

# PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



## PROGETTO DEFINITIVO

### EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)  
SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)  
COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)  
SACYR S.A.U. (MANDANTE)  
ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)  
A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

<p>IL PROGETTISTA <b>COWI</b> Ing. E.M. Veje Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE  Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA  Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
--	--	---	--

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>OPERA DI ATTRAVERSAMENTO</p> <p>SOTTOSTRUTTURE</p> <p>BLOCCHI DI ANCORAGGIO</p> <p>Ancoraggio Calabria</p> <p>Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza</p>	<p>PF0066_F0</p>
---	---	------------------

CODICE	G C 1 0 0 0	P	C L	D	P	S T	B 4	B C	0 0	0 0	0 0	0 2	F0
--------	-------------	---	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20-06-2011	EMISSIONE FINALE	LM	LC	SR

NOME DEL FILE: PF0066\_F0\_ANX



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## INDICE

1	Relazione di sintesi.....	5
2	Profilo di suolo e caratteristiche geotecniche .....	14
3	Modello costitutivo del terreno e parametri del terreno.....	17
4	Blocchi di ancoraggio – Sicurezza rispetto allo scorrimento.....	20
4.1	Condizioni statiche – equazioni dominanti .....	20
4.1.1	Fattore di sicurezza globale .....	20
4.1.2	Fattori di sicurezza parziali.....	20
4.2	Condizioni sismiche – equazioni dominanti .....	21
4.2.1	Approccio pseudo-statico.....	22
4.2.1.1	Fattore di sicurezza globale.....	22
4.2.1.2	Fattore di sicurezza parziale.....	22
4.2.2	Approccio basato sullo spostamento .....	23
4.2.2.1	Coefficiente sismico critico .....	24
4.2.2.2	Equazione di moto relativo in condizioni sismiche.....	24
5	Blocco di Ancoraggio Calabria – sicurezza rispetto allo scorrimento .....	27
5.1	Peso proprio del blocco di ancoraggio .....	27
5.2	Meccanismi di scorrimento.....	27
5.3	Valutazione della superficie di scorrimento.....	28
5.4	Resistenza allo scorrimento si lati del blocco di ancoraggio .....	32
5.5	Resistenza passiva nella parte frontale del blocco .....	33
5.5.1	Approccio pseudo-statico.....	33
5.5.2	Approccio basato sullo spostamento .....	35
5.6	Valutazione della sicurezza rispetto allo scorrimento – approccio pseudo-statico ....	37
5.7	Valutazione della performance di scorrimento – approccio basato sullo spostamento	39
5.7.1	Azione sismica .....	39
5.7.2	Coefficiente sismico critico.....	46
5.7.3	Spostamenti indotti da terremoto .....	46
6	Blocco di Ancoraggio della Calabria – Sicurezza rispetto alla rotazione .....	52
6.1	Presenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 88.0$ m s.l.m.).....	53

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

6.2	Assenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 94.5$ m s.l.m.) .....	53
7	Blocco di ancoraggio Calabria – Capacità portante.....	55
7.1	Presenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 88.0$ m s.l.m.).....	57
7.2	Assenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 94.5$ m s.l.m.) .....	59
8	Conclusioni .....	62
9	Figure.....	64
	Appendici .....	103
	Appendice A – Resistenza di Scorrimento lungo i lati del blocco.....	104
	Appendice B – Resistenza di terra passive nella parte frontale del blocco .....	116
	Appendice C – Sicurezza rispetto allo scorrimento, approccio pseudo-statico .....	122
	Appendice D – Storie temporali.....	131
	Appendice E – Resistenza di terra passiva .....	162
	(nella figura: layer: strato/ adopted interpolation: interpolazione adottata/ a.s.l: sul livello del mare)Appendice F – Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS versione 3.3b .....	164
	Appendice F – Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS versione 3.3b..	165
	Appendice G – Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS versione 3.3f..	168
	Riferimenti.....	171

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 1 Relazione di sintesi

Nella presente relazione, la sicurezza geotecnica del blocco di ancoraggio della Calabria viene valutata rispetto allo stato limite, utilizzando un approccio pseudo statico; la sicurezza rispetto allo scivolamento e alla rotazione, nonché il cedimento della capacità portante e gli spostamenti del blocco, indotti da terremoto, sono anch'essi valutati mediante approccio fondato sullo spostamento. I meccanismi di scivolamento più probabili da utilizzare per gli spostamenti indotti da terremoto, sono stati stimati mediante analisi FE di deformazione piana. Le computazioni sono state effettuate utilizzando le forze cavi fornite dal progetto di gara, che per la combinazione di carico SLU risultano leggermente superiori ai valori ottenuti dal modello globale IBDAS (5% per la versione 3.3b, 7% per la versione 3.3f); ciò risulta in una stima conservatrice del comportamento del Blocco di Ancoraggio della Calabria.

La relazione che l'accompagna "Blocco di ancoraggio Calabria – valutazione del comportamento del blocco mediante analisi FE 3D e analisi della capacità portante" descrive i risultati delle analisi FE 3D del Blocco di Ancoraggio della Calabria.

Il **Capitolo 2** descrive il profilo del suolo sulla costa della Calabria (Figura 2.1).

Iniziando dal livello del suolo e muovendosi verso il basso, si incontrano le seguenti unità: *Depositi Costieri* (Coastal Deposits); *Ghiaie di Messina* (Messina Gravel)/*Sedimenti dei terrazzi* (Terrace Deposits); *Depositi Continentali* (Continental Deposits)/*Calcarenite di Vinco* (Vinco Calcarenite); *Conglomerato di Pezzo* (Pezzo Conglomerate); *Cristallino* (Crystalline bedrock). La Figura 2.2 mostra una vista in pianta del Blocco di Ancoraggio della Calabria. Le due sezioni longitudinali e la sezione trasversale indicata in Figura 2.2 sono mostrate nella Figura 2.3-2.5. Per il Blocco di Ancoraggio della Calabria, l'unità geologica pertinente è il Conglomerato di Pezzo, con uno strato basso eroso dagli agenti atmosferici ( $20\text{ m} < z < 40\text{ m}$ ), ricoperto da Depositi Costieri di poco spessore. La Tabella 2.1 riassume i parametri meccanici principali ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica dei tre strati pertinenti.

Il **Capitolo 3** dettaglia il modello costruttivo adottato nelle analisi FE, discusso nella relazione.

Si tratta di un modello elasto-plastico di tipo indipendente dal tempo con incrudimento isotropo (Hardening Soil) disponibile mediante codice Plaxis. Nel modello, il comportamento elastico è definito mediante elasticità isotropica, per mezzo di un modulo di Young,  $E'$ , dipendente dalle sollecitazioni. Per il carico plastico da stati di sollecitazioni isotropiche, il modello prevede una relazione non lineare

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

sollecitazione-deformazione con modulo tangente iniziale uguale a  $E'$ . I valori di  $E'$  erano correlati al modulo di taglio alla piccola deformazione  $G_0$  ottenuta dalla prova cross-hole effettuata sul sito. In particolare, i valori dei parametri riportati alla Tabella 3-1 sono stati ottenuti dal migliore adattamento dei risultati del test cross-hole in Figura 3.2. Nelle analisi FE discusse nella relazione, si è supposto un profilo di suolo semplificato, caratterizzato da valori inferiori della rigidezza a taglio (Tabella 3.2).

Il **Capitolo 4** esamina le equazioni dominanti ai fini della sicurezza dei blocchi di ancoraggio rispetto allo scivolamento. In condizioni statiche (sezione 4.1) e seguendo l'approccio del fattore di sicurezza globale (sezione 4.1.1), la sicurezza rispetto allo scivolamento può essere espressa mediante il fattore di sicurezza globale fornito nell'equazione (1). Per il significato dei simboli di cui all'equazione (1), si faccia riferimento alla Figura 4.1 della relazione. Seguendo l'approccio dei fattori di sicurezza parziale (sezione 4.1.2), i valori di progetto delle azioni  $E_d$ , e della resistenza  $R_d$ , sono calcolati dai valori caratteristici corrispondenti applicando fattori di sicurezza parziale alle azioni, resistenze e ai parametri di forza. La condizione  $R_d \geq E_d$  deve poi essere soddisfatta (D.M. 14.01.2008). Le azioni caratteristiche e la resistenza caratteristica, sono definite nell'equazione (2). Seguendo l'Approccio 1, la Combinazione 2 per studiare gli stati limite geotecnici (GEO) (sezione 2.6.1 – D.M. 14.01.2008), le azioni progettuali e le resistenze possono essere calcolate dall'equazione (3) in cui:  $\gamma_\phi = 1.25$  e  $\gamma_P = 1.1$ , le forze dei cavi,  $T$ , includono i fattori di carico parziale come forniti dalle analisi strutturali del progetto di gara per ogni stato limite e dunque non sono fattorizzate, il peso del blocco di ancoraggio (carico permanente) è moltiplicato per lo stesso fattore di carico,  $\gamma_{G1} = 1$ , a prescindere dal suo effetto (D.M. 14.01.2008) e i componenti di  $S_a$  e  $R_p$  normali per la superficie di scorrimento sono trascurati. La sicurezza rispetto allo scivolamento in condizioni di carico statico non è valutata nella relazione poiché le condizioni di carico pseudo-statico sono le più critiche.

L'analisi dei blocchi di ancoraggio in condizioni sismiche (sezione 4.2) è effettuata utilizzando l'approccio pseudo-statico e l'approccio di blocco scorrevole basato sullo spostamento. Nell'approccio pseudo-statico (sezione 4.2.1) la stabilità del blocco è misurata mediante un fattore globale di sicurezza  $F$ , che è il rapporto della forza di resistenza totale alla forza trainante totale (sezione 4.2.1.1) oppure utilizzando fattori di sicurezza parziali (sezione 4.2.1.2). Il fattore globale di sicurezza rispetto allo scivolamento è fornito nell'equazione (4). Per il significato dei simboli nell'equazione (4) si faccia riferimento alla Figura 4.2 della relazione. Nell'approccio dei fattori di sicurezza parziale (sezione 4.2.1.2) la stabilità del blocco è misurata mediante un confronto dell'azione progettuale con la resistenza progettuale. I valori di progetto delle azioni  $E_d$ , e della resistenza  $R_d$ , sono calcolati dai valori caratteristici corrispondenti applicando fattori di sicurezza parziale alle azioni, resistenze e ai parametri

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

di forza. La condizione  $R_d \geq E_d$  deve poi essere soddisfatta. In condizioni sismiche, i fattori di carico delle azioni progettuali sono definiti uguali all'unità  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$  (§ 7.11.1 - D.M. 14.01.2008) e sono dunque omessi nelle pertinenti equazioni. Le azioni caratteristiche e la resistenza caratteristica sono definite nell'equazione (5). Seguendo l'Approccio 1, la Combinazione 2 per studiare gli stati limite geotecnici (GEO), le azioni progettuali e le resistenze possono essere calcolate dall'equazione (6) in cui:  $\gamma_\phi = 1.25$  e  $\gamma_P = 1.1$ , le forze dei cavi, T, includono i fattori di carico parziale come forniti dalle analisi strutturali del progetto di gara per ogni stato limite e i componenti di  $S_a$  e  $R_p$  normali per la superficie di scorrimento sono trascurati. Nell'approccio basato sullo spostamento (sezione 4.2.2) la sicurezza del blocco di ancoraggio è valutata confrontando lo spostamento permanente sviluppato durante il terremoto con un valore di soglia. L'accelerazione critica è dapprima determinata utilizzando l'approccio pseudo-statico e poi lo spostamento cumulativo della massa potenzialmente in scorrimento viene calcolato utilizzando l'analisi del blocco in scorrimento. La massa in scorrimento è trattata come un corpo rigido con spostamenti permanenti che hanno luogo ogni volta che l'accelerazione al suolo eccede l'accelerazione critica. Lo spostamento permanente è calcolato integrando due volte la storia temporale di accelerazione relativa, sugli intervalli di tempo in cui la velocità della massa di scorrimento relativa al terreno è positiva. L'accelerazione critica è valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di forza  $c'_k$  e  $\phi'_k$ ; in condizioni sismiche i fattori di carico sono pari ad uno. L'azione sismica pseudo-statica agisce con un angolo  $(\alpha-\theta)$  rispetto alla superficie in scorrimento (Figura 4.3). supponendo condizioni di equilibrio limite ( $F=1$ ) e trascurando i contributi di spinte di terra attive e passive, si ottiene l'espressione di  $K$  fornita nell'equazione (8). Il valore minimo di  $K$ , che è il coefficiente sismico critico  $K_c$ , è ottenuto per  $\theta = \alpha + \phi'_s \Rightarrow \alpha - \theta = -\phi'_s$  (Fig. 4.3) ed ha l'espressione fornita nell'equazione (9). Durante lo scivolamento ( $K > K_c$ ), si può presumere che la spinta di terra netta  $\Delta R$  aumenta con l'aumento degli spostamenti del blocco  $u$ , come indicato nell'equazione (10) in cui  $k_d$  è un irrigiditore a molla non lineare, a seconda dello spostamento relativo (Figura 4.4). L'effetto di  $\Delta R$  è esplicitamente incluso nell'equazione di movimento relative utilizzata per calcolare lo spostamento del blocco di ancoraggio indotto da terremoto. Separando i componenti verticali e orizzontali delle storie temporali di accelerazione, e per  $\theta = \alpha + \phi'_s \Rightarrow \alpha - \theta = -\phi'_s$ , l'equazione di moto relativo può essere scritta come nell'equazione (21).

Il **Capitolo 5** esamina la sicurezza rispetto allo scivolamento per il Blocco di Ancoraggio della Calabria. Il peso proprio del blocco di ancoraggio (sezione 5.1) è stato calcolato sulla base dei disegni del progetto di gara (Fig. 5.2). In corrispondenza del blocco di ancoraggio della Calabria, il battente idraulico è  $H_w = 94.5$  m sul livello del mare. Per ridurre la pressione dell'acqua interstiziale, il progetto

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

di gara richiede la costruzione di un tunnel di drenaggio, abbassando il battente dell'acqua a  $H_w = 88.0$  m sul livello del mare. Nelle analisi, è stata considerata sia la presenza che l'assenza del tunnel di drenaggio. I dati pertinenti sono elencati alle Tabelle 5.1 e 5.2.

Nelle analisi (Fig. 5.3) sono stati considerati tre possibili meccanismi di scivolamento (sezione 5.2), caratterizzati da angoli  $\alpha = 33.7^\circ$ ,  $25.3^\circ$  e  $0^\circ$  in orizzontale; in ogni meccanismo, il contributo del suolo fra la superficie in scivolamento e l'ancoraggio è considerato come peso aggiunto, come riportato nelle Tabelle 5.3 e 5.4.

Al fine di stimare il meccanismo di scivolamento più probabile (sezione 5.3), analisi FE di deformazione piana sono state condotte utilizzando *Plaxis 8* (Figura 5.4). Il contatto del blocco di ancoraggio al suolo è stato modellato mediante elementi di interfaccia con resistenza a taglio e rigidità ridotta. Si è supposto che il blocco di ancoraggio si comportasse come un materiale elastico non poroso. Le analisi sono state condotte in termini di sollecitazioni effettive, supponendo condizioni drenate. La presenza di muri di diaframma di fronte e dietro al blocco di ancoraggio non sono stati presi in considerazione nelle analisi. La Tabella 5.5 riassume l'equivalente unità di peso,  $\gamma_{eq}$ , di entrambe le camere dei cavi e delle camere piene utilizzate nelle analisi FE di deformazione piana. Nelle analisi sono state considerate condizioni di carico SLU, diffondendo il carico del cavo  $T$  sulla larghezza  $B = 100$  m del blocco di ancoraggio, in modo da tenere in considerazione le condizioni di deformazione piana. La Tabella 5.6 illustra nel dettaglio la sequenza delle fasi di calcolo. Per stimare la superficie scorrevole più probabile, lo spostamento del blocco e la sua direzione sono state valutate come la media tra gli spostamenti del centro di gravità e dei quattro nodi del blocco al punto di contatto con il suolo (Figure 5-9.5-10). La Tabella 5.7 e la Tabella 5.8 mostrano i risultati ottenuti con o senza il sistema di drenaggio. In condizioni di carico SLU, la direzione media dello spostamento è nel *range* da  $6.1^\circ$  a  $8.4^\circ$  in orizzontale. Il meccanismo di scivolamento più probabile è dunque fra il secondo ed il terzo meccanismo ed è solo lievemente influenzato dal sistema di drenaggio. La resistenza di scivolamento  $T_L$  sviluppata ai lati del blocco di ancoraggio (sezione 5.4) è stata calcolata secondo l'ipotesi conservatrice che l'equilibrio di limite attivo è raggiunto dietro i muri di diaframma durante le fasi di scavo, riducendo  $\tan\phi'$  e  $\tan\phi'_s$  del fattore  $\gamma_\phi = 1.25$  come indicato da D.M. 14.01.2008. La Tabella 5.10 e 5.11 elencano le caratteristiche e i valori di progetto della resistenza laterale  $T_L$ . Le prime sono utilizzate per valutare il coefficiente sismico critico  $K_{c(red)}$  dato dall'equazione (9) mentre gli ultimi, sono utilizzati nell'approccio pseudo statico. I dettagli di calcolo sono illustrati nell'Appendice A.

La resistenza passiva  $R_P$  sviluppata di fronte al blocco allo scivolamento è trattata nella Sezione 5.5. nell'approccio pseudo-statico (sezione 5.5.1)  $R_P$  è stata calcolata utilizzando la soluzione ottenuta da Chen e Liu (1990) riducendo  $\tan\phi'$  del fattore  $\gamma_\phi = 1.25$  (D.M. 14.01.2008). La Tabella 5.13 riporta i

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

valori dei coefficienti di pressione passiva della terra progettuali e caratteristici,  $K_{Pk}$  e  $K_{Pd}$ , rispettivamente. I valori di  $K_h$  e  $K_v$  utilizzati nel calcolo, sono elencati nella Tabella 5.13. Essi sono stati ottenuti supponendo i valori di  $a_g$  specificati nel documento GCG.F.04.01. gli effetti del sito sono stati tenuti in considerazione supponendo un fattore di amplificazione topografica  $S_T = 1.2$  ed un fattore di amplificazione del sotto-suolo  $S_S = 1.0$ ; un coefficiente  $\beta_m = 0.31$  è stato utilizzato per il calcolo di  $K_h$  (D.M. 14.01.2008). la Tabella 5.14 e la Tabella 5.15 riassumono i valori progettuali calcolati di resistenza passiva  $R_{Pd}$  sviluppati di fronte al blocco; a titolo di confronto, i valori caratteristici di  $R_P$  sono forniti anche nelle Tabelle. L'Appendice B illustra i dettagli di calcolo. Nell'approccio basato sullo spostamento (Sezione 5.1.2) si suppone che  $R_P$  incrementi progressivamente con lo spostamento relative  $u$  indotto dal carico dovuto a terremoto. Per ottenere la relazione analitica fra  $R_P$  e  $u$ , analisi FE di deformazione piana sono state condotte con riferimento ai meccanismi 2 ( $\alpha = 25.3^\circ$ ) e 3 ( $\alpha = 0^\circ$ ), in cui un muro idealmente perfettamente liscio, situato in posizione frontale al blocco di ancoraggio e che si estende per la profondità del meccanismo di scivolamento modellato nell'analisi, è stato progressivamente spostato verso il suolo. Le analisi sono state condotte sia con che senza sistema di drenaggio. Il presupposto di un interfaccia liscia suolo-parete e le condizioni di deformazione piana, sono entrambe conservative. Per ogni valore dello spostamento applicato,  $u$  (= 1 mm to 1 m), la resistenza della terra  $\Delta R$  è stata calcolata come integrale della differenza delle sollecitazioni orizzontali che agiscono sul muro per il dato spostamento e in condizioni reostatiche sulla lunghezza del muro. La relazione fra  $\Delta R$  e  $u$  ed il valore ultimo di  $\Delta R$ , sono stati ottenuti mediante interpolazione iperbolica dei dati risultanti. I risultati ottenuti con e senza sistema di drenaggio sono riassunti alla Tabella 5.17 e nella Figura 5.13 e nella Tabella 5.18 e Figura 5.14 rispettivamente.

Nell'approccio pseudo- statico (sezione 5.6) la sicurezza rispetto allo scivolamento è stata valutata utilizzando l'equazione (6) secondo quanto indicato in D.M. 14.01.2008. Le resistenze progettuali sono state calcolate utilizzando i contributi di resistenza allo scivolamento alla base ed ai lati del blocco di ancoraggio, e la resistenza passiva di fronte al blocco; la spinta attiva della terra dietro al blocco è stata considerata solo lungo la porzione verticale del muro retrostante. Le azioni progettuali e resistenza sono state calcolate utilizzando i coefficienti sismici pseudo-statici riportati nella Tabella 5.13. La Tabella 5.19 fornisce i valori di  $T$  forniti dalle analisi strutturali del progetto di gara per ogni stato limite. Il valore caratteristico di  $\varphi'_s$  mobilitato sulla superficie di scorrimento, si è supposto fosse  $\varphi'_{sk} = \text{atan}[(3/4)\tan\varphi'_k] = 32^\circ$ . La Tabella 5.21 riporta i coefficienti sismici pseudo-statici, i coefficienti di pressione attiva della terra e la spinta attiva della terra utilizzati per i calcoli. La Tabella 5.22 a-d riporta il confronto fra le resistenza progettuali e le azioni progettuali per tre meccanismi di scivolamento considerati nelle analisi, per ogni condizione idraulica: in tutti i casi  $\Sigma R_d / \Sigma E_d > 1$  e la sicurezza rispetto

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

allo scivolamento è soddisfatta. L'Appendice C fornisce i dettagli di calcolo.

La prima fase dell'approccio basato su scivolamento (sezione 5.7) è la selezione delle storie temporali di accelerazione (sezione 5.7.1). Esse consistevano in 22 accelerogrammi reali derivati dal database PEER strong-motion (=forte movimento) con magnitudo compreso fra 6.5 e 7.28, distanze ipocentrali fra 12 e 82 km, e accelerazioni di picco comprese fra 0.29 e 1.16 g e 8 accelerogrammi artificiali di forte movimento, del tutto compatibili con lo spettro di risposta del progetto preliminare. La Tabella 5.23 e la Tabella 5.24 riportano i parametri principali dei loro componenti verticali e orizzontali, rispettivamente. Ogni componente orizzontale è stato scalato secondo l'accelerazione di picco di progetto  $a_{max} = 0.58g$  e il componente verticale corrispondente è stato scalato dello stesso fattore (Tabelle 5.25 e 5.26). I componenti orizzontali di ciascun evento sono stati considerati indipendentemente e combinati con il componente verticale. Le analisi sono state anche ripetute utilizzando il componente orizzontale scalato con il componente verticale scalato a  $.058g$  (Tabella 5.27). Le Figure 5.27-5.31 mostrano lo spettro di risposta elastica degli accelerogrammi selezionati, comparati allo spettro di risposta progettuale.

I valori di coefficienti sismici critici (sezione 5.7.2) sono stati valutati per ciascun stato limite, considerando il contributo della base e delle parti laterali del blocco ed una resistenza della terra passiva di fronte al blocco, che incrementa gradualmente con lo spostamento del blocco. I valori di  $K_c$ , calcolati utilizzando l'equazione (9) con e senza sistema di drenaggio, sono elencati nella Tabella 5.28 e 5.29 rispettivamente. I valori più inferiori di  $K_c$  sono stati ottenuti per condizioni SLU e dunque gli spostamenti sono stati calcolati solo per questa condizione.

Gli spostamenti indotti da terremoto (sezione 5.7.3) sono stati calcolati mediante integrazione numerica dell'equazione (21) per i meccanismi 2 e 3 soltanto, poiché le analisi pseudo-statiche hanno mostrato che il meccanismo 1 è il meno critico e le analisi FE hanno mostrato che la superficie con maggiori probabilità di scivolamento è situata fra i meccanismi 2 e 3. I calcoli sono stati effettuati sia con che senza sistema di drenaggio. Ogni componente orizzontale scalata, è stata combinata con il corrispondente componente verticale, dapprima scalato dello stesso fattore e poi scalato a  $0.58g$  e le analisi sono state ripetute considerando entrambe le direzioni di applicazioni dei componenti orizzontali. I massimi spostamenti calcolati sono riassunti nella Tabella 5.30 e 5.31. Gli spostamenti più elevati sono stati ottenuti per il meccanismo 3 ( $\alpha = 0$ ), senza sistema di drenaggio e quando i componenti verticali sono scalati dello stesso fattore del componente orizzontale corrispondente. I risultati ottenuti per ogni accelerogramma sono riassunti alle Tabelle 5.32, 5.33 e 5.34. L'Appendice D riporta le storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento, ottenute per ogni input sismico per il meccanismo di scivolamento 3.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Il **Capitolo 6** esamina la sicurezza rispetto alla rotazione per il Blocco di Ancoraggio della Calabria.

La sicurezza rispetto alla rotazione è stata valutata imponendo momentum equilibrium intorno al punto O appartenente al piano di movimento (Figura 6.1). I fattori di carico delle azioni progettuali sono definiti pari all'unità (condizioni sismiche § 7.11.1 - D.M. 14.01.2008). La sicurezza rispetto alla rotazione è trattata come uno stato limite di equilibrio del corpo rigido (EQU) utilizzando il fattore di sicurezza parziale del gruppo M2 ed è assicurata quando i momenti resistenti sono uguali o maggiori dei momenti *driving* (*driving moments*), come per l'equazione (28) in cui:  $e_i$  è la distanza della linea di azione di ciascuna forza dal punto O, i valori fattorizzati della forza del cavo T sono introdotti come previsto dalle analisi strutturali del progetto di gara; la resistenza passiva della terra  $R_{Pd}$  fa riferimento al meccanismo 3 e il contributo della resistenza di scivolamento  $T_{Ld}$  sviluppata lungo i lati del blocco di ancoraggio è trascurata. I calcoli sono stati condotti sia con (sezione 6.1) che senza (sezione 6.2) il sistema di drenaggio. La Tabella 6.2 e 6.3, e le Tabelle 6.4 e 6.5 riportano le azioni di resistenza e le azioni driving, rispettivamente con o senza sistema di drenaggio. I rapporti delle azioni di resistenza e delle azioni driving, con o senza sistema di drenaggio, sono pari a 1.5 e 1.4 rispettivamente. In entrambi i casi, i requisiti di D.M. 14.01.2008 sono soddisfatti.

Il **Capitolo 7** esamina la sicurezza rispetto alla capacità portante a rottura per il Blocco di Ancoraggio della Calabria.

La sicurezza rispetto alla capacità portante a rottura è stata valutata utilizzando l'Approccio 1, Combinazione 2, (D.M. 14.01.2008). i carichi considerati per la valutazione della capacità portante sono la forza del cavo T, il peso del blocco di ancoraggio W e i componenti orizzontali e verticali della forza inerziale pseudo-statica,  $K_h W$  and  $K_v W$ . La resistenza allo scivolamento sviluppata sulle pareti laterali del blocco di ancoraggio e la resistenza passiva della terra sono state trascurate. Entrambi i presupposti sono conservatori.

La capacità portante è stata valutata in termini di sollecitazione effettiva utilizzando fattori di correzione adeguati per tenere in considerazione l'inclinazione del carico applicato, la forma delle fondazioni e l'inclinazione della base di fondazione, utilizzando la teoria di Terzaghi come indicato nell'equazione (30). Per tenere in considerazione l'eccentricità del carico, la capacità portante è stata calcolata per una fondazione rettangolare equivalente con larghezza  $B'$  e lunghezza  $L'$  ridotta. I valori progettuali delle resistenze e delle forze sono stati ottenuti dai valori caratteristici corrispondenti e sono quelli che normalmente agiscono sul piano delle fondazioni.

La sicurezza rispetto alla capacità portante a rottura è assicurata se  $R_d \geq E_d$ . I fattori di sicurezza parziali delle azioni di progetto sono definiti pari a 1:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$  (condizioni sismiche: § 7.11.1 - D.M.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

14.01.2008). Tuttavia, le forze dei cavi utilizzate per calcolare i componenti progettuali dei carichi che agiscono normalmente e tangenzialmente al piano di fondazione nelle equazioni (31) e (32), includono i fattori di carico parziale, come indicato dalle analisi strutturali del progetto di gara. I calcoli sono stati effettuati sia con (sezione 7.1) che senza (sezione 7.2) il sistema di drenaggio, con riferimento alla condizione di carico SLU. Le Tabelle 7.2 e 7.3 e le Tabelle 7.4 e 7.5, forniscono i valori dei carichi progettuali che agiscono normalmente e tangenzialmente al piano delle fondazioni, con o senza sistema di drenaggio rispettivamente. Il rapporto della resistenza portante progettuale e il carico di progetto normale, con o senza sistema di drenaggio, sono pari a 1.71 e 1.34 rispettivamente. In entrambi i casi, i requisiti di D.M. 14.01.2008 sono soddisfatti.

Il **Capitolo 8** riassume i contenuti della relazione.

La prestazione sismica del Blocco di ancoraggio della Calabria è stata valutata utilizzando l'approccio pseudo-statico, in cui si presume che il blocco sia in uno stato di equilibrio limite sotto l'azione delle forze di inerzia e statiche, e l'approccio basato sullo spostamento, in cui gli spostamenti del blocco di ancoraggio, indotti da terremoto, sono valutati per una serie di movimenti sismici di input. Le verifiche di sicurezza sono state condotte sia considerando che trascurando l'effetto del sistema di drenaggio. Sono stati esaminati tre diversi meccanismi di scivolamento, caratterizzati da angoli di inclinazione  $\alpha = 33.7^\circ$ ,  $25.3^\circ$  e  $0^\circ$ . Le analisi FE di deformazione piana del blocco di ancoraggio, hanno permesso di valutare che l'inclinazione prevalente dei vettori di spostamento è nel range  $0^\circ$ - $25.3^\circ$  in modo tale che il secondo ed il terzo meccanismo sono stati riconosciuti come quelli con maggiore possibilità di occorrenza. Il meccanismo di scivolamento è colpito solo lievemente dalla distribuzione della pressione dell'acqua. Per quanto concerne le condizioni pseudo-statiche, sia le azioni progettuali che le resistenze progettuali sono state calcolate utilizzando coefficienti sismici pseudo-statici forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni Italiane (D.M. 14.01.2008). I risultati ottenuti mostrano che la sicurezza rispetto allo scivolamento è adeguatamente soddisfatta per ciascuna delle condizioni di carico fornita dalle analisi strutturali. Gli spostamenti indotti da terremoto sono stati calcolati utilizzando 30 accelerogrammi di input. Il componente orizzontale delle storie temporali di accelerazione selezionate, è stato scalato a 0.58g, mentre il componente verticale è stato scalato dello stesso fattore utilizzato per il corrispondente componente orizzontale, oppure anch'esso a 0.58g. Gli spostamenti indotti da terremoto si sono ridotti con la riduzione dell'inclinazione del meccanismo di scivolamento. Se l'effetto del tunnel di drenaggio viene preso in considerazione, lo spostamento massimo è pari a 14mm per il meccanismo 2 ( $\alpha = 25.3^\circ$ ) e pari a 69 mm per il meccanismo 3 ( $\alpha = 0^\circ$ ), mentre, se l'effetto del sistema di drenaggio è trascurato, lo spostamento massimo è pari a 21 mm per il meccanismo 2, e a 72

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

mm per il meccanismo 3. Infine, la capacità portante e la sicurezza rispetto alla rotazione sono state stimate seguendo le prescrizioni di D.M. 14.01.2008; i risultati mostrano che entrambi i requisiti sono soddisfatti per le condizioni di carico considerate.

**Appendice F e Appendice G. Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS, versione 3.3b e 3.3f.**

Le forze trasmesse dei cavi principali al Blocco di Ancoraggio della Calabria, sono state rivalutate utilizzando il modello globale IBDAS, versione 3.3b e 3.3f. Le peggiori combinazioni di carico sono state scelte per ogni stato limite (SLIS, SLS2 e SLU) sia per condizioni statiche che sismiche, utilizzando 6 diversi criteri (Tabella F.1 – Tabella F.2 per versione 3.3b, Tabella G.1 – Tabella G.2 per versione 3.3f). Per entrambe le versioni del modello IBDAS, si osserva una piccola differenza fra il Progetto di Gara e le forze cavi aggiornate (IBDAS), dato che il rapporto è nel *range* che va da 1.05 a 0.96 per la versione IBDAS 3.3b (Tabella F.3) e nel **range** da 1.07 a 0.93 per IBDAS versione 3.3f (Tabella G.3); il valore più elevato fa riferimento alla combinazione di carico SLU, mentre quello inferiore è ottenuto dalla combinazione di carico per SLIS. Per lo Stato Limite Ultimo (SLU) le forze dei cavi fornite dal Progetto di Gara sono del 5% superiori ai valori corrispondenti IBDAS 3.3b e del 7% superiori ai valori corrispondenti di IBDAS 3.3f; ciò risulta in una stima conservatrice del comportamento del Blocco di Ancoraggio della Calabria.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 2 Profilo di suolo e caratteristiche geotecniche

La Figura 2.1 mostra il profilo di suolo della costa della Calabria. Iniziando dal libello del suolo e procedendo verso il basso, si incontra quanto segue:

- *Depositi Costieri* (Coastal Deposits). Sabbia e ghiaia con molto poco, se non nullo, contenuto fine, con uno spessore che va da un minimo di 5m verso il terreno interno ed un Massimo di 45 m verso la costa del mare. In questo punto, questi depositi sono generalmente a grana grossa nei primi 15/20 m sotto il livello del suolo e diventano più sabbiosi in profondità; verso l'interno della terra questi depositi sono generalmente più sabbiosi. Occasionalmente sono presenti strati limacciosi e torbosi nella parte inferiore della formazione.
- *Ghiaie di Messina* (Messina Gravel)/*Sedimenti dei terrazzi* (Terrace Deposits). Ghiaia e sabbia con strati occasionalmente limacciosi; è difficile distinguerli dai Depositi Costieri e di piccolo spessore, talvolta del tutto assenti; in tal modo i Depositi Costieri giacciono direttamente sopra i Depositi Continentali / *Calcarenite di Vinco* sottostante.
- *Depositi Continentali* (Continental Deposits)/*Calcarenite di Vinco* (Vinco Calcarenite). Deposito argilloso e sabbioso, che consiste in strati di limo o limo e stabbia, con significativo contenuto di ghiaia/Bio-calcarenite e calcarenite fossilifera con sottili strati limacciosi.
- *Conglomerato di Pezzo* (Pezzo Conglomerate). Roccia morbida, che consiste in clasti di diverse dimensioni in una matrice moderatamente consolidata di sabbia e limo e arenaria. Lo spesso di questa formazione è superiore a 200 m.
- *Cristallino* (Crystalline bedrock). Granito tettonizzato.

Una vista in pianta della Blocco di Ancoraggio della Calabria, è mostrato alla Figura 2.2 insieme alla location delle indagini su sito disponibili. Il reale livello del suolo è fra 114 m sul livello del mare e 127 m sul livello del mare; il livello di falda varia da 95 m sul livello del mare e 107 m sul livello del mare, con un valore medio di 102.3 m sul livello del mare.

Le due sezioni longitudinali e la sezione trasversale indicate in Figura 2.2 sono mostrate in Figura 2.3 – 2-5. Le sezioni nelle figure mostrano che di fronte al blocco di ancoraggio, i Depositi Costieri, di spessore di circa 20 m (~ 120 – 100 m slm), sono sopra l'eroso Conglomerato di Pezzo, con uno spessore di circa 20 m (~ 100 – 80 m slm), mentre Conglomerato di Pezzo si trova sotto una

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

elevazione di 80 m slm, e si estende su uno spessore di circa 130 m. per il Blocco di ancoraggio della Calabria, l'unità geologica pertinente è il Conglomerato di Pezzo, con un basso strato eroso (20 m < z < 40 m), ricoperto da Depositi Costieri di poco spessore.

La permeabilità dei Depositi Costieri è stata valutata mediante prova di pompaggio (pumping test) effettuata da un pozzo situato nell'area della Torre della Calabria e che si estende 33 m sotto il livello del suolo, e mediante il test di permeabilità di Lefranc effettuato di due fori a profondità comprese fra i 5 m sotto il livello del suolo e 45 m sotto il livello del suolo. Il valore della permeabilità orizzontale derivante dalla prova di pompaggio da pozzo più affidabile è  $k_h = 2.6 \cdot 10^{-3}$  m/s; il valore misurato del rapporto fra permeabilità orizzontale e verticale, va da  $k_v/k_h = 0.10$  e  $k_v/k_h = 0.17$ . La permeabilità del Conglomerato di Pezzo è stata valutata da test Lugeon effettuati in corrispondenza della fondazione della Torre Calabria in uno dei fori utilizzati per i test Lefranc, a pressioni di 1, 2 e 3 atm, fra profondità che vanno da 48 a 58 m sotto il livello del suolo. I risultati mostrano valori di permeabilità che si riducono con la profondità, con un valore medio di  $2.3 \cdot 10^{-2}$  m/s.

Test di penetrazione standard ed importanti, hanno fornito elevati valori di  $N_{SPT}$  e  $N_{LPT}$  nei Depositi Costieri, sebbene sia stata osservata una grande dispersione (Figura 2.6); una stima del coefficiente della pressione della terra a riposo è  $K_0 = 0.43 - 0.47$ .

Il Conglomerato di Pezzo è saldo e geologicamente relativamente vecchio (Miocene); è probabile che la storia geologica della formazione includa un sovra-consolidamento meccanico. Una stima dei valori del coefficiente della pressione di terra a riposo è  $K_0 = 0.6-0.9$ .

La densità relativa dei Depositi Costieri e delle Ghiaie di Messina è stata stimata dai risultati SPT e LPT, utilizzando la procedura proposta da Cubrinovski e Ishihara (1999): valori di  $D_R =$  da 40 % a 70 % sono stati ottenuti, come illustrato nella Figura 2.7. L'angolo di resistenza a taglio  $\phi' = 41^\circ - 44^\circ$  è stata poi valutata mediante la relazione proposta da Schmertmann (1975) (Figura 2.7).

I parametri di resistenza a taglio del Conglomerato di Pezzo, sono stati ottenuti dai risultati di test di carico di piastra a grande diametro (865 mm), effettuati nell'area del Blocco di Ancoraggio della Calabria. Questi sono stati condotti a tre diverse profondità di 5, 11.85 e 16m sotto il livello del suolo, con un condotto del diametro di 2.5 m. I risultati sono stati interpretati adottando le soluzioni disponibili per la pressione limitante,  $q_u$ , di fondazioni poco profonde (Berezantzev, 1964):

$$q_u = C_K c' + B_K \gamma D + A_K \gamma \frac{B}{2}$$

Dove  $\gamma$  ( $= 20$  kN/m<sup>3</sup>) e  $c'$  sono le unità di peso e la coesione del suolo,  $B$  ( $= 0.865$  m) è il diametro della piastra,  $D$  ( $= 0$ ) è la profondità della piastra e  $A_K$ ,  $B_K$  e  $C_K$  sono i fattori di capacità che dipendono

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

dall'angolo di frizione  $\varphi'$ .

I valori di  $q_u$  sono stati ottenuti direttamente per il test effettuato a 5 m sotto il livello del suolo, che è stato portato a rottura, ed estrapolati con una legge iperbolica per gli altri due test. In questo modo, per qualsiasi dato valore di  $\varphi'$  è possibile calcolare il valore corrispondente di  $c'$ . La Figura 2.8 mostra i valori di  $c'$  ottenuti a profondità fra 5 e 16m sotto il livello del suolo, supponendo che l'angolo di frizione sia nel *range*  $\varphi' = 38^\circ\div 42^\circ$ . Per profondità maggiori a 16m sotto il livello del suolo, è conservatore supporre che  $c'$  sia costante e pari al suo valore a 16 m sotto il livello del suolo; questo presupposto è coerente con l'esistenza, nella parte superiore dell'unità di Conglomerato di Pezzo, di uno strato di conglomerato eroso, mostrato anche dai profili di velocità dell'onda di taglio della seguente sezione. In questo tipo di materiali, un incremento di coesione con la profondità non influisce sull'angolo di frizione (cfr. es.: Jamiolkowski *et al.*, 1991).

Le caratteristiche di rigidità dei depositi sono state ottenute da un test cross-hole effettuato nelle vicinanze del Blocco di Ancoraggio della Calabria (AC-BH1), utilizzando tre fori che raggiungono una profondità massima di 100 m sotto il livello del suolo, a distanza di 5 metri l'uno dall'altro. I risultati di questo test cross-hole (a fori incrociati) in termini di velocità dell'onda di taglio,  $V_s$ , versus profondità, sono illustrati nella Figura 4.30.60 della Relazione PP-2R-A24. Nella Figura 2.9, gli stessi risultati sono mostrati come profili di piccoli moduli di deformazione di taglio,  $G_0$ . Ciò è stato ottenuto dalla velocità di onda di taglio come:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

I tre gruppi di dati si riferiscono ai valori ottenuti in ciascuno dei tre fori, mentre la linea continua è la media dei tre dati a ciascuna profondità.

Il profilo  $G_0$  con profondità, mostra tre diverse tendenze: per  $0\text{ m} < z < 20\text{ m}$   $G_0$  aumenta rapidamente da 190 MPa a 1200 MPa; per  $20\text{ m} < z < 40\text{ m}$   $G_0$  varia da circa 1200 MPa a circa 1400 MPa; sotto  $z=40\text{ m}$  i dati sono maggiormente dispersi con un valore medio di 2000 MPa. La Tabella 2.1 riassume i parametri meccanici principali ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica di cui sopra.

Tabella 2.1. Riassunto dei parametri meccanici principali derivati dalla caratterizzazione geotecnica

	profondità (m bgl)	$K_0$	$\varphi'_p$ (°)	$c'$ (kPa)	$K_h$ (m/s)*	$G_0$ (MPa)
Depositi Costieri.	0÷20	0.43÷0.47	41÷42	---	$2.6 \cdot 10^{-3}$	190÷1200
Congl. Di Pezzo eroso.	20÷40	0.6÷0.9	40	35÷70	$2.3 \cdot 10^{-2}$	1200÷1400
Congl. Pezzo	>40	0.6÷0.9	40	70	$2.3 \cdot 10^{-2}$	2000

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

### 3 Modello costitutivo del terreno e parametri del terreno

Nelle analisi FE discusse nelle seguenti sezioni, è stato descritto il comportamento meccanico del terreno, utilizzando il modello costitutivo Hardening Soil di Plaxis. Il modello è in grado di riprodurre la non-linearità del terreno, dovuta al verificarsi di deformazione plastica fin dal principio del processo di carico. La relazione non lineare sollecitazione- deformazione calcolata ha un modulo tangente iniziale pari a  $E'_0$ ; allo scarico, il modello assume un comportamento elastico con modulo di Young  $E'_0$ , riproducendo così una significativa variazione della rigidità. Nel modello la durezza del terreno dipende dall'effettivo stato di sollecitazione. Il modello Hardening soil è un modello elasto-plastico di tipo indipendente dal tempo con rigidità isotropica. Il comportamento elastico è definito dall'elasticità isotropica mediante un modulo di Young sollecitazione-dipendente:

$$E' = E^{\text{ref}} \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{\text{ref}}} \right)^m$$

dove  $\sigma'_3$  è la minima sollecitazione principale effettiva,  $c'$  è la coesione,  $\varphi'$  è l'angolo della resistenza a taglio,  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$  è la pressione di riferimento;  $E^{\text{ref}}$  e  $m$  sono parametri di modello.

Il modello ha due superfici di snervamento  $f_s$  e  $f_v$  con rigidità isotropica indipendente che dipende dalla deformazione plastica  $\gamma^p = (2 \cdot \varepsilon^p_1 - \varepsilon^p_v)$  e dalle deformazioni plastiche volumetriche  $\varepsilon^p_v$ , rispettivamente; le due superfici hanno le seguenti equazioni:

$$f_s = \frac{1}{E'_{50}} \frac{q}{(1 - 0.9 \cdot q/q_f)} - \frac{2q}{E'} - \gamma^p = 0$$

$$f_v = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_c'^2 = 0$$

Il parametro  $E'_{50}$  è dato da un'espressione simile a  $E'$ , ma a differenza di questa, esso non è utilizzato nell'ambito dell'elasticità. La rigidità della superficie  $f_s$  è isotropica e dipende dalla deformazione plastica  $\gamma^p = (2 \cdot \varepsilon^p_1 - \varepsilon^p_v)$ .

Nelle equazioni di cui sopra,  $p'$  è la sollecitazione effettiva media;  $\tilde{q}$  è una sollecitazione deviatorica che rappresenta la dipendenza di resistenza sulla sollecitazione effettiva principale intermedia  $\sigma'_2$ ;  $\alpha$  controlla la forma della superficie  $f_v$  nel piano  $\tilde{q} - p'$  e può essere correlata al coefficiente della pressione di terra a riposo  $K_0$  per stati normalmente consolidati. Il parametro di rigidità  $p'_c$  è la dimensione dell'attuale superficie  $f_v$  ed è correlato alla deformazione plastica volumetrica  $\varepsilon^p_v$  mediante la legge di rigidità, scritta in forma incrementativa come:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

$$d\varepsilon_V^p = \frac{\beta}{p_{ref}} \left( \frac{p'_c}{p_{ref}} \right)^m \cdot dp'_c$$

dove  $\beta$  è un parametro che controlla la variazione di  $p'_c$  con la deformazione volumetrica plastica. Nella formulazione di modello di Plaxis, il parametro  $E'_{oed}$ , relativo a  $\beta$ , deve essere specificato. Questo è il modulo costretto per un carico plastico mono-dimensionale, e dipende dalla massima sollecitazione effettiva principale  $\sigma'_1$  nella relazione:

$$E'_{oed} = E'^{ref}_{oed} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_1}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m$$

dove  $\sigma'_1$  è la massima sollecitazione effettiva principale.

Il valore iniziale del parametro di rigidità  $p'_c$  è correlato alla sollecitazione di snervamento verticale mono-dimensionale e può dunque essere specificato assegnando un valore per il rapporto OCR di sovra-consolidamento. OCR deve essere considerato come un rapporto di tensione di snervamento (yield stress ratio YSR) definita nell'ambito della plasticità di rigidità della deformazione, in modo tale che i valori di OCR >1 possono essere specificati anche per depositi di terreno geologicamente normalmente consolidati che mostrano una tensione di snervamento maggiore della tensione *in-situ*.

La regola del flusso è associata per stati che giacciono sulla superficie  $f_v$ , mentre una regola di flusso non associata è utilizzata per stati sulla superficie  $f_s$ . Quest'ultima è derivata dalla teoria della dilatanza di Rowe (1962); l'angolo di dilatanza mobilitato  $\psi_m$  dipende dall'attuale stato di sollecitazione attraverso l'angolo di frizione mobilitata  $\varphi'_m$  e l'angolo di frizione a costante volume  $\varphi'_{cv}$ :

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi'_m - \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_m \sin \varphi'_{cv}}$$

Di contro,  $\varphi'_{cv}$  può essere ottenuto dall'angolo di resistenza a taglio  $\varphi'$  e l'angolo di dilatanza  $\psi$  a rottura:

$$\sin \varphi'_{cv} = \frac{\sin \varphi' - \sin \psi}{1 - \sin \varphi' \sin \psi}$$

La Figurs 3.1 mostra la forma delle superfici di snervamento  $f_v$  e  $f_s$  ed indica schematicamente la loro evoluzione. Per il carico plastico da stati di sollecitazione isotropica, il modello prevede una relazione sollecitazione –deformazione non lineare con modulo iniziale tangente pari a  $E'$ . I valori di  $E'$  dunque sono stati correlate al modulo di taglio a piccolo –deformazione  $G_0$  ottenuta dal test cross-hole effettuato sul sito. In particolare, i valori di  $E'^{ref}$  e  $m$  sono stati ottenuti dai più adeguati risultati del test

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

cross-hole utilizzando l'equazione data sopra per  $E'$  e supponendo  $\nu' = 0.2$ .

Nelle analisi FE discusse di seguito, si è supposto un profilo di suolo semplificato, caratterizzato da un valore costante e conservatore della rigidità di taglio ( $G_0 = 1100$  MPa). La Figura 3.2 mostra il profilo di  $G_0$  rispetto alla profondità sotto il livello del terreno; la linea tratteggiata nella figura, rappresenta il profilo supposto di  $G_0$  il cui valore è ottenuto a partire dai valori di  $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $E'^{ref}$  e  $m$  riportati in Tabella 3.1. Nella relazione si mostra che il profilo di suolo supposto risulta in una stima conservatrice del comportamento del blocco nel blocco leggermente più grande in cui sono stati calcolati gli spostamenti. Il decadimento della rigidità con deformazione di taglio è stato descritto utilizzando i rapporti di  $E'^{ref} / E'_{50}{}^{ref} = 2$  e di  $E'_{50}{}^{ref} / E'_{oed}{}^{ref} = 1.0$  ed un valore per l'angolo di dilatanza a rottura  $\psi = 0$ .

