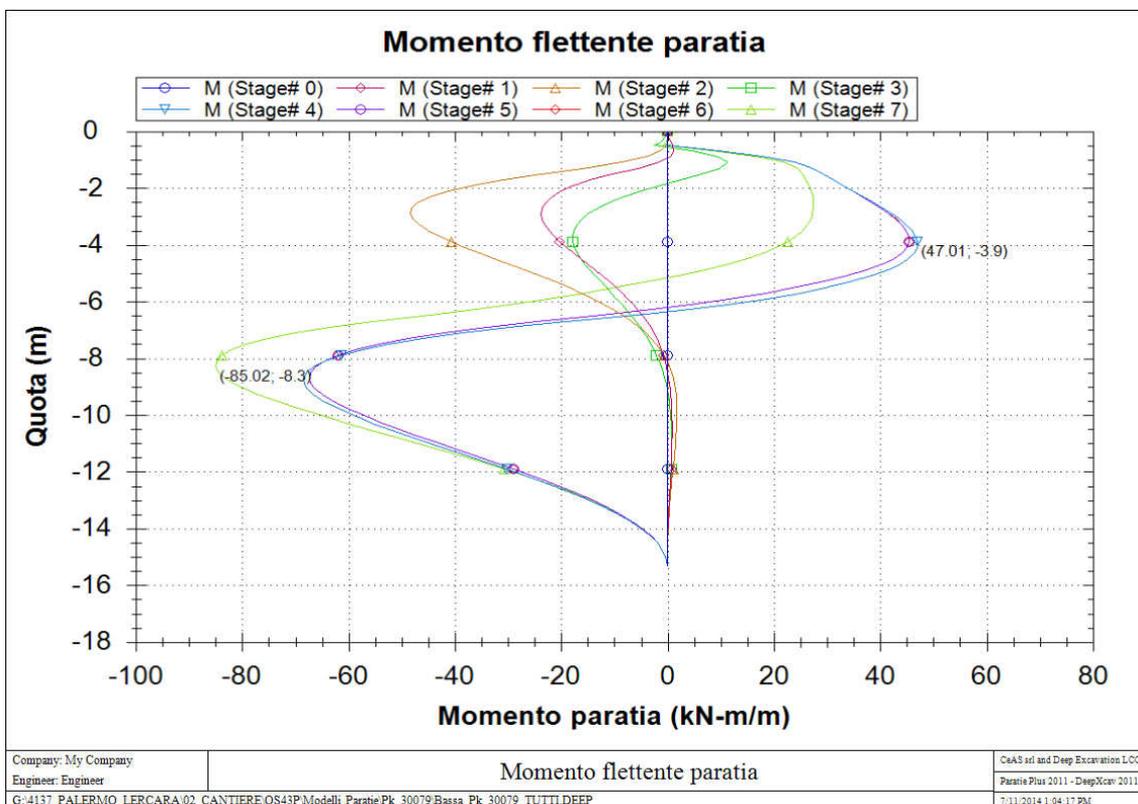


Figura 34 Reazione Vincoli SLU STR



PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Figura 35 Momento - profondità SISMA STR

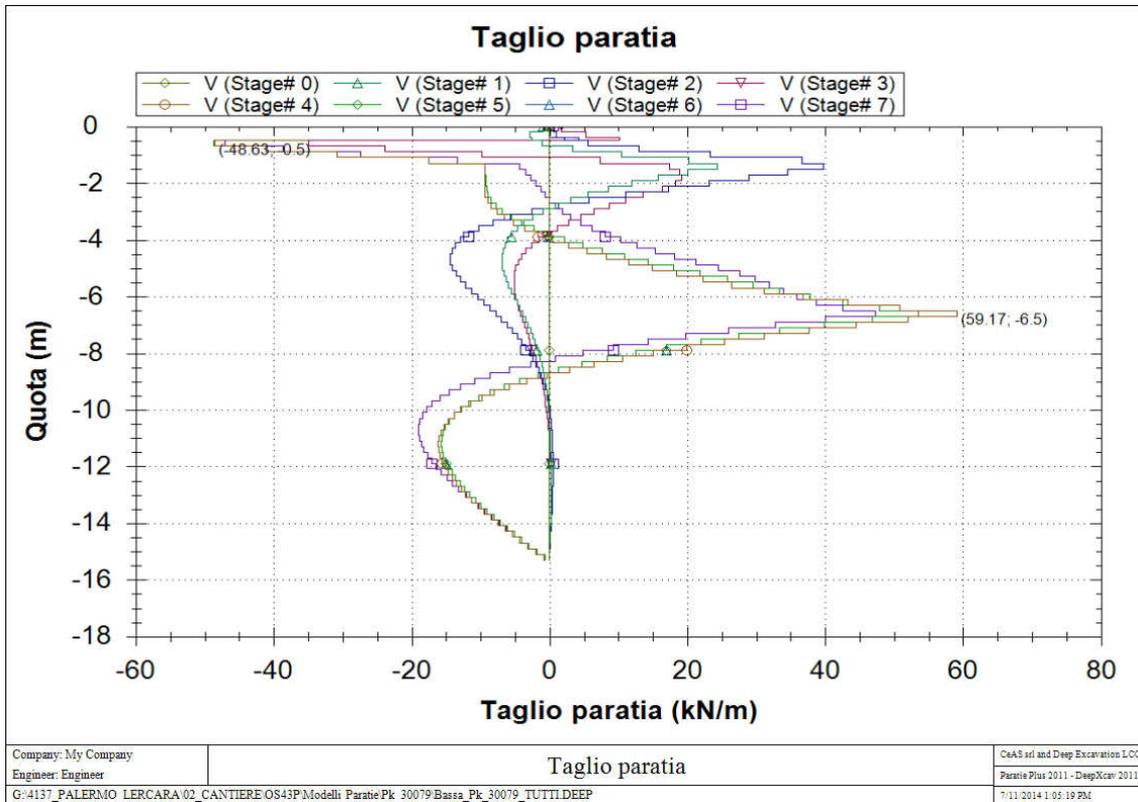


Figura 36 Taglio - profondità SISMA STR

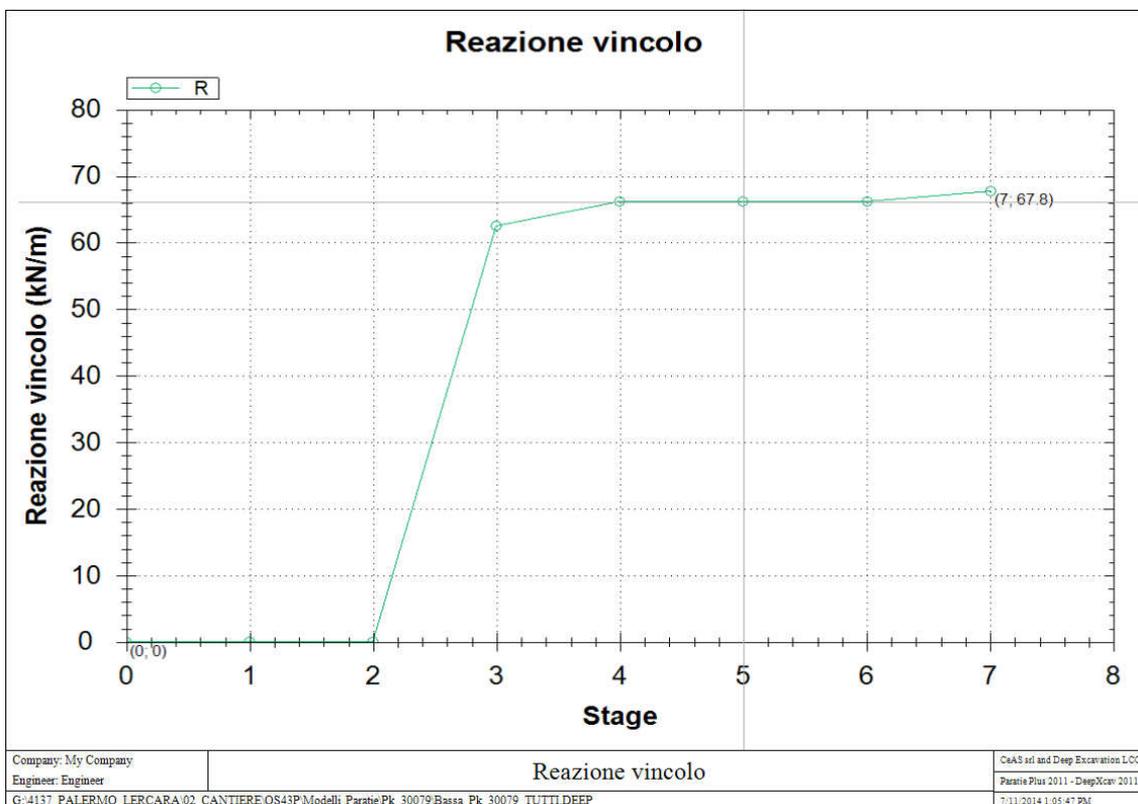


Figura 37 Reazione Vincoli SISMA STR

### 11.2.2 Verifiche geotecniche

#### **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.

<b>Tipo di verifica</b>	<b>Fs</b>
<b>Statica</b>	1.32 > 1.10
<b>Sismica</b>	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.

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

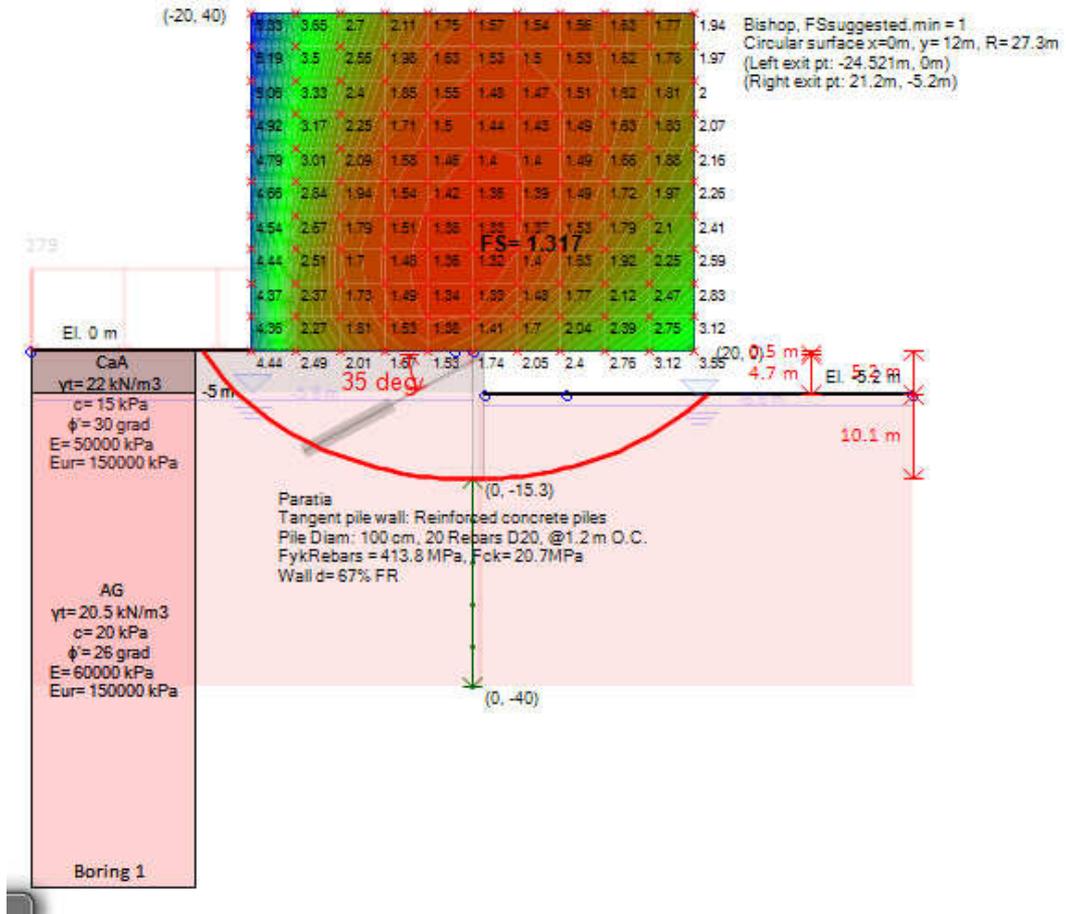


Figura 38 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

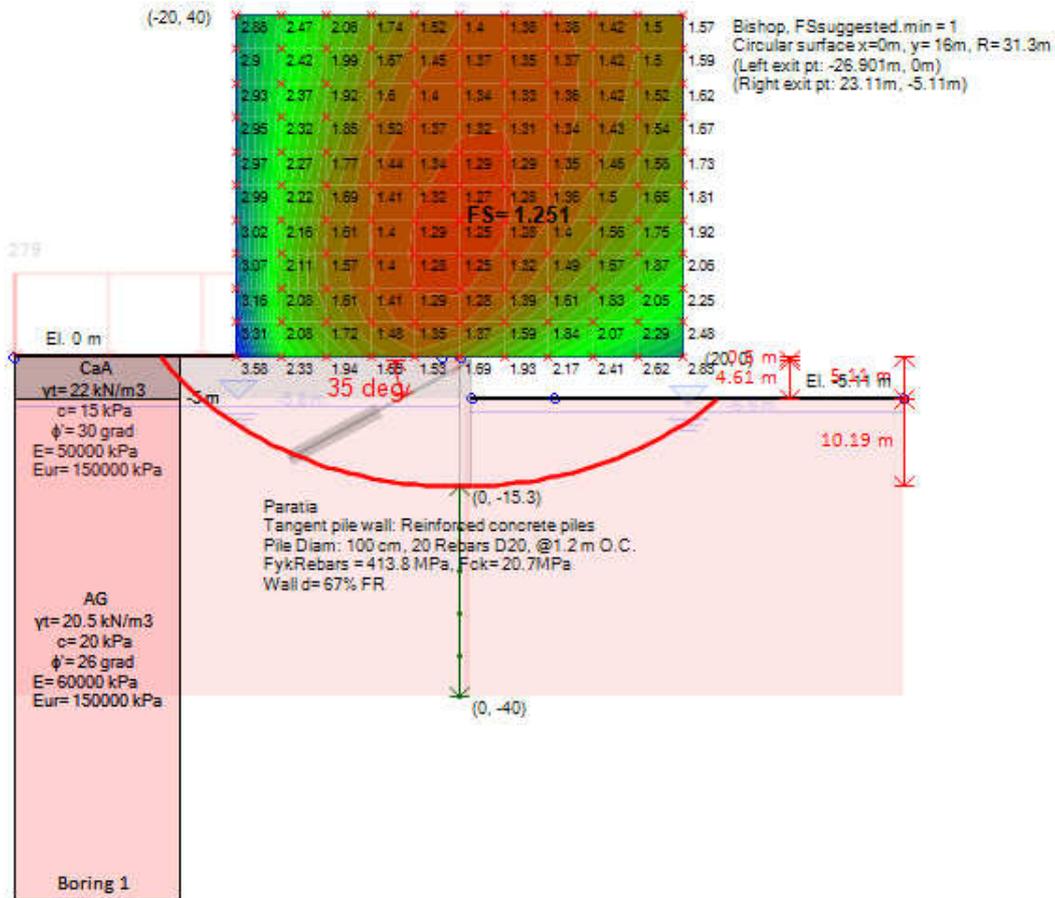


Figura 39 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 11.2.3 Verifiche strutturali