Tabella 3.1. Parametri Hardening soil per analisi FE del blocco di ancoraggio

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$K_0$	YSR	$E'^{ref}$ (kPa)	$m$	$E'_{50}{}^{ref}$ (kPa)	$E'_{oed}{}^{ref}$ (kPa)
Conglomerato di Pezzo	20.0	70.0	40	0.42	2.0	$2.64 \cdot 10^6$	0.0	$1.32 \cdot 10^6$	$1.32 \cdot 10^6$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 4 Blocchi di ancoraggio – Sicurezza rispetto allo scorrimento

### 4.1 Condizioni statiche – equazioni dominanti

#### 4.1.1 Fattore di sicurezza globale

Il fattore di sicurezza globale rispetto allo scorrimento può essere scritto come:

$$F = \frac{[W' \cos \alpha + T \sin(\alpha - i)] \tan \varphi'_s + T_L + R_p \cos(\alpha - \delta)}{T \cos(\alpha - i) - W' \sin \alpha + S_a \cos \alpha} \quad (1)$$

dove (Fig. 4.1):

- $W'$  = peso sommerso del blocco di ancoraggio
- $T$  = forza trasmessa dai cavi
- $\alpha$  = inclinazione della superficie di scorrimento
- $i$  = inclinazione delle forze trasmesse dai cavi
- $\varphi'_s$  = angolo di resistenza a taglio sulla superficie di scorrimento
- $T_L$  = resistenza di scorrimento sviluppata ai lati del blocco
- $R_p$  = resistenza di terra passiva sviluppata sulla parte frontale del blocco
- $S_a$  = spinta di terra attiva sviluppata dietro il blocco (calcolata supponendo  $\delta = 0$ )
- $\delta$  = angolo di frizione all'interfaccia terreno-cemento

Il fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento diventa  $F = \infty$  se  $T \cos(\alpha - i) = W' \sin \alpha - S_a \cos \alpha$ . I valori di  $F < 0$  sono privi di importanza; in questi casi solo parte del peso del blocco agisce sulle superfici di scorrimento e si può supporre  $F = \infty$ .

#### 4.1.2 Fattori di sicurezza parziali

In D.M. 14.01.2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, i fattori di sicurezza parziali sono applicati alle azioni ed a parametri di resistenza. Dopo che i valori di progetto delle azioni  $E_d$  e di resistenza  $R_d$  sono calcolati, la condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere soddisfatta. Per il caso in oggetto, le azioni caratteristiche e la resistenza caratteristica sono definite come:

$$\begin{aligned} E_k &= T_k \cos(\alpha - i) - W'_k \sin \alpha + S_{ak} \cos \alpha \\ R_k &= [W'_k \cos \alpha + T_k \sin(\alpha - i)] \tan \varphi'_s + T_{Lk} + R_{Pk} \cos(\alpha - \delta) \end{aligned} \quad (2)$$

Nella sezione 2.6.1 di D.M. 14.01.2008 vengono definiti due approcci alternative: l'approccio 1 e l'approccio 2. Nell'Approccio 1, sono utilizzati due combinazioni di fattori di sicurezza parziali, in cui le azioni di progetto sono moltiplicate per fattori del gruppo A, i parametri di resistenza sono divisi per i

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

fattori del gruppo M e la resistenza globale del sistema è divisa per i fattori del gruppo R. La Combinazione 1 (C1), denominata STR, è utilizzata per le verifiche di stato limite dei componenti strutturali, mentre la Combinazione 2 (C2), denominata GEO, è utilizzata per studiare gli stati limite che coinvolgono meccanismi di collasso del terreno che interagisce con la struttura. Più specificatamente, le azioni sono maggiormente semplificate nella combinazione 1, mentre le resistenze del terreno sono principalmente ridotte nella combinazione 2.

Nell'Approccio 2, è definita una singola combinazione di fattori di sicurezza parziali.

Seguendo l'Approccio 1, Combinazione 2 per studiare gli stati limite geotecnici (GEO), si ha:

$$E_d = T_d \cos(\alpha - i) - \gamma_{G1} \cdot W'_k \sin \alpha + \gamma_{G1} \cdot S_{ad} \cos \alpha$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{ \left[ \gamma_{G1} \cdot W'_k \cos \alpha + T_d \sin(\alpha - i) \right] \frac{\tan \varphi'_{sk}}{\gamma_\varphi} + \gamma_{G1} \cdot T_{Ld} + \gamma_{G1} \cdot R_{Pd} \cos(\alpha - \delta) \right\} \quad (3)$$

dove  $\gamma_\varphi = 1.25$  e  $\gamma_R = 1.1$

Nell'equazione (3):

- La resistenza a taglio sui lati del blocco, la resistenza passiva di terra nella parte frontale del blocco e la spinta di terra attiva, sono calcolate utilizzando valori ridotti dell'angolo di resistenza di taglio che agisce sulla superficie di scorrimento  $\varphi'_{sd} = \text{atan} [(\tan \varphi'_{sk})/\gamma_\varphi]$ ;
- Le forze dei cavi includono i fattori di carico parziali, come indicato dalle analisi strutturali del progetto di gara per ciascuno stato limite e dunque non sono fattorizzate;
- Conformemente a D.M. 14.01.2010, il peso del blocco di ancoraggio (peso permanente), presente sia nell'azione  $E_d$  e la resistenza  $R_d$ , è moltiplicato per lo stesso fattore di carico  $\gamma_{G1} = 1$ , a prescindere dal suo effetto;
- Le componenti di  $S_a$  e  $R_p$  normali per la superficie di scorrimento sono trascurate;

La sicurezza rispetto allo scorrimento in condizioni di carico statico non saranno valutate poiché le condizioni di carico pseudo-statico sono le più critiche.

## 4.2 Condizioni sismiche – equazioni dominanti

L'analisi dei blocchi di ancoraggio in condizioni sismiche è effettuata utilizzando l'approccio pseudo-statico basato sulla forza e l'approccio di blocco in scorrimento basato sullo spostamento.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 4.2.1 Approccio pseudo-statico

Nell'approccio pseudo-statico, si suppone che il blocco di ancoraggio si comporti come un blocco rigido e che sia in uno stato di equilibrio sotto l'azione di forze di inerzia e statiche. La stabilità del blocco è misurata mediante un fattore globale di sicurezza  $F$  che è il rapporto della totale forza di resistenza alla forza di traino (driving force), oppure mediante un confronto dell'azione di progetto con la resistenza di progetto, entrambe includenti l'effetto di fattori di sicurezza parziali.

### 4.2.1.1 Fattore di sicurezza globale

Il fattore di sicurezza globale rispetto allo scorrimento può essere scritto come:

$$F = \frac{[W' \cos \alpha + T \sin(\alpha - i) + W(K_h \sin \alpha \pm K_v \cos \alpha)] \tan \varphi'_s + T_L + R_{pE} \cos(\alpha - \delta)}{T \cos(\alpha - i) - W' \sin \alpha + S_{aE} \cos \alpha + W(K_h \cos \alpha \pm K_v \sin \alpha)} \quad (4)$$

dove (Fig. 4.2):

- $W'$  = peso sommerso del blocco di ancoraggio
- $W$  = peso del blocco di ancoraggio
- $T$  = forza trasmessa dai cavi
- $\alpha$  = inclinazione della superficie di scorrimento
- $i$  = inclinazione delle forze trasmesse dai cavi
- $\varphi'_s$  = angolo di resistenza a taglio sulla superficie di scorrimento
- $T_L$  = resistenza di scorrimento sviluppata ai lati del blocco
- $R_{pE}$  = resistenza di terra passiva sviluppata sulla parte frontale del blocco
- $S_{aE}$  = spinta di terra attiva sviluppata dietro il blocco
- $\delta$  = angolo di frizione all'interfaccia terreno-cemento
- $K_h$  = coefficiente sismico orizzontale
- $K_v$  = coefficiente sismico verticale

### 4.2.1.2 Fattore di sicurezza parziale

In D.M. 14.01.2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, i fattori di sicurezza parziali sono applicati alle azioni ed a parametri di resistenza. Tuttavia, in situazioni sismiche, i fattori di carico delle azioni di progetto sono definiti pari all'unità  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$  (§ 7.11.1 - D.M. 14.01.2008); di conseguenza, tali fattori sono di seguito omessi.

Dopo che i valori di progetto delle azioni  $E_d$  e di resistenza  $R_d$  sono calcolati, la condizione  $R_d \geq E_d$  deve

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

essere soddisfatta.

Per il caso in oggetto, le azioni caratteristiche e la resistenza caratteristica sono definite come:

$$\begin{aligned}
 E_k &= T_k \cos(\alpha - i) - W'_k \sin \alpha + S_{aE(k)} \cos \alpha + W_k (K_h \cos \alpha \pm K_v \sin \alpha) \\
 R_k &= [W'_k \cos \alpha + T_k \sin(\alpha - i) + W_k (K_h \sin \alpha \pm K_v \cos \alpha)] \tan \varphi'_s + T_{Lk} + R_{pE(k)} \cos(\alpha - \delta)
 \end{aligned} \quad (5)$$

Seguendo, come sopra, l'Approccio 1, Combinazione 2, si ha:

$$\begin{aligned}
 E_d &= T_d \cos(\alpha - i) - W'_k \sin \alpha + S_{aE(d)} \cos \alpha + W_k (K_h \cos \alpha \pm K_v \sin \alpha) \\
 R_d &= \frac{1}{\gamma_R} \left\{ [W'_k \cos \alpha + T_d \sin(\alpha - i) + W_k (K_h \sin \alpha \pm K_v \cos \alpha)] \frac{\tan \varphi'_s}{\gamma_\varphi} + T_{Ld} + R_{pE(d)} \cos(\alpha - \delta) \right\}
 \end{aligned} \quad (6)$$

con  $\gamma_\varphi = 1.25$  e  $\gamma_R = 1.1$

Nell'equazione (6):

- La resistenza a taglio sui lati del blocco, la resistenza passiva di terra nella parte frontale del blocco e la spinta di terra attiva dietro al blocco, sono calcolate utilizzando valori ridotti dell'angolo di resistenza di taglio che agisce sulla superficie di scorrimento  $\varphi'_{sd} = \text{atan}[(\tan \varphi'_{sk})/\gamma_\varphi]$ ;
- Le forze dei cavi includono i fattori di carico parziali, come indicato dalle analisi strutturali del progetto di gara per ciascuno stato limite;
- Le componenti di  $S_a$  e  $R_p$  normali per la superficie di scorrimento sono trascurate;

#### 4.2.2 Approccio basato sullo spostamento

Nell'approccio basato sullo spostamento, la sicurezza del blocco di ancoraggio è valutata confrontando lo spostamento permanente sviluppato durante il terremoto con un valore soglia. Lo spostamento indotto da terremoto della potenziale massa in scorrimento, è determinato seguendo una procedura in due fasi: dapprima, l'accelerazione critica è determinata dall'approccio pseudo-statico; poi lo spostamento cumulativo della massa potenzialmente in scorrimento è valutato utilizzando l'analisi del blocco in scorrimento.

Nell'analisi, la potenziale massa in scorrimento è trattata come un corpo rigido e gli spostamenti permanenti avvengono ogni volta che l'accelerazione al suolo eccede l'accelerazione critica. Per un dato terremoto, lo spostamento permanente è calcolato integrando due volte la storia temporale di accelerazione con l'accelerazione critica utilizzata come dato di riferimento; più specificatamente, l'integrazione numerica è estesa agli intervalli di tempo in cui la velocità della massa in scorrimento rispetto al terreno è positiva.

Secondo la sezione C.7.11 della Circolare No.617 del 02.02.09 (Istruzioni per l'applicazione delle

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

“Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.08), l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza  $c'_k$  e  $\varphi'_k$ . Ricordando che in condizioni sismiche i fattori di carico sono uguali all'unità, nella parte seguente, il suffisso K e i coefficienti  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono omessi a titolo di semplicità.

#### 4.2.2.1 Coefficiente sismico critico

Si presume che l'azione sismica pseudo-statica, agisca con un angolo  $(\alpha-\theta)$  rispetto alla superficie di scorrimento (Fig.3.3). Supponendo condizioni di equilibrio di limite ( $F=1$ ) e trascurando in questa fase i contributi delle spinte di terra attive e passive, si ottiene la seguente espressione K:

$$F = \frac{[W' \cos \alpha + T \sin(\alpha - i) + KW \sin(\alpha - \theta)] \tan \varphi'_s + T_L}{T \cos(\alpha - i) - W' \sin \alpha + KW \cos(\alpha - \theta)} = 1 \quad (7)$$

$$K = \frac{[W' \cos \alpha + T \sin(\alpha - i)] \tan \varphi'_s - T \cos(\alpha - i) + W' \sin \alpha + T_L}{W [\cos(\alpha - \theta) - \sin(\alpha - \theta) \tan \varphi'_s]} \quad (8)$$

Il valore minimo di K, ovvero il coefficiente sismico critico  $K_c$ , è ottenuto per  $\theta = \alpha + \varphi'_s \Rightarrow \alpha - \theta = -\varphi'_s$  (Fig. 4.3):

$$K_{c(\text{red})} = \frac{[W' \cos \alpha + T \sin(\alpha - i)] \tan \varphi'_s - T \cos(\alpha - i) + W' \sin \alpha + T_L}{W [\cos(-\varphi'_s) - \sin(-\varphi'_s) \tan \varphi'_s]} \quad (9)$$

Durante lo scorrimento ( $K > K_c$ ), si può presumere che una spinta di terra netta  $\Delta R$ , ottenuta come differenza fra le sollecitazioni normali che agiscono di fronte e dietro al blocco di ancoraggio, incrementi gradualmente all'aumentare degli spostamenti del blocco. Dunque, l'effetto di  $\Delta R$  è esplicitamente incluso nell'equazione di movimento relative utilizzata per calcolare lo spostamento del blocco di ancoraggio indotto da terremoto.

$\Delta R$  è una funzione dello spostamento relativo accumulato durante il carico da terremoto:

$$\Delta R(u) = k_d(u) \cdot u(t) \quad (10)$$

dove  $k_d$  è una molla di rigidità non lineare che dipende dallo spostamento relativo  $u$  (Fig. 4.4).

#### 4.2.2.2 Equazione di moto relativo in condizioni sismiche

L'equazione di moto relativo del blocco di ancoraggio può essere scritta, nella sua forma più semplice, come:

$$m\ddot{u}(t) = [E_d(K) - E_d(K_{c(\text{red})})] - [R_d(K) - R_d(K_{c(\text{red})})] \quad (11)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

dove

$[E_d(K) - E_d(K_{c(red)})]$  = azione di traino netta relative a condizioni di equilibrio limite

$[R_d(K) - R_d(K_{c(red)})]$  = forza di resistenza netta relative a condizioni di equilibrio limite

Poiché:

$$\begin{aligned} E_d(K) &= [T \cos(\alpha - i) - W' \text{sen} \alpha + K(t)W \cos(\alpha - \theta)] \\ E_d(K_{c(red)}) &= [T \cos(\alpha - i) - W' \text{sen} \alpha + K_{c(red)}W \cos(\alpha - \theta)] \end{aligned} \quad (12)$$

e

$$\begin{aligned} [R_d(K)] &= [W' \cos \alpha + T \text{sen}(\alpha - i) + K(t)W \text{sen}(\alpha - \theta)] \tan \varphi'_s + T_L \\ [R_d(K_{c(red)})] &= [W' \cos \alpha + T \text{sen}(\alpha - i) + K_{c(red)}W \text{sen}(\alpha - \theta)] \tan \varphi'_s + T_L + \Delta R(u) \end{aligned} \quad (13)$$

Si può derivare:

$$\begin{aligned} [E_d(K) - E_d(K_{c(red)})] &= [K(t) - K_{c(red)}] \cdot W \cos(\alpha - \theta) \\ [R_d(K) - R_d(K_{c(red)})] &= [K(t) - K_{c(red)}] \cdot W \text{sen}(\alpha - \theta) \tan \varphi'_s + \Delta R(u) \end{aligned} \quad (14)$$

e

$$\frac{W}{g} \ddot{u}(t) = [K(t) - K_{c(red)}] \cdot W \frac{\cos(\alpha - \theta + \varphi'_s)}{\cos \varphi'_s} - k_d(u) \cdot u(t) \quad (15)$$

che, per  $\theta = \alpha + \varphi'_s \Rightarrow \alpha - \theta = -\varphi'_s$ , fornisce:

$$\ddot{u}(t) + g \frac{k_d(u)}{W} \cdot u(t) = g [K(t) - K_{c(red)}] \frac{1}{\cos \varphi'_s} \quad (16)$$

Infine. Separando i componenti orizzontali e verticali delle storie temporali di accelerazione, si può scrivere:

$$\begin{aligned} E_d(K) &= [T \cos(\alpha - i) - W' \text{sen} \alpha + W(K_h \cos \alpha + K_v \text{sen} \alpha)] \\ E_d(K_{c(red)}) &= [T \cos(\alpha - i) - W' \text{sen} \alpha + K_{c(red)}W \cos(\alpha - \theta)] \end{aligned} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} [R_d(K)] &= [W' \cos \alpha + T \text{sen}(\alpha - i) + W(K_h \text{sen} \alpha - K_v \cos \alpha)] \tan \varphi'_s + T_L \\ [R_d(K_{c(red)})] &= [W' \cos \alpha + T \text{sen}(\alpha - i) + K_{c(red)}W \text{sen}(\alpha - \theta)] \tan \varphi'_s + T_L + \Delta R(u) \end{aligned} \quad (18)$$

L'azione di traino (driving force) e la forza di resistenza sono:

$$\begin{aligned} [E_d(K) - E_d(K_{c(red)})] &= W [K_h \cos \alpha + K_v \text{sen} \alpha - K_{c(red)} \cos(\alpha - \theta)] \\ [R_d(K) - R_d(K_{c(red)})] &= W [K_h \text{sen} \alpha - K_v \cos \alpha - K_{c(red)} \text{sen}(\alpha - \theta)] \tan \varphi'_s + \Delta R(u) \end{aligned} \quad (19)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

In modo tale che l'equazione di moto relativo è:

$$\frac{W}{g} \ddot{u}(t) = W \{ K_h (\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha \tan \varphi'_s) + K_v (\operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha \tan \varphi'_s) - K_c [\cos(\alpha - \theta) - \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \tan \varphi'_s] \} + k_d \cdot u(t) \quad (20)$$

che, per  $\theta = \alpha + \varphi'_s \Rightarrow \alpha - \theta = -\varphi'_s$ , fornisce:

$$\ddot{u}(t) + g \frac{k_d(u)}{W} u(t) = g \{ [K_h(t) + K_v(t) \tan(\alpha + \varphi'_s)] \cos(\alpha + \varphi'_s) - K_{c(\text{red})} \} \frac{1}{\cos \varphi'_s} \quad (21)$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 5 Blocco di Ancoraggio Calabria – sicurezza rispetto allo scorrimento

### 5.1 Peso proprio del blocco di ancoraggio

La Figura 5.1 mostra una vista in pianta ed una sezione del blocco di ancoraggio della Calabria. Il peso del blocco di ancoraggio è stato calcolato utilizzando uno schema Cad basato sui disegni del progetto di gara (Fig. 5.2). Il progetto originale include la presenza di due camere riempite con materiale granulare. In corrispondenza del blocco di ancoraggio della Calabria, il battente idraulica è  $H_w = 94.5$  m sul livello del mare. Per ridurre la pressione dell'acqua nei pori, il progetto di gara richiede la costruzione di un tunnel di drenaggio, riducendo il battente idrico a  $H_w = 88.0$  m sul livello del mare. Nelle analisi che seguono è stata considerata sia la presenza che l'assenza di tale tunnel di drenaggio. I dati pertinenti sono elencati nelle Tabelle 5.1 e 5.2.

Tabella 5.1. Peso del Blocco di ancoraggio Calabria – presenza del tunnel di drenaggio ( $H_w = 88.0$  m a.s.l.)

	volume ( $m^3$ )	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	peso (MN)
cemento	230433	24	5530
Camere piene (x2)	36321	20	726
Forza risultante dalla pressione dell'acqua dei pori	37932	10	-379
<b>Totale</b>			<b>5877</b>

Tabella 5.2. Peso del Blocco di ancoraggio Calabria – assenza del tunnel di drenaggio ( $H_w = 94.5$  m a.s.l.)

	volume ( $m^3$ )	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	peso (MN)
cemento	230433	24	5530
Camere piene (x2)	36321	20	726
Forza risultante dalla pressione dell'acqua dei pori	75323	10	-753
<b>Totale</b>			<b>5503</b>

### 5.2 Meccanismi di scorrimento

Nelle analisi sono stati considerate tre possibili meccanismi di scorrimento (Figura 5.3), caratterizzati da angoli di inclinazione  $\alpha = 33.7^\circ$ ,  $25.3^\circ$  e  $0^\circ$ , come riportato in Tabella 5.3 e Tabella 5.4; tutti i meccanismi si sviluppano all'interno del terreno. Nel primo meccanismo, si presume che il muro di diaframma di fronte al blocco, ceda e che la superficie di scorrimento lo trapassi; nel secondo, il piano

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

di scorrimento si presume si sviluppo sotto la punta del diaframma; nel terzo meccanismo, si presume che lo scorrimento si verifichi nell'inclinazione inferiore della base del blocco. Il contributo del terreno fra la superficie di scorrimento e il blocco di ancoraggio, è considerato come un peso aggiunto, e si presume che si muova insieme al blocco di ancoraggio.

Tabella 5.3: Meccanismi di scorrimento del blocco di ancoraggio Calabria – presenza del tunnel di drenaggio

	inclinazione (°)	Peso del blocco di ancoraggio (MN)	Peso terreno (MN)	Peso totale (MN)
meccanismo 1	33.7	5877	86	5963
meccanismo 2	25.3	5877	301	6178
meccanismo 3	0	5877	645	6522

Tabella 5.4: Meccanismi di scorrimento del blocco di ancoraggio Calabria – assenza del tunnel di drenaggio

	inclinazione (°)	Peso del blocco di ancoraggio (MN)	Peso terreno (MN)	Peso totale (MN)
meccanismo 1	33.7	5503	70	5573
meccanismo 2	25.3	5503	228	5731
meccanismo 3	0	5503	534	6037

Ci si può aspettare che le analisi FE condotte in condizioni di deformazione piana indichino che, in condizioni di carico SLU, l'inclinazione dominante dei vettori di spostamento sia nel range 0°-25.3° in modo che il secondo ed il terzo meccanismo siano quelli con più probabilità di occorrenza. Inoltre, i risultati mostrano che il meccanismo di scorrimento dipende solo lievemente dalla distribuzione della pressione dell'acqua dei pori. Le pendenze delle superfici di scorrimento dunque sono mantenute costanti nelle analisi, a prescindere dalla presenza del sistema di drenaggio.

### 5.3 Valutazione della superficie di scorrimento

Per stimare il meccanismo di scorrimento più probabile, analisi FE di deformazione piana sono state condotte utilizzando il Plaxis 8. La Figura 5.4 mostra la mesh adottata, fatta di 1759 elementi triangolari a 15 nodi con interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e interpolazione di terzo ordine per la pressione dell'acqua dei pori. La mesh è larga 686.9 m, e la sua altezza da va 269.4 m a 310m. al limite inferiore, gli spostamenti sono vincolati sia in direzione verticale che orizzontale mentre ai limiti

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

lateralmente, sono gli spostamenti orizzontali sono limitati.

La geometria del blocco di ancoraggio si basa sui disegni forniti nel progetto di gara.

Il contatto terreno-blocco è modellato mediante elementi di interfaccia con resistenza a taglio e rigidità ridotta.

Come illustrato alla sezione 3, il comportamento del terreno è stato descritto utilizzando il modello costitutivo Hardening Soil disponibile nel modello Plaxis. Si tratta di un modello elasto-plastico di tipo indipendente dal tempo con rigidità isotropica e criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Il test cross-hole, effettuato sul sito nel 1992, è stato utilizzato per valutare il modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$ . Il decadimento della rigidità con resistenza a taglio è stato descritto utilizzando rapporti di  $E^{ref} / E'_{50}{}^{ref} = 2$  e di  $E'_{50}{}^{ref} / E'_{oed}{}^{ref} = 1.0$  ed un valore per l'angolo di dilatanza a rottura  $\psi = 0$ . I parametri del terreno adottati nelle analisi sono quelli elencati nella Tabella 3.2 (cfr. sezione 3).

Un modello elasto-plastico è stato utilizzato per descrivere il comportamento meccanico degli elementi interfaccia. I parametri di resistenza e rigidità sono stati ridotti applicando le seguenti regole:

$$\begin{aligned}
 \tan \varphi'_{int} &= R_{int} \tan \varphi'_{soil} \\
 c'_{int} &= R_{int} c'_{soil} \\
 \psi'_{int} &= 0^\circ \\
 G_{int} &= R_{int}^2 G_{soil}
 \end{aligned}
 \tag{22}$$

dove  $R_{int}$  è un fattore di riduzione; nelle analisi è stato adottato un valore di  $R_{int} = 0.67$ .

Si suppone che il blocco di ancoraggio si comporti come un materiale elastico non-poroso con rapporto Poisson  $\nu = 0.15$  e modulo di Young  $E = 3 \cdot 10^7$  MPa.

Le analisi sono state condotte in termini di sollecitazioni effettive, supponendo condizioni di drenaggio. Al fine di effettuare le analisi di deformazione piana, occorre stimare sia l'equivalente unità di peso della camera dei cavi che le camere piene. Ciò è stato ottenuto rendendo il peso proprio del blocco di ancoraggio uguale a quello dello schema 2D equivalente. Per ogni parte (camera cavi o camera piena) l'unità di peso equivalente  $\gamma_{eq}$  è data dall'equazione:

$$\gamma_{eq} V_{eq} = \gamma_{conc} (V_{eq} - V) + \gamma V
 \tag{23}$$

dove

- $V_{eq}$  è il volume delle camera dei cavi o delle camere piene nella configurazione 2D equivalente (es: distribuita lungo l'intera larghezza del blocco di ancoraggio, pari a 100m);
- $\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$  è l'unità di peso del cemento armato;
- $\gamma$  è l'unità di peso del materiale;
- $V$  è il volume reale delle camera cavi o delle camere piene.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Dall'equazione di cui sopra ne consegue che:

$$\gamma_{eq} = \gamma_{conc} + (\gamma - \gamma_{conc}) \frac{V}{V_{eq}} \quad (24)$$

La Tabella 5.5 riassume i valori di  $\gamma_{eq}$  utilizzati nelle analisi FE di deformazione piana

Tabella 5.5. Unità di peso equivalenti supposti nelle analisi FE 2D

	V (m <sup>3</sup> )	V <sub>eq</sub> (m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{conc}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{eq}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Camere cavi (x2)	13935	39704	0	25	15.58
Camere piene (x2)	36321	51888	20	25	21.20

L'obiettivo delle analisi FE 2D è quello di stimare il comportamento del blocco di ancoraggio in una condizione di stato limite ultimo. A tal fine, le condizioni di carico SLU sono state prese in considerazione nelle analisi, diffondendo il carico del cavo  $T$  sulla larghezza  $B=100m$  del blocco di ancoraggio, per tenere conto delle condizioni di deformazione piana.

La seguente sequenza di fasi è stata applicata durante le analisi: calcolo dello stato di sollecitazione iniziale; attivazione del blocco di ancoraggio; applicazione del carico di cavo  $T$  (Tabella 5.6).

Tabella 5.6. Sequenza di fasi dei calcoli

fase	descrizione
0	Stato di sollecitazione iniziale, supponendo condizioni di sollecitazione $K_0$
1	Applicazione carico di gravità (per tenere conto della superficie non orizzontale del terreno)
2	Reset spostamento ed attivazione del blocco di ancoraggio
3	Reset spostamento ed attivazione del carico di cavo $T$

Il carico di cavo  $T$  è applicato con una inclinazione  $i = 15^\circ$  rispetto all'orizzontale; il valore che corrisponde allo stato limite SLU,  $T = 3934$  MN, è stato derivato dalle analisi strutturali del progetto di gara. La presenza di muri di diaframma di fronte e dietro al blocco di ancoraggio non è stata tenuta in considerazione nelle analisi.

Le Figure 5.5 e 5.6 mostrano i contorni delle resistenze a taglio mobilitate, espresse in termini del rapporto  $t/t_{max}$  dove  $t = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$  e  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  sono le principali sollecitazioni effettive massime e minime; quando i valori di  $t/t_{max}$  si avvicinano all'unità, si raggiunge la totale resistenza a taglio del terreno.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Nella fase 3, quando le condizioni SLU sono applicate, parte della resistenza a taglio è mobilitata sia alla base che di fronte al blocco di ancoraggio, ed un pezzetto di terreno plastico può essere riconosciuto nel momento in cui il blocco di ancoraggio è tirato dalla forza del cavo. Le Figure 5.7 e 5.8 mostrano la mesh deformata ottenuta in questa fase, con e senza il sistema di drenaggio.

Per stimare la superficie di scorrimento più probabile, lo spostamento del blocco e la sua direzione sono state valutate come la media fra gli spostamenti del centro di gravità e di quattro nodi del blocco al contatto con il terreno (Figure 5.9-5.10).

La Tabella 5.7 e 5.8 mostrano i risultati ottenuti nell'ipotesi di presenza o assenza del sistema di drenaggio.

Tabella 5.7: spostamenti del blocco di ancoraggio al termine della fase 4 con sistema di drenaggio

Punti	X m	Y m	$u_x$ m	$u_y$ m	u m	Direzione °
A	79.500	102.800	0.030	0.005	0.030	9.705
B	46.000	77.000	0.029	0.005	0.030	10.633
C	26.000	77.000	0.029	0.005	0.029	10.320
D	-10.000	101.000	0.029	0.001	0.029	1.077
G (centro di gr.)	34.463	101.175	0.030	0.006	0.031	10.505
media					0.030	8.448

Tabella 5.8: spostamenti del blocco di ancoraggio al termine della fase 4 senza sistema di drenaggio

Punti	x m	y m	$u_x$ m	$u_y$ m	u m	Direzione °
A	79.500	102.800	0.031	0.003	0.031	4.841
B	46.000	77.000	0.031	0.004	0.031	7.436
C	26.000	77.000	0.030	0.004	0.030	8.291
D	-10.000	101.000	0.030	0.001	0.030	1.517
G (centro di gr.)	34.529	102.084	0.031	0.004	0.031	8.275
media					0.031	6.072

In condizioni di carico SLU, lo spostamento medio è di 30-31 mm (con o senza sistema di drenaggio rispettivamente) e la direzione media è nel range da 6.1° a 8.4° in orizzontale. Il meccanismo di scorrimento più probabile dunque è fra il secondo ed il terzo meccanismo, in quanto influenzato solo lievemente dal sistema di drenaggio.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

L'inclinazione del vettore di spostamento del blocco calcolato nelle analisi 2D (6°-8°) è coerente con il valore di circa 8° ottenuto nelle analisi tridimensionali, come mostrato nella relazione "Blocco di ancoraggio Calabria: valutazione del comportamento del blocco mediante analisi FE 3D e di capacità portante" (*"Calabria anchor block: evaluation of block behaviour via 3D FE analyses and of bearing capacity"*).

Inoltre, lo spostamento massimo del blocco elaborato nelle analisi 2D ( $u = 3$  cm) è abbastanza coerente con quello elaborato nelle analisi 3D ( $u = 1$  cm) se si tiene conto dell'influenza di differenti condizioni geometriche. Infatti, utilizzando l'equivalenza delle analisi 2D rispetto a quelle 3D, ne deriva  $u^{3D} \cong 0.5 \cdot u^{2D} \cong 1.5$  cm, ovvero un dato coerente con il valore di circa 1.0 cm elaborato nelle analisi 3D (cfr. Appendice A.7 della relazione "Valutazione delle matrici di rigidità equivalenti per i sistemi suolo-fondazioni" - *"Evaluation of equivalent stiffness matrices for the soil-foundation systems"*).

#### 5.4 Resistenza allo scorrimento ai lati del blocco di ancoraggio

La resistenza di scorrimento  $T_L$  sviluppata ai lati del blocco di ancoraggio è stata calcolata secondo l'ipotesi conservatrice che l'equilibrio limite attivo è raggiunto dietro i muri di diaframma durante le fasi di scavo. La sollecitazione di taglio al punto di contatto dei muri laterali con il terreno, può essere scritta come:

$$\tau_s = \sigma'_n \cdot \tan\varphi'_s = K_a \sigma'_v \cdot \tan\varphi'_s$$

Dove il coefficiente di pressione di terra attiva  $K_a$  è calcolato in modo conservatore utilizzando il caratteristico angolo di resistenza a taglio del terreno  $\varphi'_k = 40^\circ$ , mentre un angolo di frizione  $\varphi'_s = \text{atan}[(3/4)\tan\varphi']$  è supposto all'interfaccia blocco-suolo; i valori caratteristici corrispondenti sono stati  $\varphi'_k = 40^\circ$  e  $\varphi'_{sk} = 32^\circ$ . La resistenza di scorrimento è stata calcolata riducendo  $\tan\varphi'$  e  $\tan\varphi'_s$  del fattore  $\gamma_\varphi = 1.25$  indicato in D.M. 14.01.2008 – "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (Tabella 5.9).

Tabella 5.9. Resistenza di scorrimento ai lati del blocco di ancoraggio  $T_L$

	$\varphi'_k$ (°)	$\varphi'_d$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_d$ (kPa)
Coefficiente di pressione di terra attiva $K_a$	40	-	-	-
Angolo di frizione ai lati del blocco $\varphi'_s = \text{atan}[(3/4)\tan\varphi'_k]$	32.2	26.7	-	-

La Tabella 5.10 e 5.11 elencano le caratteristiche ed i valori di progetto della resistenza laterale  $T_L$  presunta nel calcolo per tenere in considerazione il contributo dei lati del blocco alla resistenza di scorrimento. Le prime sono utilizzate per valutare il coefficiente sismico critico  $K_{c(\text{red})}$  dat90 dall'equazione (9), mentre gli utili sono usati nell'approccio pseudo-statico. La profondità dei lati del

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

blocco tenuta in considerazione nel calcolo della resistenza di scorrimento, varia, a seconda del meccanismo di scorrimento. Le Tabelle presenti nell'Appendice A forniscono i dettagli di calcolo.

Tabella 5.10. Resistenza di scorrimento sui lati del blocco con sistema di drenaggio

meccanismo	$\varphi'_{sk}$ (°)	$T_{LK}$ (MN)	$\varphi'_{sd}$ (°)	$T_{Ld}$ (MN)
(1)	32	196.7	26.7	157.4
(2)	32	212.3	26.7	169.9
(3)	32	261.5	26.7	209.2

Tabella 5.11. Resistenza di scorrimento sui lati del blocco senza sistema di drenaggio

meccanismo	$\varphi'_{sk}$ (°)	$T_{LK}$ (MN)	$\varphi'_{sd}$ (°)	$T_{Ld}$ (MN)
(1)	32	186.3	26.7	149.1
(2)	32	200.8	26.7	160.6
(3)	32	244.6	26.7	195.7

## 5.5 Resistenza passiva nella parte frontale del blocco

### 5.5.1 Approccio pseudo-statico

La resistenza passiva sviluppata nella parte frontale del blocco allo scorrimento è stata calcolata utilizzando la soluzione ottenuta da Chen and Liu (1990) mediante il teorema cinematico di analisi di limite. Per un valore di  $\varphi'_k=40^\circ$  si è supposto  $\delta_k = \varphi'_k/2 = 20^\circ$  e  $\delta_d = \varphi'_d/2 = 17^\circ$ . Ancora una volta, secondo D.M. 14.01.2008, la resistenza passiva è stata calcolata riducendo  $\tan\varphi'$  del fattore  $\gamma_\varphi = 1.25$  (Tabella 5.12).

Tabella 5.12. Resistenza passiva nella parte frontale del blocco  $R_p$

	$\varphi'_k$ (°)	$\varphi'_d$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_d$ (kPa)
Coefficiente di pressione di terra passiva $K_p$	40	33.9	-	-
Angolo di frizione alle interfacce suolo-blocco $\delta_k = \varphi'_k/2$	20	17	-	-

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

La Tabella 5.13 riporta i valori dei coefficienti di pressione di terra passivi  $K_{Pk}$  e  $K_{Pd}$ , valutati utilizzando i valori caratteristici ( $\varphi'_k = 40^\circ$ ) e di progetto ( $\varphi'_d = 33.9^\circ$ ) dell'angolo di resistenza a taglio, rispettivamente. I valori di  $K_h$  e  $K_v$  utilizzati nel calcolo sono anche elencati alla Tabella 5.13. Essi sono stati ottenuti supponendo i valori di  $a_g$  specificati nel documento GCG.F.04.01 "Fondamenti progettuali e prestazioni attese per l'Opera di attraversamento". Gli effetti sul sito sono stati tenuti in considerazione supponendo un fattore di amplificazione topografica  $S_T = 1.2$  ed un fattore di amplificazione del sottosuolo  $S_S = 1.0$ . Conformemente a D.M. 14.01.2008, il coefficiente  $\beta_m = 0.31$  è stato utilizzato per il calcolo di  $K_h$ .

Tabella 5.13. Coefficienti sismici pseudo-statici e coefficienti di pressine di terra passiva

Stato limite	$a_g$ (g)	$K_h$	$K_v$	$K_{Pk}$ ( $\varphi'_k = 40^\circ$ )	$K_{Pd}$ ( $\varphi'_d = 33.9^\circ$ )
SLS2	0.26	0.097	0.049	9.005	5.481
SLU	0.58	0.216	0.108	7.655	4.577
SLIS	0.64	0.238	0.119	7.395	4.401

La resistenza passiva è stata calcolata dal battente dei muri di diaframma (114 m sul livello del mare) fino a diverse profondità, secondo il meccanismo di scorrimento considerato nelle analisi; una lunghezza di  $L = 100$  m è stata considerata nel calcolo. La Tabella 5.14 e 5.15 riassumono i valori di progettuali calcolati della resistenza passiva  $R_{Pd}$  sviluppata frontalmente al blocco; a titolo di confronto, i valori caratteristici di  $R_p$  sono anch'essi presentati nelle tabelle. L'Appendice B mostra i dettagli di calcolo.

Tabella 5.14. Resistenza passiva di terra frontale al blocco – presenza del sistema di drenaggio

Meccanismo di scorrimento	SLS2		SLU		SLIS	
	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)
(1) $z = 13.1$ m	1545.3	940.6	1313.7	785.5	1269.1	755.3
(2) $z = 20.0$ m	3602.0	2192.4	3062.0	1830.8	2958.0	1760.4
(3) $z = 37.3$ m	11953.6	7275.7	10161.6	6075.7	9816.5	5842.1

Tabella 5.15. Resistenza passiva di terra frontale al blocco – assenza del sistema di drenaggio

Meccanismo di scorrimento	SLS2		SLU		SLIS	
	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)	$R_{Pk}$ (MN)	$R_{Pd}$ (MN)
(1) $z = 13.1$ m	1545.3	940.6	1313.7	785.5	1269.1	755.3
(2) $z = 20.0$ m	3600.9	2191.7	3061.0	1830.2	2957.1	1759.8
(3) $z = 37.3$ m	11102.0	6757.4	9437.6	5642.8	9117.1	5425.9

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

### 5.5.2 Approccio basato sullo spostamento

Nell'approccio basato sullo spostamento, la resistenza passiva di terra  $R_p$  frontale al blocco, si presume incrementi progressivamente con lo spostamento relativo  $u$  indotto da carico di terremoto. Per i calcoli, è necessaria una relazione analitica fra  $R_p$  e  $u$ . A tal fine, le analisi FE di deformazione piana sono state condotte con riferimento al meccanismo 2 ( $\alpha = 25.3^\circ$ ) ed al meccanismo 3 ( $\alpha = 0^\circ$ ) che sono stati visti come limite superiore e inferiore per l'inclinazione della superficie di scorrimento. Le Figure 5.11 e 5.12 mostrano le mesh FE utilizzate per i calcoli. Lo stesso profilo di suolo è stato supposto nelle analisi, come discusso in § 2 e 3. Nelle analisi, un muro ideale, caratterizzato da un contatto perfettamente liscio con il suolo è collocato in posizione corrispondente alla parte frontale del blocco di ancoraggio; la lunghezza del muro si estende fino alla profondità del meccanismo di scorrimento modellato nelle analisi ( $z = 20$  m e  $z = 37.3$  m).

Uno spostamento uniforme è applicato alla parete che progressivamente incrementa da 1 mm a circa 1 m. Per ogni valore dello spostamento applicato, la resistenza di terra  $\Delta R$  per unità di lunghezza è data da:

$$\Delta R = \int_L (\sigma_h - \sigma_{h0}) dl \quad (25)$$

dove  $\sigma_h$  e  $\sigma_{h0}$  sono le sollecitazioni orizzontali agenti sul muro per un dato spostamento  $u$  e in condizioni reostatiche, rispettivamente, ed  $L$  è l'altezza del muro ideale. La relazione fra la resistenza di terra frontale al muro  $\Delta R$  e lo spostamento del muro  $u$  è stata ottenuta dal più adeguato dato  $u - \Delta R$  nell'equazione:

$$\Delta R(u) = \frac{u}{b + m \cdot u} \quad (26)$$

dove  $b$  ed  $m$  sono costanti. In tale condizione, il valore finale di  $\Delta R$  è dato da

$$\Delta R_{\max} = \lim_{u \rightarrow \infty} \frac{u}{b + m \cdot u} = \frac{1}{m} \quad (27)$$

Il presupposto di una interfaccia suolo-parete liscia, genera una stima conservatrice di resistenza passiva. Inoltre, l'ipotesi di condizioni di deformazione piana è conservatrice per il fatto che spostamenti maggiori sono indotti da una data pressione in condizioni 2D; di conseguenza, si ottiene una molla non lineare maggiormente deformabile.

Nelle analisi, il comportamento meccanico del suolo è stato descritto utilizzando il modello costitutivo Hardening Soil il quale è in grado di descrivere il comportamento non lineare del suolo sin dal principio del processo di carico; gli stessi parametri elencati in Tabella 3.2 sono stati utilizzati a tal fine.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Una analisi comparative è stata condotta modellando tre diversi strati di terreno, come derivato dalle indagini effettuate sul sito, e contemplate nelle analisi 3D della relazione “Blocco di Ancoraggio Calabria – valutazione del comportamento del blocco mediante analisi FE 3D e della capacità portante ( “*Calabria Anchor Block – evaluation of block behaviour via 3D FE analyses and of bearing capacity*”). Il confronto, riportato nell'Appendice E, mostra che le relazioni fra la resistenza terra muro  $\Delta R$  e lo spostamento del muro  $u$  stimate in questa relazione sono conservatrici e possono essere utilizzate in modo sicuro. La sequenza delle fasi delle analisi è riassunta in Tabella 5.16. Nelle analisi è stata considerata sia la presenza che l'assenza del sistema di drenaggio.

Tabella 5.16. Sequenza della fasi di calcolo

fase	descrizione
0	Stato di sollecitazione iniziale supponendo condizioni di sollecitazione $K_0$
1	Applicazione del carico di gravità
2	reset spostamento ed applicazione di spostamento costante lungo il muro
3	Applicazione del primo incremento di spostamento
⋮	⋮
n	Applicazione dell'ultimo incremento di spostamento

I risultati ottenuti se l'effetto del sistema di drenaggio viene considerato sono riportati nella Tabella 5.17 e sono mostrati nella Figura 5.13 in termini di relazioni  $u - \Delta R$ . Il valore della resistenza di terra per unità di lunghezza è stato moltiplicato per la larghezza del blocco di ancoraggio (pari a 100m) per ottenere un valore  $\Delta R$  espresso in termini di forza (MN). Le Figure 5.15, 5.16 e 5.17 mostrano i punti plastici, i contorni dello spostamento orizzontale e i contorni della resistenza a taglio mobilitata ( $t/t_{lim}$ ) ottenuti per il meccanismo 2. Le Figure 5.18, 5.19 e 5.20 mostrano i punti plastici, i contorni di spostamento orizzontale e i contorni della resistenza a taglio mobilitata ( $t/t_{lim}$ ) ottenuti per il meccanismo 3.

Tabella 5.17. Analisi F.E. di resistenza di terra passiva – presenza del sistema di drenaggio

	<i>Meccanismo 2</i>	<i>Meccanismo 3</i>
$m$ (1/MN)	$3.952 \cdot 10^{-4}$	$1.613 \cdot 10^{-4}$
$b$ (m/MN)	$8.339 \cdot 10^{-6}$	$6.822 \cdot 10^{-6}$
$\Delta R_{max}$ (MN)	2530	6200

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

I risultati ottenuti supponendo l'assenza del sistema di drenaggio sono riassunti nella Tabella 5.18 e sono mostrati nella Figura 5.14 in termini di relazioni  $u - \Delta R$ . Le Figure 5.21 - 5.23 mostrano i risultati ottenuti per il meccanismo 2 in termini di punti plastici, contorni di spostamenti orizzontali e resistenza di taglio mobilitata. Gli stessi risultati sono mostrati nelle Figure 5.24 – 5.26 per il meccanismo 3.

Tabella 5.18. Analisi F.E. di resistenza di terra passiva – assenza del sistema di drenaggio

	<i>Meccanismo 2</i>	<i>Meccanismo 3</i>
$m$ (1/MN)	$4.109 \cdot 10^{-4}$	$1.712 \cdot 10^{-4}$
$b$ (m/MN)	$8.188 \cdot 10^{-6}$	$6.836 \cdot 10^{-6}$
$\Delta R_{\max}$ (MN)	2433	5840

## 5.6 Valutazione della sicurezza rispetto allo scorrimento – approccio pseudo-statico

Nella valutazione della sicurezza rispetto allo scorrimento mediante approccio pseudo-statico, è stata utilizzata l'equazione 6, seguendo le prescrizioni contenute in D.M. 14.01.2008.

Le resistenze progettuali sono calcolate considerando i contributi della resistenza di scorrimento alla base ed ai lati del blocco e la resistenza passiva nella parte frontale del blocco. La spinta di terra attiva dietro il blocco è stata tenuta in considerazione fino ad una profondità di 12 m (porzione verticale del muro retrostante). Sia le azioni progettuali che le resistenze progettuali sono state calcolate utilizzando coefficienti sismici pseudo-statici riportati alla Tabella 5.13.

La forza dei cavi  $T$  è inclinata in orizzontale di un angolo  $i = 15^\circ$ . La Tabella 5.19 riporta i valori di  $T$  forniti dalle analisi strutturali del progetto di gara per ciascuno stato limite. I seguenti calcoli sono stati effettuati per ciascuno stato limite sebbene la sicurezza rispetto allo scorrimento debba essere verificata solo in condizioni di carico SLU. Per questa condizione, le forze dei cavi fornite dal progetto di gara sono maggiori rispetto ai valori corrispondenti forniti dal modello globale IBDAS (5% per la versione 3.3b e 7% per la versione 3.3f); ciò risulta in una stima conservatrice della sicurezza del blocco di ancoraggio della Calabria rispetto allo scorrimento.

Tabella 5.19. Forza cavi T

Stato limite	SLS	SLU	SLIS
T (MN)	3232	3934	3142

Il valore caratteristico di  $\varphi'_s$  mobilitato sulla superficie di scorrimento, si è presunto fosse  $\varphi'_{sk} = \text{atan}[(3/4)\tan\varphi'_k] = 32^\circ$  (Tabella 5.20).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Tabella 5.20. Superficie di scorrimento

	$\varphi_k'$ (°)	$\varphi_d'$ (°)	$c_k'$ (kPa)	$c_d'$ (kPa)
Resistenza a taglio mobilata $\varphi'_{sk} = \text{atan}[(3/4)\tan\varphi_p']$	32	26.6	-	-

La Tabella 5.21 riporta i coefficienti sismici pseudo-statici, i coefficienti di pressione di terra attiva e la spinta di terra attiva, utilizzati per i calcoli.

Tabella 5.21. Coefficienti sismici pseudo-statici, coefficienti di pressione di terra attiva e spinta di terra attiva

Stato Limite	$a_g$ (g)	$K_h$	$K_v$	$K_{ak}$ ( $\varphi'_k=40^\circ$ )	$K_{ad}$ ( $\varphi'_k=33.9^\circ$ )	$S_{aE(k)}$ (MN, $\varphi'_k=40^\circ$ )	$S_{aE(d)}$ (MN, $\varphi'_k=33.9^\circ$ )
SLS2	0.26	0.097	0.048	0.269	0.343	38.8	49.4
SLU	0.58	0.216	0.108	0.357	0.445	51.4	64.1
SLIS	0.64	0.238	0.119	0.378	0.470	54.4	67.6

La Tabella 5.22 a-d riporta il confronto fra le resistenze progettuali e le azioni progettuali per i tre meccanismi di scorrimento supposti nelle analisi per ciascuna condizione idraulica. Le Tabelle presenti nell'Appendice C forniscono i dettagli di calcolo.