#### 11.2.3.1 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 <sub>SLU</sub> (kNm)	N <sub>SLU</sub> (kN)	Armatura	c.s.
--------------------	-------------------	-----------	------------------------	-----------------------	----------	------

1	8.5	123.2	147.8	216.97	20Φ20	6.94
---	-----	-------	-------	--------	-------	------

#### 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 <sup>2</sup> ] 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	21697	14780	21708	102623	6.943	29.4	73114	---	---	---

#### Verifica al Taglio:

Per la verifica della sezione si considera una armatura a taglio costituita da spirale Ø12 passo 20.

Da cui risulta

#### 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 <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	AST

#### 11.2.3.2 Verifiche SLU – Tiranti

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{pd}$ .

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$R_{pd}$ [kN]	Pretiro [kN]
<b>STR Statico</b>	I	4.8	88.2	423.40	807	300
<b>STR Sismico</b>	I	4.8	67.8	325.4	807	300

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	1	4.8	88.2	423.4	200	1.0	12	1.8	1.2	557
<b>STR Sismico</b>	1	4.8	67.8	325.4	200	1.0	12	1.8	1.2	557

In questo caso  $\tau_{lim}$  è stato calcolato considerando AG  $\tau_{lim} = 200$   $\alpha = 1$

dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### 11.2.3.3 Verifiche SLU - Trave di coronamento

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \quad (\text{kN})$$

#### Verifica a flessione:

Combinazione STR Statico:

$$M_{SLUd} = 221.97 \text{ kNm}$$

$$C.S. = 3.58$$

#### Verifica a taglio:

Combinazione STR Statico:

$$V_{SLUd} = 231.22 \text{ kNm}$$

Da cui risulta che la sezione è verificata

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.462	
rapporto geometrico d'armatura	$\rho_1$	0.002	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	12207	[cm <sup>2</sup> ]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	$\sigma_{cp}$	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
	v min	0.309	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V Rd</b>	<b>357.8</b>	<b>[kN]</b>
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	377.4	[kN]

#### 11.2.3.4 Verifiche SLE – Pali

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

#### 12 COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

13

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

24	N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D
25	barre											
26												
27	1 S	13.0	-50.0	0.0	50.0	-209	41.8	22.2	2032	22.0	---	
28												

#### 29 COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

30

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

41	N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk
42	M Fess.										
43											
44	1 S	9.1	-5.3	---	0.125	1.00	0.400	0.000042 (0.000042)	263	0.019	45167
45											

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

**46**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

47

48 N°Comb Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Ys min Dw Eff. Ac Eff. As Eff. D  
barre

49

50 1 S 12.4 -50.0 0.0 50.0 -191 41.8 22.2 2032 22.0 ----

51

**52**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

53

54 N°Comb Ver Sc lmax Sc lmin Sc Eff K3 Beta12 Psi e sm srm wk  
M Fess.

56

57 1 S 8.8 -5.0 --- 0.125 0.50 0.400 0.000038 (0.000038) 263 0.017 (0.30) 45886

58

**59**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

60

61 N°Comb Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Ys min Dw Eff. Ac Eff. As Eff. D  
barre

62

63 1 S 10.9 -50.0 0.0 50.0 -149 41.8 22.2 2032 22.0 ----

64

**65**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

66

67 N°Comb Ver Sc lmax Sc lmin Sc Eff K3 Beta12 Psi e sm srm wk  
M Fess.

69

70 1 S 8.0 -4.3 --- 0.125 0.50 0.400 0.000030 (0.000030) 263 0.013 (0.20) 48021

71

**71.1.1.1** Verifiche SLE - Trave di coronamento

Md(KNm)	Nd(KN)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Fessurazione
122.51088	-	1.03	61.96	-

## 71.2 Sezione di verifica 1507 – Prog. 30+098.7

### 71.2.1 Sintesi dei risultati

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.

L'area totale del cuneo di spinta passiva è pari a 60.8 m<sup>2</sup> e l'area di questo che non si sviluppa per la presenza dell'opera a valle è pari a 1.04 m<sup>2</sup>; la percentuale che si ricava è quindi pari a 1,70%.

Il sovraccarico dovuto alla presenza della paratia di monte è introdotto nel calcolo come spinta aggiuntiva del terreno pari a 50 kN/m considerato poi come carico distribuito triangolare applicato da testa cordolo a 1 m da testa cordolo.

L'altezza media di terreno a tergo della paratia OS71 è valutato pari a 11,0 m, il carico applicato nel modello di seguito riportato è pari a 226 kPa avendo considerato  $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ .

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

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	-	-	0.9
Momento massimo (kNm/m)	-	-	240.71	156.75	148.16
Taglio massimo (kN/m)	-	-	121.45	84.87	70.73
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	48.00	47.00	-	-	29.00

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

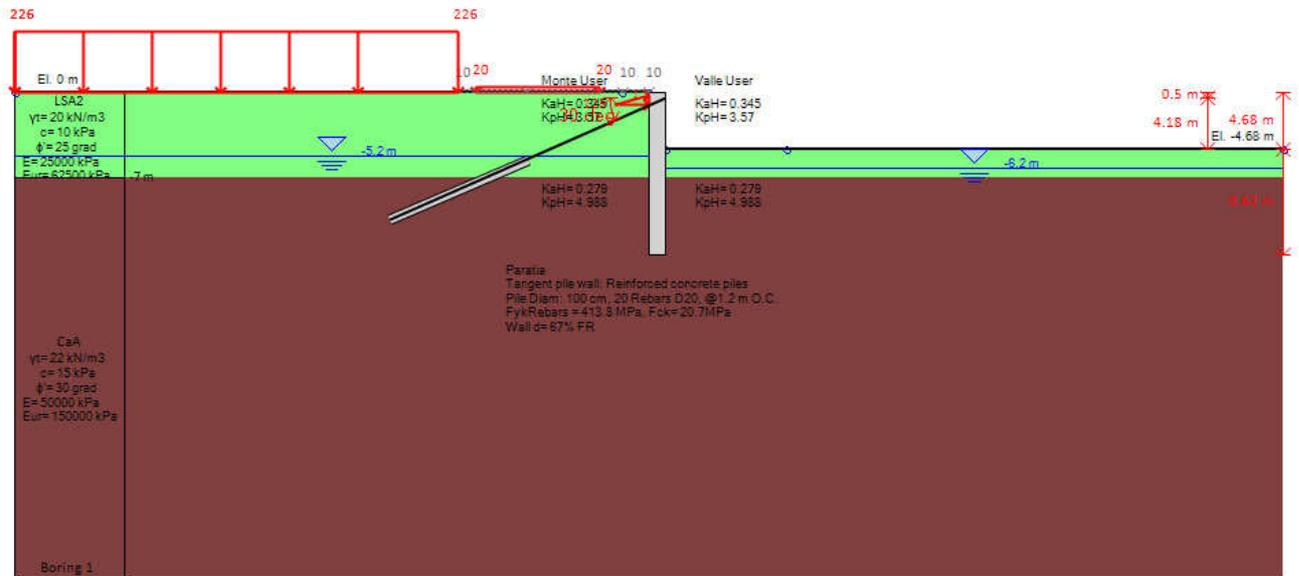


Figura 40 Modello di calcolo – step finale di calcolo

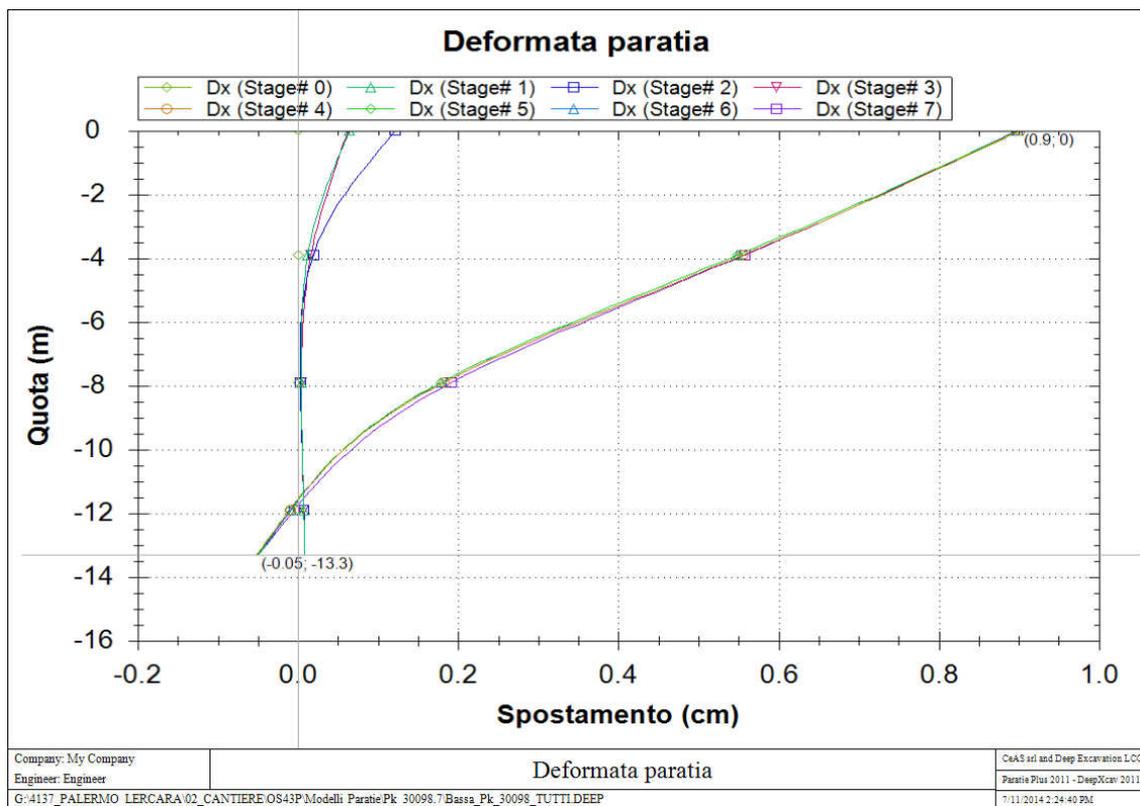


Figura 41 Spostamenti-profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

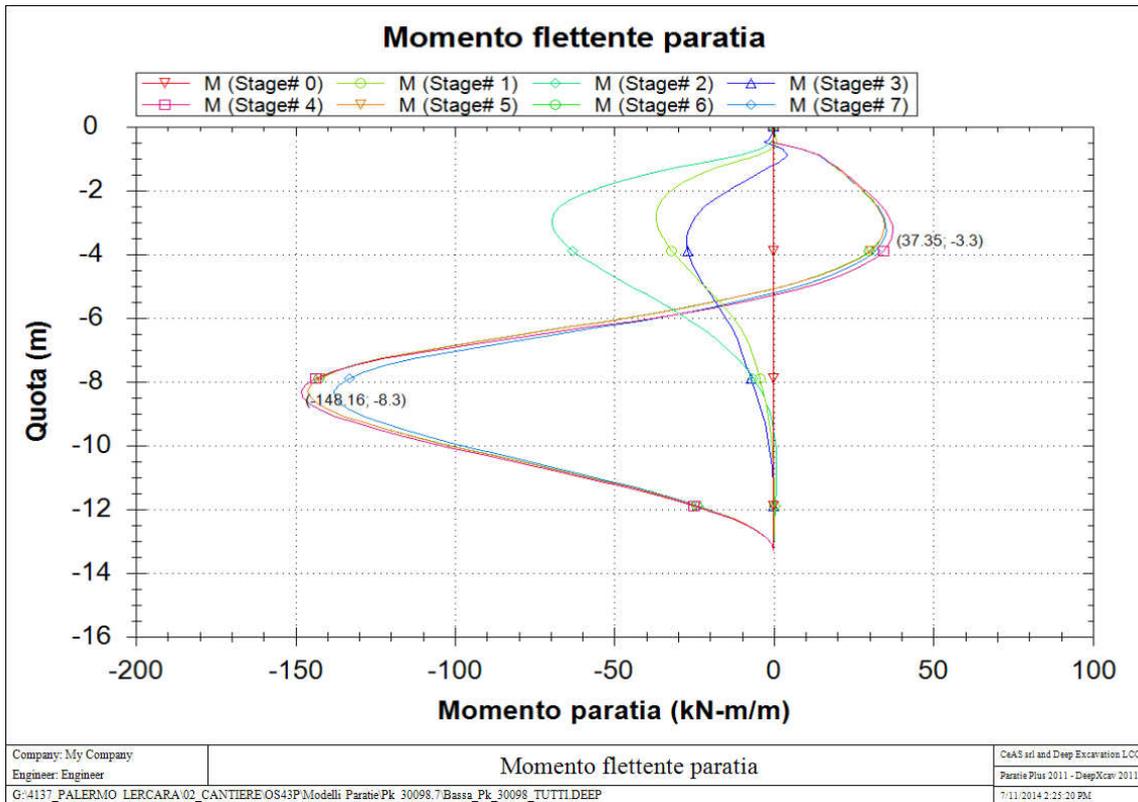


Figura 42 Momento-profondità SLE