Tabella 5.22 a. Sicurezza rispetto allo scorrimento, presenza del sistema di drenaggio; pressione di terra attiva trascurata

	SLS2			SLU			SILS		
	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$
Meccanismo 1	3726.0	434.5	8.6	3740.9	1938.2	1.9	3608.2	1345.3	2.7
Meccanismo 2	4919.9	1253.9	3.9	4642.9	2823.3	1.6	4513.6	2208.8	2.0
Meccanismo 3	8942.7	3819.8	2.3	7621.3	5356.9	1.4	7474.7	4752.9	1.6

Tabella 5.22 b. Sicurezza rispetto allo scorrimento, presenza del sistema di drenaggio; pressione di terra attiva inclusa

	SLS2			SLU			SILS		
	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$
Meccanismo 1	3726.0	475.6	7.8	3740.9	1991.6	1.9	3608.2	1401.6	2.6
Meccanismo 2	4919.9	1298.5	3.8	4642.9	2881.2	1.6	4513.6	2269.9	2.0
Meccanismo 3	8942.7	3869.2	2.3	7621.3	5421.0	1.4	7474.7	4820.5	1.6

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Tabella 5.22 c. Sicurezza rispetto allo scorrimento, assenza del sistema di drenaggio; pressione di terra attiva trascurata

	SLS2			SLU			SILS		
	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$
Meccanismo 1	3571.2	650.5	5.5	3586.1	2154.3	1.7	3453.4	1561.4	2.2
Meccanismo 2	4727.5	1444.6	3.3	4450.6	3014.0	1.5	4321.3	2399.5	1.8
Meccanismo 3	8259.4	3819.8	2.2	7012.4	5356.9	1.3	6880.2	4752.9	1.4

Tabella 5.22. d. Sicurezza rispetto allo scorrimento, assenza del sistema di drenaggio; pressione di terra attiva inclusa

	SLS2			SLU			SILS		
	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$	$\Sigma R_d$	$\Sigma E_d$	$\Sigma R_d / \Sigma E_d$
Meccanismo 1	3571.2	691.6	5.2	3586.1	2207.6	1.6	3453.4	1617.7	2.1
Meccanismo 2	4727.5	1489.3	3.2	4450.6	3072.0	1.4	4321.3	2460.7	1.8
Meccanismo 3	8259.4	3869.2	2.1	7012.4	5421.0	1.3	6880.2	4820.5	1.4

Il confronto delle Tabelle 5.22 a-b e delle Tabelle 5.22 c-d mostra che il contributo della spinta di terra attiva è trascurabile.

In tutti i casi esaminati, il rapporto  $\Sigma R_d / \Sigma E_d$  è maggiore di 1 e la sicurezza rispetto allo scorrimento è soddisfatta.

## 5.7 Valutazione della performance di scorrimento – approccio basato sullo spostamento

### 5.7.1 Azione sismica

Nell'approccio basato sullo spostamento, sono stati selezionati una serie di accelerogrammi di input. A tal fine, 22 storie temporali di accelerazione sono state selezionate dal database PEER strong-motion, specificando un range di magnitudo  $M= 6.5-7.28$ , e distanze ipocentriche comprese nel range da 12 a 82 km. L'accelerazione di picco degli accelerogrammi di input va da 0.29g, ovvero la metà del picco di accelerazione di progetto (0.58g) a 1.16 g, ovvero il doppio dell'accelerazione di picco di progetto. Oltre alle reali storie temporali di accelerazione, 8 accelerogrammi di strong-motion artificiali, del tutto compatibili con lo spettro di risposta del progetto preliminare, sono state inoltre utilizzare come moto di input per le analisi del blocco in scorrimento.

La Tabella 5.23 riporta i parametri principali dei componenti orizzontali degli accelerogrammi

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

selezionati: l'accelerazione di picco  $a_{max}$ , la velocità di picco  $v_{max}$ , l'intensità Arias  $I_a$ , il periodo dominante dello spettro di Fourier  $T_P$ , e la durata fra la prima e l'ultima eccedenza di  $0.05g$  ( $D_{0.05g}$ ). Nella Tabella 5.24 gli stessi parametri sono elencati per la componente verticale degli accelerogrammi. Ogni componente orizzontale è stata scalata all'accelerazione di picco progettuale  $a_{max} = 0.58g$  e il componente verticale corrispondente è stato scalato dello stesso fattore. La Tabella 5.25 e 5.25 mostrano i parametri degli accelerogrammi scalati.

I componenti orizzontali di ogni evento sismico sono stati considerati in modo indipendente e combinati con il componente verticale. Le analisi sono state anche ripetute utilizzando il componente orizzontale scalato combinato con il componente verticale scalato anch'esso a  $.058 g$  (Tabella 5.27).

Le Figure 5.27 -5.31 mostrano lo spettro di risposta elastica degli accelerogrammi selezionati, rispetto allo spettro di risposta progettuale.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.23. Parametri degli accelerogrammi selezionati, componenti orizzontali

Storia temporale	$a_{MAX}$ (g)	$v_{MAX}$ (m/s)	$I_a$ (m/s)	$T_P$ (s)	$D_{0.05g}$ (s)
Friuli 76 TOLXC	0.357	0.210	0.799	0.494	7.48
Friuli 76 TOLYC	0.316	0.326	1.169	0.661	6.09
Imperial Valley 1979 DLT352	0.351	0.330	3.289	1.672	70.53
Kobe 1995 TAZ000	0.693	0.683	3.070	1.638	14.92
Kobe 1995 TAZ090	0.694	0.853	3.935	0.488	12.15
Landers 1992 CLWTR	0.417	0.423	2.172	0.706	18.50
Landers 1992 LCN260	0.727	1.465	6.977	0.106	33.26
Landers 1992 LCN345	0.789	0.324	6.585	0.088	33.33
Loma Prieta 1989 CYC285	0.484	0.397	1.503	0.650	16.92
Loma Prieta 1989 G03000	0.555	0.357	2.087	0.569	9.99
Loma Prieta 1989 G03090	0.367	0.447	1.348	1.862	16.59
Loma Prieta 1989 G04000	0.417	0.388	1.241	0.394	14.73
Manjil 90 ABBL	0.515	0.425	4.656	0.340	49.16
Manjil 90 ABBT	0.496	0.521	7.589	0.218	45.24
Northridge 94 CEN245	0.322	0.229	0.994	0.853	14.16
Northridge 94 LAC180	0.316	0.140	1.051	0.339	16.21
Umbria Marche 97 NCRXC	0.524	0.320	3.304	0.159	12.38
Umbria Marche 97 NCRYC	0.463	0.291	2.822	0.378	10.84
Imperial Valley 79 BC230	0.775	0.460	5.987	0.621	19.09
Irpinia 80 STUYC	0.323	0.546	1.506	2.341	43.48
Montenegro 79 ULCXC	0.294	0.386	1.851	1.092	30.90
Montenegro 79 PETXC	0.454	0.389	4.527	0.458	18.67
Art. 1 comp. 1	0.642	0.757	7.457	0.803	36.58
Art. 1 comp. 2	0.633	0.805	7.667	0.819	27.98
Art. 2 comp. 1	0.656	0.667	6.239	0.910	26.93
Art. 2 comp. 2	0.640	0.742	5.835	0.694	24.92
Art. 3 comp. 1	0.675	0.709	9.664	0.759	37.31
Art. 3 comp. 2	0.611	0.722	8.733	0.890	33.92
Art. 4 comp. 1	0.608	0.782	9.588	0.881	59.59
Art. 4 comp. 2	0.534	1.178	6.276	0.433	51.41

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.24. Parametri degli accelerogrammi selezionati, componenti verticali

Storia temporale	$a_{MAX}$ (g)	$v_{MAX}$ (m/s)	$I_a$ (m/s)	$T_P$ (s)	$D_{0.05g}$ (s)
Friuli 76 TOLZC	0.267	0.103	0.336	0.174	6.09
Imperial Valley 1979 DLTDW	0.145	0.148	0.538	4.312	20.45
Kobe 1995 TAZUP	0.433	0.348	1.051	0.466	4.12
Landers 1992 CLWUP	0.174	0.099	0.617	0.146	21.35
Landers 1992 LCNUP	0.818	0.460	8.226	0.075	33.54
Loma Prieta 1989 CYCUP	0.082	0.095	0.122	1.107	8.92
Loma Prieta 1989 G03UP	0.338	0.155	0.807	1.280	12.93
Loma Prieta 1989 G04UP	0.159	0.146	0.315	1.781	12.97
Manjil 90 ABBV	0.538	0.440	4.676	0.134	47.58
Northridge 94 CENUP	0.109	0.106	0.254	1.517	12.66
Northridge 94 LACUP	0.135	0.076	0.215	0.410	11.67
Umbria Marche 97 NCRZC	0.419	0.284	0.711	0.158	5.27
Imperial Valley 79 BCUP	0.425	0.122	1.123	0.146	17.91
Irpinia 80 STUZC	0.235	0.204	0.561	1.707	12.40
Montenegro 79 ULCZC	0.458	0.163	2.512	0.079	16.23
Montenegro 79 PETZC	0.213	0.132	0.577	0.410	15.79
Art. 1 comp. V	0.515	0.463	6.922	0.494	33.86
Art. 2 comp. V	0.656	0.566	4.249	0.706	22.46
Art. 3 comp. V	0.630	0.656	6.408	0.445	27.06
Art. 4 comp. V	0.699	0.576	7.344	0.394	56.42

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.25. Parametri degli accelerogrammi selezionati, componenti scalati a 0.58g. Componenti orizzontali

Storia temporale	$a_{MAX}$ (g)	$v_{MAX}$ (m/s)	$I_a$ (m/s)	$T_P$ (s)	$D_{0.05g}$ (s)
Friuli 76 TOLXC	0.580	0.341	2.112	0.494	8.88
Friuli 76 TOLYC	0.580	0.599	3.948	0.661	12.66
Imperial Valley 1979 DLT352	0.580	0.545	8.974	1.672	77.41
Kobe 1995 TAZ000	0.580	0.571	2.148	1.638	9.53
Kobe 1995 TAZ090	0.580	0.713	2.752	0.488	12.01
Landers 1992 CLWTR	0.580	0.589	4.204	0.706	20.40
Landers 1992 LCN260	0.580	1.169	4.442	0.106	33.26
Landers 1992 LCN345	0.580	0.238	3.557	0.088	33.30
Loma Prieta 1989 CYC285	0.580	0.476	2.159	0.650	17.44
Loma Prieta 1989 G03000	0.580	0.373	2.279	0.569	11.80
Loma Prieta 1989 G03090	0.580	0.705	3.360	1.862	22.84
Loma Prieta 1989 G04000	0.580	0.540	2.408	0.394	21.55
Manjil 90 ABBL	0.580	0.479	5.916	0.340	49.30
Manjil 90 ABBT	0.580	0.609	10.363	0.218	45.24
Northridge 94 CEN245	0.580	0.412	3.232	0.853	21.26
Northridge 94 LAC180	0.580	0.257	3.535	0.339	24.64
Umbria Marche 97 NCRXC	0.580	0.354	4.052	0.159	12.38
Umbria Marche 97 NCRYC	0.580	0.365	4.435	0.378	11.95
Imperial Valley 79 BC230	0.580	0.344	3.355	0.621	16.11
Irpinia 80 STUYC	0.580	0.982	4.797	2.341	46.29
Montenegro 79 ULCXC	0.580	0.761	7.225	1.092	35.88
Montenegro 79 PETXC	0.580	0.497	7.392	0.458	31.58
Art. 1 comp. 1	0.580	0.683	6.080	0.803	36.56
Art. 1 comp. 2	0.580	0.738	6.444	0.819	27.96
Art. 2 comp. 1	0.580	0.590	4.879	0.910	24.75
Art. 2 comp. 2	0.580	0.672	4.791	0.694	24.91
Art. 3 comp. 1	0.580	0.609	7.138	0.759	32.85
Art. 3 comp. 2	0.580	0.685	7.876	0.890	30.57
Art. 4 comp. 1	0.580	0.746	8.724	0.881	59.59
Art. 4 comp. 2	0.580	1.279	7.395	0.433	51.42

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.26. Parametri dei componenti verticali scalati dello stesso fattore dei componenti orizzontali corrispondenti

Storia temporale	Fattore di scala	$a_{MAX}$ (g)	$v_{MAX}$ (m/s)	$I_a$ (m/s)	$T_P$ (s)	$D_{0.05g}$ (s)
Friuli 76 TOLZC	1.6246	0.434	0.167	0.886	0.174	7.05
Friuli 76 TOLZC	1.8354	0.490	0.188	1.130	0.174	8.62
Imperial Valley 1979 DLTDW	1.6524	0.240	0.244	1.469	4.120	57.14
Kobe 1995 TAZUP	0.8369	0.362	0.292	0.736	0.466	3.12
Kobe 1995 TAZUP	0.8357	0.362	0.291	0.734	0.466	3.12
Landers 1992 CLWUP	1.3909	0.242	0.138	1.193	0.146	23.19
Landers 1992 LCNUP	0.7978	0.653	0.367	5.236	0.075	33.52
Landers 1992 LCNUP	0.7351	0.601	0.338	4.445	0.075	25.08
Loma Prieta 1989 CYCUP	1.1983	0.098	0.114	0.175	1.107	8.99
Loma Prieta 1989 G03UP	1.0450	0.353	0.162	0.881	1.280	12.94
Loma Prieta 1989 G03UP	1.5804	0.534	0.244	2.016	1.280	20.44
Loma Prieta 1989 G04UP	1.3909	0.221	0.203	0.610	1.781	14.12
Manjil 90 ABBV	1.1262	0.606	0.495	5.931	0.134	47.60
Manjil 90 ABBV	1.1694	0.629	0.514	6.395	0.134	47.60
Northridge 94 CENUP	1.8012	0.196	0.191	0.824	1.517	21.90
Northridge 94 LACUP	1.8354	0.248	0.139	0.724	0.410	17.60
Umbria Marche 97 NCRZC	1.1069	0.464	0.314	0.871	0.158	6.18
Umbria Marche 97 NCRZC	1.2527	0.525	0.356	1.157	0.158	7.49
Imperial Valley 79 BCUP	0.7484	0.318	0.091	0.629	0.146	11.59
Irpinia 80 STUZC	1.7957	0.422	0.367	1.809	1.707	44.99
Montenegro 79 ULCZC	1.9728	0.904	0.321	9.776	0.079	30.24
Montenegro 79 PETZC	1.2775	0.272	0.169	0.941	0.410	17.61
Art. 1 comp. V	0.9034	0.465	0.418	5.649	0.494	30.44
Art. 1 comp. V	0.9163	0.472	0.424	5.812	0.494	30.44
Art. 2 comp. V	0.8841	0.580	0.500	3.321	0.706	21.79
Art. 2 comp. V	0.9063	0.595	0.513	3.490	0.706	21.79
Art. 3 comp. V	0.8593	0.541	0.564	4.732	0.445	27.03
Art. 3 comp. V	0.9493	0.598	0.623	5.775	0.445	27.05
Art. 4 comp. V	0.9539	0.667	0.549	6.682	0.394	56.40
Art. 4 comp. V	1.0861	0.759	0.625	8.663	0.394	56.42

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.27. Parametri degli accelerogrammi selezionati scalati a 0.58g. Componenti verticali

Storia temporale	$a_{MAX}$ (g)	$v_{MAX}$ (m/s)	$I_a$ (m/s)	$T_P$ (s)	$D_{0.05g}$ (s)
Friuli 76 TOLZC	0.580	0.223	1.579	0.174	4.12
Imperial Valley 1979 DLTDW	0.580	0.592	8.612	4.120	30.57
Kobe 1995 TAZUP	0.580	0.467	1.882	0.466	2.79
Landers 1992 CLWUP	0.580	0.332	6.885	0.146	16.52
Landers 1992 LCNUP	0.580	0.323	4.131	0.075	25.08
Loma Prieta 1989 CYCUP	0.580	0.678	6.160	1.107	31.40
Loma Prieta 1989 G03UP	0.580	0.265	2.373	1.280	20.44
Loma Prieta 1989 G04UP	0.580	0.534	4.211	1.781	23.16
Manjil 90 ABBV	0.580	0.474	5.438	0.134	47.60
Northridge 94 CENUP	0.580	0.566	7.216	1.517	27.44
Northridge 94 LACUP	0.580	0.326	3.992	0.410	30.29
Umbria Marche 97 NCRZC	0.580	0.393	1.362	0.158	7.49
Imperial Valley 79 BCUP	0.580	0.166	2.093	0.146	17.93
Irpinia 80 STUZC	0.580	0.503	3.409	1.707	46.03
Montenegro 79 ULCZC	0.580	0.206	4.034	0.079	28.45
Montenegro 79 PETZC	0.580	0.361	4.292	0.410	32.63
Art. 1 comp. V	0.580	0.521	8.776	0.494	34.18
Art. 2 comp. V	0.580	0.500	3.320	0.706	21.79
Art. 3 comp. V	0.580	0.604	5.433	0.445	27.05
Art. 4 comp. V	0.580	0.478	5.062	0.394	52.24

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

### 5.7.2 Coefficiente sismico critico

I valori dei coefficienti sismici critici sono stati valutati per ogni stato limite, considerando il contributo della base e dei lati del blocco, mentre la resistenza di terra passiva sulla parte frontale del blocco si presume incrementi gradualmente con lo sviluppo dello spostamento del blocco rispetto al terreno. I valori di  $K_c$ , calcolati utilizzando l'equazione (9), con  $\varphi'_{sk} = 32^\circ$ , sono elencati alla Tabella 5.28 ed alla Tabella 5.29 sia in presenza che in assenza del sistema di drenaggio.

Tabella 5.28. Coefficienti sismici critici  $K_c$ , presenza del sistema di drenaggio

	SLS2	ULS	SILS
Meccanismo 1	0.56	0.49	0.57
Meccanismo 2	0.45	0.37	0.46
Meccanismo 3	0.08	0.00	0.09

Tabella 5.29. Coefficienti sismici critici  $K_c$ , assenza del sistema di drenaggio

	SLS2	ULS	SILS
Meccanismo 1	0.50	0.43	0.51
Meccanismo 2	0.39	0.32	0.40
Meccanismo 3	0.04	0.00	0.06

I valori inferiori di  $K_c$  sono ottenuti per la condizione SLU-. Per questo motivo, lo spostamento indotto da terremoto calcolato per il blocco di ancoraggio della Calabria è di seguito riportato solo con riferimento alla condizione SLU.

### 5.7.3 Spostamenti indotti da terremoto

Le analisi pseudo-statiche mostrano che il meccanismo 1 è il meno critico fra i tre meccanismi supposti sia in termini di sicurezza rispetto allo scorrimento che in termini di coefficiente sismico critico  $K_c$ . Inoltre, le analisi FE hanno mostrato che l'inclinazione della superficie con più probabilità di scorrimento si trova fra quelle dei meccanismi 2 e 3. Per questi motivi, gli spostamenti indotti da terremoto sono stati valutati per i meccanismi 2 e 3.

Nei calcoli è stata considerata sia la presenza ( $H_w = 88$  m slm.) che l'assenza ( $H_w = 94.5$  m slm) dei sistemi di drenaggio. I calcoli sono stati effettuati combinando ciascun componente scalato con il componente verticale corrispondente dapprima scalato dello stesso fattori e poi scalato anche a 0.58g. Le analisi sono state ripetute anche considerando gli accelerogrammi opposti, es.  $a_{opposite}(t) = -a(t)$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Gli spostamenti indotti da terremoto sono stati calcolati per mezzo dell'integrazione numerica dell'equazione (21) con  $\varphi'_{sk} = 32^\circ$ . Gli spostamenti massimi calcolati sono riassunti nella Tabella 5.30 e Tabella 5.31.

Per il meccanismo 2, lo spostamento massimo calcolato del blocco di ancoraggio è  $u_{max} = 14$  mm in presenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 88$  m slm) mentre esso è di  $u_{max} = 21$  mm supponendo che il battente idrico originale sia ( $H_w = 94.5$  m slm.).

Per il meccanismo 3, lo spostamento massimo indotto da terremoto è  $u_{max} = 69$  mm per  $H_w = 88$  m slm, e  $u_{max} = 72$  mm per  $H_w = 94.5$  m slm.

I più elevati spostamenti indotti dagli eventi sismici selezionati sono ottenuti per il meccanismo 3, caratterizzato dalla inferiore inclinazione del piano di scorrimento ( $\alpha = 0$ ), in assenza del sistema di drenaggio e quando le componenti verticali sono scalate dello stesso fattore del corrispondente componente verticale. In effetti, per gli eventi aventi  $a_{v,max} > a_{h,max}$ , il fattore  $a_{v,max}$  scalato è maggiore di 0.58g (cfr. Tabella 5.23 – Tabella 5-27).

I risultati ottenuti per ogni accelerogramma sono riassunti nella Tabella 5.32 e 5.33, mentre l'Appendice D riporta le storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento ottenute per ogni input sismico, considerando il meccanismo 3, che è stato identificato come il maggiormente critico.

Tabella 5.30. Spostamenti indotti da terremoto (mm); componente orizzontale scalato e corrispondente componente verticale scalato dello stesso fattore

	$H_w = 88$ m slm.	$H_w = 94.5$ m slm.
Meccanismo 2	14	21
Meccanismo 3	70	72

Tabella 5.31. Spostamenti indotti da terremoto (mm); componente orizzontale e corrispondente componente verticale scalato a 0.58g

	$H_w = 88$ m slm	$H_w = 94.5$ m slm.
Meccanismo 2	14	20
Meccanismo 3	69	71

Infine, è stata condotta una analisi comparativa in cui l'inclinazione della superficie di scorrimento è  $\alpha = 8^\circ$ , come ottenuto dalle analisi FE. In questa analisi, sono state effettuate le seguenti supposizioni: i valori di  $T_L$  corrispondenti al meccanismo 1 sono stati considerati; la spinta di terra netta  $\Delta R$  è stata

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

calcolata fino alla profondità del muro di diaframma (meccanismo 2); il peso del blocco di ancoraggio è stato il solo considerato nel calcolo. I risultati riportati in Tabella 5.34 mostrano che, in queste ipotesi conservatrici, lo spostamento permanente del blocco di ancoraggio, indotto dal carico da terremoto è pari a 152 mm.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.32. Spostamenti indotti da terremoto (mm); componente orizzontale scalato e componente verticale corrispondente scalato dello stesso fattore

Storia temporale	Meccanismo 2		Meccanismo 3	
	$H_w=88.0$ m slm	$H_w=94.5$ m slm	$H_w=88.0$ m slm	$H_w=94.5$ m slm
Friuli 76 TOLXC	1	2	31	31
Friuli 76 TOLYC	3	5	67	69
Imperial Valley 1979 DLT352	0	0	28	29
Kobe 1995 TAZ000	0	1	42	43
Kobe 1995 TAZ090	5	9	58	60
Landers 1992 CLWTR	0	0	51	53
Landers 1992 LCN260	3	6	32	33
Landers 1992 LCN345	1	2	23	23
Loma Prieta 1989 CYC285	0	0	27	28
Loma Prieta 1989 G03000	0	0	36	36
Loma Prieta 1989 G03090	2	4	39	40
Loma Prieta 1989 G04000	0	0	55	57
Manjil 90 ABBL	4	7	33	34
Manjil 90 ABBT	5	10	46	48
Northridge 94 CEN245	0	1	45	46
Northridge 94 LAC180	0	1	32	33
Umbria Marche 97 NCRXC	1	4	38	39
Umbria Marche 97 NCRYC	1	3	38	39
Imperial Valley 79 BC230	0	0	36	37
Irpinia 80 STUYC	0	0	39	39
Montenegro 79 ULCXC	6	11	44	46
Montenegro 79 PETXC	0	2	45	48
Art. 1 comp. 1	2	6	36	38
Art. 1 comp. 2	4	8	43	45
Art. 2 comp. 1	9	13	38	39
Art. 2 comp. 2	14	21	55	56
Art. 3 comp. 1	3	7	43	45
Art. 3 comp. 2	1	5	41	43
Art. 4 comp. 1	6	12	70	72
Art. 4 comp. 2	9	14	46	48

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.33. Spostamenti indotti da terremoto (mm); componente orizzontale scalato e componente verticale corrispondente scalato a 0.58g

Storia temporale	Meccanismo 2		Meccanismo 3	
	$H_w=88.0$ m slm	$H_w=94.5$ m slm.	$H_w=88.0$ m slm.	$H_w=94.5$ m slm
Friuli 76 TOLXC	3	5	31	32
Friuli 76 TOLYC	5	8	67	68
Imperial Valley 1979 DLT352	2	5	30	31
Kobe 1995 TAZ000	4	10	35	36
Kobe 1995 TAZ090	13	20	66	68
Landers 1992 CLWTR	3	6	46	48
Landers 1992 LCN260	2	4	31	32
Landers 1992 LCN345	1	2	22	23
Loma Prieta 1989 CYC285	1	3	33	33
Loma Prieta 1989 G03000	0	1	33	34
Loma Prieta 1989 G03090	2	5	40	41
Loma Prieta 1989 G04000	1	3	57	58
Manjil 90 ABBL	3	6	33	33
Manjil 90 ABBT	4	8	45	47
Northridge 94 CEN245	2	5	44	46
Northridge 94 LAC180	4	9	39	40
Umbria Marche 97 NCRXC	3	6	41	42
Umbria Marche 97 NCRYC	2	5	39	40
Imperial Valley 79 BC230	0	1	35	36
Irpinia 80 STUYC	0	1	38	38
Montenegro 79 ULCXC	1	3	39	40
Montenegro 79 PETXC	8	15	57	60
Art. 1 comp. 1	7	12	39	40
Art. 1 comp. 2	8	14	48	49
Art. 2 comp. 1	9	13	38	39
Art. 2 comp. 2	14	20	55	57
Art. 3 comp. 1	4	8	45	47
Art. 3 comp. 2	1	4	41	43
Art. 4 comp. 1	3	7	69	71
Art. 4 comp. 2	2	5	44	46

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella 5.34. Analisi comparativa: Spostamenti indotti da terremoto (mm); componente orizzontale scalato e componente verticale corrispondente scalato a 0.58g

Storia temporale	$\alpha=8^\circ, K_c=0.021$	
	$a_{vmax}<0.58g$	$a_{vmax}=0.58g$
Friuli 76 TOLXC	34	36
Friuli 76 TOLYC	75	75
Imperial Valley 1979 DLT352	35	45
Kobe 1995 TAZ000	41	65
Kobe 1995 TAZ090	86	113
Landers 1992 CLWTR	69	74
Landers 1992 LCN260	50	46
Landers 1992 LCN345	30	29
Loma Prieta 1989 CYC285	30	47
Loma Prieta 1989 G03000	38	38
Loma Prieta 1989 G03090	54	55
Loma Prieta 1989 G04000	64	68
Manjil 90 ABBL	54	52
Manjil 90 ABBT	81	76
Northridge 94 CEN245	54	60
Northridge 94 LAC180	39	68
Umbria Marche 97 NCRXC	56	63
Umbria Marche 97 NCRYC	54	55
Imperial Valley 79 BC230	46	46
Irpinia 80 STUYC	42	42
Montenegro 79 ULCXC	87	66
Montenegro 79 PETXC	95	152
Art. 1 comp. 1	65	81
Art. 1 comp. 2	85	106
Art. 2 comp. 1	60	60
Art. 2 comp. 2	82	80
Art. 3 comp. 1	93	100
Art. 3 comp. 2	92	89
Art. 4 comp. 1	104	96
Art. 4 comp. 2	91	82
max	104	152

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 6 Blocco di Ancoraggio della Calabria – Sicurezza rispetto alla rotazione

La sicurezza rispetto alla rotazione assicura che la forza risultante trasmessa alle fondazioni, agisce entro il piano di fondazione; essa è stata valutata imponendo un momentum equilibrium intorno al punto O appartenente al piano di moto (Figura 6.1).

Conformemente a D.M. 14.01.2008, la sicurezza rispetto alla rotazione è trattata come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU) utilizzando il fattore di sicurezza parziale del gruppo M2 per valutare le pressioni di terra. Inoltre, in condizioni sismiche, i fattori di carico delle azioni progettuali sono definite pari all'unità (§ 7.11.1 - D.M. 14.01.2008); conformemente a ciò, suddetti fattori sono di seguito omessi.

Una stima conservatrice della sicurezza rispetto alla rotazione è stata ottenuta con i seguenti presupposti:

- La resistenza di terra passiva  $R_{Pd}$  considerate nei calcoli faceva riferimento al meccanismo 3, corrispondente al momento di resistenza inferiore;
- Il contributo della resistenza di scorrimento  $T_{Ld}$  sviluppato lungo I lati del blocco di ancoraggio è stato trascurato.

La sicurezza rispetto alla rotazione è assicurata quando i momenti di resistenza sono pari o maggiori ai momenti di traino (driving moment):

$$\frac{\sum M_{Rd}}{\sum M_{Dd}} = \frac{W' \cdot e_W + R_{Pd} \cos \delta \cdot e_{Rp}}{K_h W \cdot e_{Kh} + K_v W \cdot e_{Kv} + T \cos i \cdot e_{Th} + T \sin i \cdot e_{Tv}} \geq 1 \quad (28)$$

dove  $e_i$  è la distanza della linea di azione di ciascuna forza dal punto O. I valori fattorizzati di ciascuna forza dei cavi T sono stati introdotti nell'equazione (28), come indicato dalle analisi strutturali del progetto di gara per condizione di carico SLU.

I calcoli sono stati condotti sia per l'ipotesi di presenza che di assenza del sistema di drenaggio. La Tabella 6.1 riporta i parametri di resistenza a taglio utilizzati nei calcoli.

Tabella 6.1. Sicurezza rispetto alla rotazione

	$\varphi_k'$ (°)	$\varphi_d'$ (°)	$c_k'$ (kPa)	$c_d'$ (kPa)
Resistenza di terra passiva $R_p$	40	33.9	-	-

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 6.1 Presenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 88.0$ m s.l.m.)

La Tabella 6.2 e la Tabella 6.3 riportano le azioni di resistenza e di traino (driving) rispettivamente.

Tabella 6.2. Resistenza di progetto –  $H_w = 88.0$  m s.l.m.

	resistenza (MN)	distanza (m)	$M_{Rd}$ (MN·m)
$W'$	5877	44.7	262702
$R_{Pd} \cos \delta$	5812	12.4	72265
$\Sigma M_{Rd}$			334967

Tabella 6.3. Forze di traino –  $H_w = 88.0$  m s.l.m.

	azione (MN)	distanza (m)	$M_{Dd}$ (MN·m)
$K_h W$	1350	24.4	32937
$K_v W$	675	44.7	30170
$T_h$	3800	41.0	155798
$T_v$	1018	10.0	10182
$\Sigma M_{Dd}$			229083

Ne segue che:

$$\frac{\Sigma M_{Rd}}{\Sigma M_{Dd}} = 1.5. \text{ I requisiti di D.M. 14.01.2008 sono dunque soddisfatti.}$$

## 6.2 Assenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 94.5$ m s.l.m.)

La Tabella 6.4 e la Tabella 6.5 riportano le azioni di resistenza e di traino (driving) rispettivamente.

Tabella 6.4. Azioni di resistenza,  $H_w = 94.5$  m slm.

	resistenza (MN)	distanza (m)	$M_{Rd}$ (MN·m)
$W'$	5503	44.7	245984
$R_{Pd} \cos \delta$	5398	12.4	67117
$\Sigma M_{Rd}$			313101

Tabella 6.5. Azioni di traino,  $H_w = 94.5$  m slm.

	azione	distanza	$M_{Dd}$
--	--------	----------	----------

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

	(MN)	(m)	(MN·m)
$K_h W$	1350	24.4	32937
$K_v W$	675	44.7	30170
$T_h$	3800	41.0	155798
$T_v$	1018	10.0	10182
<b>Totale</b>			<b>229083</b>

Ancora una volta, i requisiti di D.M. 14.01.2008, poiché

$$\frac{\sum M_{Rd}}{\sum M_{Dd}} = 1.4$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 7 Blocco di ancoraggio Calabria – Capacità portante

La sicurezza rispetto alla rottura di fondo, è stata valutata utilizzando l'Approccio 1, Combinazione 2 delle Norme per le Costruzioni Italiane (D.M. 14.01.2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni). I carichi da considerare per la valutazione della capacità portante sono la forza dei cavi  $T$ , il peso del blocco di ancoraggio  $W$  e le componenti verticali ed orizzontali della forza di inerzia pseudo-statica  $K_h W$  e  $K_v W$ .

Le supposizioni conservative adottate nei calcoli sono state le seguenti:

- La resistenza di scorrimento sviluppata sulle pareti laterali del blocco di ancoraggio non è stata tenuta in considerazione;
- La resistenza di terra passiva è stata trascurata supponendo che essa non fosse del tutto mobilitata al raggiungimento della capacità portante.

La capacità portante è valutata in termini di sollecitazione effettiva utilizzando fattori di correzione adeguati per tenere in considerazione l'inclinazione del carico applicato, la forma delle fondazioni, e l'inclinazione della base di fondazione. A tal fine, la geometria del blocco di ancoraggio considerata nelle analisi è mostrata in Figura 6.1. Al fine di tenere conto dell'eccentricità del carico, la capacità portante è calcolata per una fondazione rettangolare equivalente con ridotta larghezza  $B'$  e lunghezza  $L'$ .

La sicurezza rispetto alla rottura di fondo è assicurata se la resistenza progettuale  $R_d$  è pari o superiore ai carichi di progetto  $E_d$ :

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

I valori progettuali delle resistenze e delle forze sono ottenuti dai valori caratteristici corrispondenti e da quelli che agiscono normalmente sul piano di fondazione.

La resistenza progettuale è:

$$R_{N_d} = \frac{1}{\gamma_R} R_{N_k} = \frac{1}{\gamma_R} (Q'_{ult_d} + U_{bd}) \quad (29)$$

dove  $\gamma_R = 1.8$ . Nell'equazione (29):

- $Q'_{ult_d} = A \cdot q'_{ult_d}$  è la capacità portante ultima fornita dall'equazione di Terzaghi;
- $A$  è l'area della base di fondazione del blocco di ancoraggio;
- $q'_{ult_d}$  è la pressione portante ultima calcolata utilizzando valori ridotti dell'angolo di resistenza a

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

taglio che agisce sulla superficie di rottura  $\varphi'_d = \text{atan}[(\tan\varphi'_k)/\gamma_\varphi]$ , con  $\gamma_\varphi = 1.25$ ;

- $U_{bd} = U_{bk}$  è la risultante della pressione dell'acqua dei pori che agisce a livello delle fondazioni.

Secondo la teoria di Terzaghi, la pressione portante effettiva ultima  $q'_{ult}$  è data dall'equazione

$$q'_{ult} = N_q \cdot q' \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q + N_c \cdot c'_d \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c + N_\gamma \cdot \gamma_{av} \cdot \frac{B'}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \quad (30)$$

dove:

- $q' = \gamma z_w + \gamma'(D - z_w)$  è la sollecitazione effettiva verticale che agisce a livello delle fondazioni;
- $z_w$  è la profondità della falda freatica;
- $D$  è la profondità della base di fondazione sotto il livello del suolo;
- $\gamma_{av}$  è l'unità di peso media del suolo sotto il livello delle fondazioni.

I parametri del suolo utilizzati nei calcoli sono quelli elencati alla Tabella 3.2.

Nella valutazione dell'effetto delle azioni sismiche, la Normativa per le Costruzioni Italiana (§ 7.11.1 - D.M. 14.01.2008), specifica che i fattori di sicurezza parziali delle azioni progettuali sono definiti pari all'unità:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ . Di conseguenza, i fattori di carico  $\gamma_F$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) sono di seguito omessi.

I componenti progettuali dei carichi che agiscono normalmente sul piano di fondazione sono:

$$E_{Nd} = \gamma_F E_{Nk} = W'_k \cos \varepsilon + T \sin(\varepsilon - i) + K_h W \sin \varepsilon \pm K_v W \cos \varepsilon \quad (31)$$

I componenti progettuali dei carichi che agiscono tangenzialmente sul piano di fondazione sono:

$$E_{Sd} = \gamma_F E_{Sk} = W'_k \sin \varepsilon - T \cos(\varepsilon - i) - K_h W \cos \varepsilon \mp K_v W \sin \varepsilon \quad (32)$$

Notare tuttavia, che le forze dei cavi nelle equazioni 31 e 32 includono i fattori di carico parziali, come previsto dalle analisi strutturali del progetto di gara.

I calcoli sono stati effettuati sia considerando che trascurando l'effetto del sistema di drenaggio, con riferimento alla condizione di carico SLU.

La Tabella 7.1 riporta i parametri di resistenza a taglio utilizzati nei calcoli.

Tabella 7.1. Parametri di capacità portante

	$\varphi'_k$ (°)	$\varphi'_d$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_d$ (kPa)
Resistenza a taglio	40	33.9	70	56

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 7.1 Presenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 88.0$ m s.l.m.)

La Tabella 7.2 elenca i valori dei carichi di progetto che agiscono normalmente sul piano di fondazione, mentre la Tabella 7.3 riassume quelli che agiscono tangenzialmente sul piano di fondazione:

Tabella 7.2. carichi di progetto normali,  $H_w = 88$  m slm.

	$E_{Nd}$ (MN)
$W'_k \cos \varepsilon$	5409.8
$T \sin(\varepsilon - i)$	547.5
$k_h W \sin \varepsilon$	527.4
$-K_v W \cos \varepsilon$	-621.3
$\Sigma E_{Nd}$	5863.5

Tabella 7.3. Carichi di progetto tangenti,  $H_w = 88$  m slm.

	$E_{Sd}$ (MN)
$W'_k \sin \varepsilon$	2296.3
$-T \cos(\varepsilon - i)$	-3895.7
$-k_h W \cos \varepsilon$	-1242.6
$-K_v W \sin \varepsilon$	-263.7
$\Sigma E_{Sd}$	-3105.7

Per valutare la resistenza progettuale, la larghezza ridotta  $B'$  è dapprima calcolata mediante l'equazione:

$$B' = B - 2e$$

dove  $B = 60.9$  m è la larghezza originale e  $e = 3.55$  m è l'eccentricità di  $E_{Nd}$  dal centro di gravità del piano di fondazione. La larghezza ridotta è poi  $B' = 53.8$  m.

la lunghezza della superficie di fondazione è  $L = 100$  m e non è necessaria alcuna correzione poiché i carichi sono centrati in direzione longitudinale.

Secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 di D.M. 14.01.2008, il parametro di resistenza progettuale adottato per la valutazione della capacità portante era:  $\phi'_d = \tan^{-1}[(\tan \phi'_k)/1.25] = 33.9^\circ$  e  $c'_d = c'_k/1.25 = 56$  kPa.

Per le ipotesi sopra menzionate, è stato ottenuto quanto segue:

- Coefficienti di capacità portante:

$$N_{qd} = 29.44$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

$$N_{cd} = 42.16$$

$$N_{\gamma d} = 41.06$$

- Fattori di correzione per inclinazione del carico:

$$\zeta_q = (1 - E_{Sd}/E_{Nd})^m = 0.332 \quad m = (2 + B'/L)/(1 + B'/L) = 1.65$$

$$\zeta_c = \zeta_q - \frac{1 - \zeta_c}{N_{cd} \tan \varphi'_d} = 0.308$$

$$\zeta_\gamma = (1 - E_{Sd}/E_{Nd})^{m+1} = 0.170$$

- Fattori di correzione per forma delle fondazioni:

$$\xi_q = 1 + (B'/L) \times \tan \varphi'_d = 1.36$$

$$\xi_c = 1 - 0.4 \times (B'/L \times N_{qd}/N_{cd}) = 1.38$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.4 \times (B'/L) = 0.78$$

- Fattori di correzione per inclinazione del piano di fondazione ( $\varepsilon = 23^\circ$ ):

$$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \tan \varphi'_d)^2 = 0.534$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_c}{N_{cd} \tan \varphi'_d} = 0.517$$

Al sito del blocco di ancoraggio della Calabria, l'elevazione media della superficie del suolo è di 114 m slm. Lo spessore minimo del suolo adiacente al blocco di ancoraggio è  $D = 13$  m. Supponendo  $H_w = 88.0$  m s.l.m., si ha  $z_w = 26$  m  $> D$ ; dunque, nel calcolo di  $q'$  non si deve considerare la pressione dell'acqua.

L'unità di peso media  $\gamma_{av}$  si ottiene mediante la media dell'unità di peso del suolo  $\gamma$  e dell'unità di peso sommersa  $\gamma = \gamma - \gamma_w$  su uno spessore di suolo  $B'$ :

$$\gamma_{av} = \gamma \frac{z_w - D}{B'} + (\gamma - \gamma_w) \frac{B' + D - z_w}{B'} = 12.4 \text{ kN/m}^3.$$

L'effettiva pressione di portata ultima è:

$$q'_{ultd} = 3340 \text{ kPa}$$

mentre la pressione dell'acqua dei pori risultante, agente su  $B' \cdot L$ , è

$$U_b = \frac{1}{2} \gamma_w (D + B' \sin \varepsilon - z_w) \frac{D + B' \sin \varepsilon - z_w}{\sin \varepsilon} \cdot L = 82.2 \text{ MN}$$

Quindi, la resistenza di portata progettuale è

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

$$R_{N_d} = \frac{1}{\gamma_R} (q_{ult_d} \cdot B'L + U_{bd}) = 10026 \text{ MN}$$

Ed il rapporto  $\frac{R_{N_d}}{E_{N_d}} = \frac{10026}{5863.5} = 1.71 \geq 1$ , che soddisfa i requisiti di D.M. 14.01.2008.

## 7.2 Assenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 94.5 \text{ m s.l.m.}$ )

La Tabella 7.4 elenca i valori dei carichi di progetto che agiscono normalmente sul piano di fondazione, mentre la Tabella 7.5 riassume quelli che vi agiscono tangenzialmente:

Tabella 7.4. Carichi di progetto normali,  $H_w = 94.5 \text{ m s.l.m.}$

	$E_{N_d}$ (MN)
$W'_k \cos \varepsilon$	5065.5
$T \sin(\varepsilon - i)$	547.5
$k_h W \sin \varepsilon$	527.4
$-K_v W \cos \varepsilon$	-621.3
$\Sigma E_{N_d}$	5519.2

Tabella 7.5. Carichi di progetto tangenti,  $H_w = 94.5 \text{ m s.l.m.}$

	$E_{S_d}$ (MN)
$W'_k \sin \varepsilon$	2150.2
$T \cos(\varepsilon - i)$	-3895.7
$k_h W \cos \varepsilon$	-1242.5
$K_v W \sin \varepsilon$	-263.7
$\Sigma E_{S_d}$	-3251.7

Per valutare la resistenza progettuale, la larghezza ridotta  $B'$  è dapprima calcolata mediante l'equazione:

$$B' = B - 2e$$

dove  $B = 60.9 \text{ m}$  è la larghezza originale e  $e = 4,9 \text{ m}$  è l'eccentricità di  $E_{N_d}$  dal centro di gravità del piano di fondazione. La larghezza ridotta è poi  $B' = 51.1 \text{ m}$ .

la lunghezza della superficie di fondazione è  $L = 100 \text{ m}$  e non è necessaria alcuna correzione poiché i carichi sono centrati in direzione longitudinale.

Secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 di D.M. 14.01.2008, il parametro di resistenza progettuale adottato per la valutazione della capacità portante era:  $\varphi'_d = \tan^{-1}[(\tan \varphi')/1.25] = 33.9^\circ$  e

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

$$c'_d = c'_k/1.25 = 56 \text{ kPa.}$$

Per le ipotesi sopra menzionate, è stato ottenuto quanto segue:

- Coefficienti di capacità portante:

$$N_{qd} = 29.44$$

$$N_{cd} = 42.16$$

$$N_{\gamma d} = 41.06$$

- Fattori di correzione per inclinazione del carico:

$$\zeta_q = (1 - R_S/R_N)^m = 0.276 \quad m = (2 + B'/L)/(1 + B'/L) = 1.66$$

$$\zeta_c = \zeta_q - \frac{1 - \zeta_c}{N_c \tan \varphi'_d} = 0.250$$

$$\zeta_\gamma = (1 - R_S/R_N)^{m+1} = 0.127$$

- Fattori di correzione per forma delle fondazioni:

$$\xi_q = 1 + (B'/L) \times \tan \varphi' = 1.34$$

$$\xi_c = 1 - 0.4 \times (B'/L \times N_q/N_c) = 1.36$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.4 \times (B'/L) = 0.80$$

- Fattori di correzione per inclinazione del piano di fondazione ( $\varepsilon = 23^\circ$ ):

$$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \tan \varphi'_d)^2 = 0.534$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_c}{N_c \tan \varphi'_d} = 0.517$$

Al sito del blocco di ancoraggio della Calabria, l'elevazione media della superficie del suolo è di 114 m slm. Lo spessore minimo del suolo adiacente al blocco di ancoraggio è  $D = 13$  m. Supponendo  $H_w = 94.5$  m slm, si ha  $z_w = 19.5$  m  $> D$ ; dunque, nel calcolo di  $q'$  non si deve considerare la pressione dell'acqua.

L'unità di peso media  $\gamma_{av}$  si ottiene mediante la media dell'unità di peso del suolo  $\gamma$  e dell'unità di peso sommersa  $\gamma = \gamma - \gamma_w$  su uno spessore di suolo  $B'$ :

$$\gamma_{av} = \gamma \frac{z_w - D}{B'} + (\gamma - \gamma_w) \frac{B' + D - z_w}{B'} = 11.3 \text{ kN/m}^3.$$

L'effettiva pressione di portata ultima calcolata è:

$$q'_{ult} = 2563 \text{ kPa}$$

mentre la pressione dell'acqua dei pori risultante, agente su  $B' \cdot L$ , è

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

$$U_b = \frac{1}{2} \gamma_w (D + B' \sin \varepsilon - z_w) \frac{D + B' \sin \varepsilon - z_w}{\sin \varepsilon} \cdot L = 231.6 \text{ MN.}$$

Quindi, la resistenza di portata progettuale è

$$R_{N_d} = \frac{1}{\gamma_R} (q_{ult_d} \cdot B' L + U_{b_d}) = 7400 \text{ MN}$$

Ed il rapporto  $\frac{R_{N_d}}{E_{N_d}} = \frac{7400}{5519} = 1.34 \geq 1$ , che soddisfa i requisiti di D.M. 14.01.2008.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## 8 Conclusioni

La performance sismica del blocco di ancoraggio della Calabria, è stata valutata utilizzando due approcci: l'approccio pseudo-statico, in cui si presume che il blocco di ancoraggio sia in uno stato di equilibrio limite sotto l'azione di forze statiche e di inerzia, e l'approccio basato sullo spostamento, in cui gli spostamenti del blocco di ancoraggio, indotti da terremoto sono valutati per una serie di moti sismici di input.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando le forze dei cavi fornite nel progetto di gara che per la combinazione di carico SLU risultano leggermente superiori ai valori ottenuti dal modello globale IBDAS (5% per la versione 3.3b – Tabella F.3 - e 7% per la versione 3.3f – Tabella G.3); ciò risulta in una stima conservatrice del comportamento del blocco di ancoraggio della Calabria. Nell'approccio pseudo-statico, secondo le Norme di Costruzione Italiane (D.M. 14.01.2008), la sicurezza del blocco rispetto ad eventuali meccanismi di rottura, è assicurata confrontando le azioni progettuali con le resistenze progettuali, le prime incrementate e le seconde ridotte di fattori parziali di sicurezza. Nell'approccio basato sullo spostamento, l'accelerazione critica è dapprima determinata mediante l'approccio pseudo-statico e lo spostamento cumulativo della massa in potenziale scorrimento è poi valutato utilizzando l'analisi del blocco in scorrimento, in cui l'equazione del moto relativo è integrata due volte con l'accelerazione critica utilizzata come dato di riferimento.

Al fine di riprodurre la pressione dell'acqua dei porti agente a livello delle fondazioni, nella fase di progetto di gara è stata pianificata la costruzione di un tunnel di drenaggio. Le verifiche di sicurezza sono state condotte sia considerando che trascurando l'effetto di siffatto sistema di drenaggio.

Per la valutazione della sicurezza rispetto allo scorrimento, le resistenze progettuali sono state calcolate considerando i contributi della resistenza di scorrimento alla base e ai lati del blocco, nonché quella della resistenza passiva sulla parte frontale del blocco.