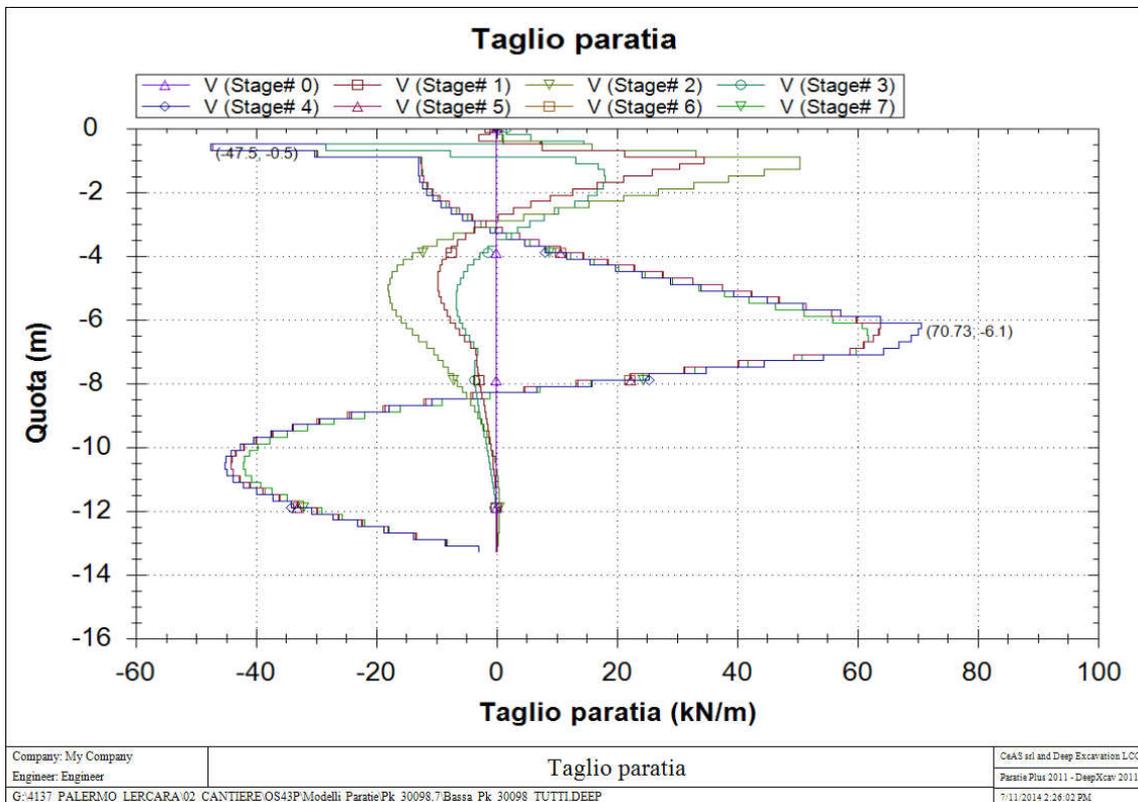


Figura 43 Taglio - profondità SLE

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

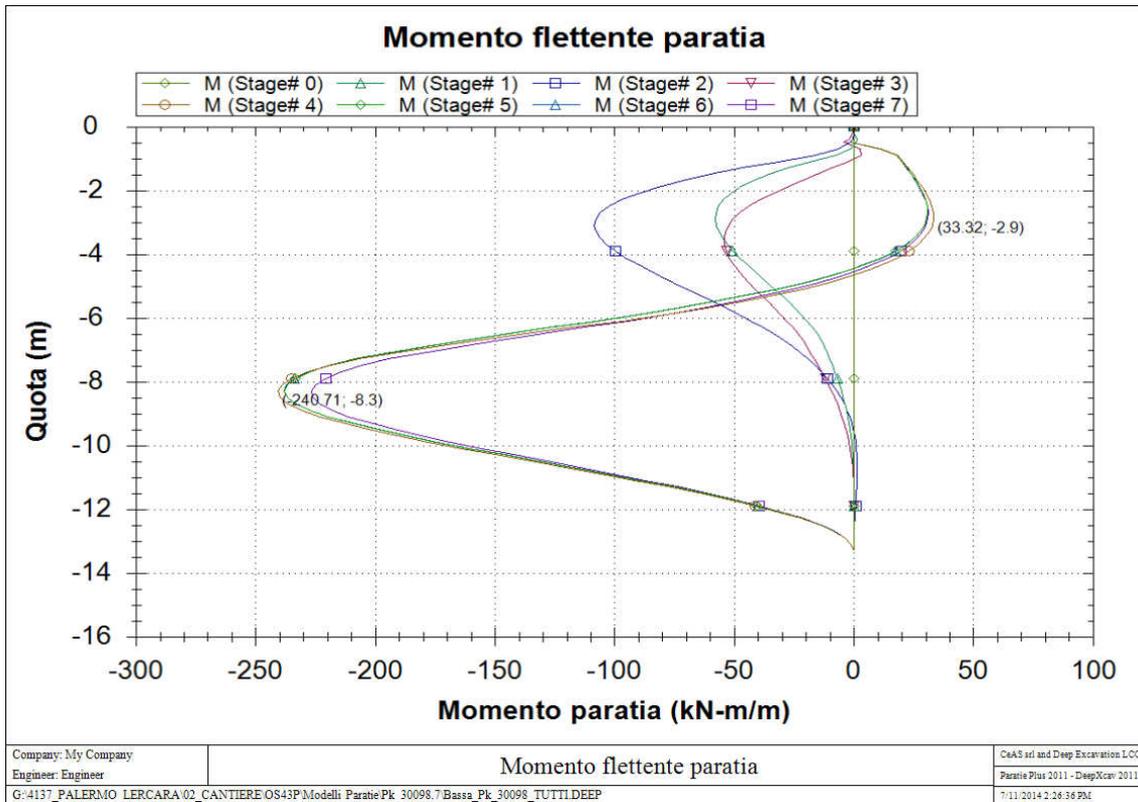


Figura 44 Momento - profondità SLU STR

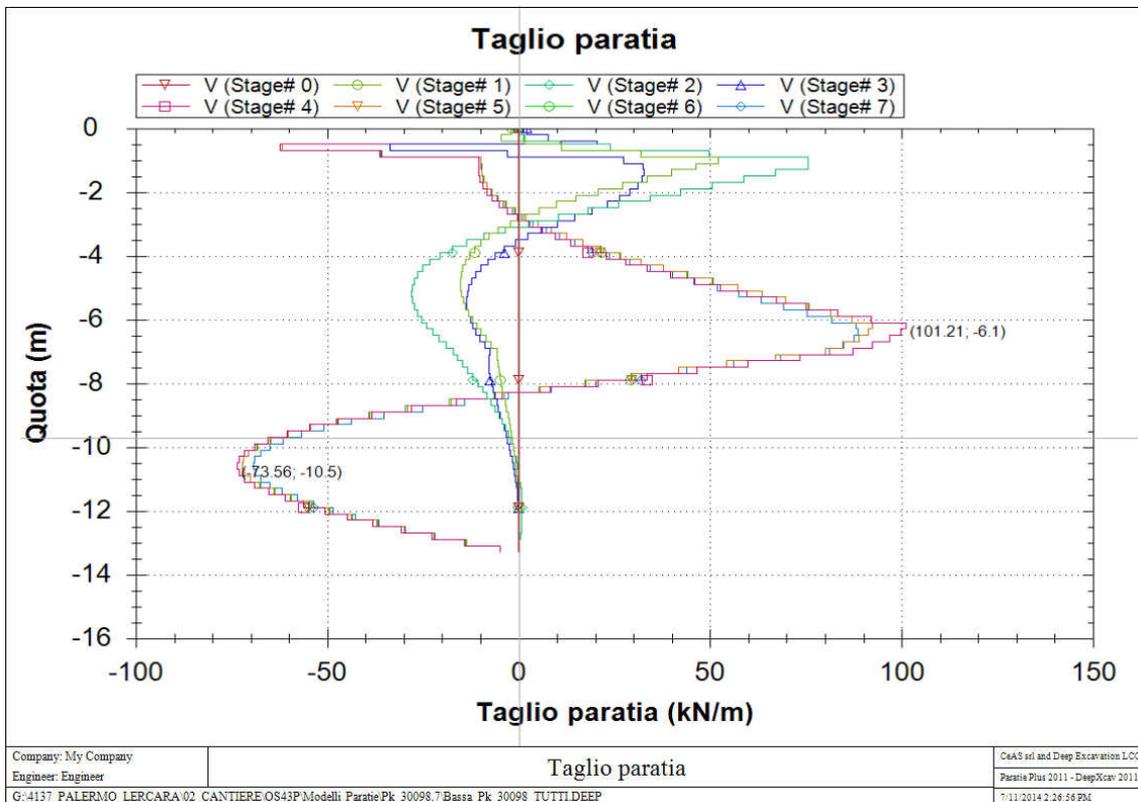


Figura 45 Taglio - profondità SLU STR

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

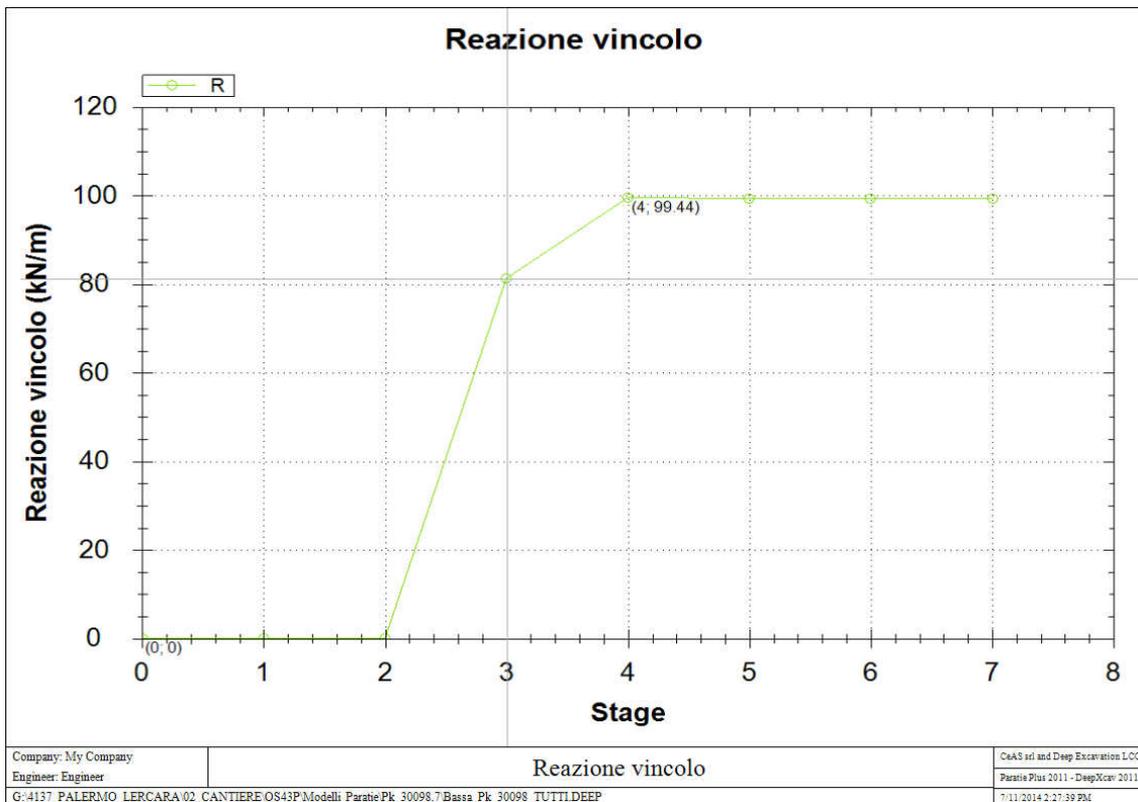


Figura 46 reazione vincoli SLU STR

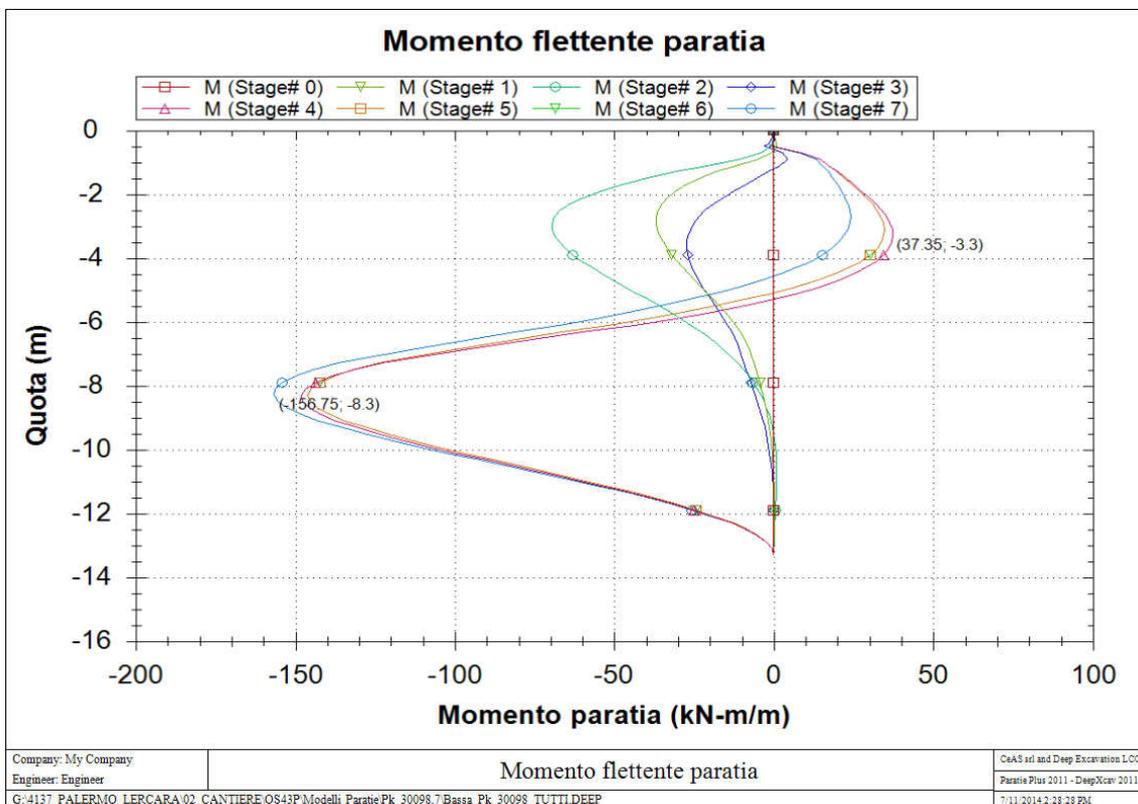


Figura 47 Momento - profondità SISMA STR

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

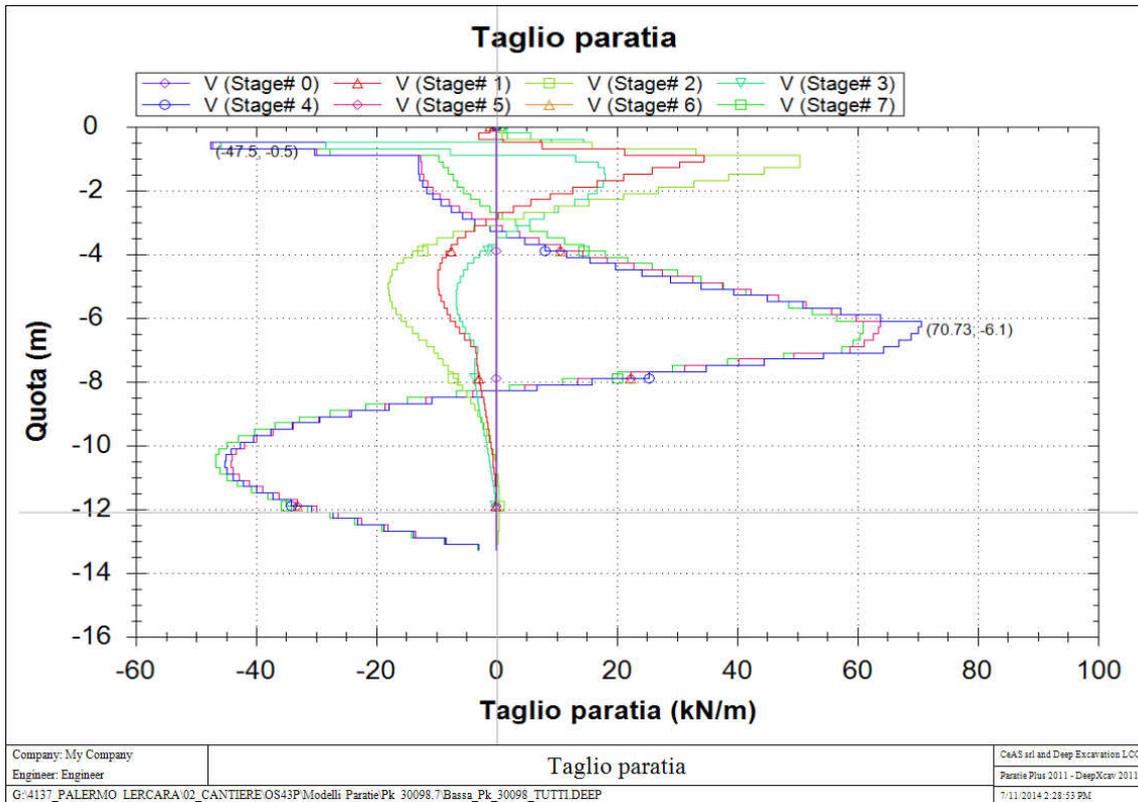


Figura 48 Taglio - profondità SISMA STR

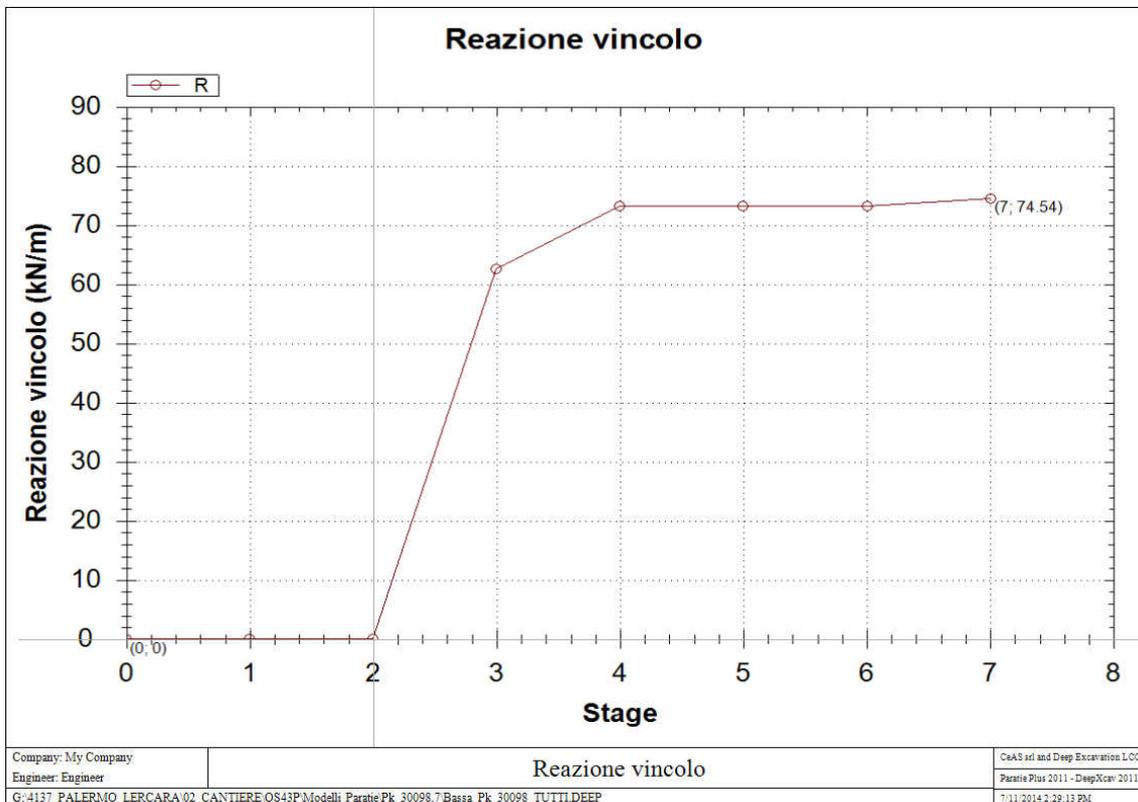


Figura 49 reazione vincoli SISMA STR