Nelle analisi sono stati supposti tre possibili meccanismi di scorrimento, caratterizzati da angoli di inclinazione  $\alpha = 33.7^\circ$ ,  $25.3^\circ$  e  $0^\circ$ . Le analisi FE di deformazione piana del piano di ancoraggio hanno inoltre permesso di valutare che in condizioni di carico SLU, l'inclinazione dominante dei vettori di spostamento sia compresa nel range  $0^\circ$ - $25.3^\circ$ , cosicché il secondo ed il terzo meccanismo sono stati individuati come i più probabili.

Inoltre, si è osservato che il meccanismo di scorrimento è solo lievemente interessato dalla distribuzione della pressione dell'acqua dei pori.

Per quanto concerne le condizioni pseudo-statiche, sia le azioni progettuali che le resistenze progettuali sono state calcolate utilizzando i coefficienti sismici pseudo-statici forniti dalle Norme di Costruzione

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Italiane (D.M. 14.01.2008). I risultati ottenuti hanno mostrato che la sicurezza rispetto allo scorrimento è adeguatamente soddisfatta per ciascuna delle condizioni di carico analizzate.

Nell'approccio basato sullo spostamento, la resistenza di terra  $\Delta R$  mobilitata nella parte frontale del blocco, si presume incrementi progressivamente con l'aumentare dello spostamento relativo  $u$  indotto dal carico da terremoto. In queste condizioni, il suo contributo è stato trascurato nell'espressione del coefficiente sismico critico ed è stato incluso nell'equazione di moto relativo. La relazione fra  $\Delta R$  e lo spostamento relative è stata valutata mediante il dato più idoneo di  $u - \Delta R$  come ottenuto dalle analisi FE 2D in cui spostamenti orizzontali uniformi sono stati applicati ad un muto ideale e liscio.

Gli spostamenti indotti da terremoto sono stati calcolati utilizzando 30 accelerogrammi di input. La componente orizzontale delle storie temporali di accelerazione selezionate, è stata scalata a 0.58g, mentre la componente verticale è stata scalata dello stesso fattore utilizzato per la componente orizzontale corrispondente, oppure a 0.58g. I calcoli sono stati ripetuti supponendo entrambe le direzioni di applicazione degli accelerogrammi orizzontali.

I risultati mostrano che gli spostamenti indotti da terremoto si riducono alla riduzione dell'inclinazione di meccanismo di scorrimento. Se l'effetto del tunnel di drenaggio viene preso in considerazione, lo spostamento massimo è pari a 14 mm per il meccanismo 2 ( $\alpha = 25.3^\circ$ ) e pari a 69 mm per il meccanismo 3 ( $\alpha = 0^\circ$ ), mentre se l'effetto del sistema di drenaggio viene trascurato, lo spostamento massimo è pari a 21 mm per il meccanismo 2 e 72 mm per il meccanismo 3. Una analisi comparativa condotta secondo ipotesi conservative ha fornito un valore massimo di spostamento indotto da terremoto pari a 152 mm.

Infine, la capacità portante e la sicurezza rispetto alla rotazione sono state stimate seguendo le prescrizioni di D.M. 14.01.2008; i risultati mostrano che entrambi i requisiti sono soddisfatti per le condizioni di carico considerate.

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0		<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 9 Figure

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> <b>PF0066_F0</b>	<i>Rev</i> <b>F0</b>	<i>Data</i> <b>20-06-2011</b>	

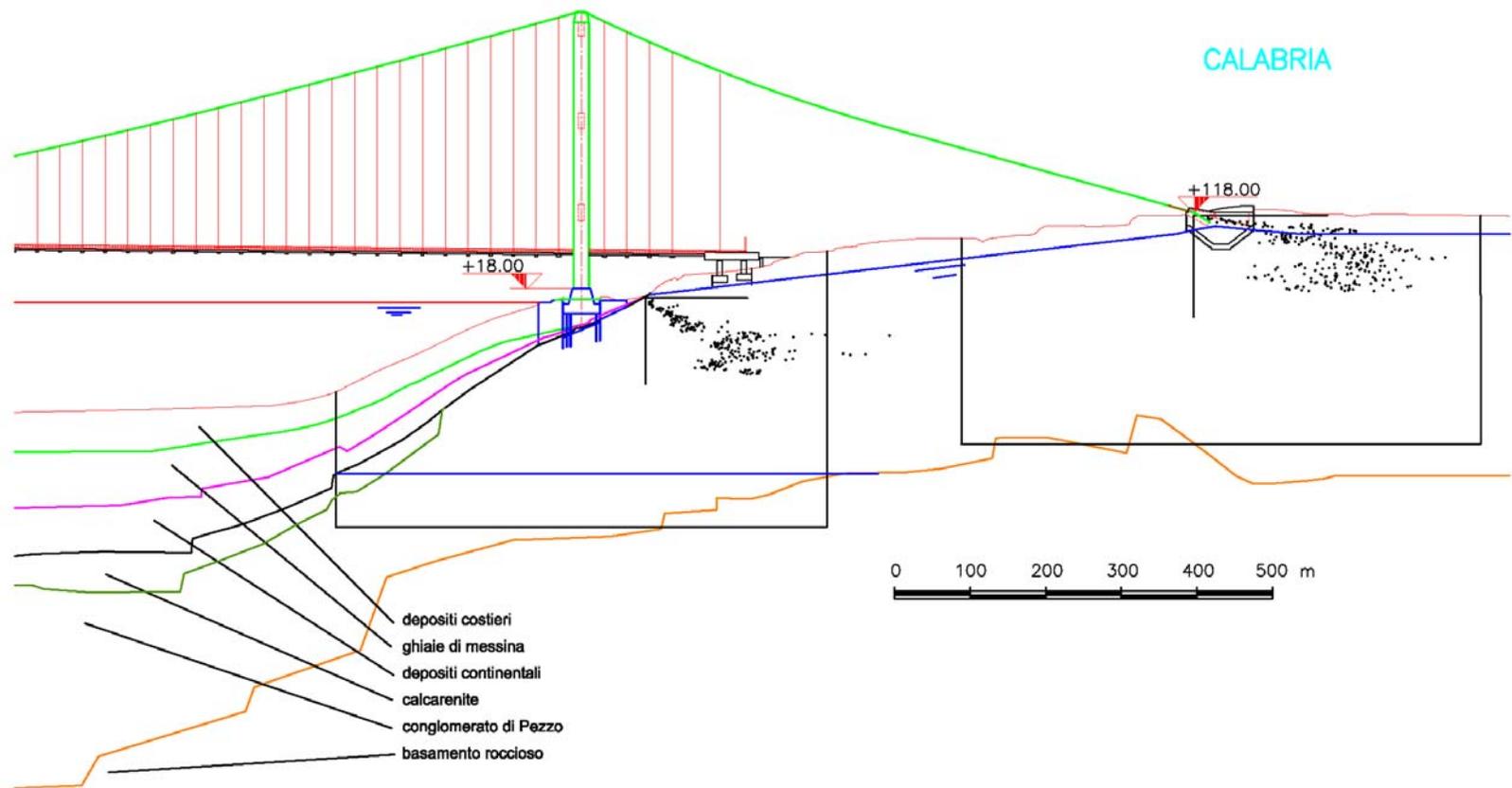


Figura 2.1. Profilo di suolo sulla costa della Calabria dello Stretto di Messina

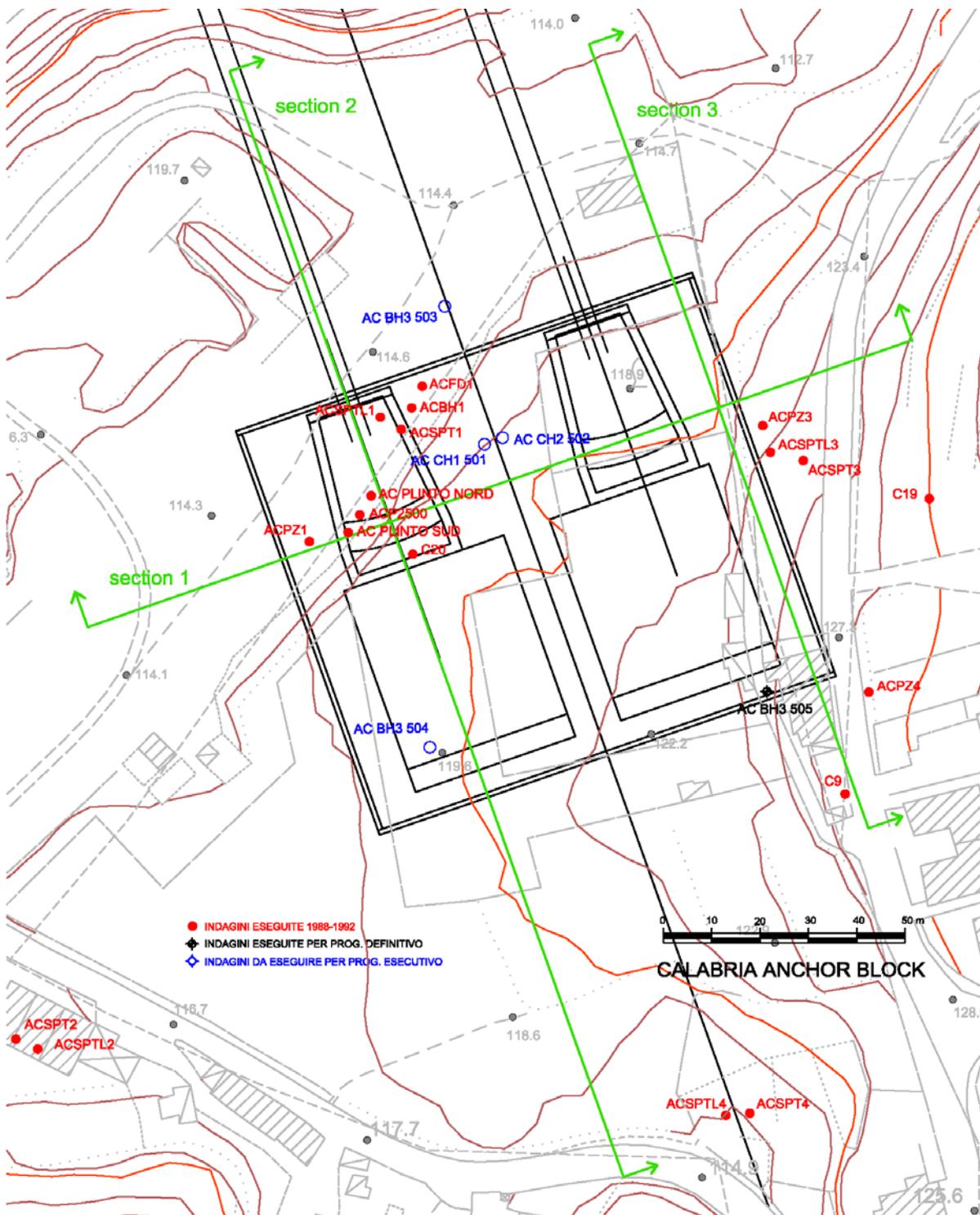


Figura 2.2. Vista in pianta della location del blocco di ancoraggio della Calabria

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0		<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

SECTION N. 1

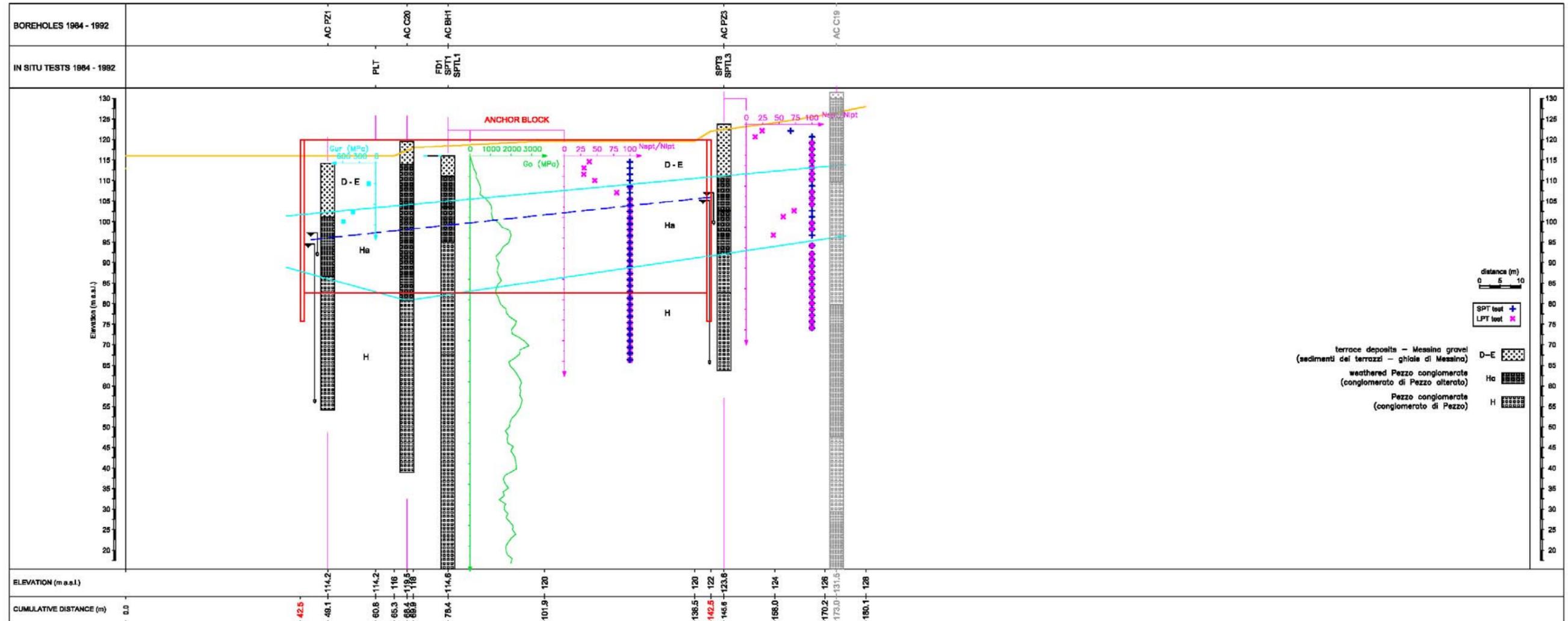


Figura 2.3. Blocco di ancoraggio Calabria, sezione trasversale (sezione No. 1)  
 (nella figura: boreholes : fori / in situ tests: test in sito / anchor block: blocco di ancoraggio / elevation: elevazione / cumulative distances: distanze cumulative)

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

SECTION N. 2

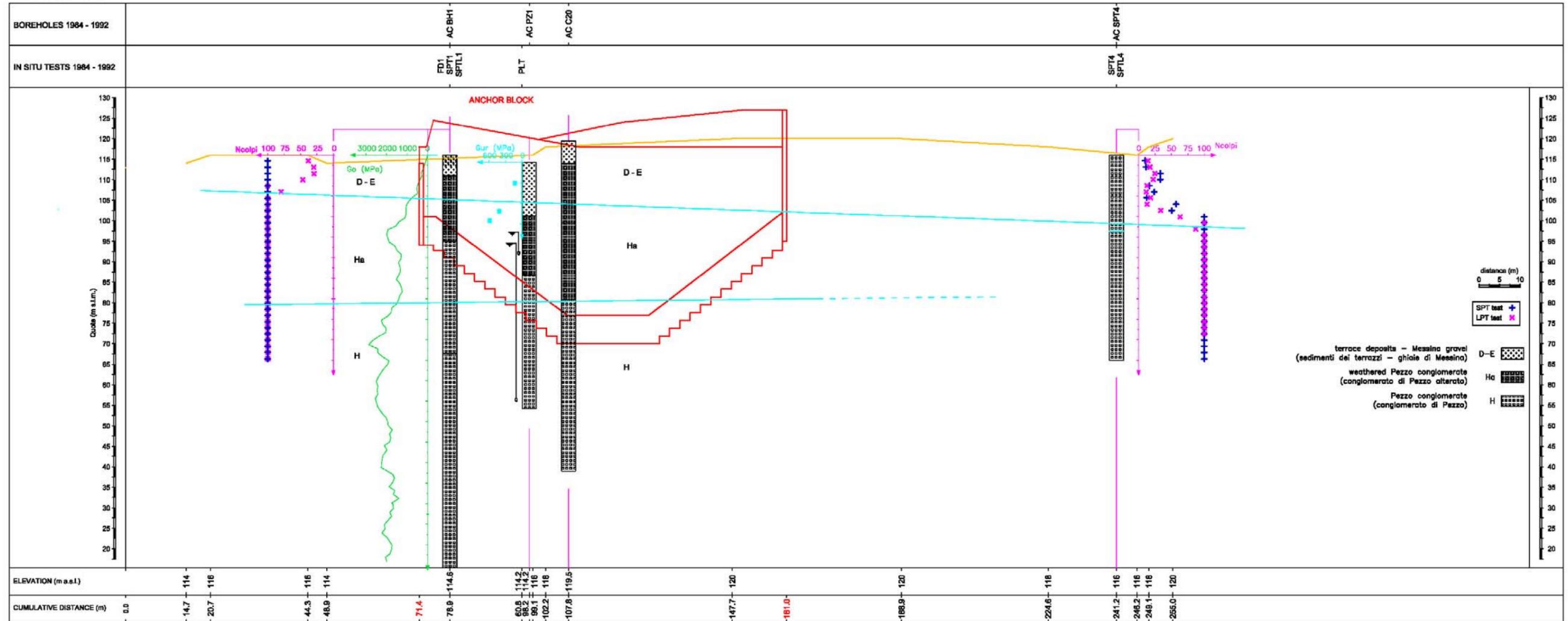


Figura 2.4. Blocco di ancoraggio Calabria, sezione longitudinale (Sezione No. 2)  
 (nella figura: boreholes : fori / in situ tests: test in sito / anchor block: blocco di ancoraggio / elevation: elevazione / cumulative distances: distanze cumulative)

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

SECTION N. 3

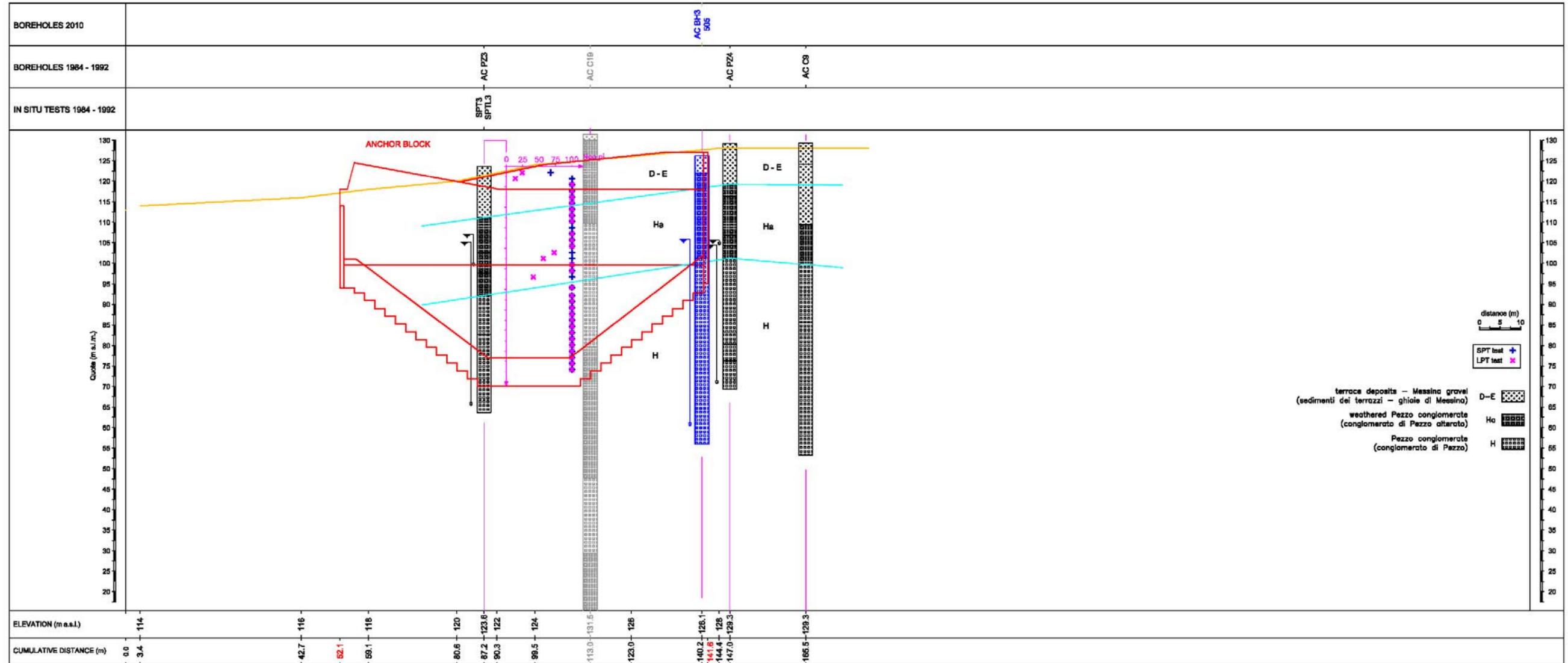


Figura 2.5. Blocco di ancoraggio Calabria, Sezione longitudinale (Sezione No. 3)  
 (nella figura: boreholes : fori / in situ tests: test in sito / anchor block: blocco di ancoraggio / elevation: elevazione / cumulative distances: distanze cumulative)

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

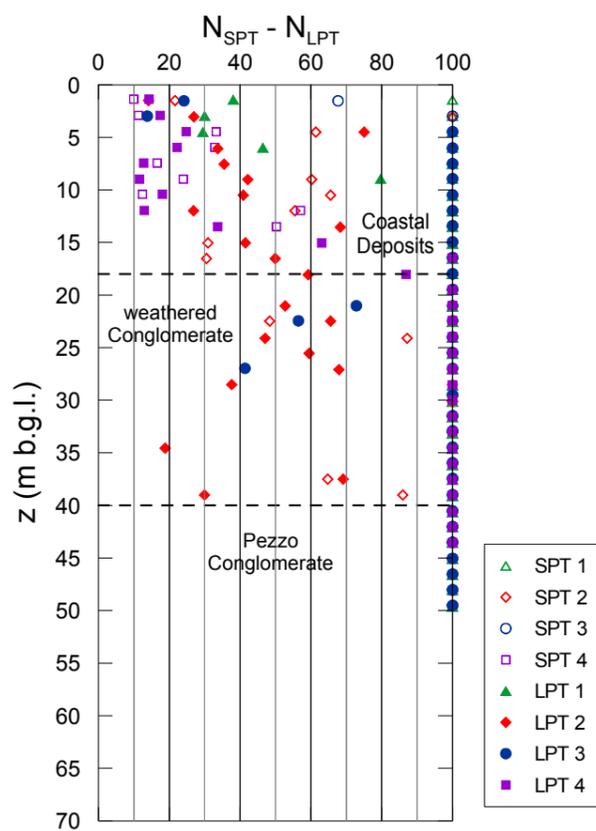


Figura 2.6: Blocco di ancoraggio Calabria – Risultati dei test SPT e LPT

(nella figura: Conglomerare Pezzo: Conglomerato di Pezzo /Weathered Conglomerate: Conglomerato eroso/ Coastal Deposits: depositi Costieri)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

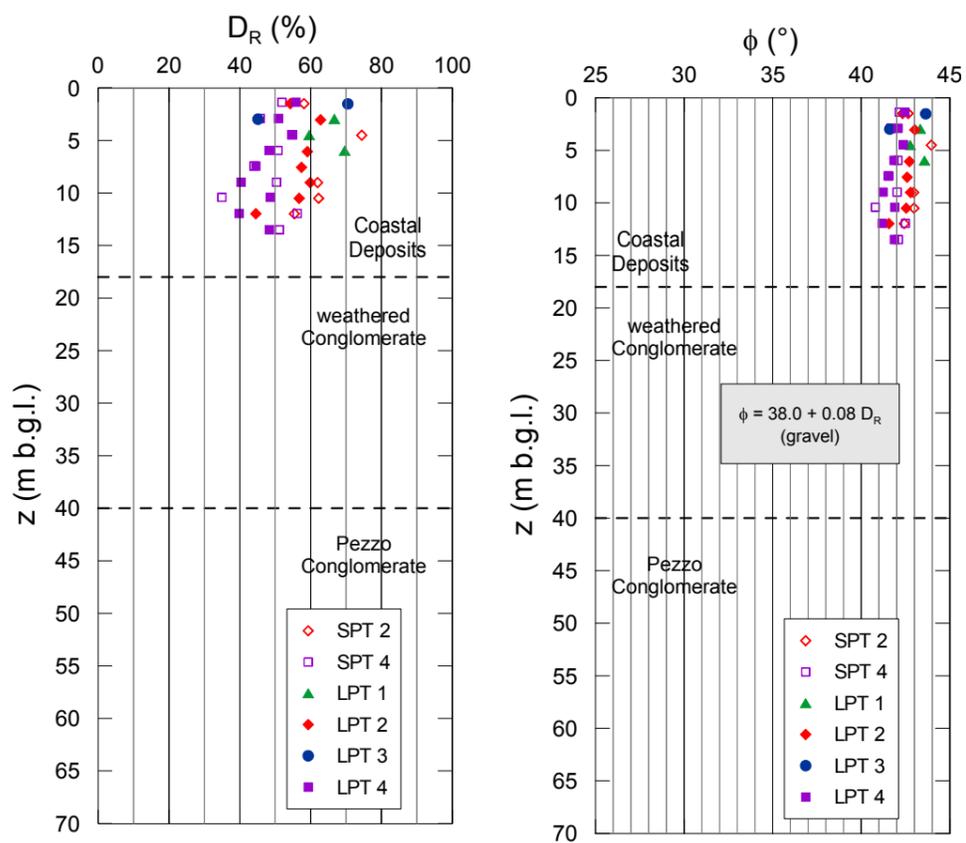


Figura 2.7: Blocco di ancoraggio Calabria – densità relative ed angolo di resistenza a taglio

(nella figura: Conglomerare Pezzo: Conglomerato di Pezzo /Weathered Conglomerate: Conglomerato eroso/ Costal Deposits: depositi Costieri / gravel. ghiaia)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

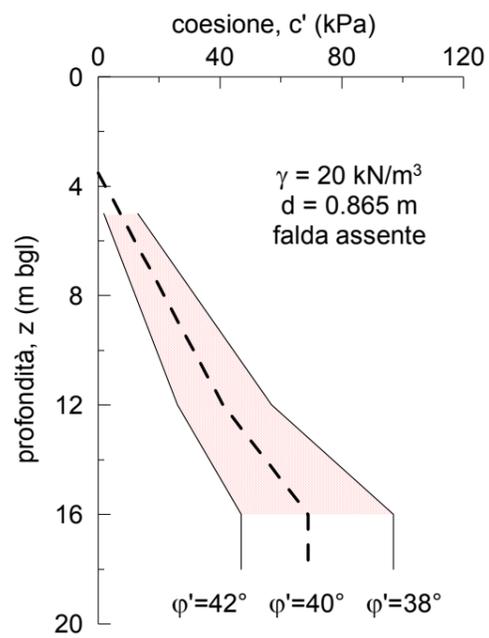


Figura 2.8. Blocco di ancoraggio Calabria, profilo  $c'$  da test di carico di piastra a grande diametro (Report PP-2R-A24 - Figura 4.3.58)

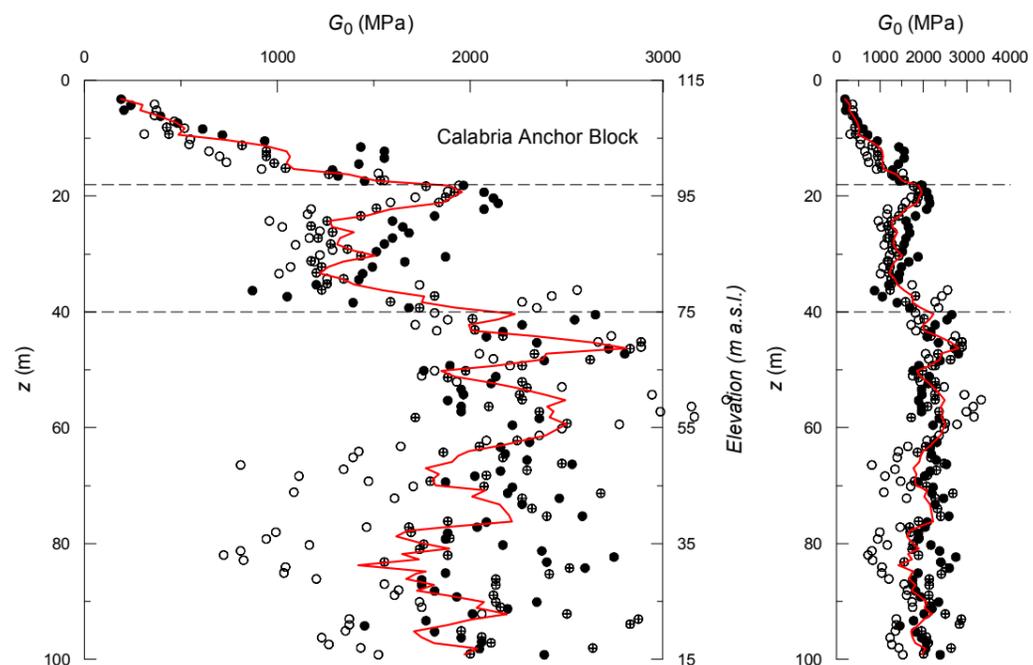


Figura 2.9. Blocco di ancoraggio Calabria, profilo  $G_0$  da test cross-hole (Nella figura: elevation = elevazione)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011	

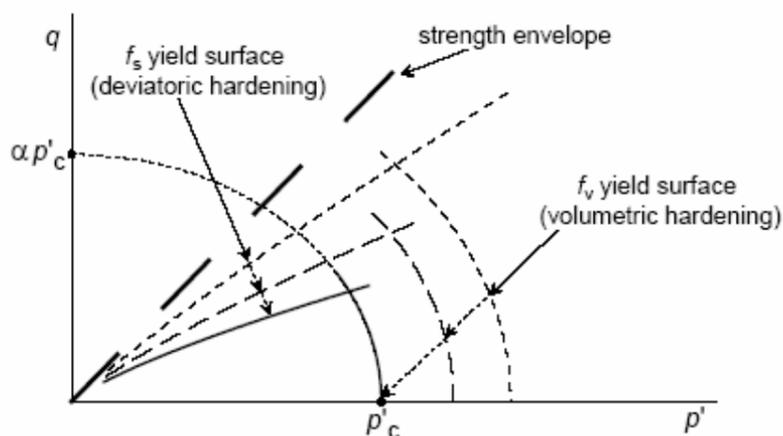


Figura 3.1. Superfici di snervamento del modello Hardening Soil e loro evoluzione  
 (Nella figura: yield surface (deviatoric hardening) superficie di snervamento (incrudimento deviatorico) /strength envelope: involucro di rottura / yield surface (volumetric hardening): superficie di snervamento (incrudimento volumetrico)

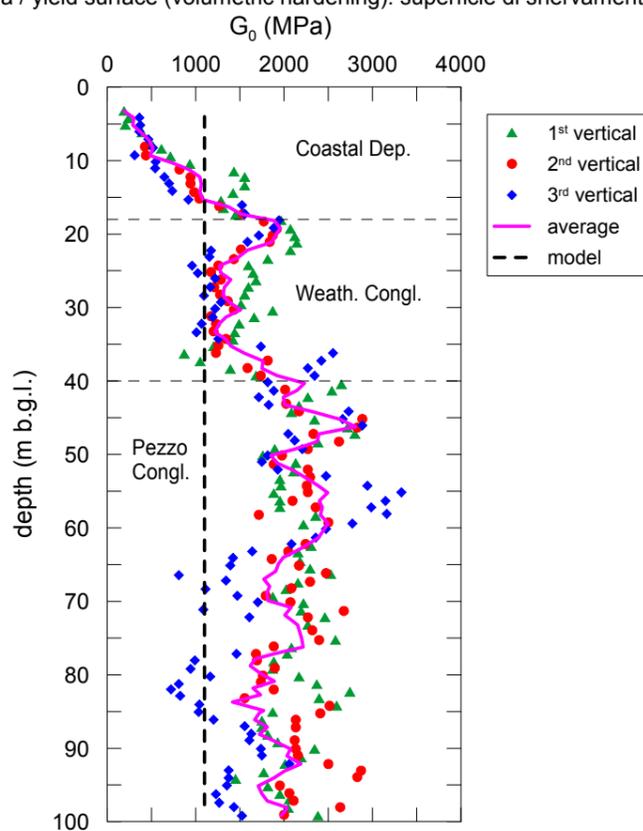


Figura 3.2. Blocco di ancoraggio Calabria, profilo  $G_0$  da test cross-hole test e previsione modello HS  
 (nella figura: vertical: verticale /model: modello/ average: media)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

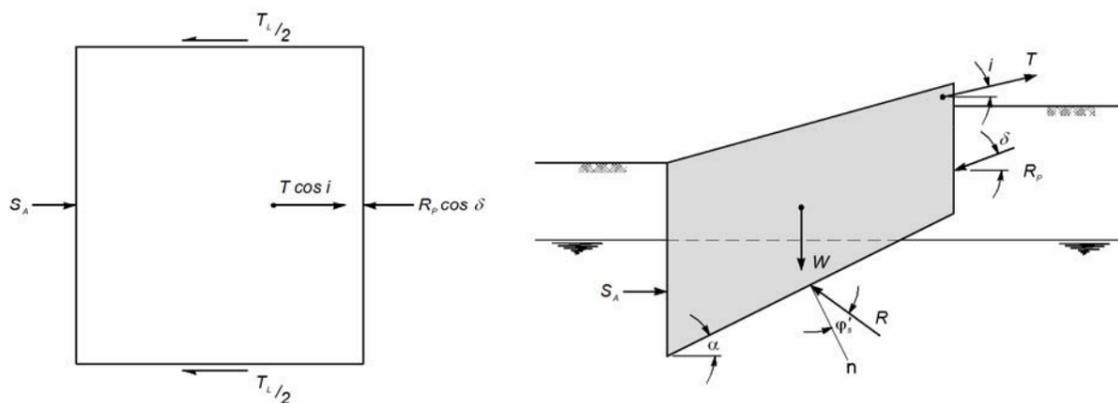


Figura 4.1. Blocco rigido, condizioni statiche

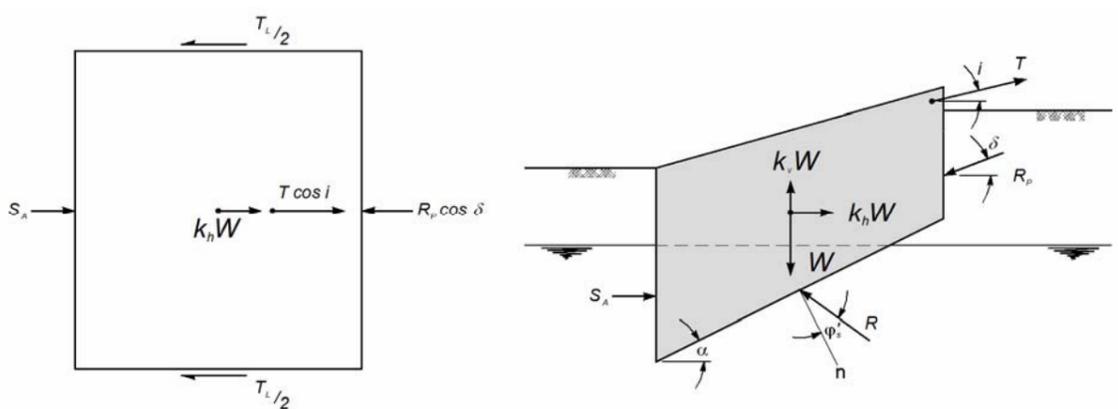


Figura 4.2. Blocco rigido, condizioni pseudo-statiche

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

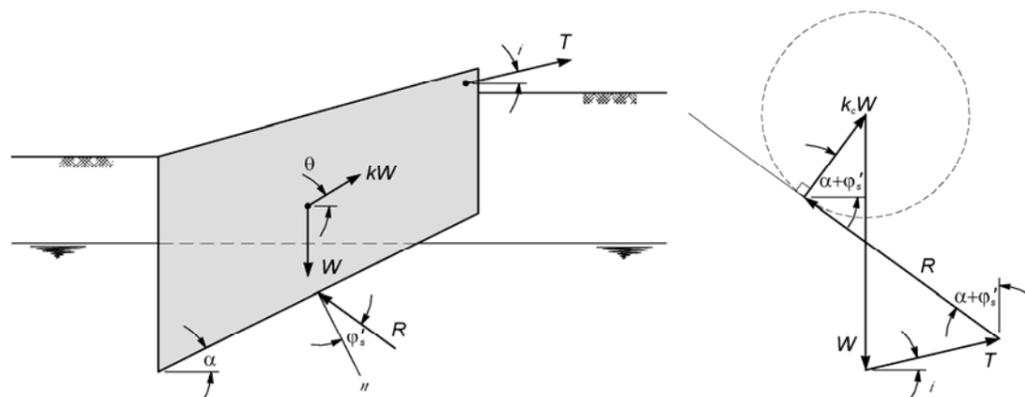


Figura 4.3. Blocco rigido, coefficiente sismico critico

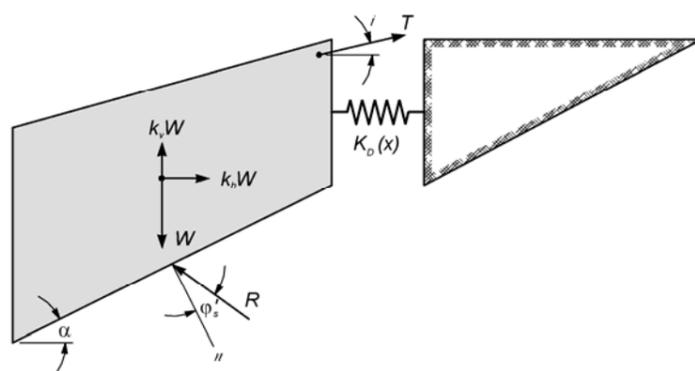


Figura 4.4. Blocco rigido, resistenza di terra passiva dipendente da spostamento

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

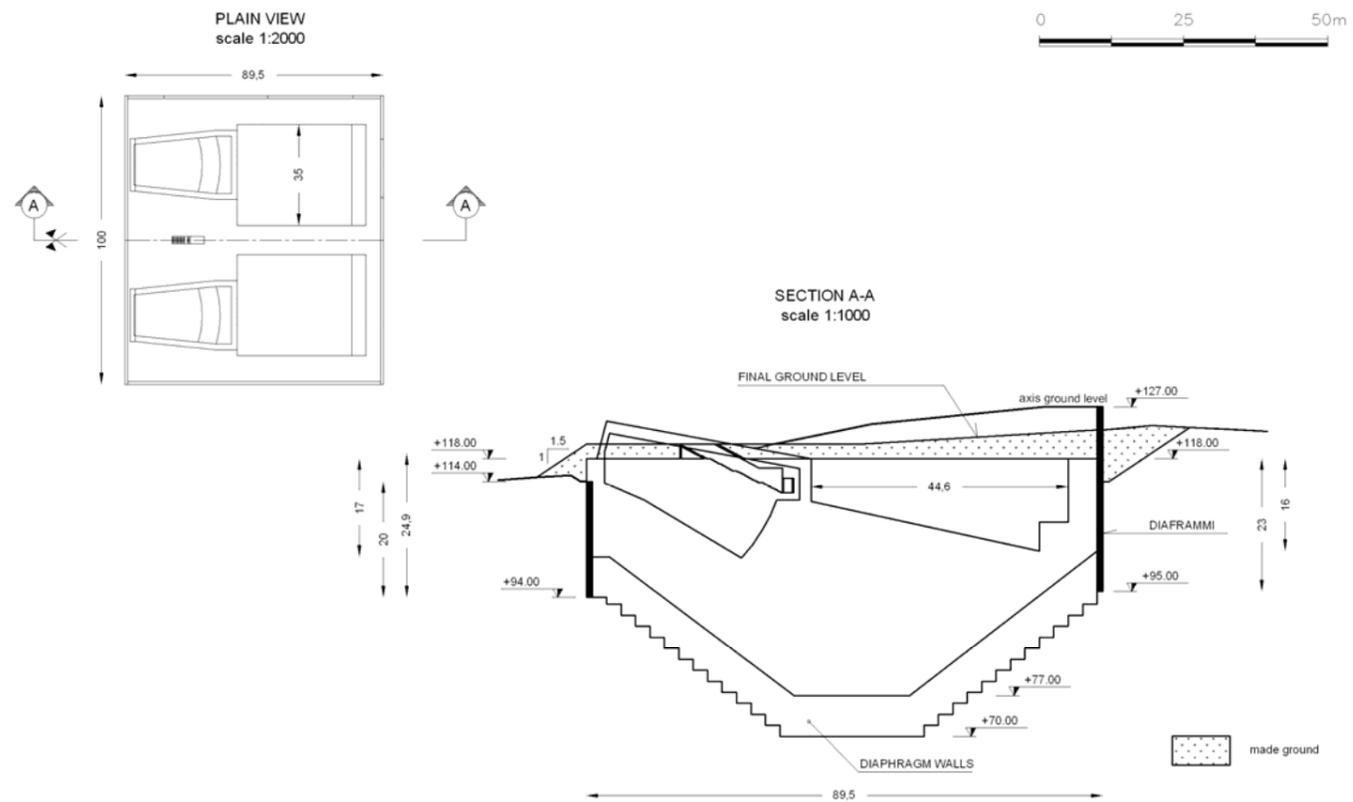


Figura 5.1. Vista in pianta e sezione trasversale del blocco di ancoraggio della Calabria  
 (nella figura: plain view: vista in pianta/ section: sezione / made ground: terreno artificiale/ final ground level: livello finale del suolo)

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

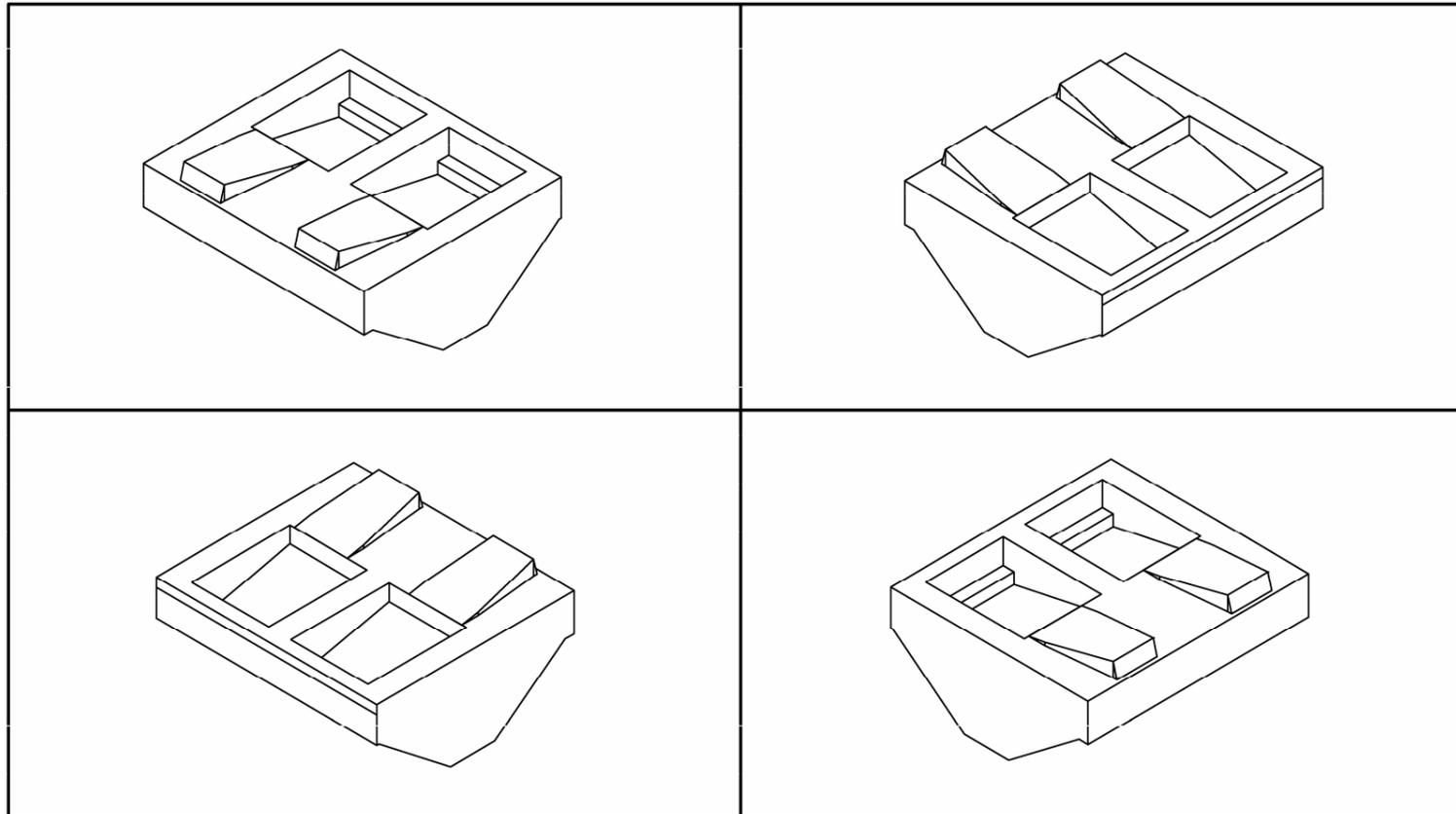


Figura 5.2. Modello CAD 3D del blocco di ancoraggio della Calabria

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

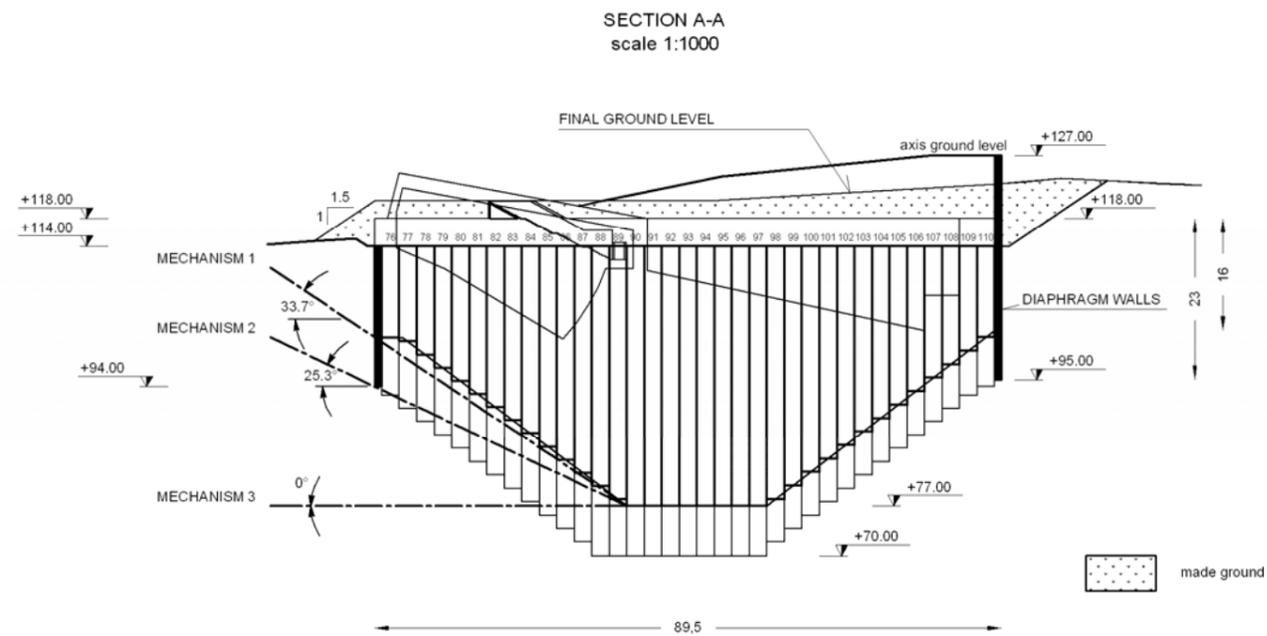


Figura 5.3. Meccanismi di scorrimento  
 (nella figura: made ground: terreno artificiale/ final ground level: livello finale del suolo/mechanism: meccanismo)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

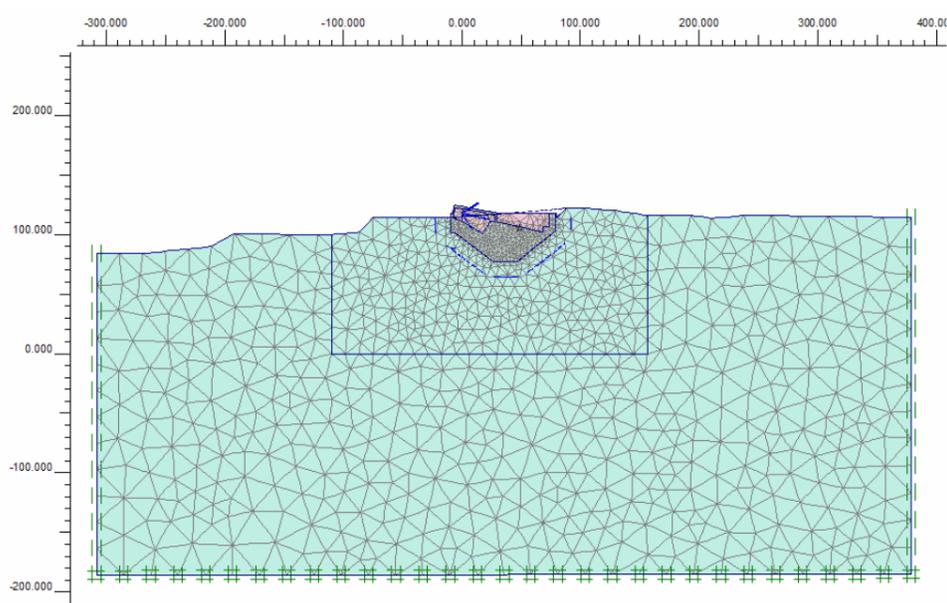


Figura 5.4. Mesh utilizzata per le simulazioni FE di deformazione piana

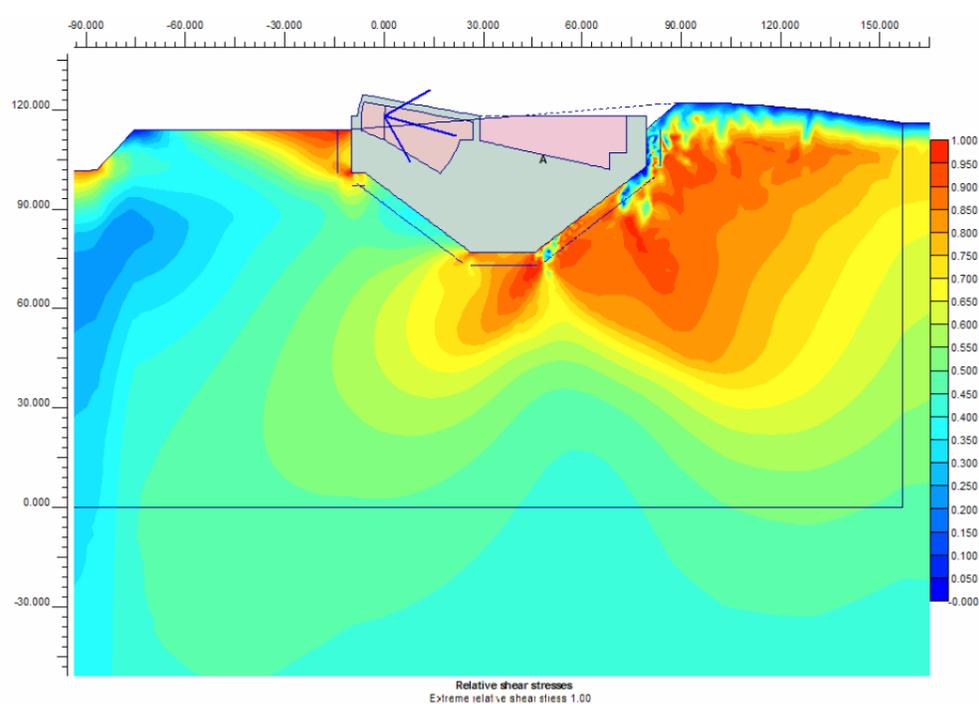


Figura 5.5. Sollecitazione di taglio relativa ( $t/t_{max}$ ) contorni,  $H_w = 88$  m s.l.m  
 (nella figura: relative shear stresses: sollecitazioni a taglio relative/ estreme relative shear stresses: sollecitazioni a taglio relative estreme)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

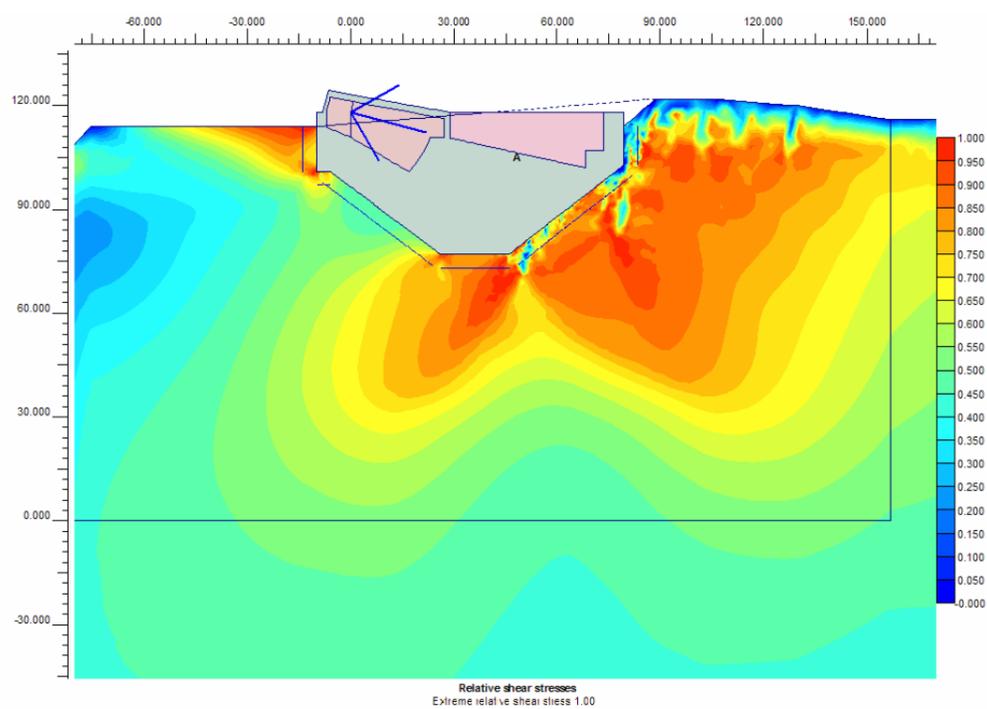


Figura 5.6. Sollecitazione di taglio relativa ( $t/t_{max}$ ) contorni,  $H_w = 94.5$  m s.l.m.