## 71.2.2 Verifiche geotecniche

### 71.2.2.1 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	1.51 > 1.10
Sismica	1.40 > 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.

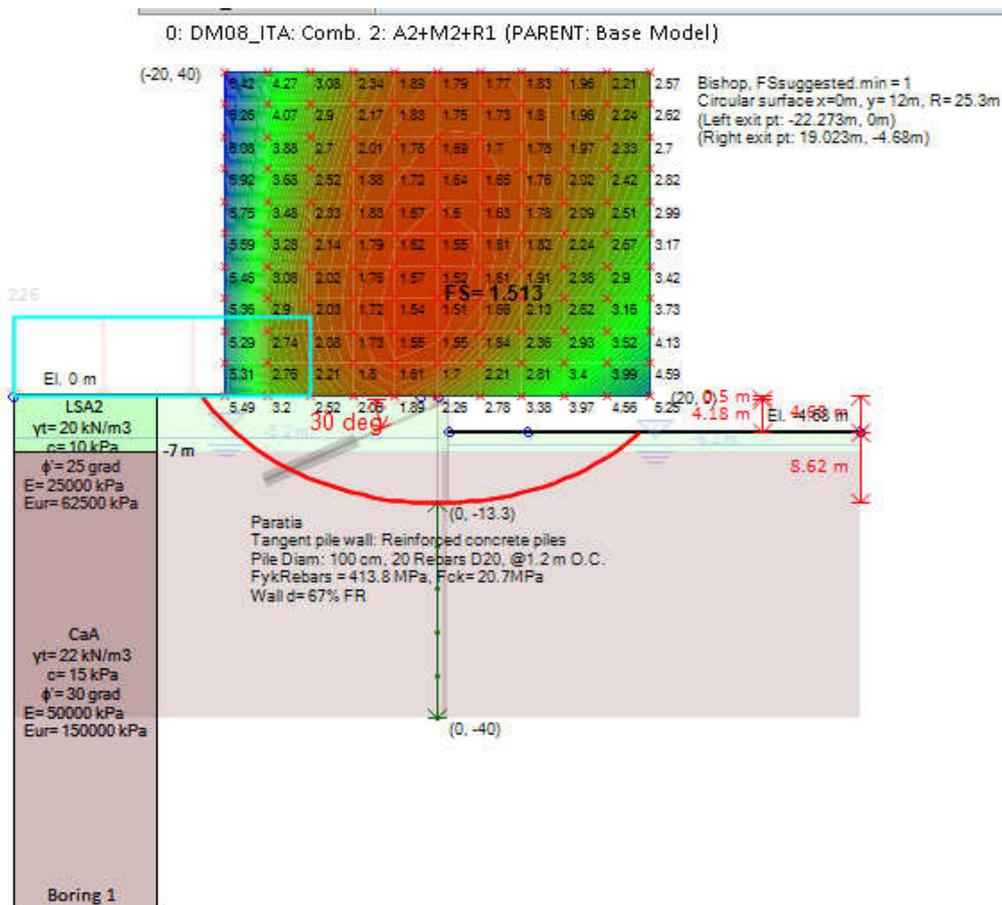


Figura 50 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93– RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