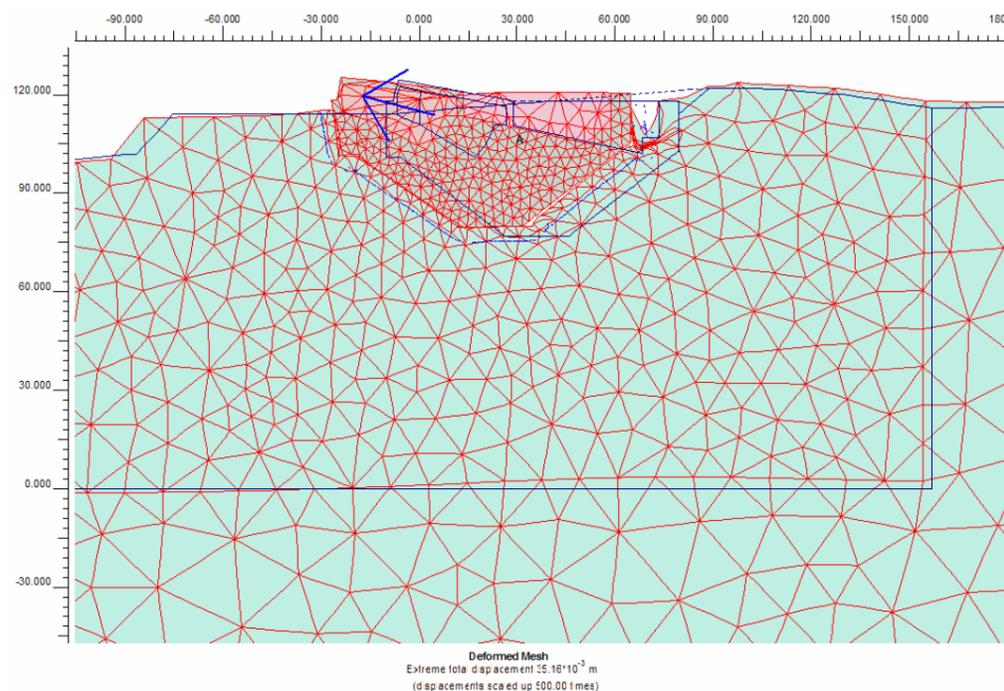


Figura 5.7. Mesh deformata,  $H_w = 88$  m s.l.m.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

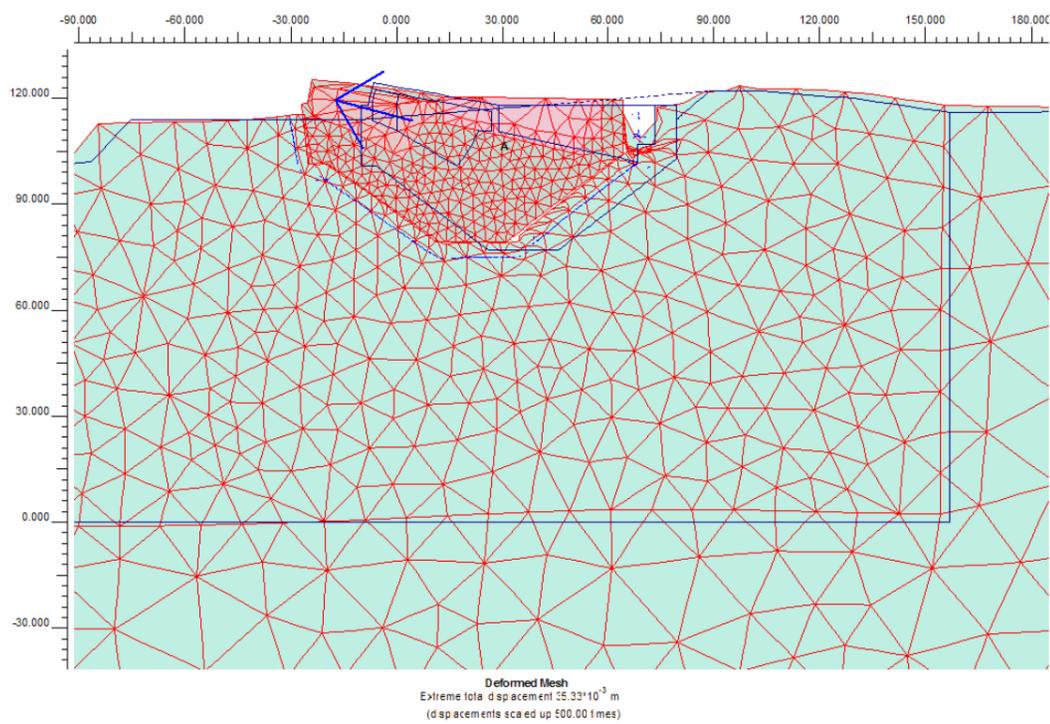


Figura 5.8. Mesh deformata,  $H_w = 94.5$  m s.l.m

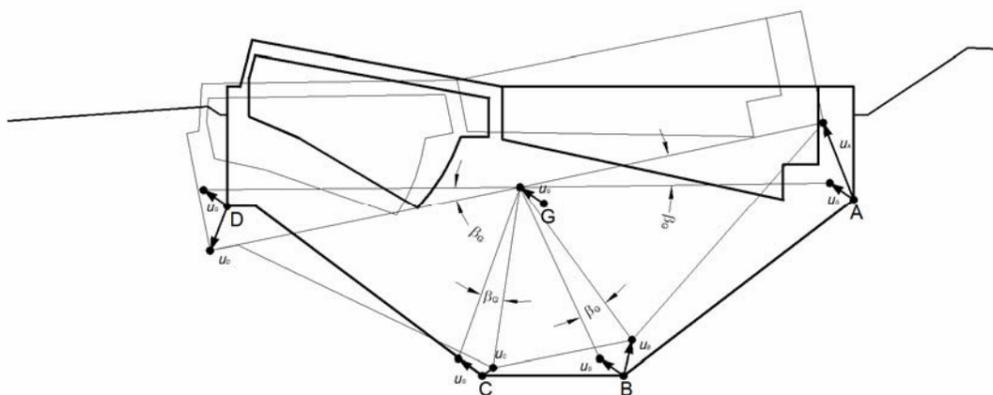
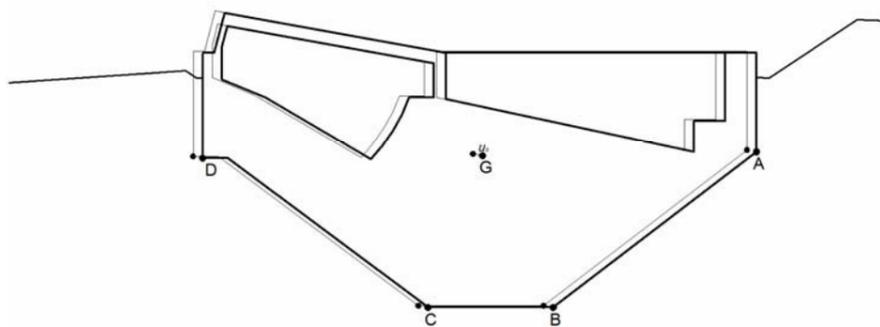


Figura 5.9. Punti di spostamento di riferimento per i risultati delle simulazioni FE 2D

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

PRESENCE OF THE DRAINAGE TUNNEL



ABSENCE OF THE DRAINAGE TUNNEL

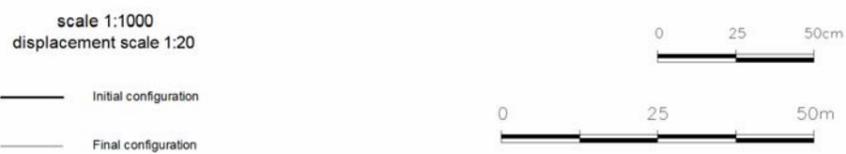
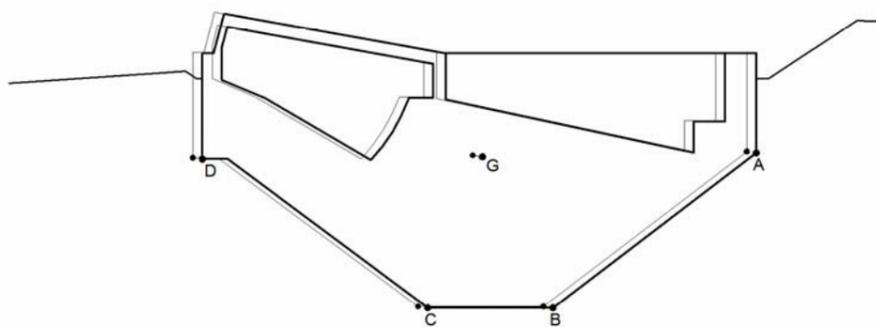


Figura 5.10. Simulazioni F.E. 2D, meccanismo di scorrimento; presenza (in alto) ed assenza (in basso) del sistema di drenaggio (displacement scale: scala di spostamento/ initial configuration: configurazione iniziale / final configuration: configurazione finale)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

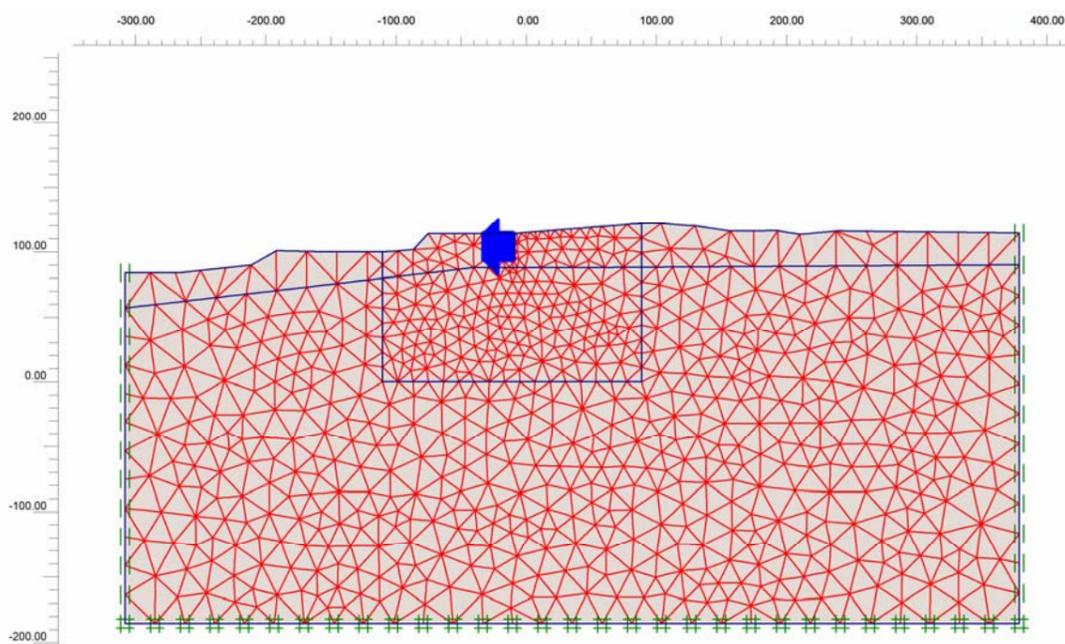


Figura 5.11. Mesh utilizzata nelle analisi FE di deformazione piana per simulare la resistenza di terra nella parte frontale del blocco di ancoraggio (meccanismo 2)

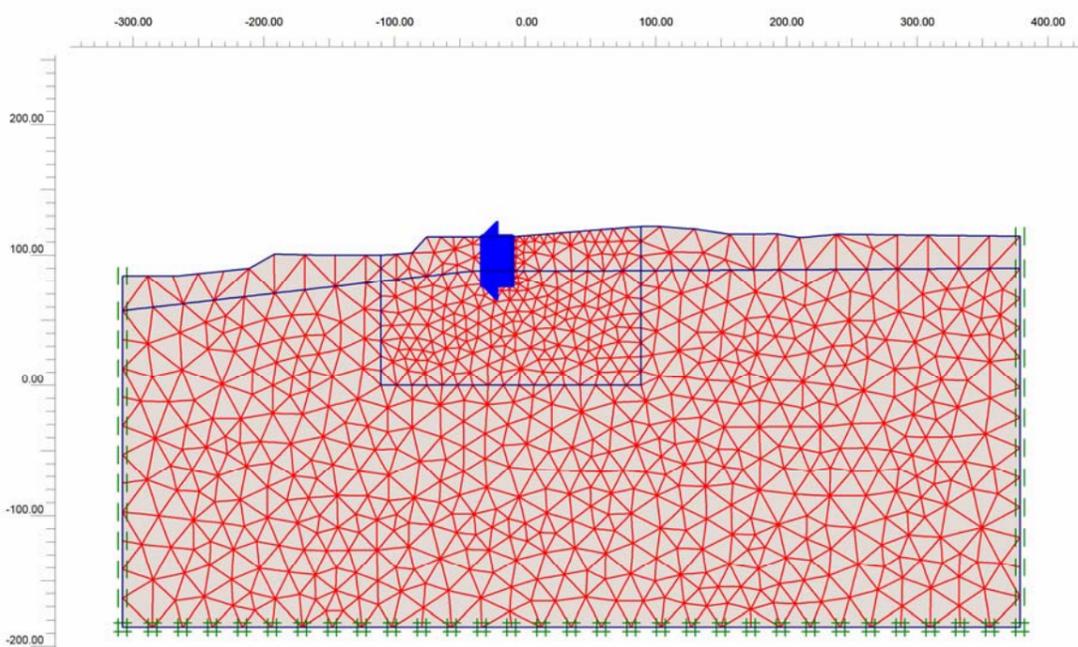


Figura 5.12. Mesh utilizzata nelle analisi FE di deformazione piana per simulare la resistenza di terra nella parte frontale del blocco di ancoraggio (meccanismo 3)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

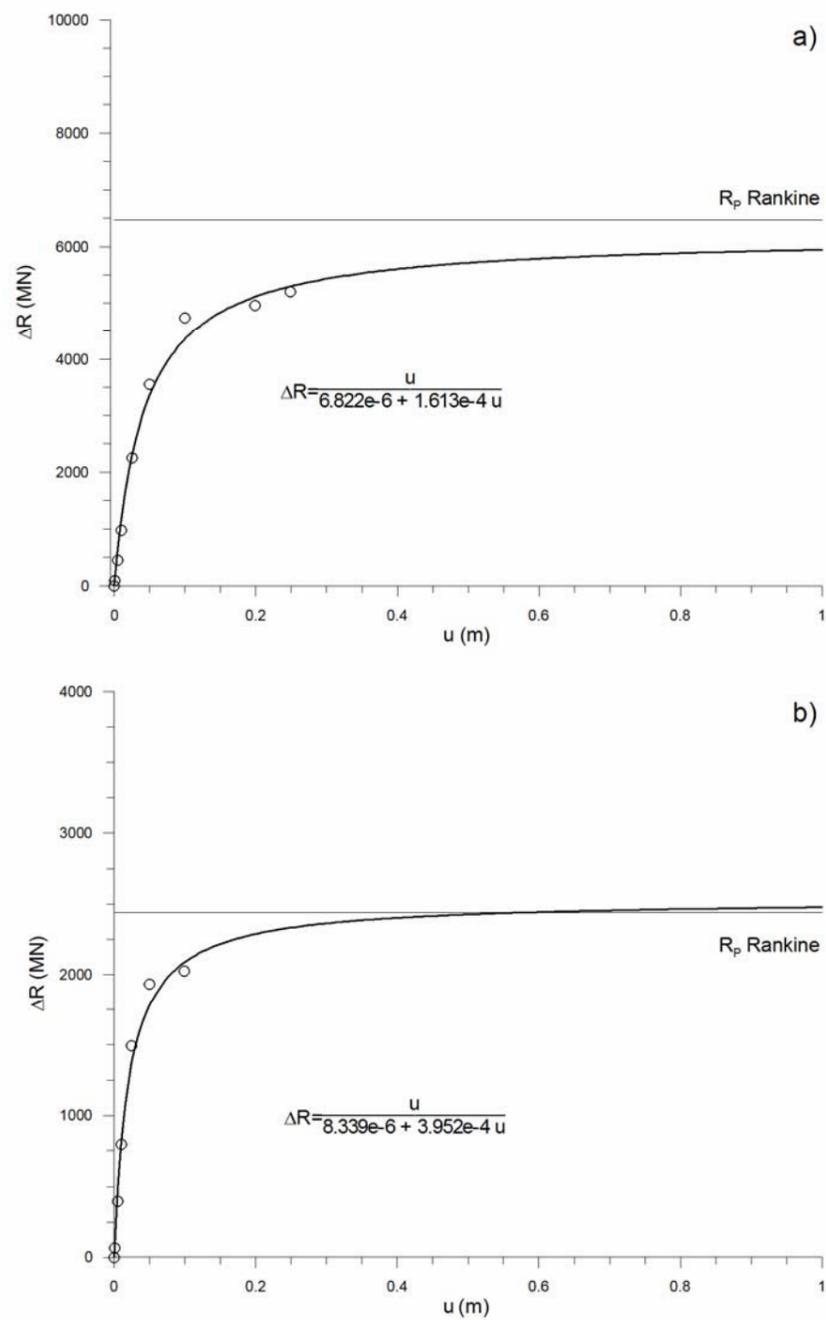


Figura 5.13. Equazione  $\Delta R = f(u)$ , presenza del sistema di drenaggio; a) meccanismo 3; b) meccanismo 2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

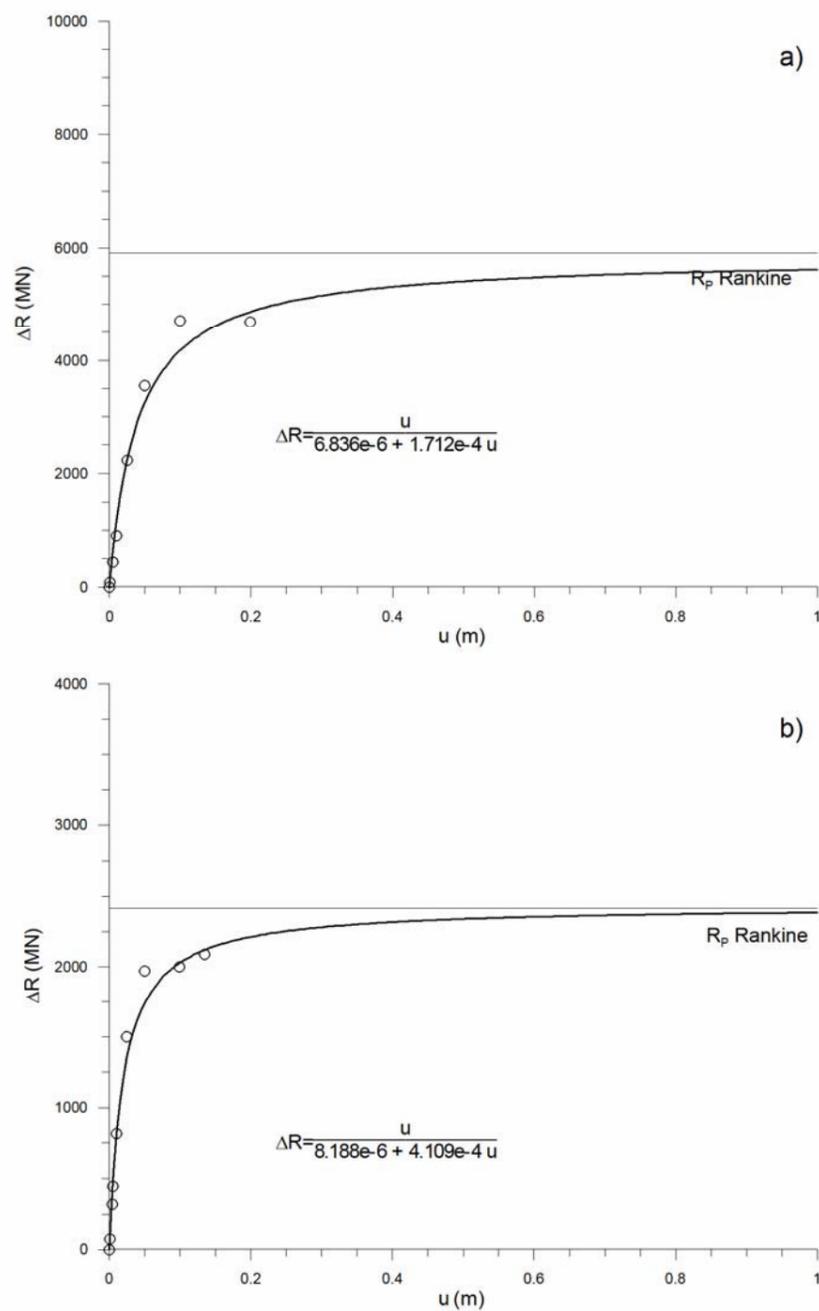


Figura 5.14. Equazione  $\Delta R = f(u)$ , assenza del sistema di drenaggio; a) meccanismo 3; b) meccanismo 2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

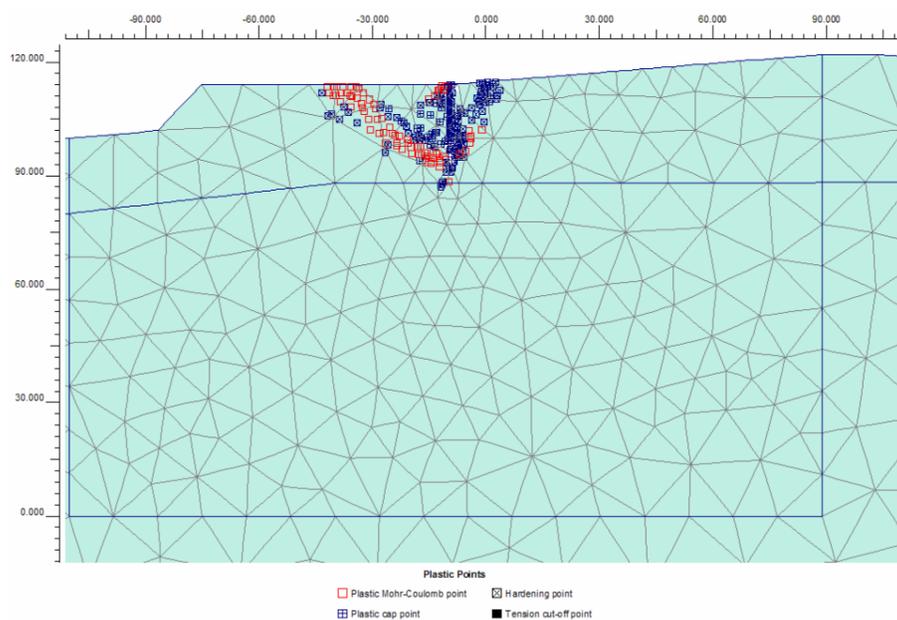


Figura 5.15. Simulazione 2D F.Edi resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m., meccanismo 2, punti plastici

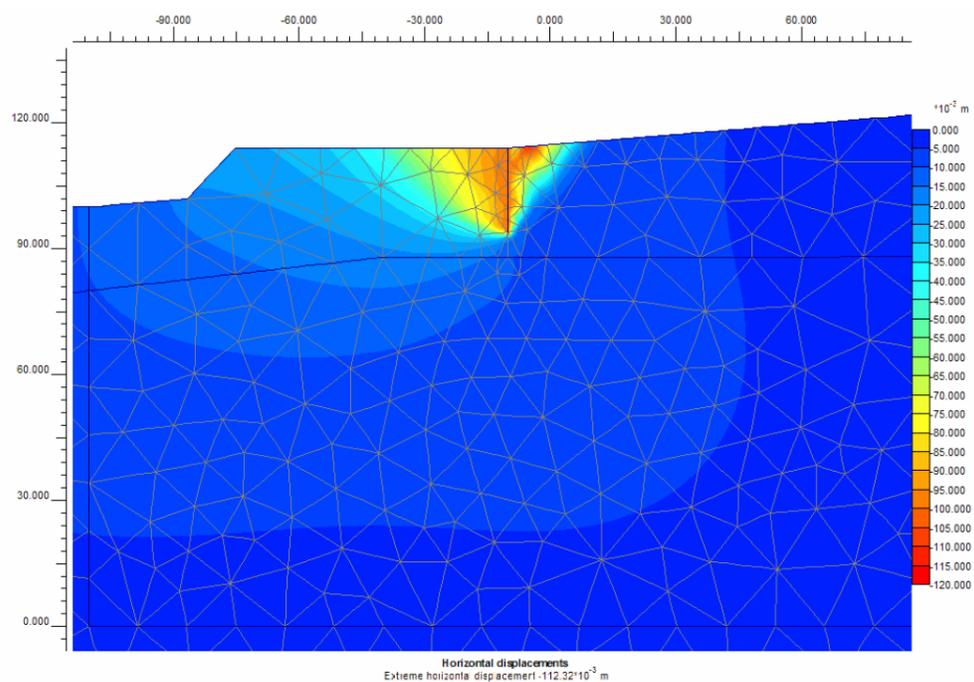


Figure 5.16. Simulazione 2D F.Edi resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m., meccanismo 2, contorni di spostamento orizzontale

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

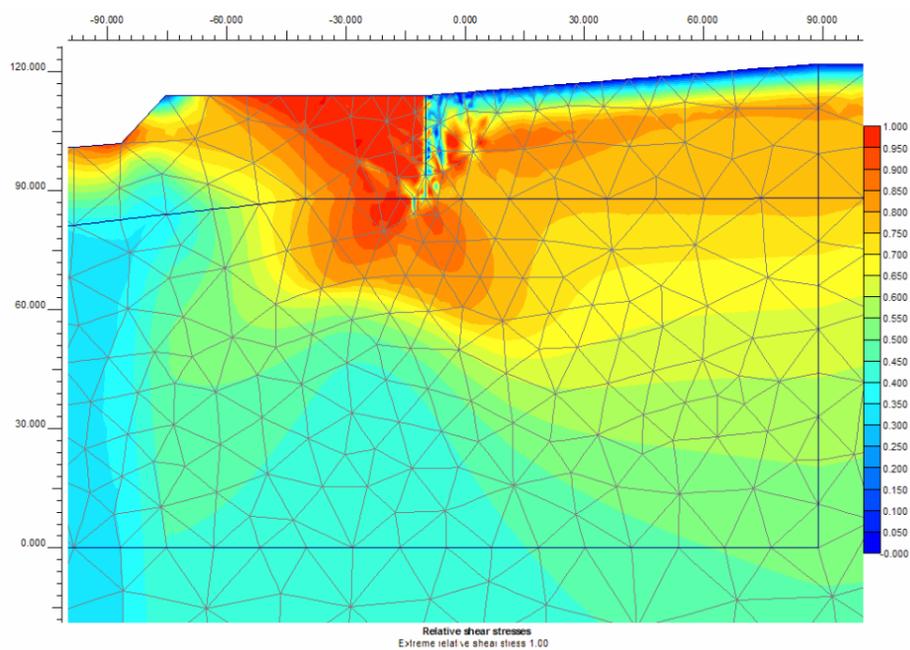


Figura 5.17. Simulazioni 2D F.E. della resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m., meccanismo 2, contorni di taglio relativo ( $t/t_{max}$ )

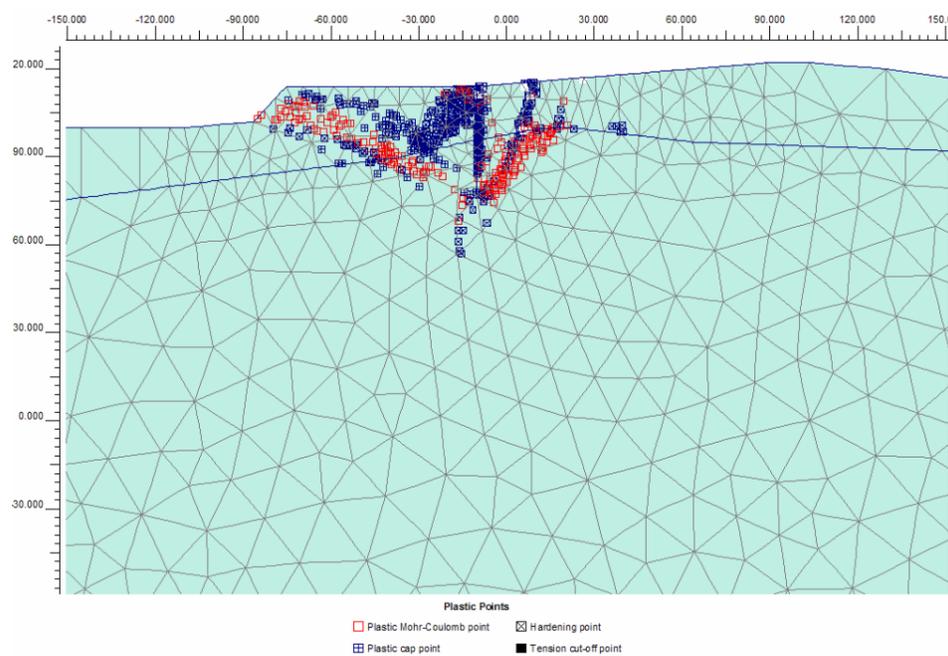


Figura 5.18. Simulazioni 2D F.E. della resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m., meccanismo 3, punti plastici

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> <b>PF0066_F0</b>	<i>Rev</i> <b>F0</b>	<i>Data</i> <b>20-06-2011</b>

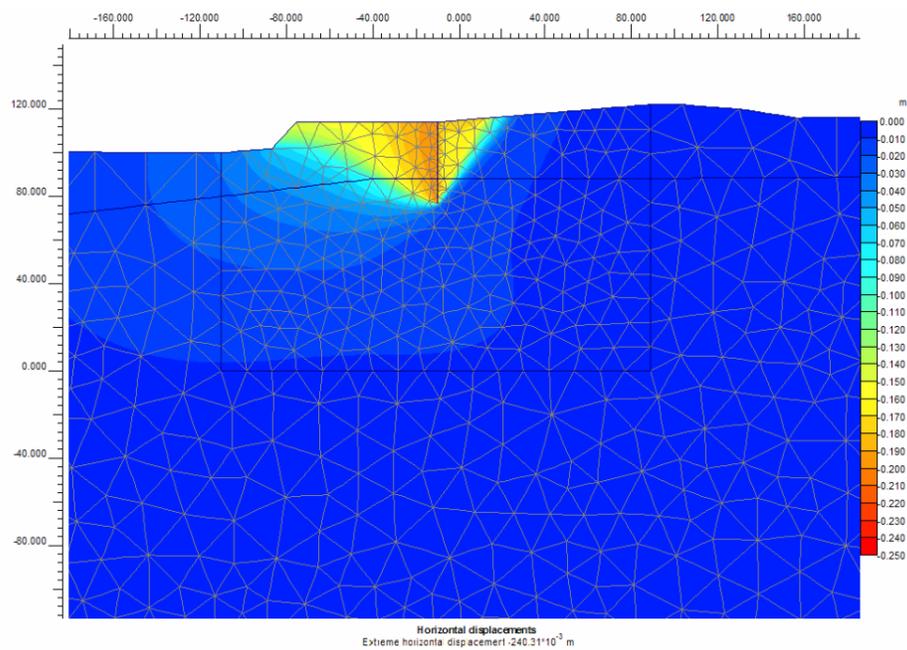


Figura 5.19 Simulazione 2D F.E. della resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m., meccanismo 3, contorni spostamenti orizzontali

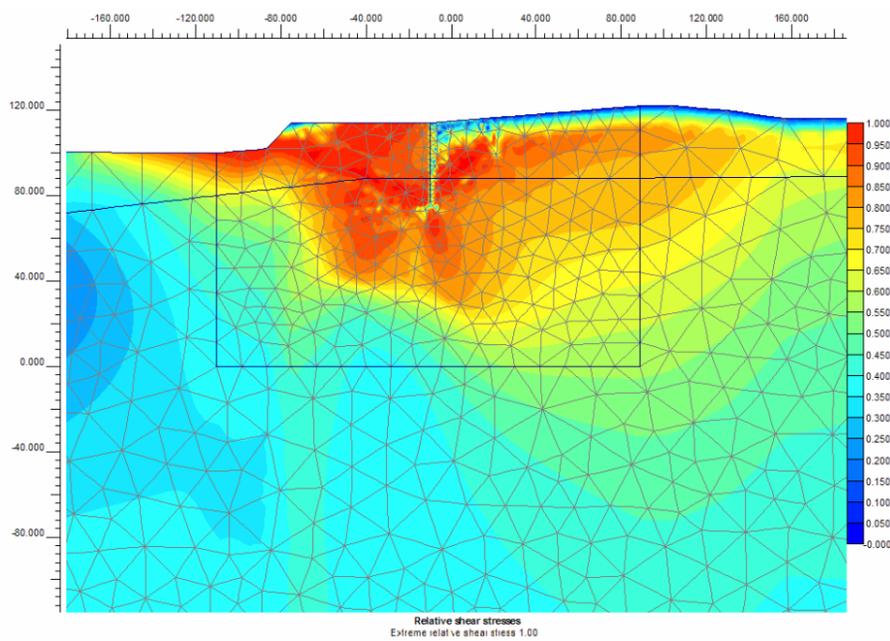


Figura 5.20. Simulazione 2D F.E. della resistenza di terra,  $H_w = 88.0$  m s.l.m, meccanismo 3, contorni di taglio relativo ( $t/t_{max}$ )

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

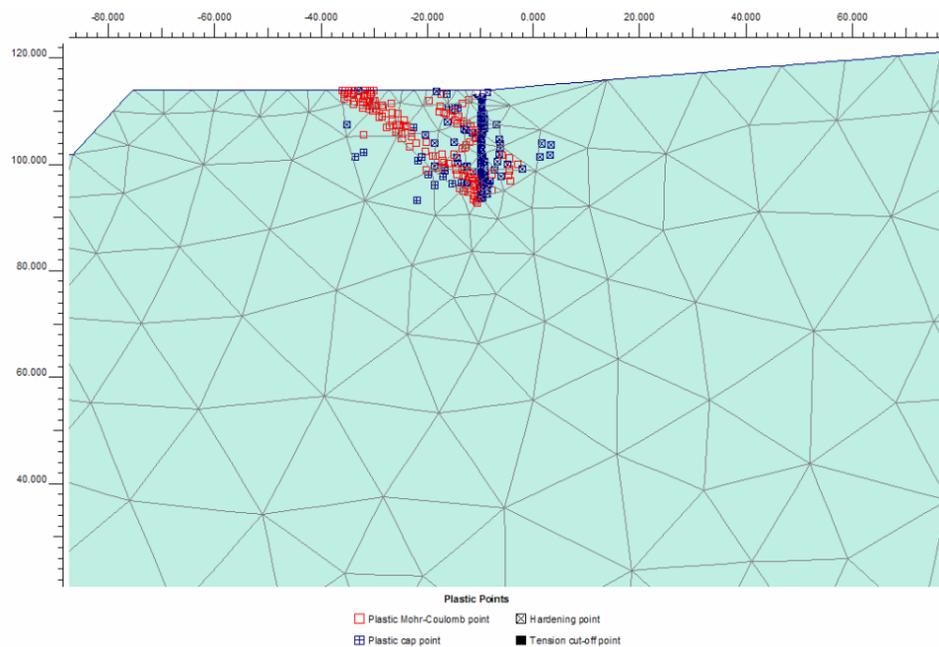


Figura 5.21. Simulazione 2D F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 2, punti plastici

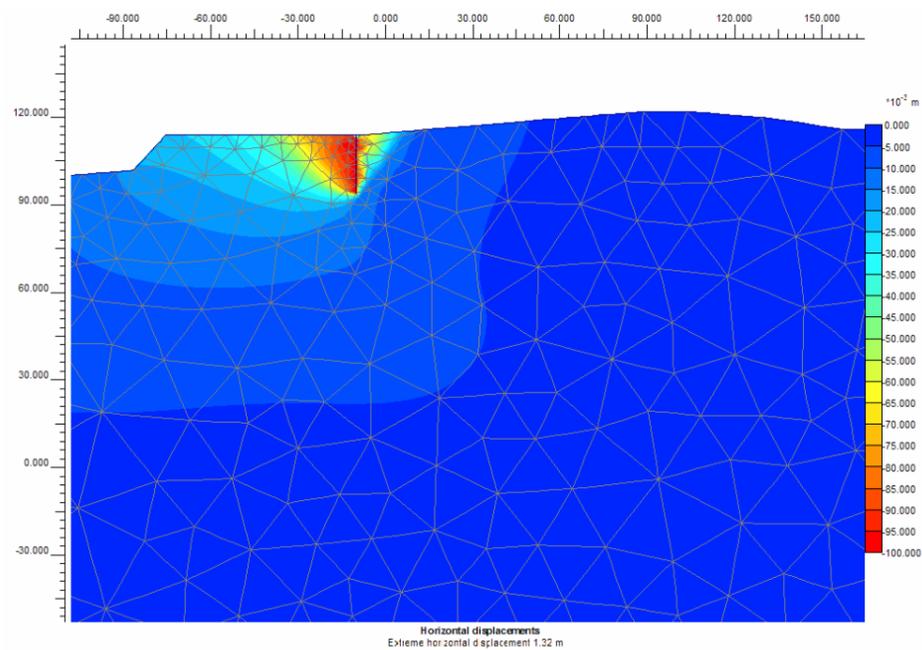


Figura 5.22. Simulazione F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 2, contorni spostamenti orizzontali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>	

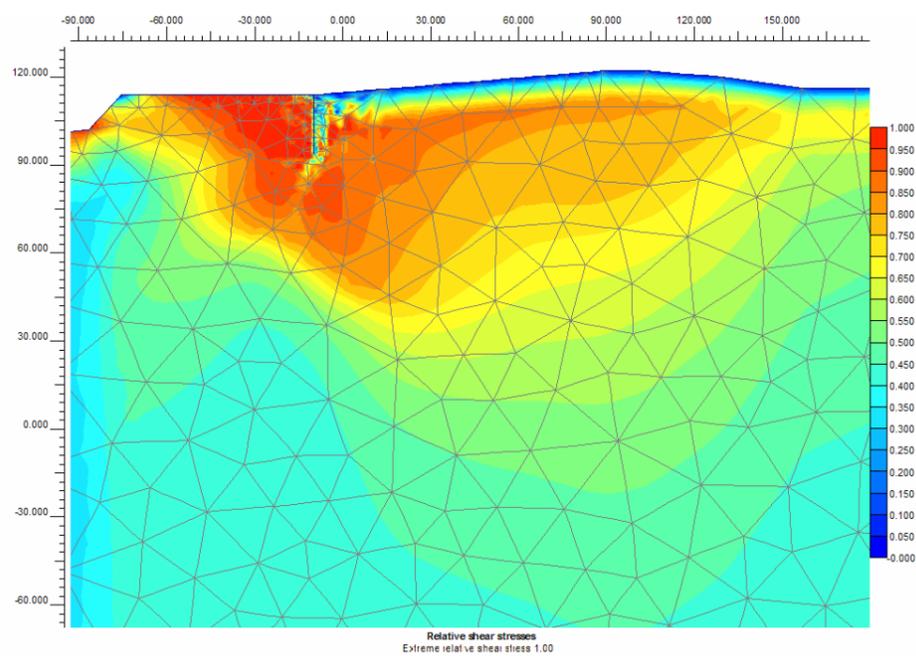


Figura 5.23. Simulazione 2D F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 2, contorni di taglio relativo ( $t/t_{max}$ )

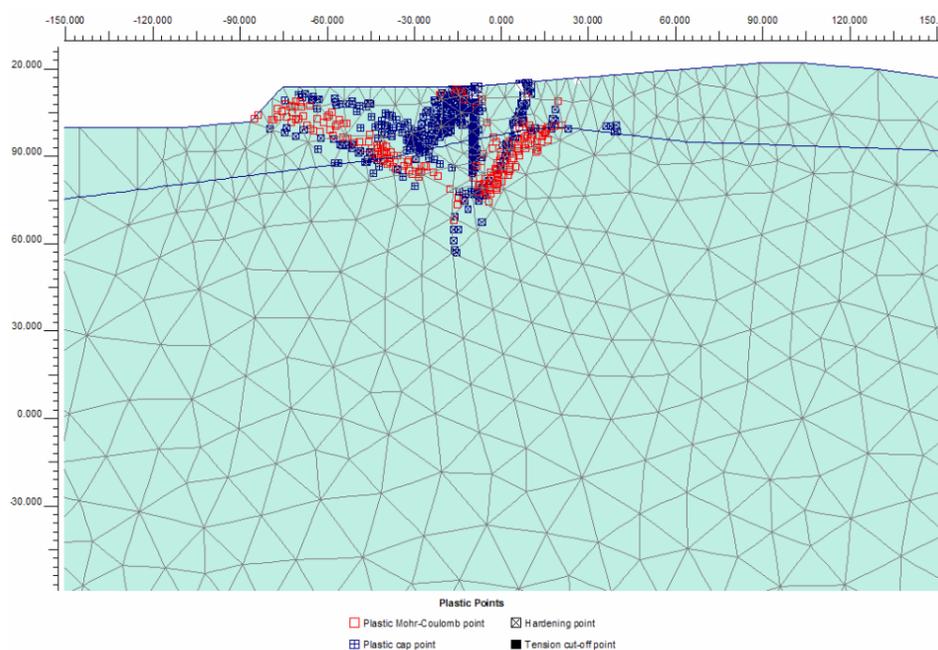


Figura 5.24. Simulazione 2D F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 3, punti plastici

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>	Data <i>20-06-2011</i>

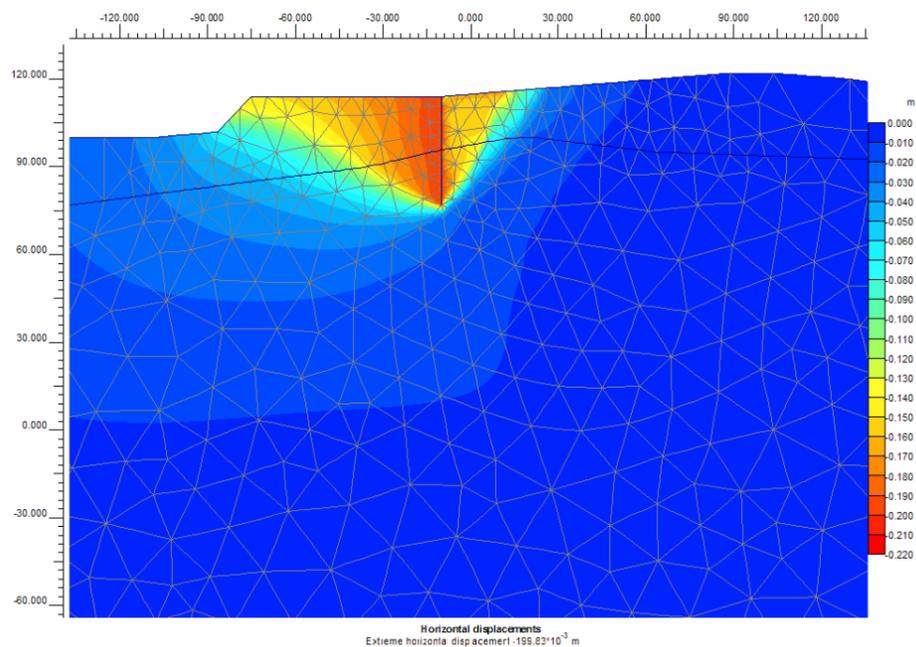


Figura 5.25. Simulazione F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 3, contorni di spostamento orizzontale

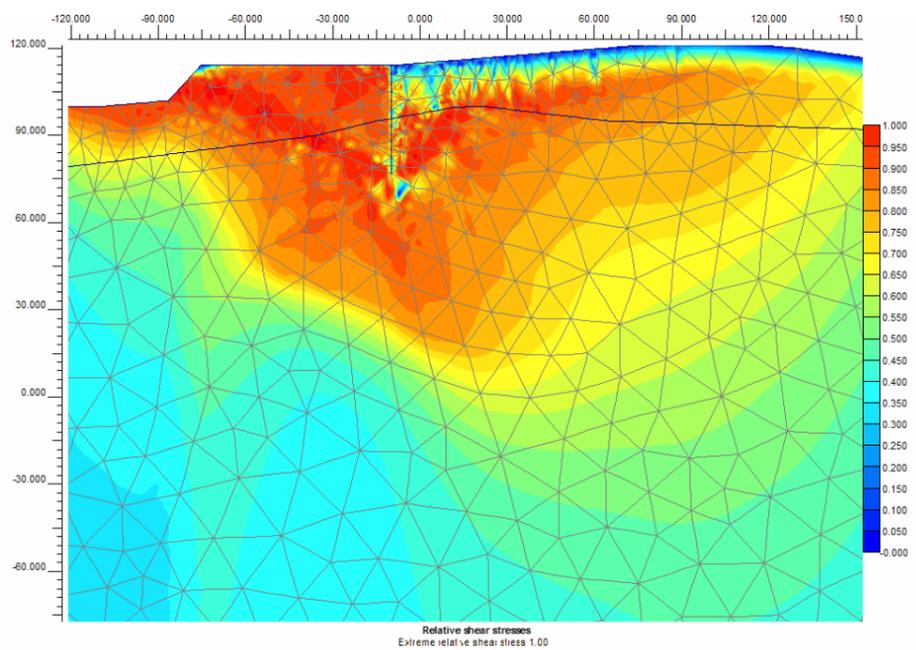


Figura 5.26. Simulazione 2D F.E. di resistenza di terra,  $H_w = 94.5$  m s.l.m., meccanismo 3, contorni di taglio relativo ( $t/t_{max}$ )

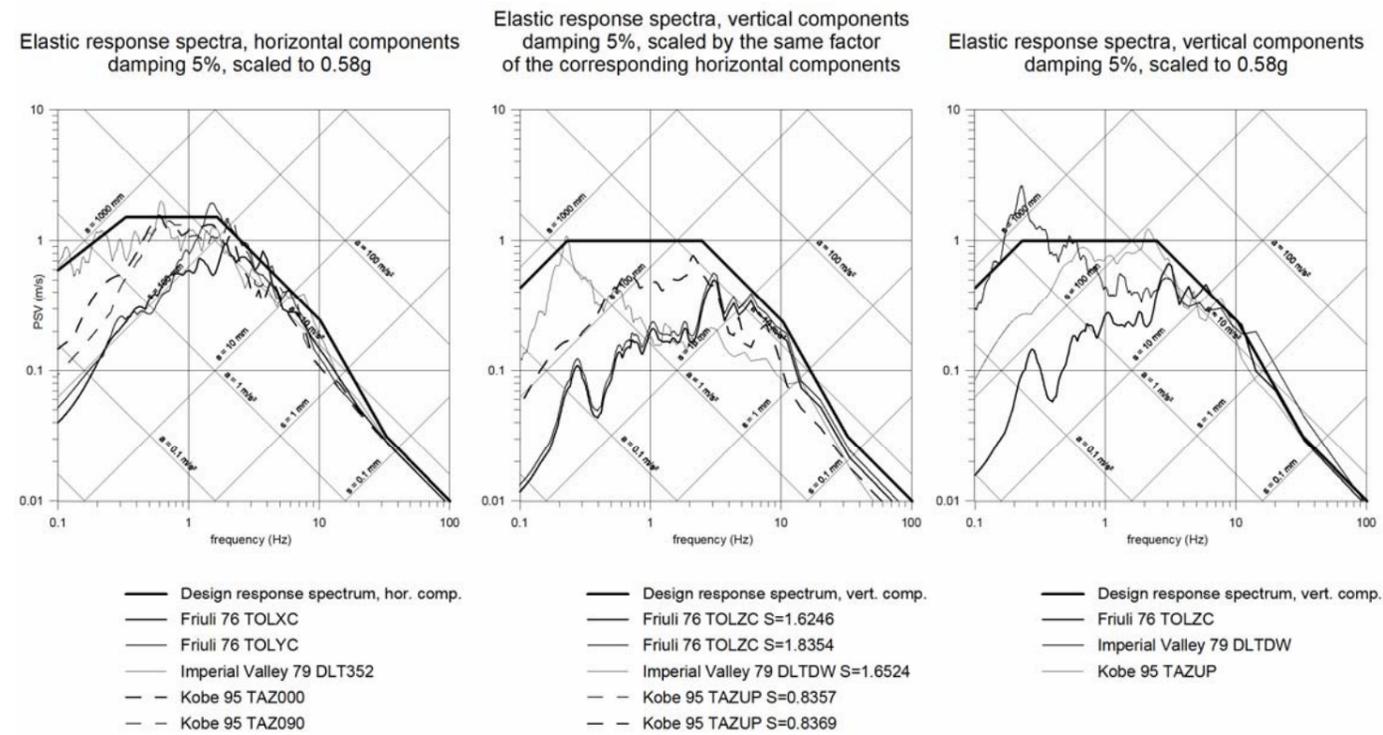


Figura 5.27. Spettro di risposta elastica degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi

Nella figura:

spettro di risposta elastica, componenti orizzontali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalati dello stesso fattore dei corrispondenti componenti orizzontali	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g
---	--	---

Design response spectrum: spettro di risposta progettuale  
Frequency: frequenza

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0

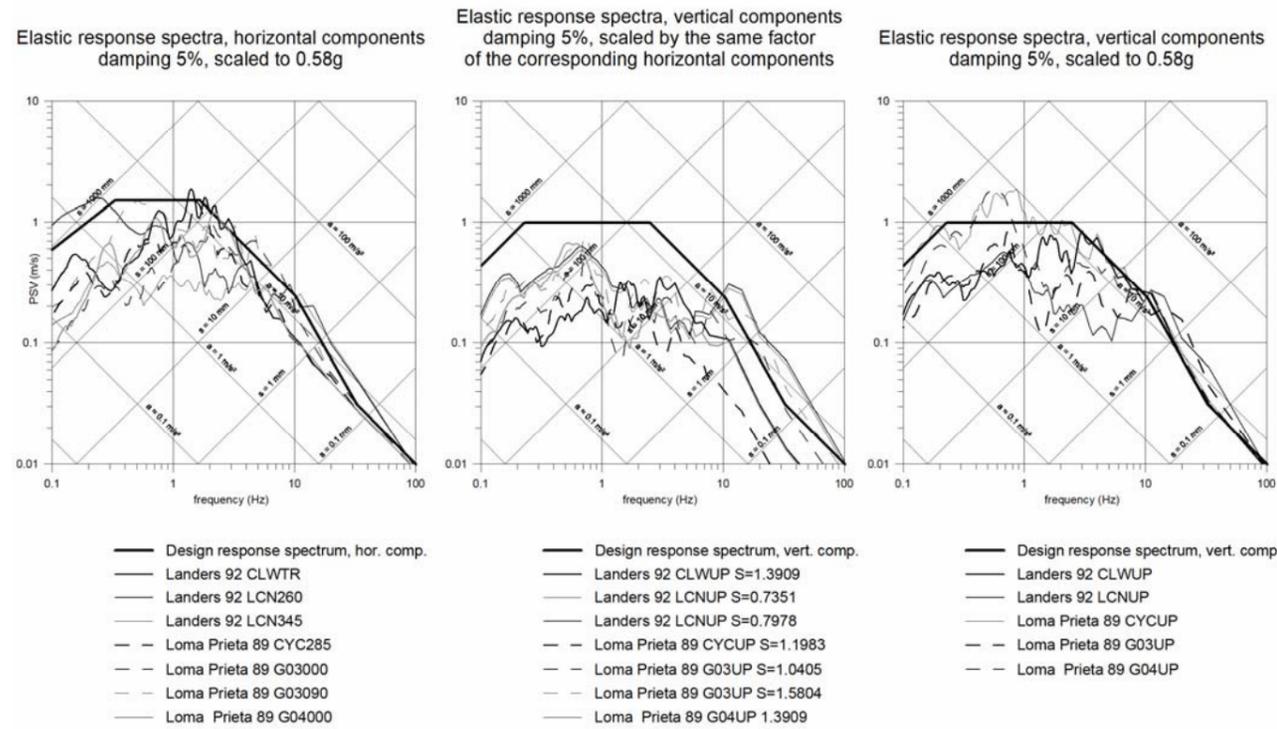


Figura 5.28. Spettro di risposta elastica degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi

Nella figura:

spettro di risposta elastica, componenti orizzontali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalati dello stesso fattore dei corrispondenti componenti orizzontali	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g
---	--	---

Design response spectrum: spettro di risposta progettuale  
 Frequency: frequenza

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

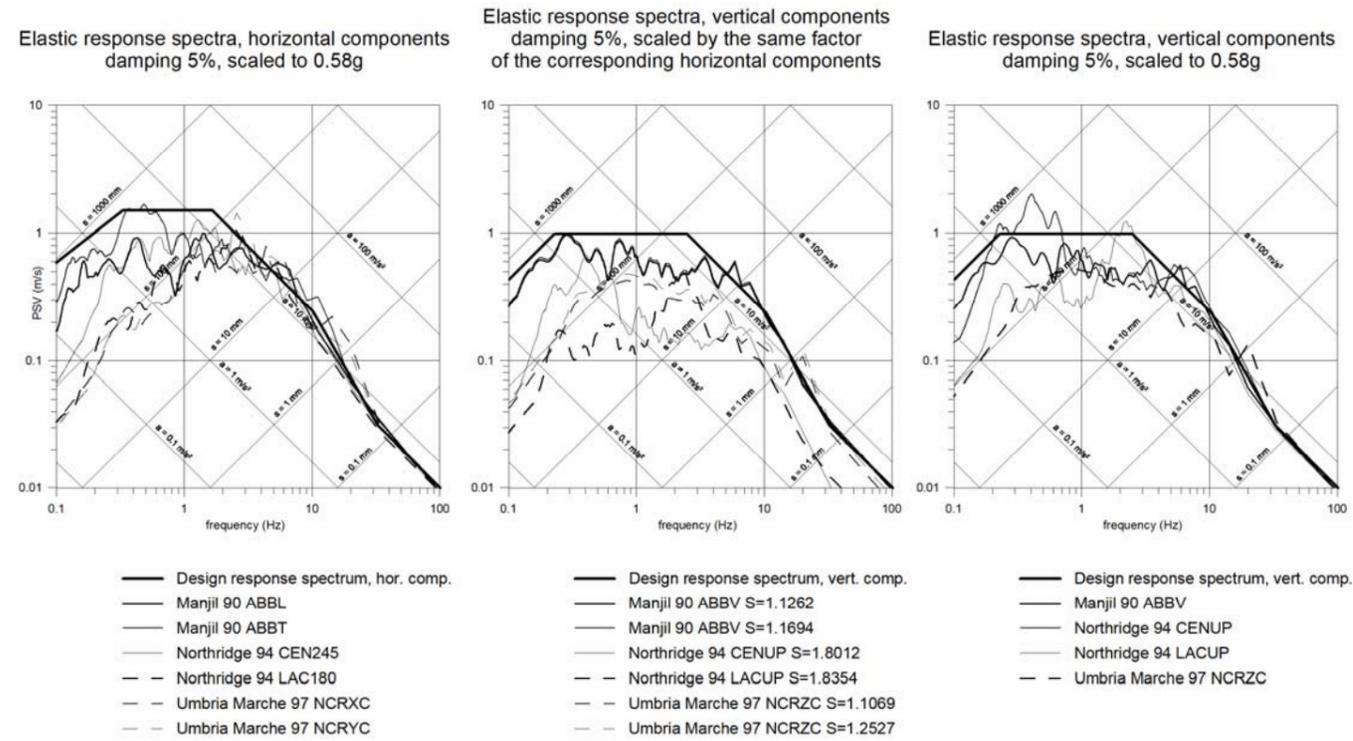


Figura 5.29. Spettro di risposta elastica degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi

Nella figura:

spettro di risposta elastica, componenti orizzontali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalati dello stesso fattore dei corrispondenti componenti orizzontali	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g
---	--	---

Design response spectrum: spettro di risposta progettuale  
 Frequency: frequenza

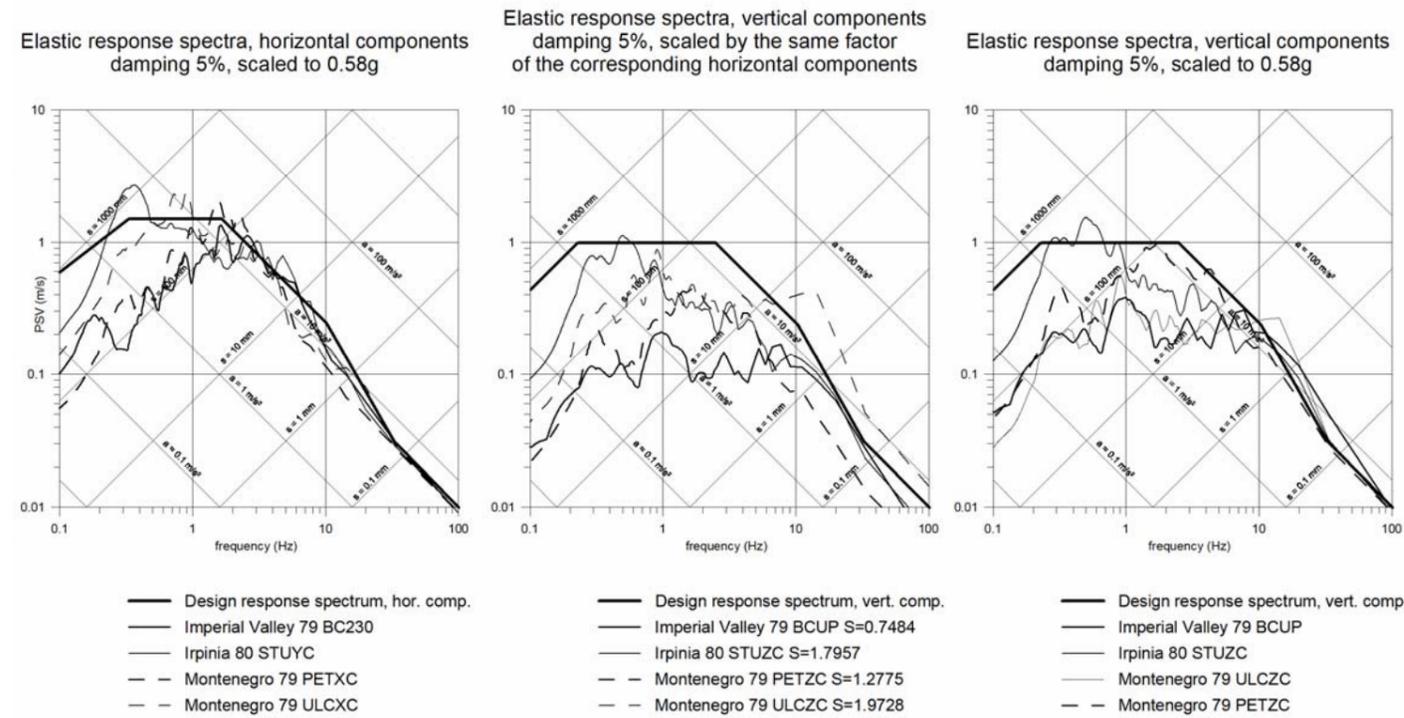


Figura 5.30. Spettro di risposta elastica degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi

Nella figura:

spettro di risposta elastica, componenti orizzontali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalati dello stesso fattore dei corrispondenti componenti orizzontali	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g
---	--	---

Design response spectrum: spettro di risposta progettuale  
 Frequency: frequenza

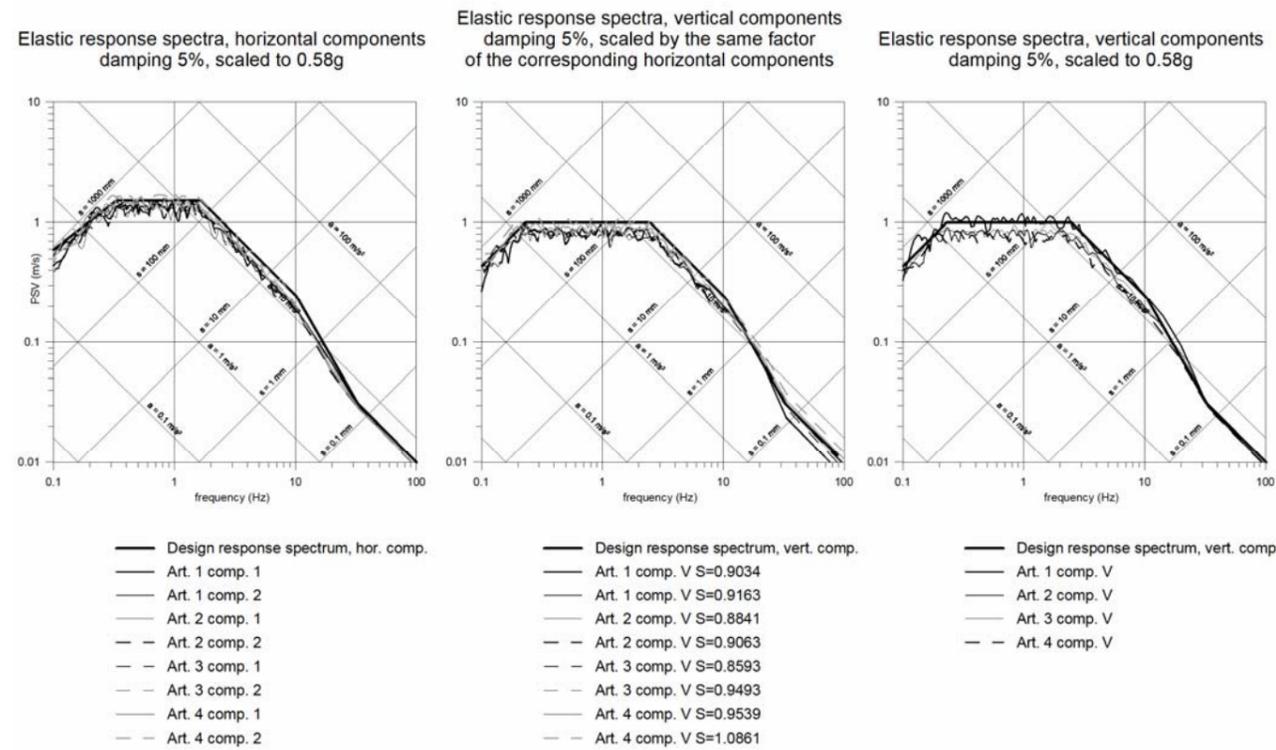


Figura 5.31. Spettro di risposta elastica degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi

Nella figura:

spettro di risposta elastica, componenti orizzontali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalati dello stesso fattore dei corrispondenti componenti orizzontali	spettro di risposta elastica, componenti verticali, smorzamento 5%, scalato a 0.58g
---	--	---

Design response spectrum: spettro di risposta progettuale  
Frequency: frequenza

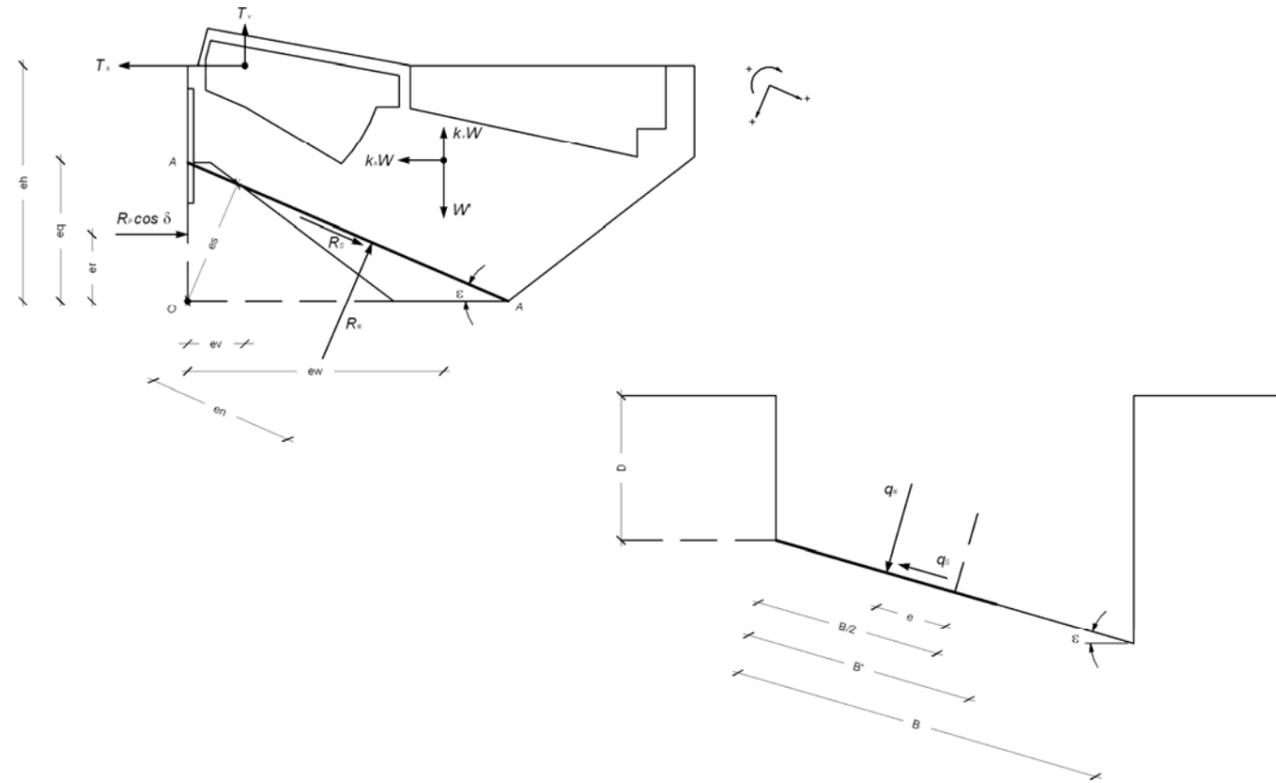


Figura 6.1. Presupposti per la valutazione della sicurezza rispetto alla rotazione ed alla rottura a fondo

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## Appendici

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

#### Appendice A – Resistenza di Scorrimento lungo i lati del blocco

##### Meccanismo 1

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m. – presenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Battente(Head) m	Toe m	Lunghezza m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Lk}$ kN/m	Larghezza m	$T_{Lk}/parete$ kN
110	0.0	14.3	14.3	0	39.1	279.8	3.5	979.4
109	0.0	16.3	16.3	0	44.6	363.6	2.5	908.9
108	0.0	17.9	17.9	0	49.0	438.5	2.5	1096.1
107	0.0	19.6	19.6	0	53.6	525.7	2.5	1314.2
106	0.0	21.3	21.3	0	58.3	620.8	2.5	1552.1
105	0.0	23.0	23.0	0	62.9	723.9	2.5	1809.7
104	0.0	24.6	24.6	0	67.3	828.1	2.5	2070.3
103	0.0	26.3	26.3	0	71.6	946.5	2.5	2366.2
102	0.0	28.0	28.0	0	73.9	1070.1	2.5	2675.3
101	0.0	29.6	29.6	0	76.1	1190.1	2.5	2975.2
100	0.0	31.3	31.3	0	78.4	1321.4	2.5	3303.5
99	0.0	33.0	33.0	0	80.7	1456.7	2.5	3641.7
98	0.0	34.6	34.6	0	82.9	1587.6	2.5	3969.0
97	0.0	36.3	36.3	0	85.3	1730.6	2.5	4326.4
96	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
95	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
94	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
93	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
92	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
91	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
90	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
89	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
88	0.0	36.2	36.2	0	85.1	1722.0	2.5	4305.1
87	0.0	34.2	34.2	0	82.4	1554.6	2.5	3886.4
86	0.0	32.3	32.3	0	79.8	1400.5	2.5	3501.3
85	0.0	30.4	30.4	0	77.2	1251.4	2.5	3128.5
84	0.0	28.5	28.5	0	74.6	1107.2	2.5	2768.1
83	0.0	26.5	26.5	0	71.8	960.8	2.5	2402.0
82	0.0	24.6	24.6	0	67.3	828.1	2.5	2070.3
81	0.0	22.7	22.7	0	62.1	705.1	2.5	1762.8
80	0.0	20.8	20.8	0	56.9	592.0	2.5	1480.1
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
<b>totale</b>								<b>98364</b>
$\varphi'_k$ (°)	40.0	$K_{ak}$	0.217					
$\varphi'_{sk}$ (°)	32.2	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20			<b><math>T_{Lk} = 2 \times \text{totale} =</math></b>		<b>196.7 MN</b>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento <i>PF0066_F0</i>	Rev <i>F0</i>

**Meccanismo 1**

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m – presenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	lunghezza m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Ld}$ kN/m	larghezza m	$T_{Ld}/parete$ kN
110	0	14.3	14.3	0	31.3	223.9	3.5	783.5
109	0	16.3	16.3	0	35.7	290.9	2.5	727.2
108	0	17.9	17.9	0	39.2	350.8	2.5	876.9
107	0	19.6	19.6	0	42.9	420.6	2.5	1051.4
106	0	21.3	21.3	0	46.6	496.7	2.5	1241.7
105	0	23.0	23.0	0	50.4	579.1	2.5	1447.8
104	0	24.6	24.6	0	53.9	662.5	2.5	1656.2
103	0	26.3	26.3	0	57.3	757.2	2.5	1892.9
102	0	28.0	28.0	0	59.1	856.1	2.5	2140.2
101	0	29.6	29.6	0	60.9	952.1	2.5	2380.2
100	0	31.3	31.3	0	62.7	1057.1	2.5	2642.8
99	0	33.0	33.0	0	64.6	1165.3	2.5	2913.4
98	0	34.6	34.6	0	66.3	1270.1	2.5	3175.2
97	0	36.3	36.3	0	68.2	1384.5	2.5	3461.1
96	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
95	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
94	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
93	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
92	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
91	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
90	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
89	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
88	0	36.2	36.2	0	68.1	1377.6	2.5	3444.1
87	0	34.2	34.2	0	65.9	1243.6	2.5	3109.1
86	0	32.3	32.3	0	63.8	1120.4	2.5	2801.0
85	0	30.4	30.4	0	61.7	1001.1	2.5	2502.8
84	0	28.5	28.5	0	59.7	885.8	2.5	2214.4
83	0	26.5	26.5	0	57.5	768.6	2.5	1921.6
82	0	24.6	24.6	0	53.9	662.5	2.5	1656.2
81	0	22.7	22.7	0	49.7	564.1	2.5	1410.3
80	0	20.8	20.8	0	45.5	473.6	2.5	1184.1
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
<b>totale</b>								<b>78691.3</b>

$\phi'_k$  (°)      40.0     $K_{ak}$       0.217  
 $\phi'_{sd}$  (°)      26.7     $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)      20

**$T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = 157.4$  MN**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

#### Meccanismo 2

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m. – preenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lunghezza m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Lk}$ kN/m	Larghezza m	$T_{Lk}/parete$ kN
110	0.0	20.8	20.8	0	56.9	592.0	3.5	2072.1
109	0.0	22.3	22.3	0	61.0	680.5	2.5	1701.3
108	0.0	23.5	23.5	0	64.3	755.7	2.5	1889.3
107	0.0	24.7	24.7	0	67.6	834.9	2.5	2087.2
106	0.0	25.8	25.8	0	70.6	910.9	2.5	2277.2
105	0.0	27.0	27.0	0	72.5	996.9	2.5	2492.2
104	0.0	28.2	28.2	0	74.2	1084.9	2.5	2712.3
103	0.0	29.4	29.4	0	75.8	1174.9	2.5	2937.2
102	0.0	30.6	30.6	0	77.5	1266.9	2.5	3167.1
101	0.0	31.8	31.8	0	79.1	1360.8	2.5	3402.0
100	0.0	33.0	33.0	0	80.7	1456.7	2.5	3641.7
99	0.0	34.2	34.2	0	82.4	1554.6	2.5	3886.4
98	0.0	35.4	35.4	0	84.0	1654.4	2.5	4136.0
97	0.0	36.6	36.6	0	85.7	1756.2	2.5	4390.5
96	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
95	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
94	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
93	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
92	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
91	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
90	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
89	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
88	0.0	36.2	36.2	0	85.1	1722.0	2.5	4305.1
87	0.0	34.2	34.2	0	82.4	1554.6	2.5	3886.4
86	0.0	32.3	32.3	0	79.8	1400.5	2.5	3501.3
85	0.0	30.4	30.4	0	77.2	1251.4	2.5	3128.5
84	0.0	28.5	28.5	0	74.6	1107.2	2.5	2768.1
83	0.0	26.5	26.5	0	71.8	960.8	2.5	2402.0
82	0.0	24.6	24.6	0	67.3	828.1	2.5	2070.3
81	0.0	22.7	22.7	0	62.1	705.1	2.5	1762.8
80	0.0	20.8	20.8	0	56.9	592.0	2.5	1480.1
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
<b>totale</b>								<b>106168</b>

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{sk} = 0.217$$

$$\varphi'_{sk} (^\circ) = 32.2 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$T_{Lk} = 2 \times \text{totale} = 212.3 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

#### Meccanismo 2

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m. – presenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lunghezza m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Ld}$ kN/m	larghezza m	$T_{Ld}/parete$ kN
110	0	20.8	20.8	0	45.5	473.6	3.5	1657.7
109	0	22.3	22.3	0	48.8	544.4	2.5	1361.0
108	0	23.5	23.5	0	51.5	604.6	2.5	1511.4
107	0	24.7	24.7	0	54.1	667.9	2.5	1669.7
106	0	25.8	25.8	0	56.5	728.7	2.5	1821.8
105	0	27.0	27.0	0	58.0	797.5	2.5	1993.8
104	0	28.2	28.2	0	59.3	867.9	2.5	2169.8
103	0	29.4	29.4	0	60.6	939.9	2.5	2349.8
102	0	30.6	30.6	0	62.0	1013.5	2.5	2533.7
101	0	31.8	31.8	0	63.3	1088.6	2.5	2721.6
100	0	33.0	33.0	0	64.6	1165.3	2.5	2913.4
99	0	34.2	34.2	0	65.9	1243.6	2.5	3109.1
98	0	35.4	35.4	0	67.2	1323.5	2.5	3308.8
97	0	36.6	36.6	0	68.5	1405.0	2.5	3512.4
96	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
95	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
94	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
93	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
92	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
91	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
90	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
89	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
88	0	36.2	36.2	0	68.1	1377.6	2.5	3444.1
87	0	34.2	34.2	0	65.9	1243.6	2.5	3109.1
86	0	32.3	32.3	0	63.8	1120.4	2.5	2801.0
85	0	30.4	30.4	0	61.7	1001.1	2.5	2502.8
84	0	28.5	28.5	0	59.7	885.8	2.5	2214.4
83	0	26.5	26.5	0	57.5	768.6	2.5	1921.6
82	0	24.6	24.6	0	53.9	662.5	2.5	1656.2
81	0	22.7	22.7	0	49.7	564.1	2.5	1410.3
80	0	20.8	20.8	0	45.5	473.6	2.5	1184.1
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
<b>totale</b>								<b>84934.7</b>

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{ak} = 0.217$$

$$\varphi'_{sd} (^\circ) = 26.7 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = 169.9 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

### Meccanismo 3

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m. – presenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lunghezza m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_L$ kN/m	Largh. m	$T_L$ /parete kN
110	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	3.5	6357.8
109	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
108	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
107	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
106	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
105	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
104	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
103	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
102	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
101	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
100	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
99	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
98	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
97	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
96	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
95	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
94	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
93	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
92	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
91	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
90	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
89	0.0	37.3	37.3	0	86.6	1816.5	2.5	4541.3
88	0.0	36.2	36.2	0	85.1	1722.0	2.5	4305.1
87	0.0	34.2	34.2	0	82.4	1554.6	2.5	3886.4
86	0.0	32.3	32.3	0	79.8	1400.5	2.5	3501.3
85	0.0	30.4	30.4	0	77.2	1251.4	2.5	3128.5
84	0.0	28.5	28.5	0	74.6	1107.2	2.5	2768.1
83	0.0	26.5	26.5	0	71.8	960.8	2.5	2402.0
82	0.0	24.6	24.6	0	67.3	828.1	2.5	2070.3
81	0.0	22.7	22.7	0	62.1	705.1	2.5	1762.8
80	0.0	20.8	20.8	0	56.9	592.0	2.5	1480.1
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
totale								130770

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{sk} = 0.217$$

$$\varphi'_{sk} (^\circ) = 32.2 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20 \quad T_{Lk} = 2 \times \text{totale} = 261.5 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

### Meccanismo 3

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 88.0$  m s.l.m. – presenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_L$ kN/m	Largh. m	$T_L$ /parete kN
110	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	3.5	5086.2
109	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
108	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
107	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
106	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
105	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
104	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
103	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
102	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
101	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
100	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
99	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
98	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
97	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
96	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
95	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
94	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
93	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
92	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
91	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
90	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
89	0	37.3	37.3	0	69.3	1453.2	2.5	3633.0
88	0	36.2	36.2	0	68.1	1377.6	2.5	3444.1
87	0	34.2	34.2	0	65.9	1243.6	2.5	3109.1
86	0	32.3	32.3	0	63.8	1120.4	2.5	2801.0
85	0	30.4	30.4	0	61.7	1001.1	2.5	2502.8
84	0	28.5	28.5	0	59.7	885.8	2.5	2214.4
83	0	26.5	26.5	0	57.5	768.6	2.5	1921.6
82	0	24.6	24.6	0	53.9	662.5	2.5	1656.2
81	0	22.7	22.7	0	49.7	564.1	2.5	1410.3
80	0	20.8	20.8	0	45.5	473.6	2.5	1184.1
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
totale								104616.1

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{ak} = 0.217$$

$$\varphi'_{sd} (^\circ) = 26.7 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = 209.2 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

#### Meccanismo 1

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m s.l.m. – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Lk}$ kN/m	Largh. m	$T_{Lk}/parete$ kN
110	0.0	14.3	14.3	0	39.1	279.8	3.5	979.4
109	0.0	16.3	16.3	0	44.6	363.6	2.5	908.9
108	0.0	17.9	17.9	0	49.0	438.5	2.5	1096.1
107	0.0	19.6	19.6	0	53.5	525.7	2.5	1314.2
106	0.0	21.3	21.3	0	55.8	618.6	2.5	1546.6
105	0.0	23.0	23.0	0	58.2	715.5	2.5	1788.8
104	0.0	24.6	24.6	0	60.3	810.3	2.5	2025.8
103	0.0	26.3	26.3	0	62.7	914.9	2.5	2287.2
102	0.0	28.0	28.0	0	65.0	1023.4	2.5	2558.5
101	0.0	29.6	29.6	0	67.2	1129.2	2.5	2822.9
100	0.0	31.3	31.3	0	69.5	1245.4	2.5	3113.4
99	0.0	33.0	33.0	0	71.8	1365.5	2.5	3413.8
98	0.0	34.6	34.6	0	74.0	1482.2	2.5	3705.5
97	0.0	36.3	36.3	0	76.4	1610.0	2.5	4025.1
96	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
95	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
94	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
93	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
92	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
91	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
90	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
89	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
88	0.0	36.2	36.2	0	76.2	1602.4	2.5	4006.0
87	0.0	34.2	34.2	0	73.5	1452.7	2.5	3631.8
86	0.0	32.3	32.3	0	70.9	1315.6	2.5	3288.9
85	0.0	30.4	30.4	0	68.3	1183.3	2.5	2958.4
84	0.0	28.5	28.5	0	65.7	1056.1	2.5	2640.2
83	0.0	26.5	26.5	0	62.9	927.4	2.5	2318.6
82	0.0	24.6	24.6	0	60.3	810.3	2.5	2025.8
81	0.0	22.7	22.7	0	57.7	698.1	2.5	1745.3
80	0.0	20.8	20.8	0	55.1	590.9	2.5	1477.2
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
<b>totale</b>								<b>93162</b>

$\varphi'_k$  (°)      40.0  $K_{ak}$       0.217  
 $\varphi'_{sk}$  (°)      32.2  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)      20

$T_{Lk} = 2 \times \text{totale} = \mathbf{186.3 \text{ MN}}$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

#### Meccanismo 1

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m slm. – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Ld}$ kN/m	Largh. m	$T_{Ld}/parete$ kN
110	0	14.3	14.3	0	31.3	223.9	3.5	783.5
109	0	16.3	16.3	0	35.7	290.9	2.5	727.2
108	0	17.9	17.9	0	39.2	350.8	2.5	876.9
107	0	19.6	19.6	0	42.8	420.5	2.5	1051.4
106	0	21.3	21.3	0	44.7	494.9	2.5	1237.2
105	0	23.0	23.0	0	46.5	572.4	2.5	1431.0
104	0	24.6	24.6	0	48.3	648.3	2.5	1620.6
103	0	26.3	26.3	0	50.1	731.9	2.5	1829.8
102	0	28.0	28.0	0	52.0	818.7	2.5	2046.8
101	0	29.6	29.6	0	53.8	903.3	2.5	2258.3
100	0	31.3	31.3	0	55.6	996.3	2.5	2490.7
99	0	33.0	33.0	0	57.5	1092.4	2.5	2731.0
98	0	34.6	34.6	0	59.2	1185.8	2.5	2964.4
97	0	36.3	36.3	0	61.1	1288.0	2.5	3220.1
96	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
95	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
94	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
93	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
92	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
91	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
90	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
89	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
88	0	36.2	36.2	0	61.0	1281.9	2.5	3204.8
87	0	34.2	34.2	0	58.8	1162.2	2.5	2905.4
86	0	32.3	32.3	0	56.7	1052.4	2.5	2631.1
85	0	30.4	30.4	0	54.6	946.7	2.5	2366.7
84	0	28.5	28.5	0	52.5	844.9	2.5	2112.2
83	0	26.5	26.5	0	50.4	742.0	2.5	1854.9
82	0	24.6	24.6	0	48.3	648.3	2.5	1620.6
81	0	22.7	22.7	0	46.2	558.5	2.5	1396.3
80	0	20.8	20.8	0	44.1	472.7	2.5	1181.8
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
<b>totale</b>								<b>74529.2</b>

$\phi'_k$  (°)      40.0    $K_{ad}$       0.217  
 $\phi'_{sd}$  (°)      26.7    $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)      20

$T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = \quad \mathbf{149.1 \text{ MN}}$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

#### Meccanismo 2

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m s.l.m.l. – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Lk}$ kN/m	Largh. m	$T_{Lk}/parete$ kN
110	0.0	20.8	20.8	0	55.1	590.9	3.5	2068.1
109	0.0	22.3	22.3	0	57.2	675.1	2.5	1687.8
108	0.0	23.5	23.5	0	58.8	744.8	2.5	1861.9
107	0.0	24.7	24.7	0	60.5	816.4	2.5	2040.9
106	0.0	25.8	25.8	0	62.0	883.7	2.5	2209.3
105	0.0	27.0	27.0	0	63.6	959.1	2.5	2397.7
104	0.0	28.2	28.2	0	65.3	1036.4	2.5	2591.1
103	0.0	29.4	29.4	0	66.9	1115.7	2.5	2789.4
102	0.0	30.6	30.6	0	68.6	1197.0	2.5	2992.6
101	0.0	31.8	31.8	0	70.2	1280.3	2.5	3200.7
100	0.0	33.0	33.0	0	71.8	1365.5	2.5	3413.8
99	0.0	34.2	34.2	0	73.5	1452.7	2.5	3631.8
98	0.0	35.4	35.4	0	75.1	1541.9	2.5	3854.7
97	0.0	36.6	36.6	0	76.8	1633.0	2.5	4082.5
96	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
95	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
94	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
93	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
92	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
91	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
90	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
89	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
88	0.0	36.2	36.2	0	76.2	1602.4	2.5	4006.0
87	0.0	34.2	34.2	0	73.5	1452.7	2.5	3631.8
86	0.0	32.3	32.3	0	70.9	1315.6	2.5	3288.9
85	0.0	30.4	30.4	0	68.3	1183.3	2.5	2958.4
84	0.0	28.5	28.5	0	65.7	1056.1	2.5	2640.2
83	0.0	26.5	26.5	0	62.9	927.4	2.5	2318.6
82	0.0	24.6	24.6	0	60.3	810.3	2.5	2025.8
81	0.0	22.7	22.7	0	57.7	698.1	2.5	1745.3
80	0.0	20.8	20.8	0	55.1	590.9	2.5	1477.2
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
totale								100398

$\phi'_k$  (°)      40.0  $K_{sk}$       0.217  
 $\phi'_{sk}$  (°)      32.2  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)      20

$T_{Lk} = 2 \times \text{totale} = \mathbf{200.8 \text{ MN}}$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

#### Meccanismo 2

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m s.l.m. – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_{Ld}$ kN/m	Largh. m	$T_{Ld}/parete$ kN
110	0	20.8	20.8	0	44.1	472.7	3.5	1654.5
109	0	22.3	22.3	0	45.8	540.1	2.5	1350.3
108	0	23.5	23.5	0	47.1	595.8	2.5	1489.5
107	0	24.7	24.7	0	48.4	653.1	2.5	1632.7
106	0	25.8	25.8	0	49.6	707.0	2.5	1767.4
105	0	27.0	27.0	0	50.9	767.3	2.5	1918.2
104	0	28.2	28.2	0	52.2	829.1	2.5	2072.9
103	0	29.4	29.4	0	53.5	892.6	2.5	2231.5
102	0	30.6	30.6	0	54.8	957.6	2.5	2394.1
101	0	31.8	31.8	0	56.2	1024.2	2.5	2560.6
100	0	33.0	33.0	0	57.5	1092.4	2.5	2731.0
99	0	34.2	34.2	0	58.8	1162.2	2.5	2905.4
98	0	35.4	35.4	0	60.1	1233.5	2.5	3083.8
97	0	36.6	36.6	0	61.4	1306.4	2.5	3266.0
96	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
95	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
94	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
93	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
92	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
91	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
90	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
89	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
88	0	36.2	36.2	0	61.0	1281.9	2.5	3204.8
87	0	34.2	34.2	0	58.8	1162.2	2.5	2905.4
86	0	32.3	32.3	0	56.7	1052.4	2.5	2631.1
85	0	30.4	30.4	0	54.6	946.7	2.5	2366.7
84	0	28.5	28.5	0	52.5	844.9	2.5	2112.2
83	0	26.5	26.5	0	50.4	742.0	2.5	1854.9
82	0	24.6	24.6	0	48.3	648.3	2.5	1620.6
81	0	22.7	22.7	0	46.2	558.5	2.5	1396.3
80	0	20.8	20.8	0	44.1	472.7	2.5	1181.8
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
totale								80318.1

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{ad} = 0.217$$

$$\varphi'_{sd} (^\circ) = 26.7 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = 160.6 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

### Meccanismo 3

Valori caratteristici di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m slm – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_L$ kN/m	Largh. m	$T_L$ /parete kN
110	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	3.5	5904.8
109	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
108	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
107	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
106	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
105	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
104	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
103	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
102	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
101	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
100	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
99	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
98	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
97	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
96	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
95	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
94	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
93	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
92	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
91	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
90	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
89	0.0	37.3	37.3	0	77.7	1687.1	2.5	4217.7
88	0.0	36.2	36.2	0	76.2	1602.4	2.5	4006.0
87	0.0	34.2	34.2	0	73.5	1452.7	2.5	3631.8
86	0.0	32.3	32.3	0	70.9	1315.6	2.5	3288.9
85	0.0	30.4	30.4	0	68.3	1183.3	2.5	2958.4
84	0.0	28.5	28.5	0	65.7	1056.1	2.5	2640.2
83	0.0	26.5	26.5	0	62.9	927.4	2.5	2318.6
82	0.0	24.6	24.6	0	60.3	810.3	2.5	2025.8
81	0.0	22.7	22.7	0	57.7	698.1	2.5	1745.3
80	0.0	20.8	20.8	0	55.1	590.9	2.5	1477.2
79	0.0	18.9	18.9	0	51.7	488.8	2.5	1222.0
78	0.0	16.9	16.9	0	46.3	390.8	2.5	977.1
77	0.0	15.0	15.0	0	41.1	307.9	2.5	769.7
76	0.0	12.7	12.7	0	34.8	220.7	3.5	772.5
totale								122310

$\varphi'_k$  (°)      40.0  $K_{ak}$       0.217

$\varphi'_{sk}$  (°)      32.2  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)      20       $T_{Lk} = 2 \times \text{totale} =$       **244.6 MN**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0

### Meccanismo 3

Valori progettuali di  $T_L$  ( $H_w = 94.5$  m s.l.m – assenza del tunnel di drenaggio)

Muro di diaframma	Head m	Toe m	Lungh. m	$\tau_{Head}$ kPa	$\tau_{TOE}$ kPa	$T_L$ kN/m	Largh. m	$T_L/parete$ kN
110	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	3.5	4723.8
109	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
108	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
107	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
106	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
105	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
104	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
103	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
102	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
101	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
100	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
99	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
98	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
97	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
96	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
95	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
94	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
93	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
92	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
91	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
90	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
89	0	37.3	37.3	0	62.2	1349.7	2.5	3374.2
88	0	36.2	36.2	0	61.0	1281.9	2.5	3204.8
87	0	34.2	34.2	0	58.8	1162.2	2.5	2905.4
86	0	32.3	32.3	0	56.7	1052.4	2.5	2631.1
85	0	30.4	30.4	0	54.6	946.7	2.5	2366.7
84	0	28.5	28.5	0	52.5	844.9	2.5	2112.2
83	0	26.5	26.5	0	50.4	742.0	2.5	1854.9
82	0	24.6	24.6	0	48.3	648.3	2.5	1620.6
81	0	22.7	22.7	0	46.2	558.5	2.5	1396.3
80	0	20.8	20.8	0	44.1	472.7	2.5	1181.8
79	0	18.9	18.9	0	41.4	391.1	2.5	977.6
78	0	16.9	16.9	0	37.0	312.7	2.5	781.7
77	0	15.0	15.0	0	32.8	246.3	2.5	615.8
76	0	12.7	12.7	0	27.8	176.6	3.5	618.0
<b>totale</b>								<b>97848.3</b>

$$\varphi'_k (^\circ) = 40.0 \quad K_{ad} = 0.217$$

$$\varphi'_{sd} (^\circ) = 26.7 \quad \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20 \quad T_{Ld} = 2 \times \text{totale} = 195.7 \text{ MN}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

## Appendice B – Resistenza di terra passive nella parte frontale del blocco

$H_w = 88.0$  m s.l.m. (presenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 1 ( $z = 13.1$  m)

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	13.1	13.1	13.1
$\sigma'_{hp(k)}$ head (kPa)	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)}$ toe (kPa)	2359.3	2005.6	1937.5
$R'_{Pk}$ (kN/m)	15453.5	13136.7	12690.6
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pk}$ (MN)	1545.3	1313.7	1269.1

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	13.1	13.1	13.1
$\sigma'_{hp(d)}$ head (kPa)	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp(d)}$ toe (kPa)	1436.0	1199.2	1153.1
$R'_{Pd}$ (kN/m)	9405.9	7854.6	7552.6
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pd}$ (MN)	940.6	785.5	755.3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