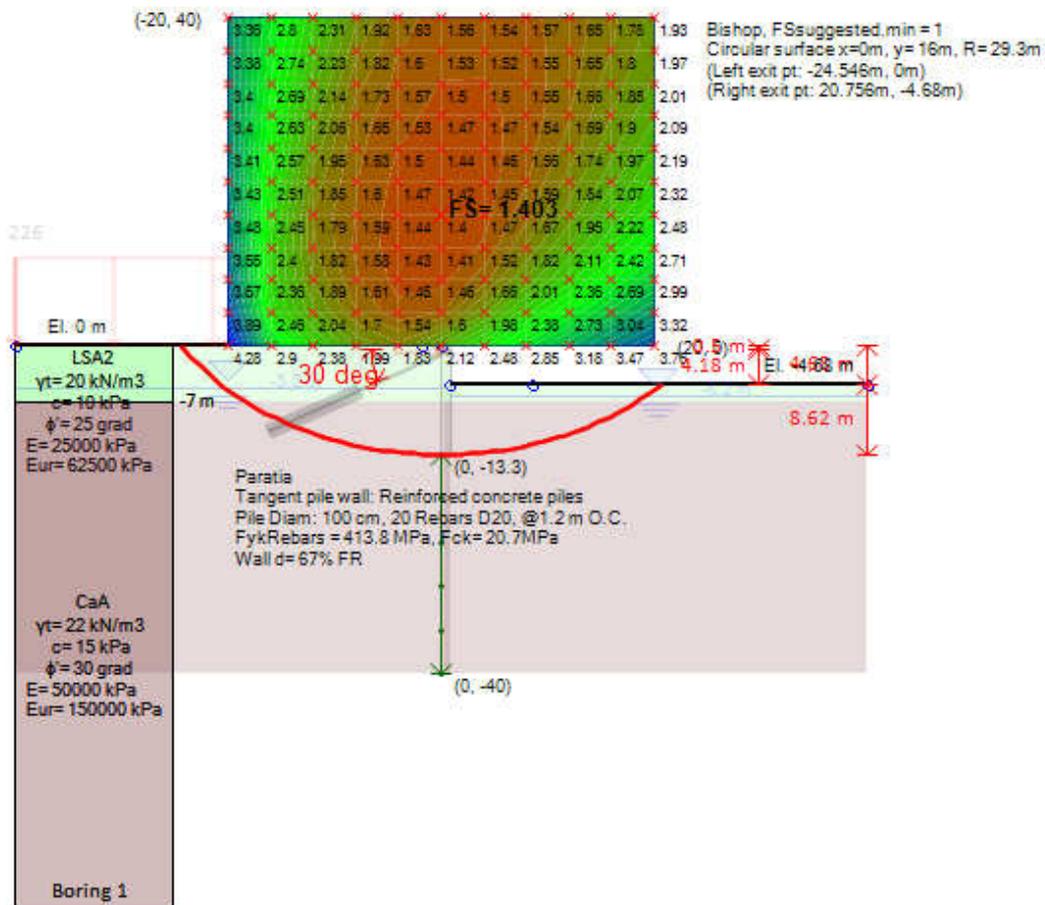


Figura 51 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 71.2.3 Verifiche strutturali

#### 71.2.3.1 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 <sub>SLU</sub> (kNm)	N <sub>SLU</sub> (kN)	Armatura	c.s.
1	8.3	240.7	288.9	211.86	20Φ20	3.55

### 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 <sup>2</sup> ] 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	21186	28890	21158	102448	3.546	29.4	72955	---	---	---

## Verifica al Taglio:

Per la verifica della sezione si considera una armatura a taglio costituita da spirale Ø12 passo 20.

Da cui risulta

### 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 <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Ast
1	S	12145	29755	171281	80893	78.7	21.80	1.016	1.7

### 71.2.3.2 Verifiche SLU – Tiranti

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{pd}$ .

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$R_{pd}$ [kN]	Pretiro [kN]
<b>STR Statico</b>	1	4.8	99.44	477.8	807	300
<b>STR Sismico</b>	1	4.8	74.54	357.0	807	300

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	1	4.8	99.44	477.8	200	1.0	12	1.8	1.2	557
<b>STR Sismico</b>	1	4.8	74.54	357.0	200	1.0	12	1.8	1.2	557

In questo caso si considera cautelativamente che il bulbo abbia la stessa  $\tau_{lim}$  del terreno AG con  $\tau_{lim} = 200$   $\alpha = 1$

dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### 71.2.3.3 Verifiche SLU - Trave di coronamento

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \quad (\text{kN})$$

### Verifica a flessione:

Combinazione STR Statico:

$$M_{SLUd} = 250.49 \text{ kNm}$$

$$C.S. = 3.18$$

### Verifica a taglio:

Combinazione STR Statico:

$$V_{SLUd} = 261.0 \text{ kNm}$$

Da cui risulta che la sezione è verificata

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.462	
rapporto geometrico d'armatura	$\rho_1$	0.002	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	12207	[cm <sup>2</sup> ]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	$\sigma_{cp}$	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$v_{\min}$	0.309	[N/mm <sup>2</sup> ]
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V R<sub>d</sub></b>	<b>357.8</b>	<b>[kN]</b>
$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' R <sub>d</sub>	377.4	[kN]

### 71.2.3.4 Verifiche SLE – Pali

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

#### 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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> )]
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 <sup>2</sup> ]
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 <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] 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

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

PARATIE DI PALI DX DA KM 30+037.38 A KM 30+130.93- RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

1 S 30.0 -50.0 0.0 50.0 -761 41.8 22.2 2032 22.0 ---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Scmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Scmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (Scmin + Scmax)/(2 Scmin) per trazione eccentrica  
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(fctm/Scmin)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(Mfess/M)<sup>2</sup> [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	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	17.4	-13.7	---	0.125	1.00	0.400	0.000152 (0.000152)	263	0.068	37704

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	28.6	-50.0	0.0	50.0	-714	41.8	22.2	2032	22.0	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	16.7	-13.0	---	0.125	0.50	0.400	0.000143 (0.000143)	263	0.064 (0.30)	37949

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	25.0	-50.0	0.0	50.0	-595	41.8	22.2	2032	22.0	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	14.9	-11.2	---	0.125	0.50	0.400	0.000119 (0.000119)	263	0.053 (0.20)	38706

71.2.3.5 Verifiche SLE - Trave di coronamento

Md(KNm)	Nd(KN)	σc(Mpa)	σs (Mpa)	Fessurazione
120.19104	-	1.01	60.79	-