$H_w = 88.0$  m slm. (presenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 2 (z = 20.0 m)

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	20	20	20
$\sigma'_{hp(k)}$ head (kPa)	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)}$ toe (kPa)	3602.0	3062.0	2958.0
$R'_{Pk}$ (kN/m)	36020.0	30620.0	29580.0
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pk}$ (MN)	3602.0	3062.0	2958.0

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	20	20	20
$\sigma'_{hp(d)}$ head (kPa)	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp(d)}$ toe (kPa)	2192.4	1830.8	1760.4
$R'_{Pd}$ (kN/m)	21924.0	18308.0	17604.0
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pd}$ (MN)	2192.4	1830.8	1760.4

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

$H_w = 88.0$  m slm. (presenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 3 (z = 37.3 m)

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	37.3	37.3	37.3
$\sigma'_{hp(k)}$ head (kPa)	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)}$ toe (kPa)	5700.2	4845.6	4681.0
$R'_{Pk}$ (kN/m)	119536.4	101615.9	98164.6
Pressione pori risultante (kN/m)	638.45	638.45	638.45
$R_{Pk}$ (MN)	11953.6	10161.6	9816.5

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	37.3	37.3	37.3
$\sigma'_{hp(d)}$ head (kPa)	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp(d)}$ toe (kPa)	3469.5	2897.2	2785.8
$R'_{Pd}$ (kN/m)	72757.3	60757.2	58420.9
Pressione pori risultante (kN/m)	638.45	638.45	638.45
$R_{Pd}$ (MN)	7275.7	6075.7	5842.1

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

$H_w = 94.5 \text{ m slm}$  (assenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 1 ( $z = 13.1 \text{ m}$ )

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	13.1	13.1	13.1
$\sigma'_{hp(k)} \text{ head (kPa)}$	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)} \text{ toe (kPa)}$	2359.3	2005.6	1937.5
$R'_{Pk} \text{ (kN/m)}$	15453.5	13136.7	12690.6
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pk} \text{ (MN)}$	1545.3	1313.7	1269.1

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	13.1	13.1	13.1
$\sigma'_{hp(d)} \text{ head (kPa)}$	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp(d)} \text{ toe (kPa)}$	1436.0	1199.2	1153.1
$R'_{Pd} \text{ (kN/m)}$	9405.9	7854.6	7552.6
Pressione pori risultante (kN/m)	0	0	0
$R_{Pd} \text{ (MN)}$	940.6	785.5	755.3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

$H_w = 94.5$  m slm. (assenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 2 (z = 20.0 m)

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	20	20	20
$\sigma'_{hp(k)}$ head (kPa)	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)}$ toe (kPa)	3557.0	3023.7	2921.0
$R'_{Pk}$ (kN/m)	36008.7	30610.4	29570.8
Pressione pori risultante (kN/m)	1.25	1.25	1.25
$R_{Pk}$ (MN)	3600.9	3061.0	2957.1

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	20	20	20
$\sigma'_{hp(d)}$ head (kPa)	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp(d)}$ toe (kPa)	2165.0	1807.9	1738.4
$R'_{Pd}$ (kN/m)	21917.1	18302.3	17598.5
Pressione pori risultante (kN/m)	1.25	1.25	1.25
$R_{Pd}$ (MN)	2191.7	1830.2	1759.8

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

$H_w = 94.5$  m slm. (assenza del tunnel di drenaggio)

Meccanismo 3 (z = 37.3 m)

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	37.3	37.3	37.3
$\sigma'_{hp(k)}$ head (kPa)	0	0	0
$\sigma'_{hp(k)}$ toe (kPa)	5114.8	4348.0	4200.4
$R'_{Pk}$ (kN/m)	111019.9	94376.2	91170.7
Pressione pori risultante (kN/m)	1584.2	1584.2	1584.2
$R_{Pk}$ (MN)	11102.0	9437.6	9117.1

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401
Battente (head) diaframmi (m)	0	0	0
Piede (toe) diaframmi (m)	37.3	37.3	37.3
$\sigma'_{hp(d)}$ head (kPa)	0.0	0.0	0.0
$\sigma'_{hp}$ toe (kPa)	3113.2	2599.7	2499.8
$R'_{Pd}$ (kN/m)	67573.6	56428.5	54258.6
Pressione pori risultante (kN/m)	1584.2	1584.2	1584.2
$R_{Pd}$ (MN)	6757.4	5642.8	5425.9

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

### Appendice C – Sicurezza rispetto allo scorrimento, approccio pseudo-statico

$H_w = 88.0$  m slm. (presenza del tunnel di drenaggio)

#### Parametri di input generali

Peso del blocco di ancoraggio $W_b$	6256 MN
Larghezza blocco di ancoraggio	100 m
Forza risultante da pressione pori $U$	379 MN
Peso sommerso blocco di anc. $W_b'$	5877 MN
Angolo forza cavi $i$	15 °
Profondità falda	26 m b.g.l.
Unità peso suolo	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo caratt. di resistenza a tagliod el suolo $\varphi'_k$	40 °
Angolo progettuale della resist. a taglio del suolo $\varphi'_d$	33.9 °
Angolo caratteristico della resistenza a taglio sulla superf. di scorrimento $\varphi'_{sk}$	32 °
Angolo progettuale della resist. a taglio sulla sup. di scorrimento $\varphi'_{sd}$	26.6 °
Angolo di frizione caratteristico all'interfaccia suolo-cemento $\delta_k$	20 °
Angolo di frizione progettuale all'interfaccia suolo-cemento $\delta_d$	16.9 °

#### FORZA CAVI (MN)

	SLS2	ULS	SLIS
	3232	3934	3142

#### COEFFICIENTE SISMICO

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$a_r/g$	0.26	0.58	0.64

$S_T \times S_s \times \beta_m$  0.372

#### COEFFICIENTE PRESSIONE DI TERRA PASSIVA

	SLS2	ULS	SLIS
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 1 ( $H_w = 88.0$  m slm. – presenza del tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superf. di scorrimento	33.7 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	4800.0 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	1008.3 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	96 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	86 MN
Peso totale $W$	6352 MN
Totale sommerso $W'$	5963 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \varphi'_s$ )	69.7 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{Ld}$	157.4 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{Pk}$ (MN)	1545.3	1313.7	1269.1
$R_{Pd}$ (MN)	940.6	785.5	755.3

$R_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \cos \alpha \tan \varphi'_k$	3099.9	3099.9	3099.9
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \varphi'_k$	53.3	118.9	131.2
$T \sin(\alpha - i) \tan \varphi'_k$	647.5	788.1	629.5
$E_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \sin \alpha$	3308.5	3308.5	3308.5
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	681.6	1520.4	1677.7
$T \cos(\alpha - i)$	3061.4	3726.3	2976.1
$\Sigma R_d / \Sigma E_d$ (MN)	8.6	1.9	2.7

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 2 ( $H_w = 88.0$  m slm. – presenza tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superf. di scorrimento	25.3 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	17400.0 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	4745.1 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	348 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	301 MN
Peso totale $W$	6604 MN
Totale sommerso $W'$	6178 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \phi'_s$ )	61.3 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{Ld}$	169.9 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{Pk}$ (MN)	3602.0	3062.0	2958.0
$R_{Pd}$ (MN)	2192.4	1830.8	1760.4

$R_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \cos \alpha \tan \phi'_k$	3489.9	3489.9	3489.9
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \phi'_k$	-9.9	-22.0	-24.3
$T \sin(\alpha - i) \tan \phi'_k$	361.1	439.5	351.0
$E_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \sin \alpha$	2640.0	2640.0	2640.0
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	714.0	1592.7	1757.4
$T \cos(\alpha - i)$	3179.9	3870.6	3091.4
$\Sigma R_d / \Sigma E_d$ (MN)	3.9	1.6	2.0

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 3 ( $H_w = 88.0$  m slm. – presenza del tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superf. di scorrimento	0 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	48000 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	31533 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	960.0 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	644.7 MN
Peso totale $W$	7216 MN
Totale sommerso $W'$	6522 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \varphi'_s$ )	36 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{Ld}$	209.2 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{Pk}$ (MN)	11953.6	10161.6	9816.5
$R_{Pd}$ (MN)	7275.7	6075.7	5842.1
<b><math>R_d</math> (MN)</b>	<b>SLS2</b>	<b>ULS</b>	<b>SLIS</b>
$W' \cos \alpha \tan \varphi'_k$	4075.2	4075.2	4075.2
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \varphi'_k$	-218.1	-486.4	-536.8
$T \sin(\alpha - i) \tan \varphi'_k$	-522.7	-636.2	-508.1
<b><math>E_d</math> (MN)</b>	<b>SLS2</b>	<b>ULS</b>	<b>SLIS</b>
$W' \sin \alpha$	0.0	0.0	0.0
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	697.9	1556.9	1718.0
$T \cos(\alpha - i)$	3121.9	3800.0	3034.9
$\Delta R_d / \Delta E_d$ (MN)	2.3	1.4	1.6

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

$H_w = 94.5 \text{ m slm}$  (assenza del tunnel di drenaggio)

#### Parametri di input generici

Peso del blocco di ancoraggio $W_b$	6256 MN
Larghezza blocco di ancoraggio	100 m
Forza risultante da pressione pori $U$	753 MN
Peso sommerso blocco di anc. $W_b'$	5503 MN
Angolo forza cavi $i$	15 °
Profondità falda	19.5 m b.g.l.
Unità peso suolo	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo caratt. di resistenza a taglio del suolo $\varphi'_k$	40 °
Angolo progettuale della resist. a taglio del suolo $\varphi'_d$	33.9 °
Angolo caratteristico della resistenza a taglio sulla superf. di scorrimento $\varphi'_{sk}$	32 °
Angolo progettuale della resist. a taglio sulla sup. di scorrimento $\varphi'_{sd}$	26.6 °
Angolo di frizione caratteristico all'interfaccia suolo-cemento $\delta_k$	20 °
Angolo di frizione progettuale all'interfaccia suolo-cemento $\delta_d$	16.9 °

#### FORZA CAVI (MN)

	SLS2	ULS	SLIS
	3232	3934	3142

#### COEFFICIENTE SISMICO

	SLS2	ULS	SLIS
$K_h$	0.097	0.216	0.238
$K_v$	0.048	0.108	0.119
$a_r/g$	0.26	0.58	0.64

$S_T \times S_s \times \beta_m$  0.372

#### COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI TERRA PASSIVA

	SLS2	ULS	SLIS
$K_{Pk}$	9.005	7.655	7.395
$K_{Pd}$	5.481	4.577	4.401

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 1 ( $H_w = 94.5$  m slm. – assenza del tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superf. di scorrimento	33.7 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	4800.0 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	2552.1 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	96 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	70 MN
Peso totale $W$	6352 MN
Totale sommerso $W'$	5573 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \varphi'_s$ )	69.7 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{ld}$	149.1 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{pk}$ (MN)	1545.3	1313.7	1269.1
$R_{pd}$ (MN)	940.6	785.5	755.3

$R_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \cos \alpha \tan \varphi'_k$	2897.4	2897.4	2897.4
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \varphi'_k$	53.3	118.9	131.2
$T \sin(\alpha - i) \tan \varphi'_k$	647.5	788.1	629.5
$E_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \sin \alpha$	3092.4	3092.4	3092.4
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	681.6	1520.4	1677.7
$T \cos(\alpha - i)$	3061.4	3726.3	2976.1
$\Sigma R_d / \Sigma E_d$ (MN)	5.5	1.7	2.2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 2 ( $H_w = 94.5$  m slm – assenza del tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superf. di scorrimento	25.3 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	17400.0 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	11983.3 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	348 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	228 MN
Peso totale $W$	6604 MN
Totale sommerso $W'$	5731 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \phi'_s$ )	61.3 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{Ld}$	160.6 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{Pk}$ (MN)	3600.9	3061.0	2957.1
$R_{Pd}$ (MN)	2191.7	1830.2	1759.8

$R_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \cos \alpha \tan \phi'_k$	3237.7	3237.7	3237.7
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \phi'_k$	-9.9	-22.0	-24.3
$T \sin(\alpha - i) \tan \phi'_k$	361.1	439.5	351.0
$E_d$ (MN)	SLS2	ULS	SLIS
$W' \sin \alpha$	2449.3	2449.3	2449.3
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	714.0	1592.7	1757.4
$T \cos(\alpha - i)$	3179.9	3870.6	3091.4
$\Sigma R_d / \Sigma E_d$ (MN)	3.3	1.5	1.8

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Meccanismo 3 ( $H_w = 94.5$  m slm. – assenza del tunnel di drenaggio)

Parametri di input

Inclinazione superficie di scorrimento	0 °
Volume suolo sopra superficie di scorrimento	48000 m <sup>3</sup>
Volume suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	42583 m <sup>3</sup>
Peso suolo sopra la sup. di scorrimento	960.0 MN
Peso suolo sommerso sopra sup. di scorrimento	534.2 MN
Totale peso $W$	7216 MN
Totale sommerso $W'$	6037 MN
$\theta$ critico ( $\alpha + \varphi'_s$ )	36 °
Resistenza di scorrimento progettuale lungo lato del blocco $T_{Ld}$	195.7 MN

Resistenza di terra passiva

	SLS2	ULS	SILS
$R_{Pk}$ (MN)	11102.0	9437.6	9117.1
$R_{Pd}$ (MN)	6757.4	5642.8	5425.9
<b><math>R_d</math> (MN)</b>	<b>SLS2</b>	<b>ULS</b>	<b>SLIS</b>
$W' \cos \alpha \tan \varphi'_k$	3772.4	3772.4	3772.4
$W (K_h \sin \alpha - K_v \cos \alpha) \tan \varphi'_k$	-218.1	-486.4	-536.8
$T \sin(\alpha - i) \tan \varphi'_k$	-522.7	-636.2	-508.1
<b><math>E_d</math> (MN)</b>	<b>SLS2</b>	<b>ULS</b>	<b>SLIS</b>
$W' \sin \alpha$	0.0	0.0	0.0
$W (K_h \cos \alpha + K_v \sin \alpha)$	697.9	1556.9	1718.0
$T \cos(\alpha - i)$	3121.9	3800.0	3034.9
$\Sigma R_d / \Sigma E_d$ (MN)	2.2	1.3	1.4

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

#### Appendice D – Storie temporali

(nelle figure che seguono:

no drainage tunnel: no tunnel di drenaggio

mechanism: meccanismo

direct: diretto

inverse: inverso

same scaling factor for ... and... : stesso fattore di scalatura per ... e...



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

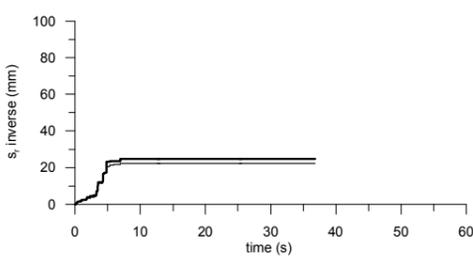
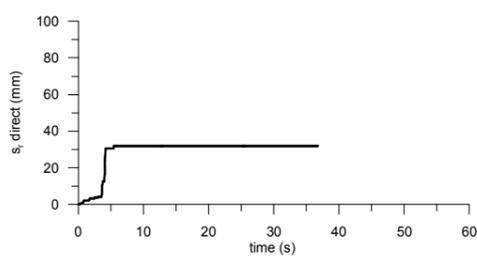
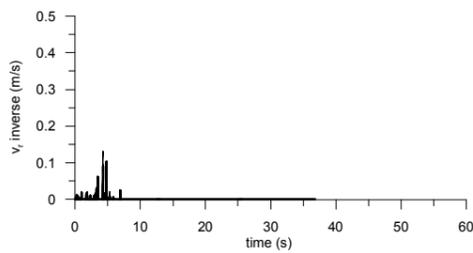
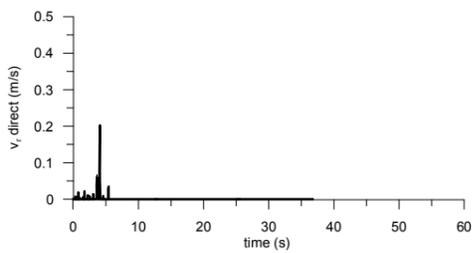
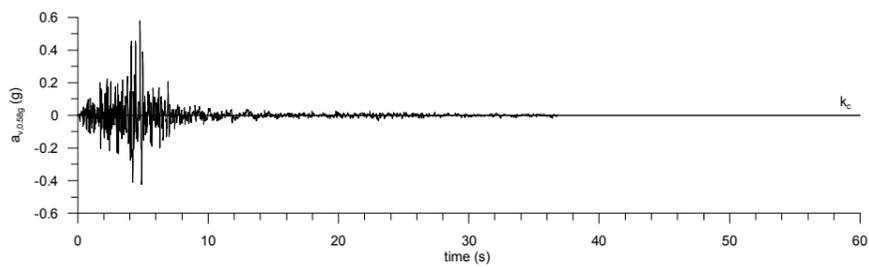
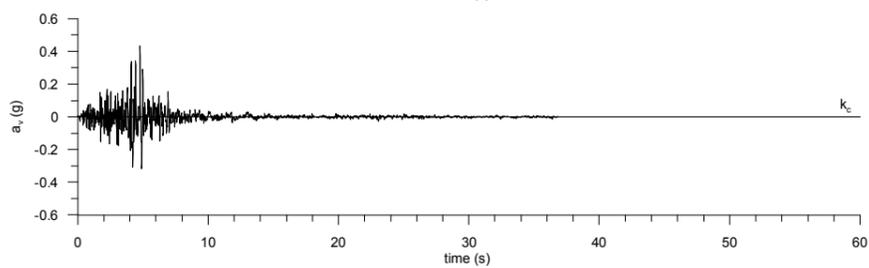
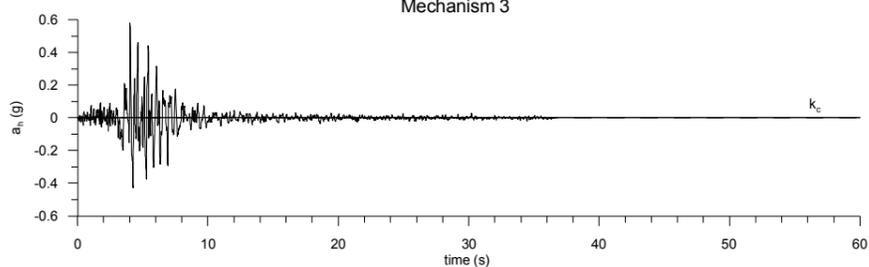
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

No drainage tunnel  
Friuli 76 TOLXC  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



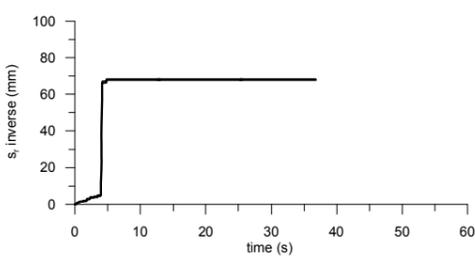
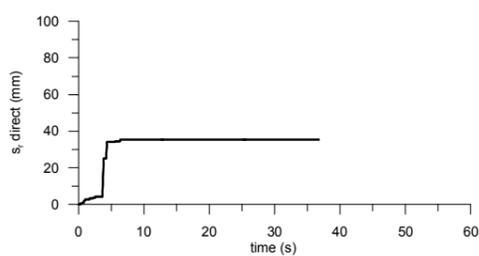
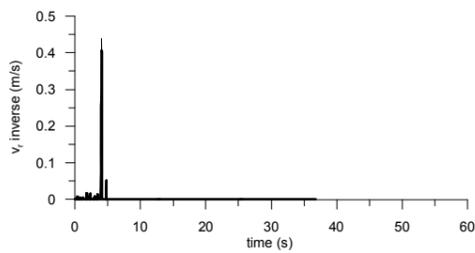
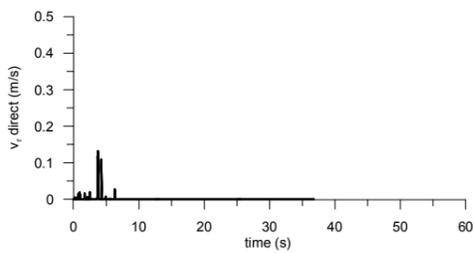
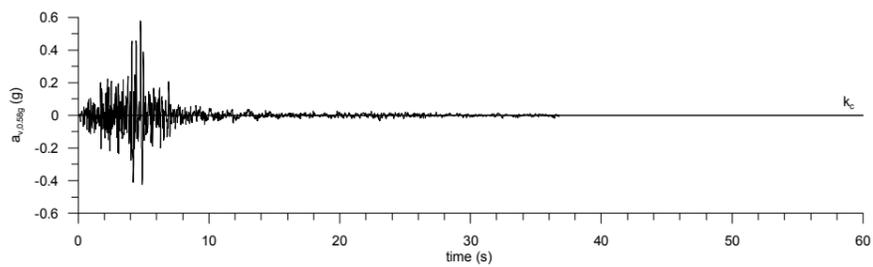
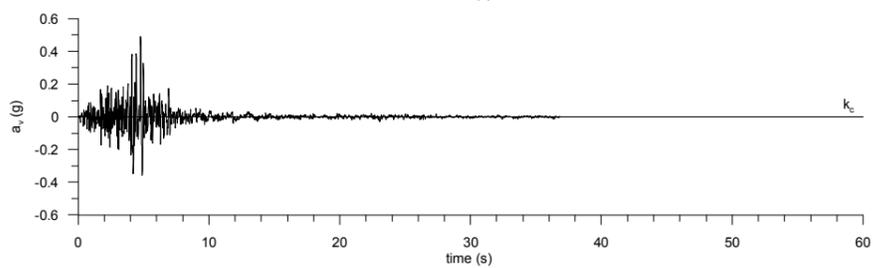
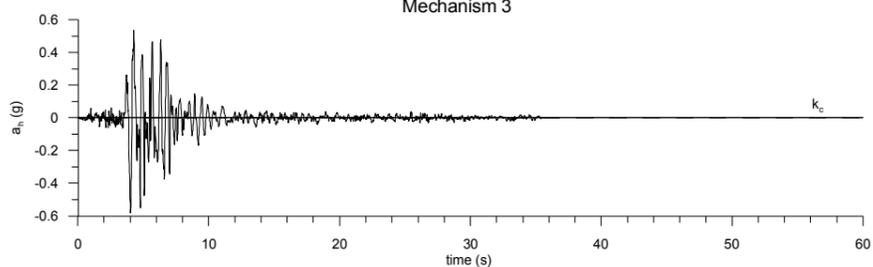
Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

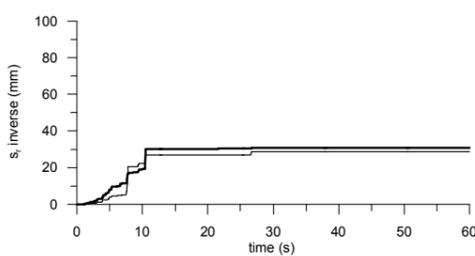
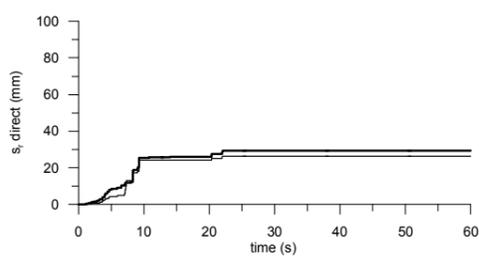
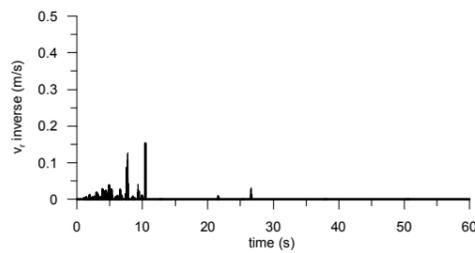
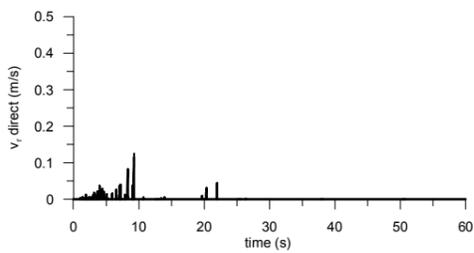
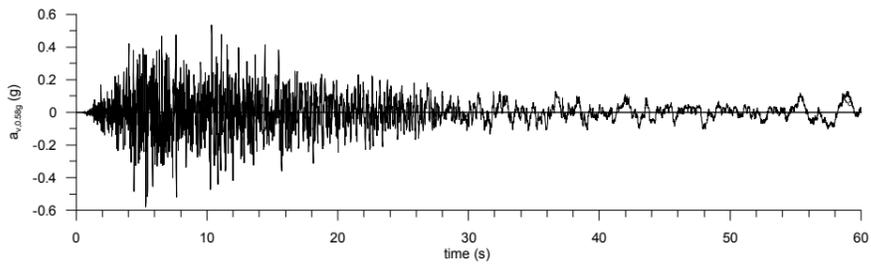
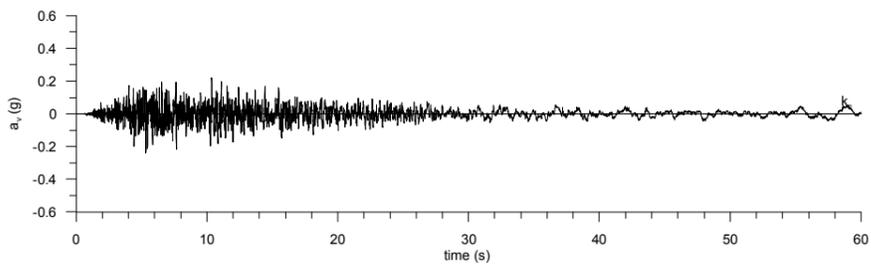
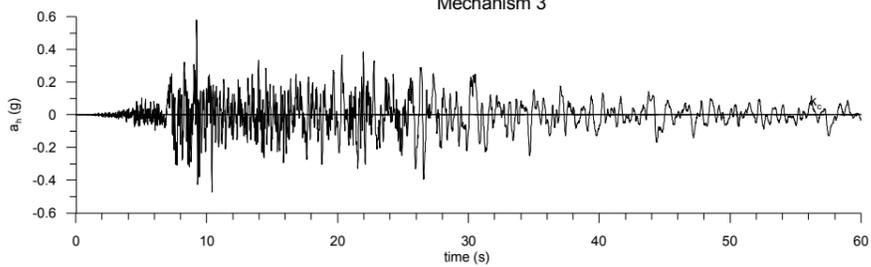
No drainage tunnel  
Friuli 76 TOLYC  
Mechanism 3



— same scaling factor for a<sub>x</sub> and a<sub>y</sub>  
— a<sub>v,max</sub>=0.58g

No drainage tunnel  
Imperial Valley 79 DLT352

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
 —  $a_{v,max}=0.58g$



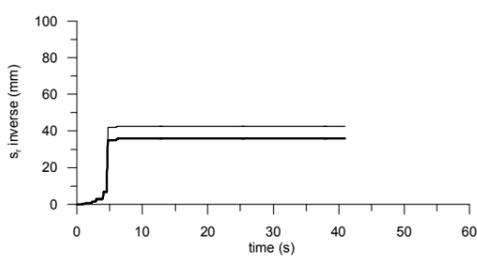
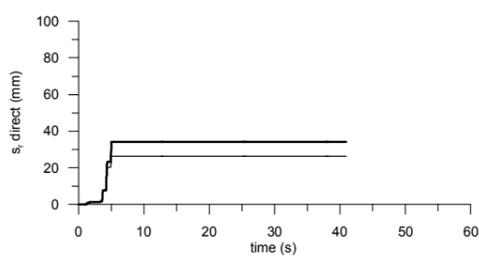
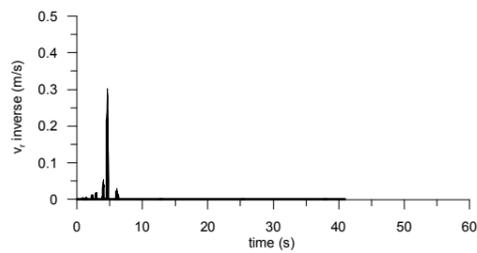
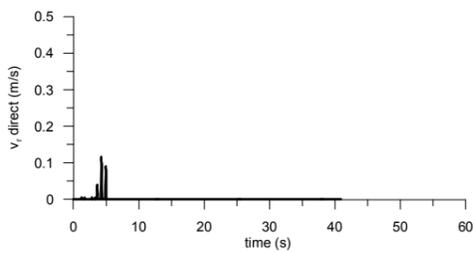
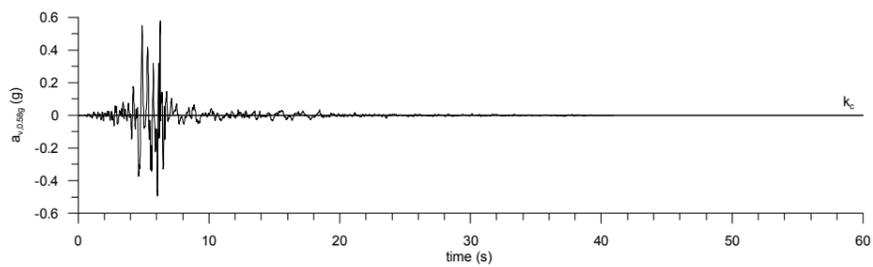
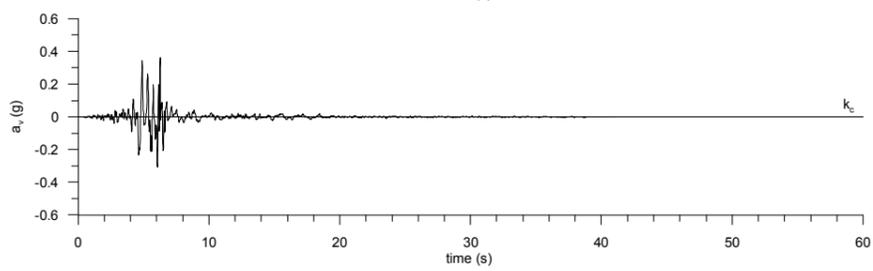
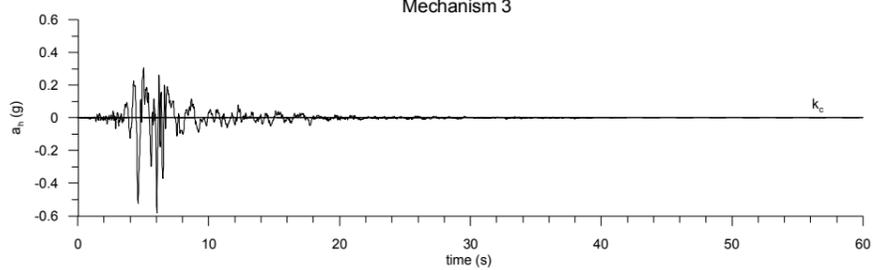
Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

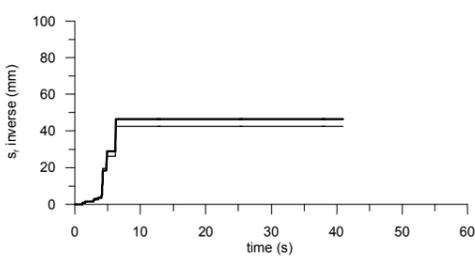
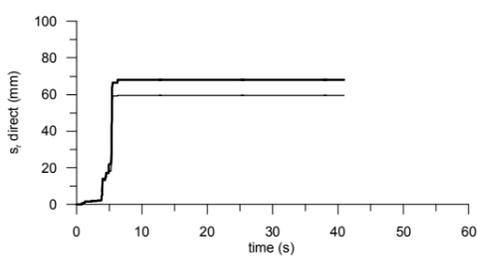
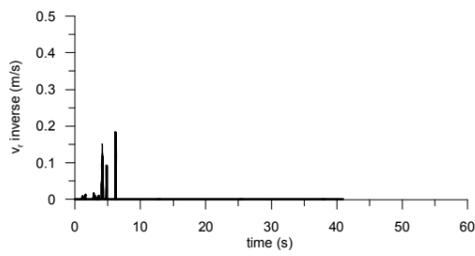
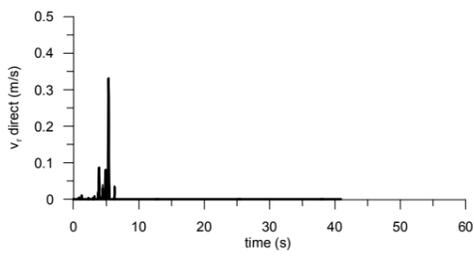
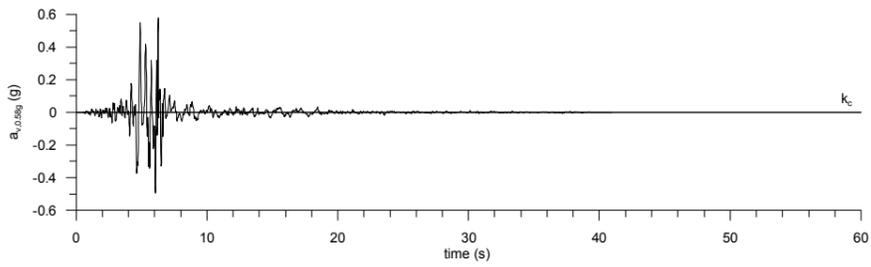
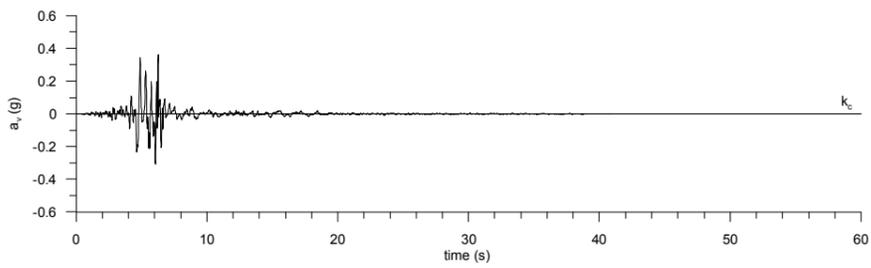
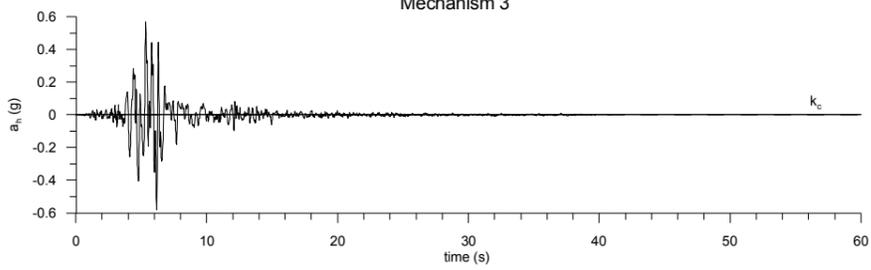
Rev Data  
F0 20-06-2011

No drainage tunnel  
Kobe 95 TAZ000  
Mechanism 3



— same scaling factor for a\_x and a\_y  
— a\_{v,max}=0.58g

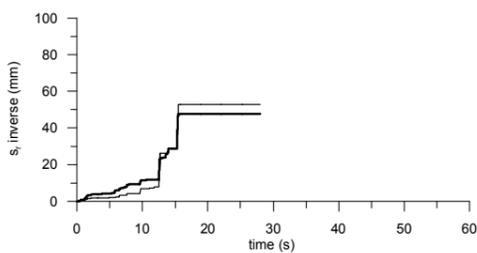
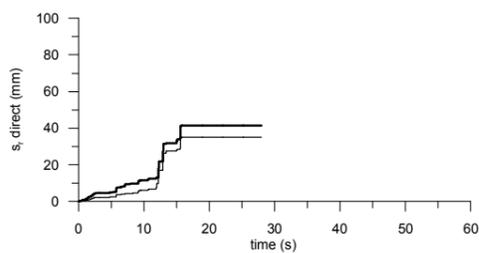
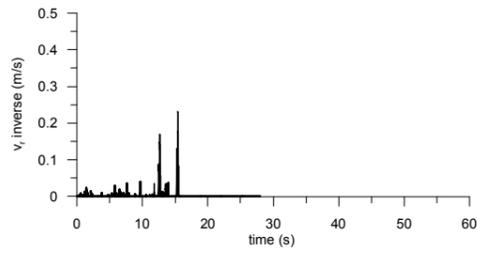
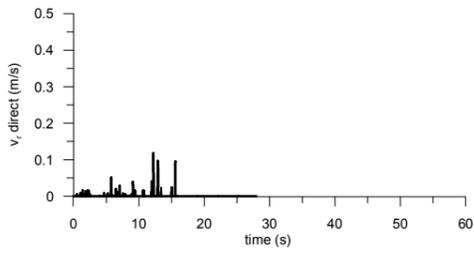
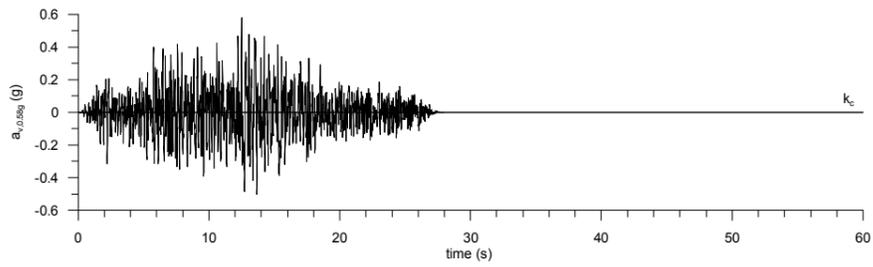
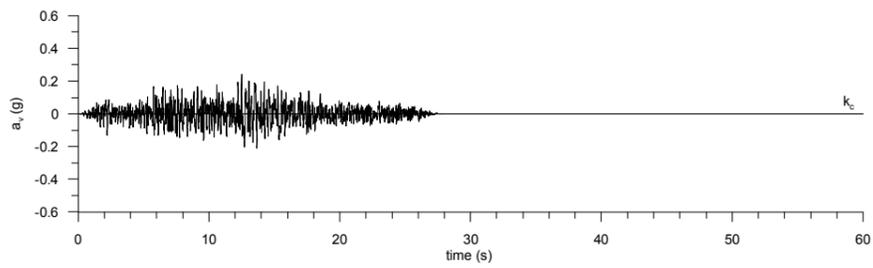
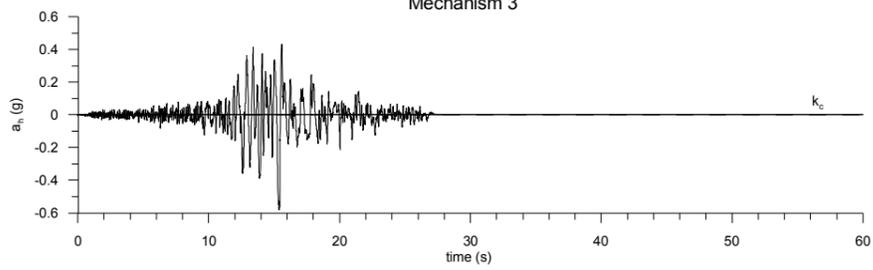
No drainage tunnel  
Kobe 95 TAZ090  
Mechanism 3



— same scaling factor for a<sub>x</sub> and a<sub>y</sub>  
— a<sub>v,max</sub>=0.58g

No drainage tunnel  
Landers 92 CLWTR

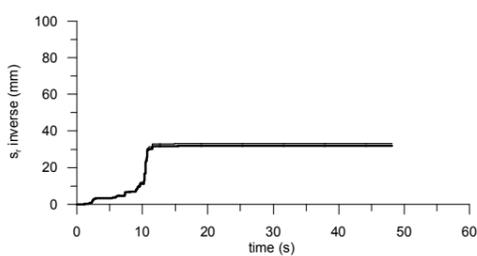
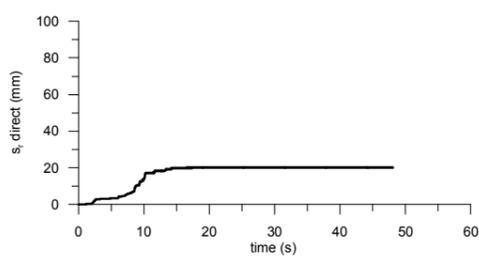
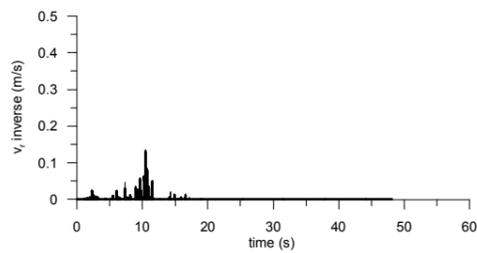
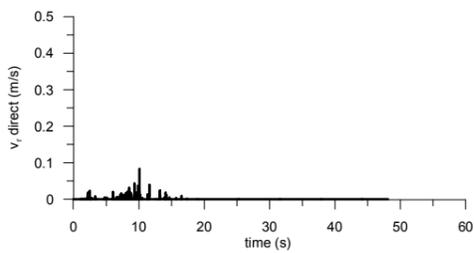
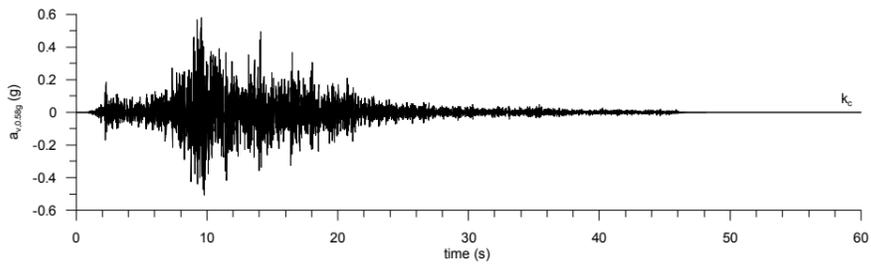
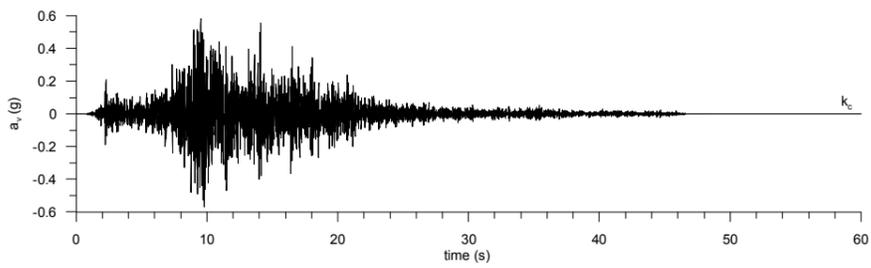
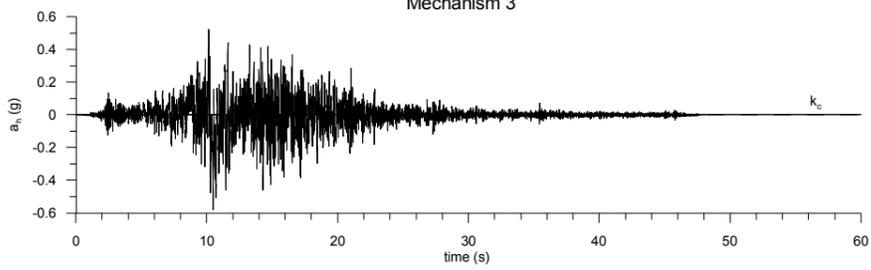
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
 —  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Landers 92 LCN260

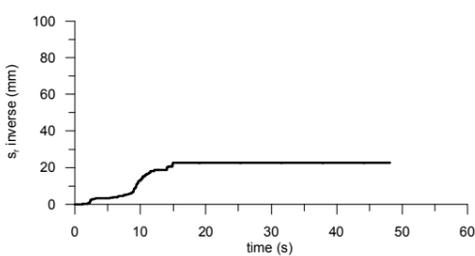
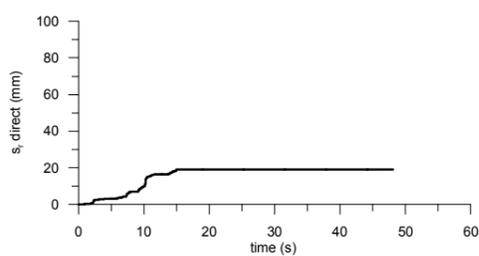
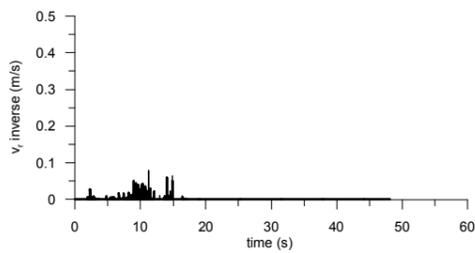
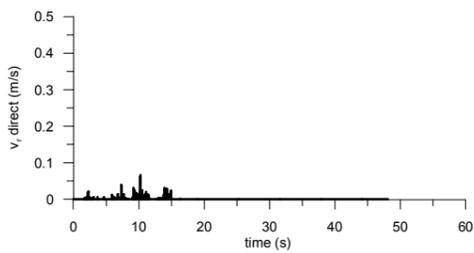
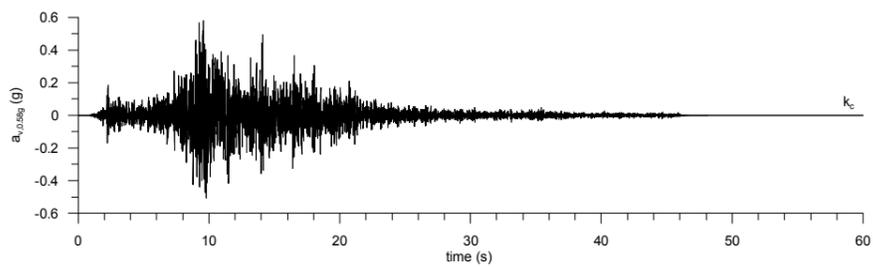
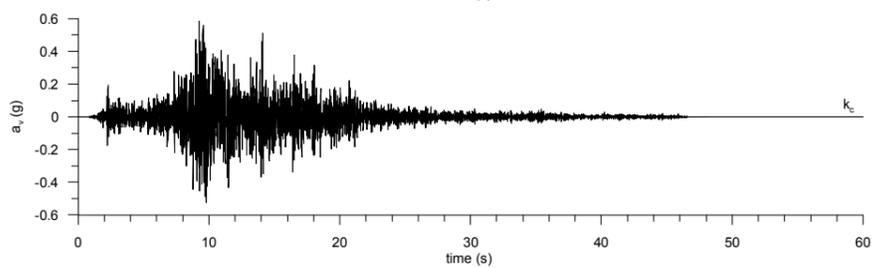
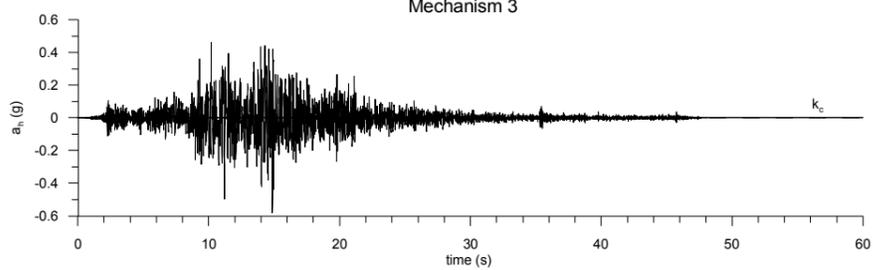
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Landers 92 LCN345

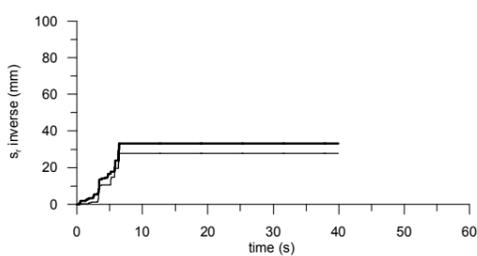
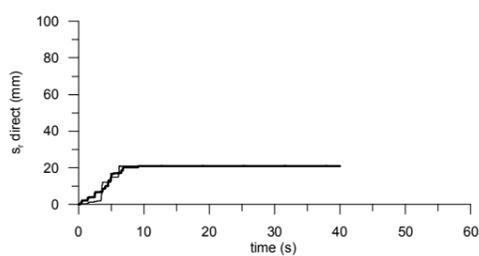
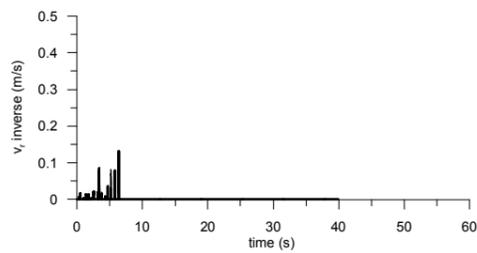
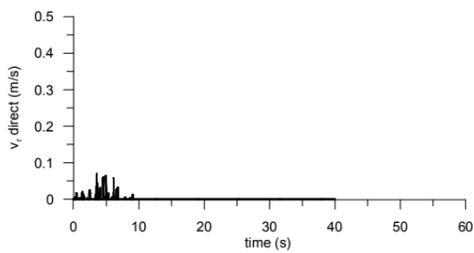
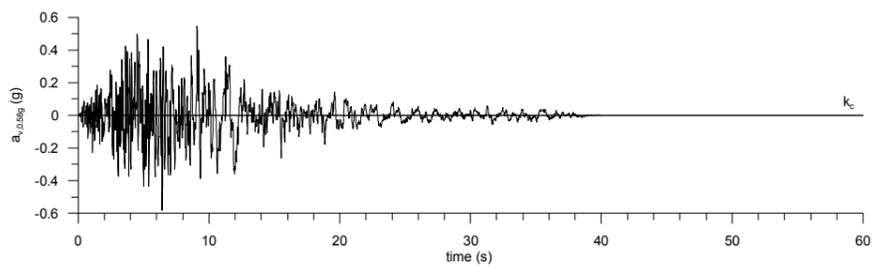
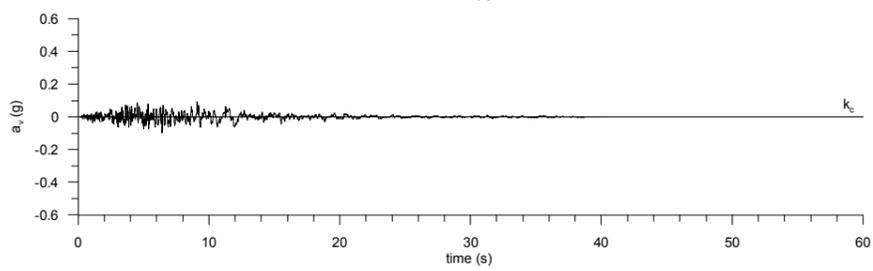
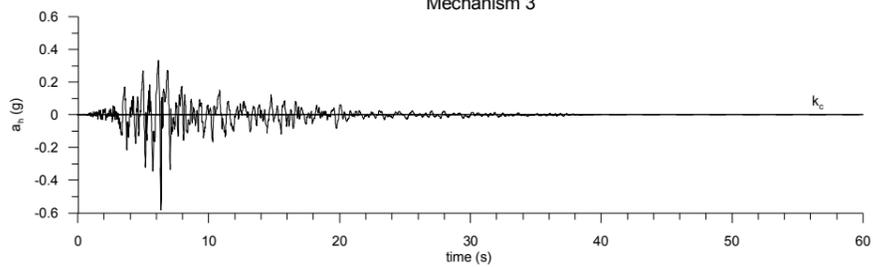
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Loma Prieta 89 CYC285

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

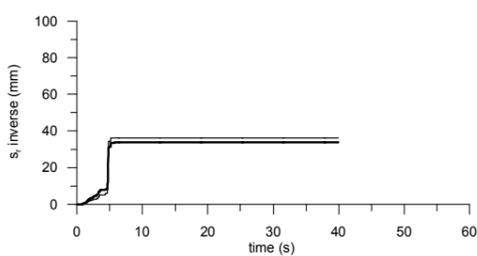
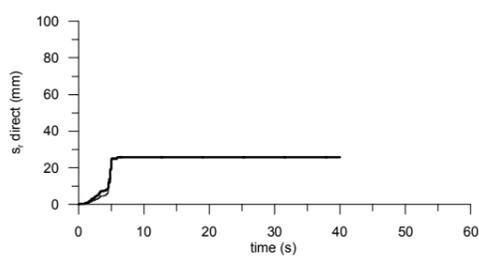
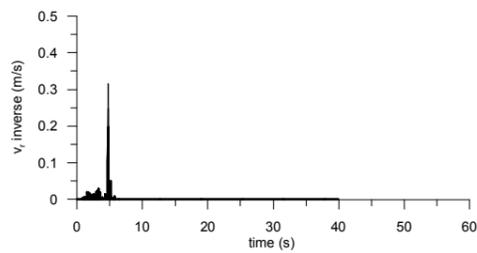
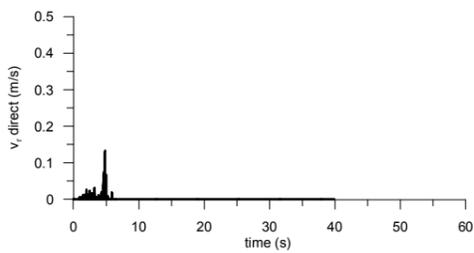
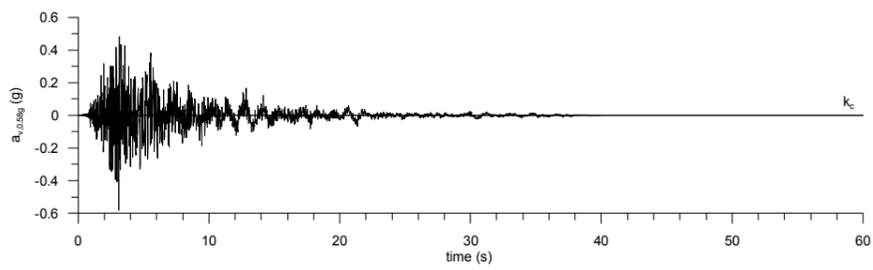
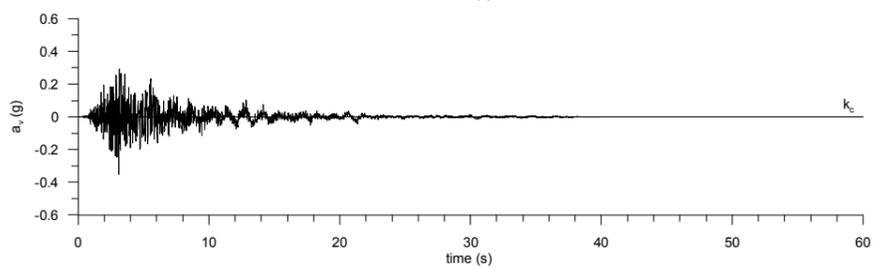
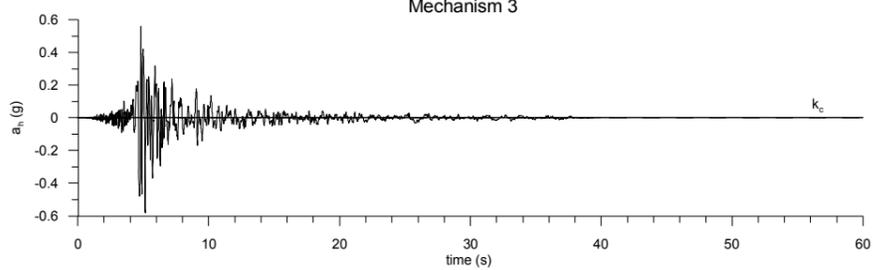
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

No drainage tunnel  
Loma Prieta 89 G03000

Mechanism 3



— same scaling factor for a<sub>x</sub> and a<sub>y</sub>  
— a<sub>v,max</sub>=0.58g



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

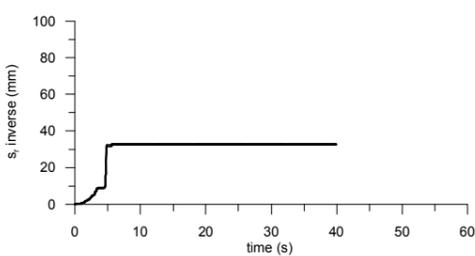
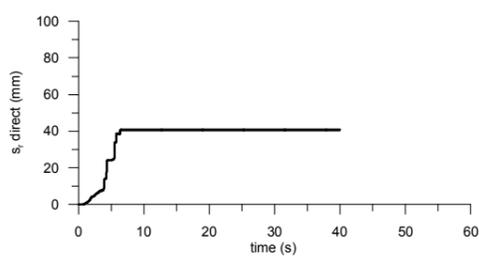
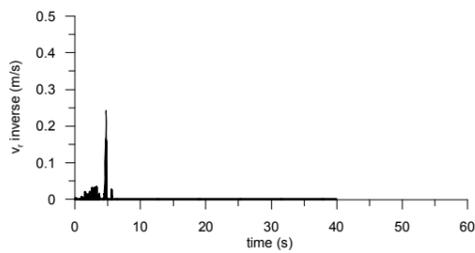
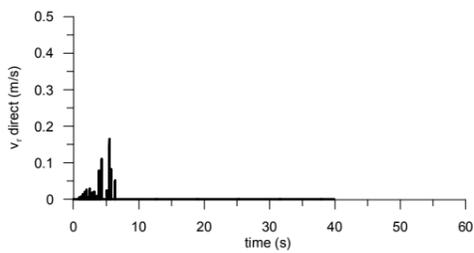
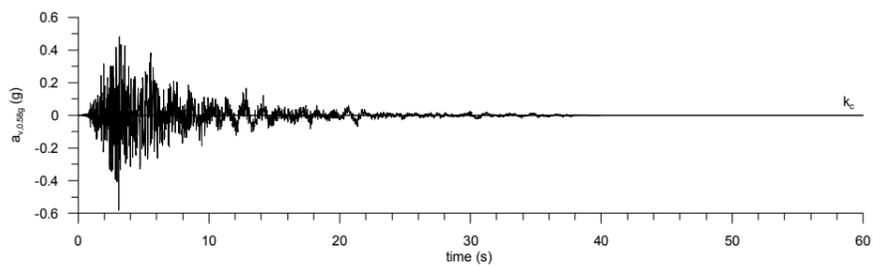
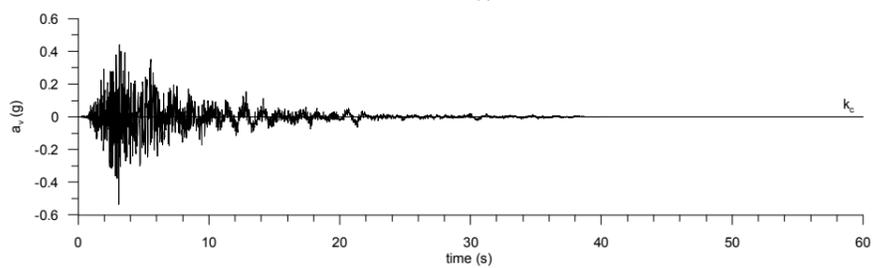
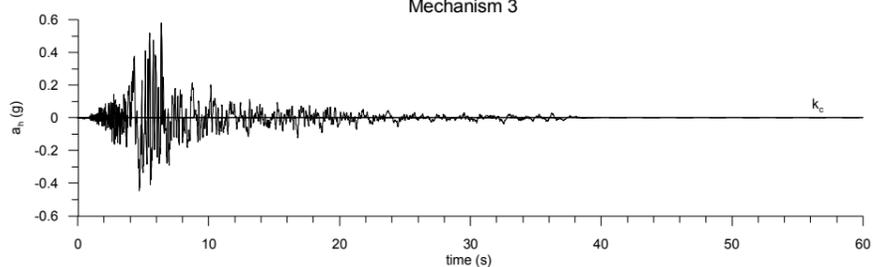
Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

No drainage tunnel  
Loma Prieta 89 G03090

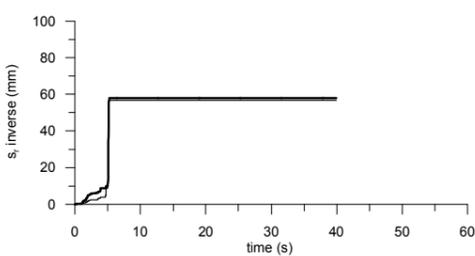
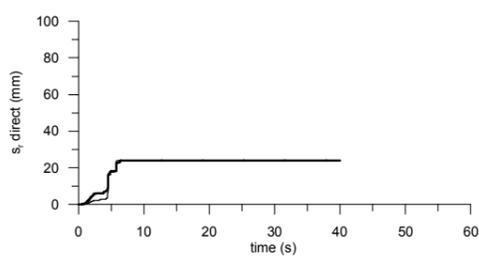
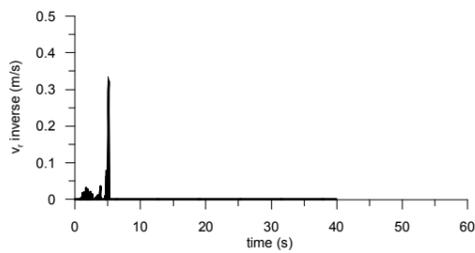
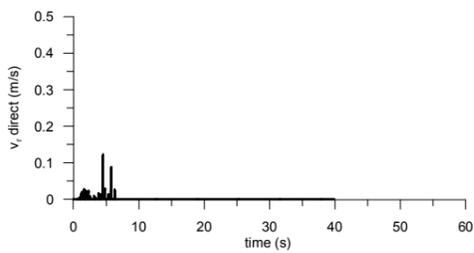
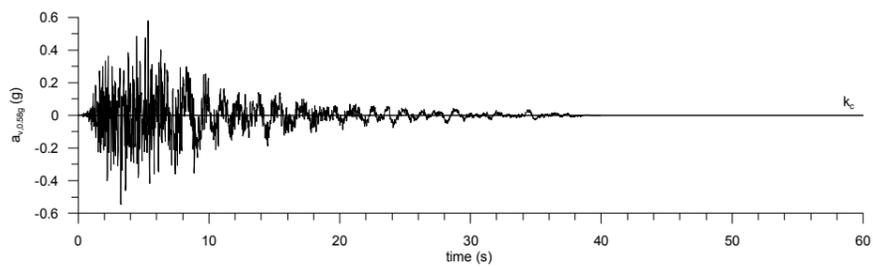
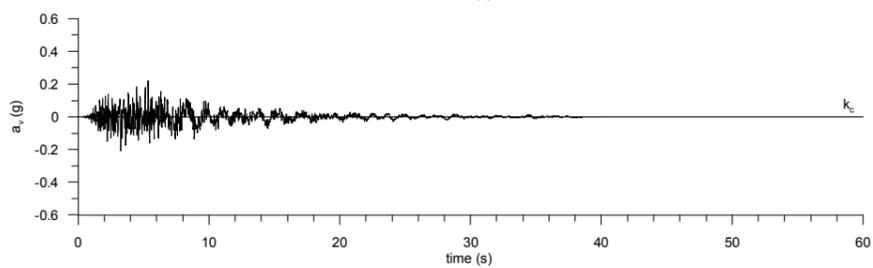
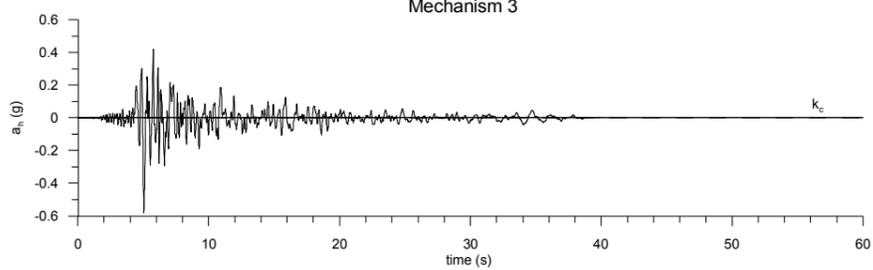
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

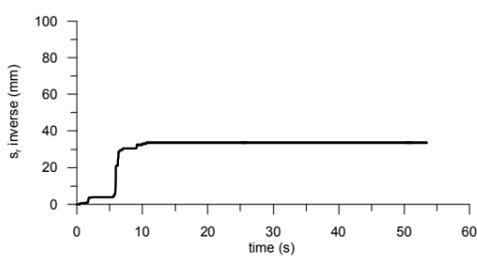
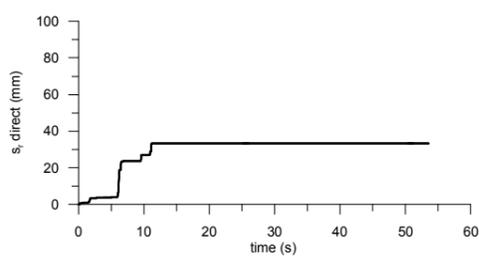
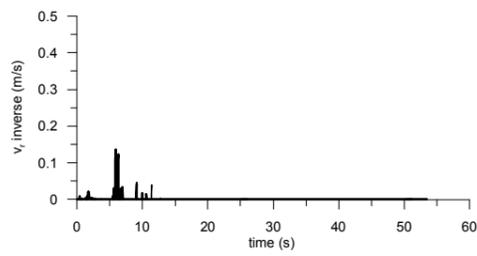
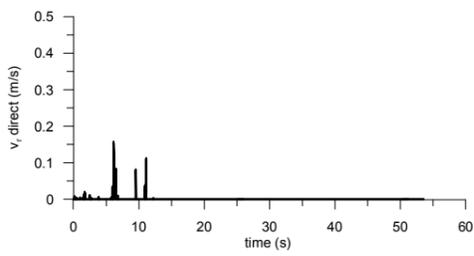
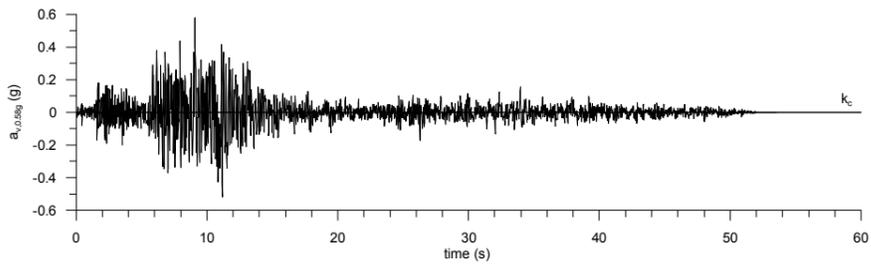
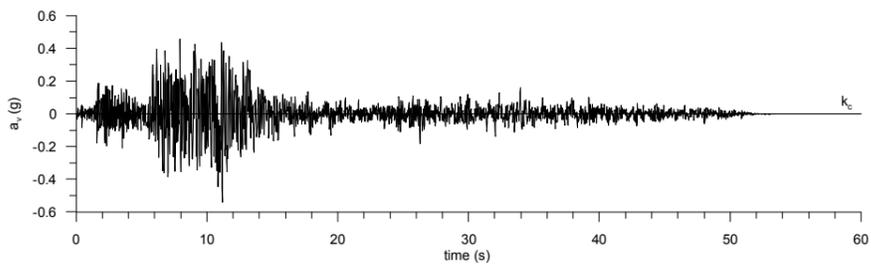
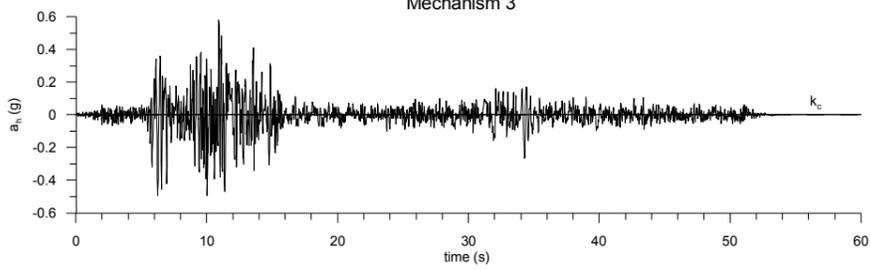
No drainage tunnel  
Loma Prieta 89 G04000

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Manjil 90 ABBL  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



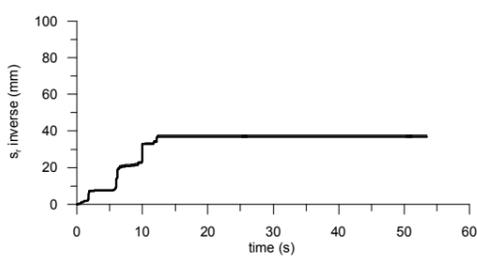
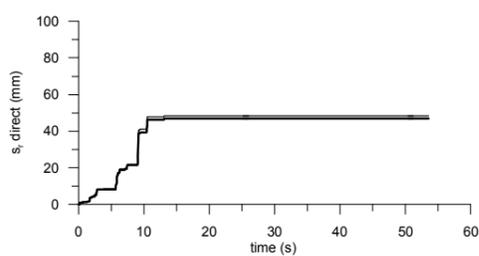
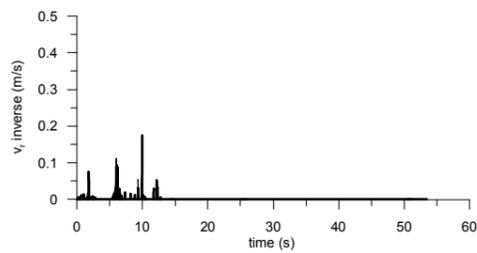
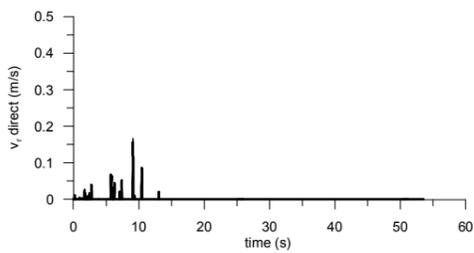
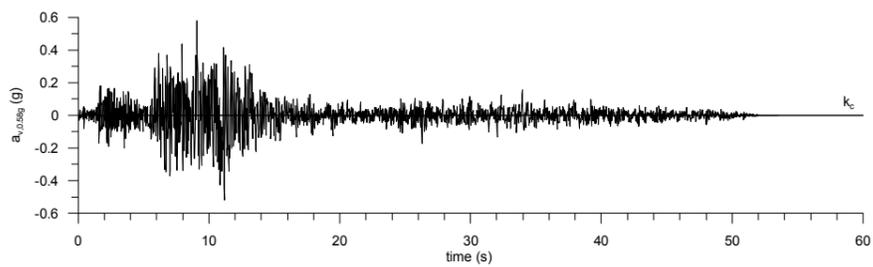
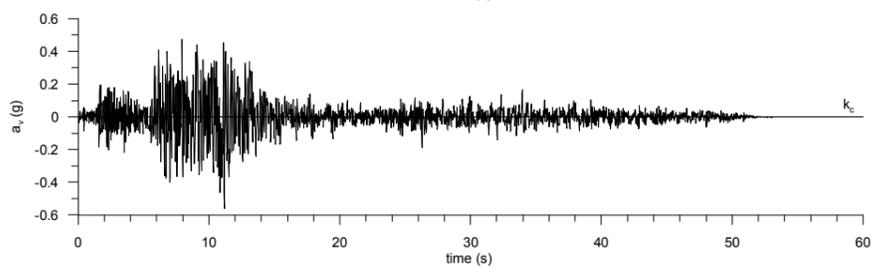
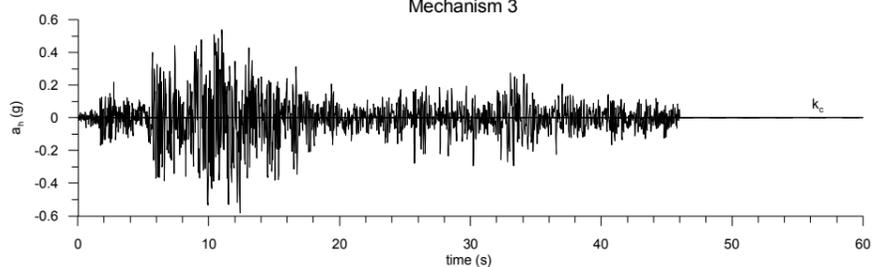
Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

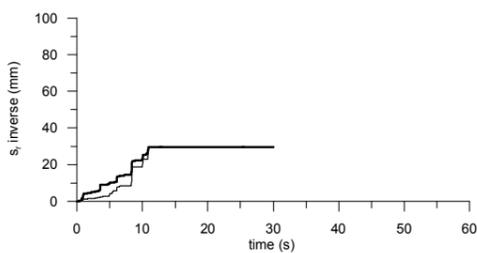
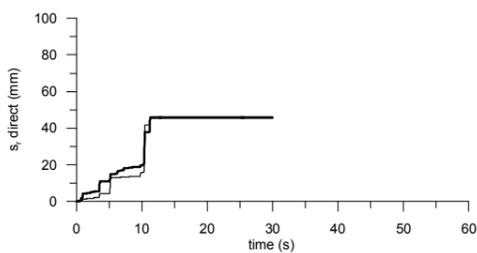
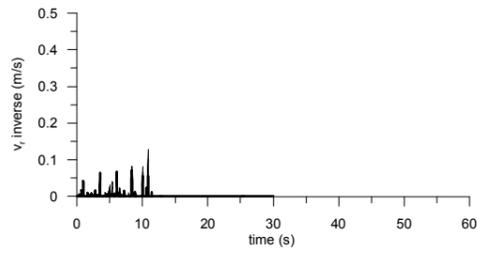
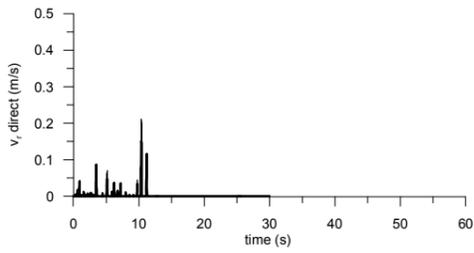
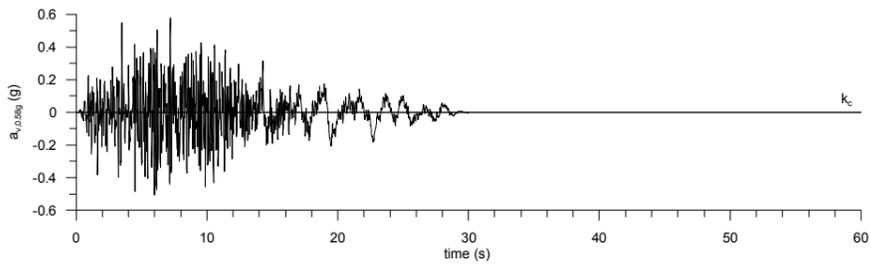
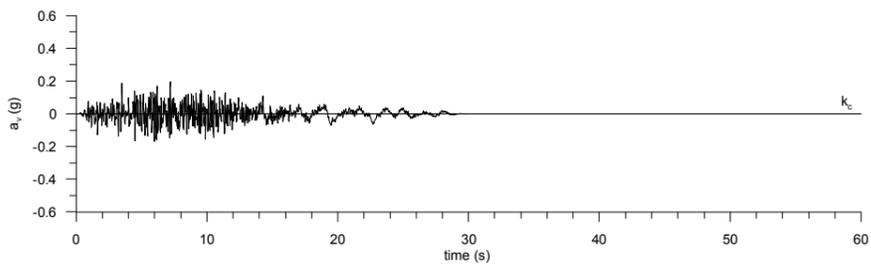
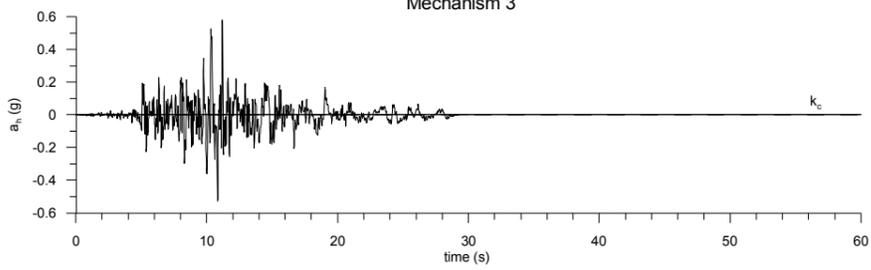
Rev Data  
F0 20-06-2011

No drainage tunnel  
Manjil 90 ABBT  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Northridge 94 CEN245  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

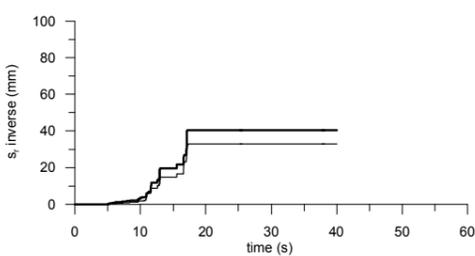
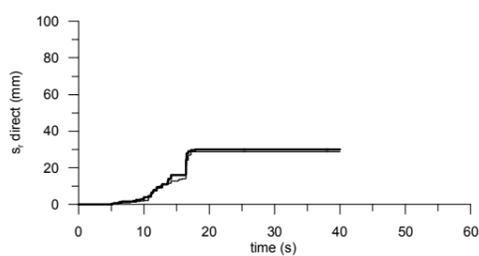
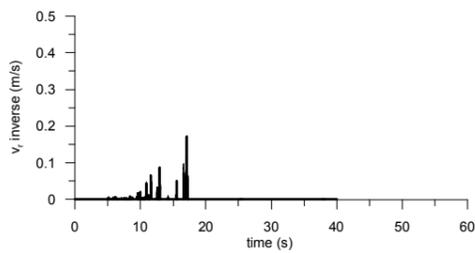
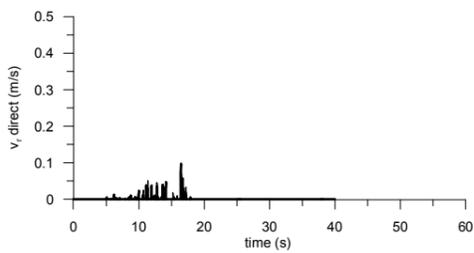
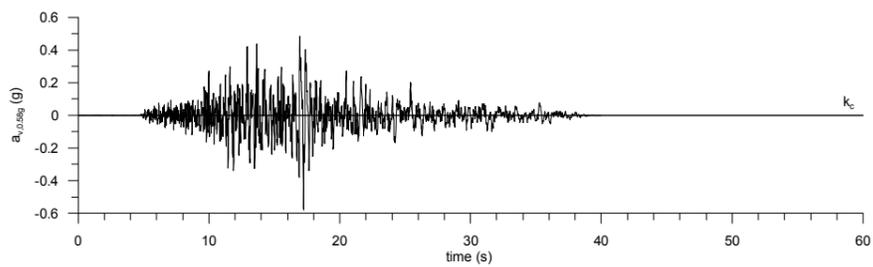
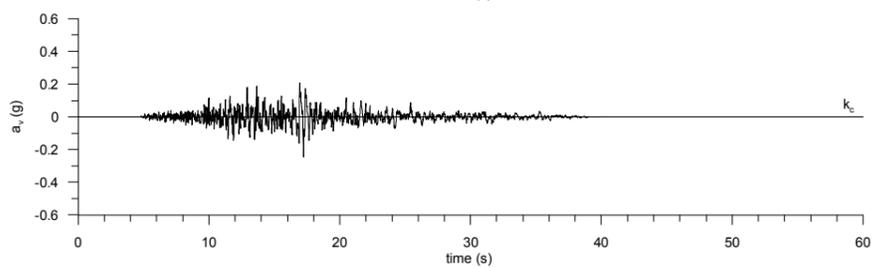
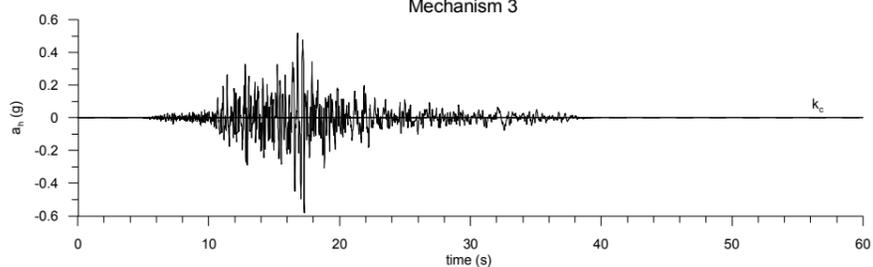
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

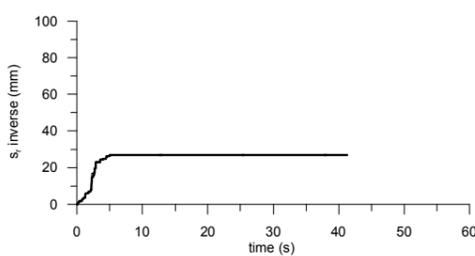
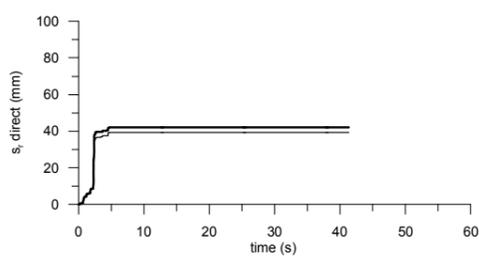
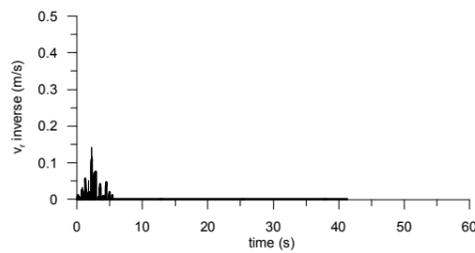
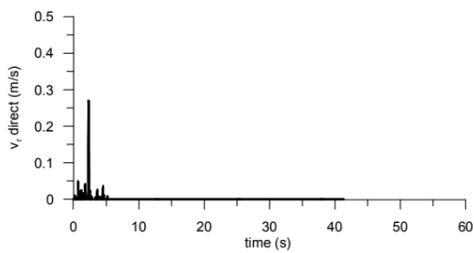
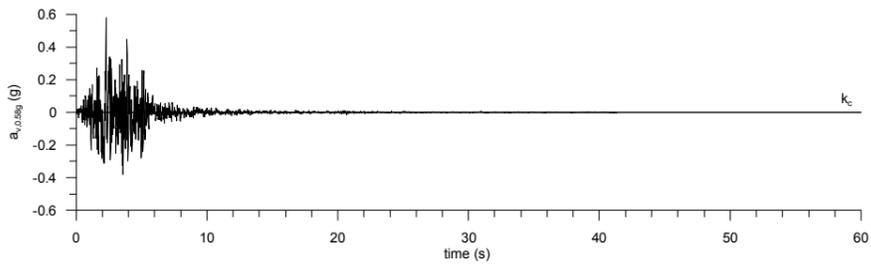
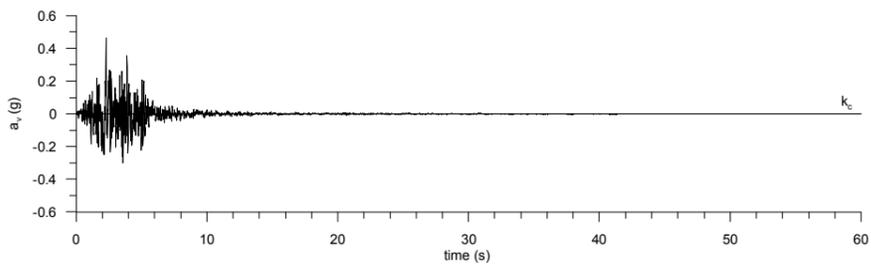
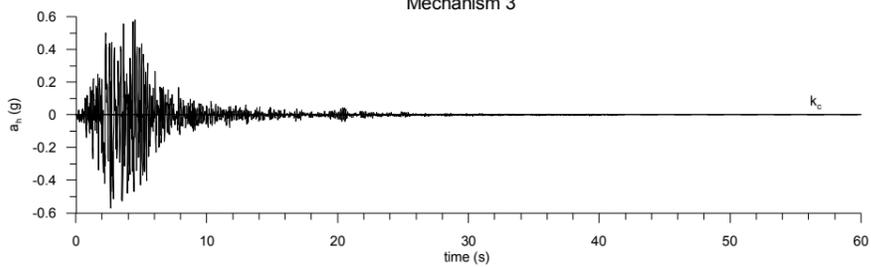
No drainage tunnel  
Northridge 94 LAC180

Mechanism 3



— same scaling factor for a\_x and a\_y  
— a\_{v,max}=0.58g

No drainage tunnel  
Umbria Marche 97 NCRXC  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

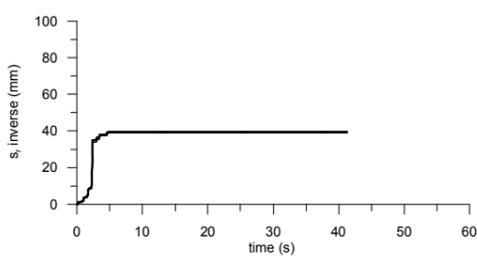
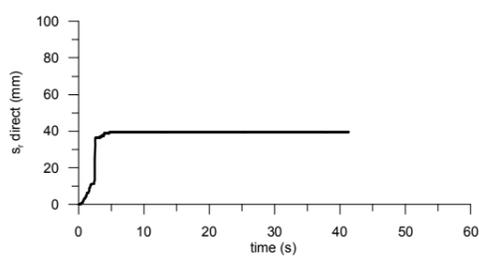
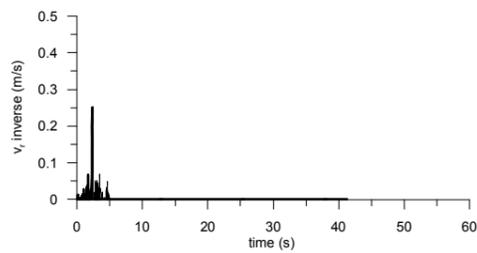
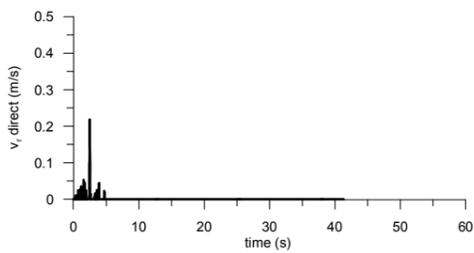
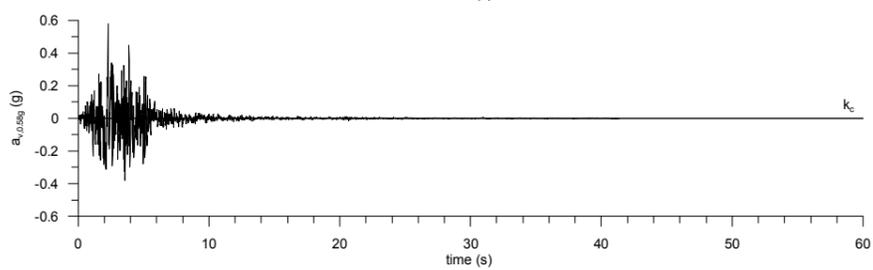
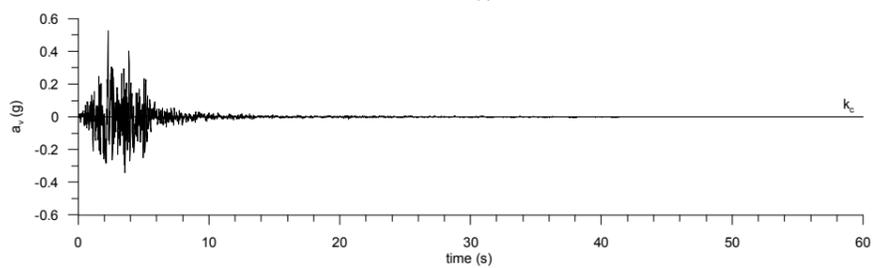
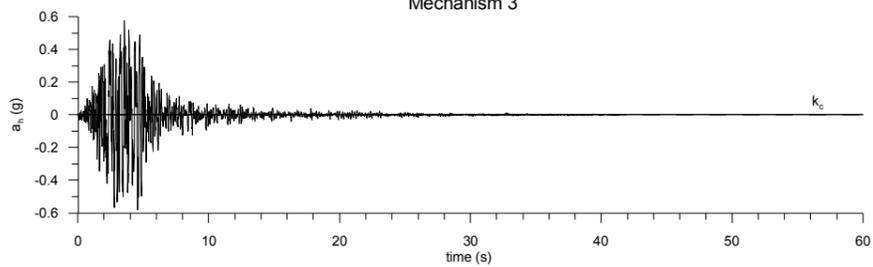
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

No drainage tunnel  
Umbria Marche 97 NCRYC

Mechanism 3



— same scaling factor for a\_x and a\_y  
— a\_{v,max}=0.58g



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

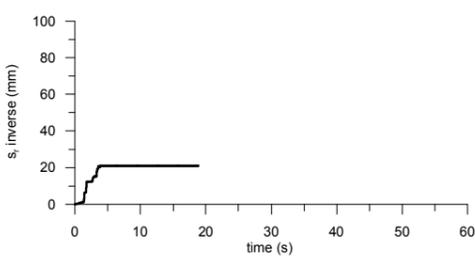
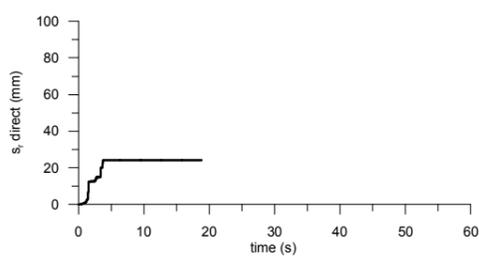
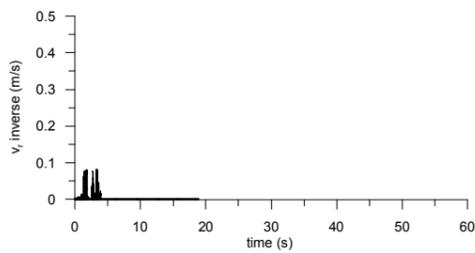
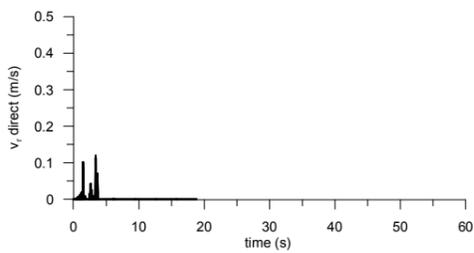
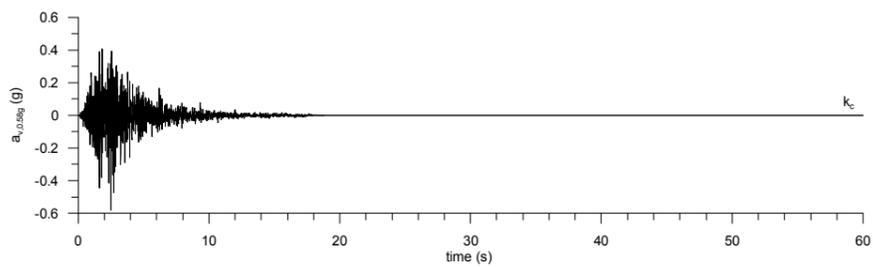
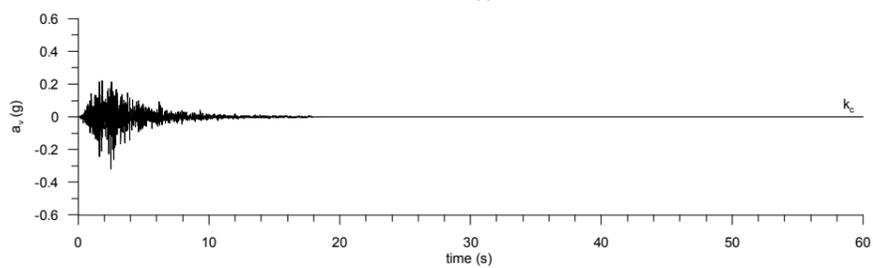
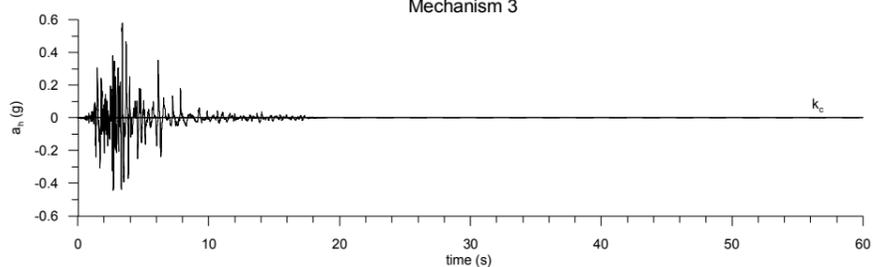
Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

No drainage tunnel  
Imperial Valley 79 BC230

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

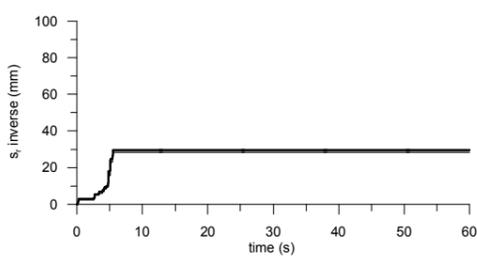
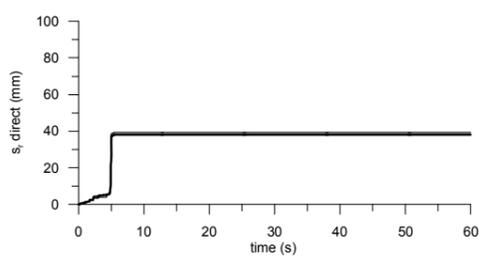
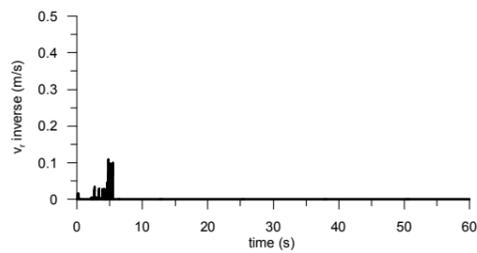
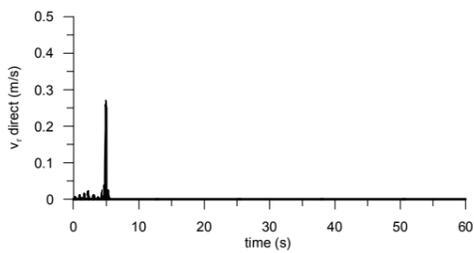
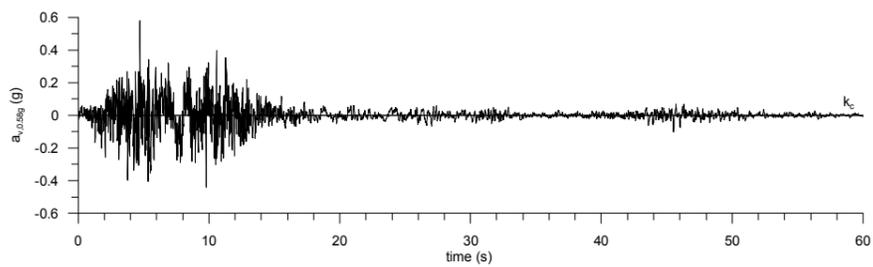
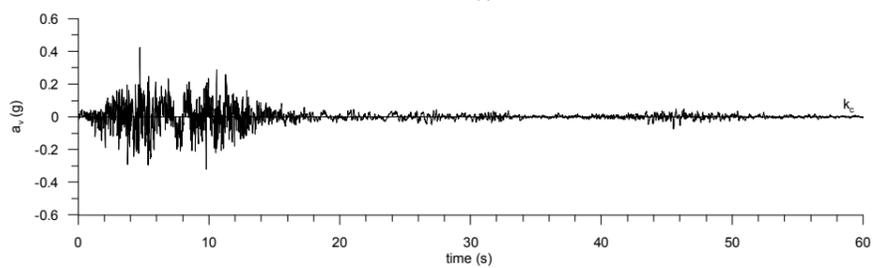
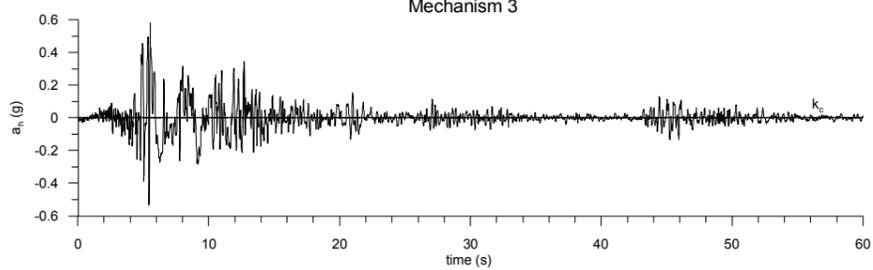
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

No drainage tunnel  
Irpinia 80 STUYC  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

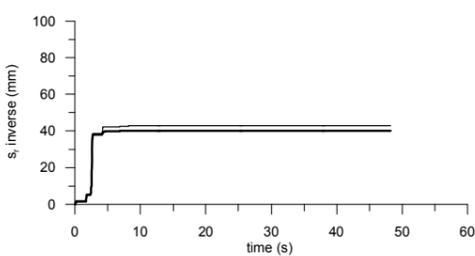
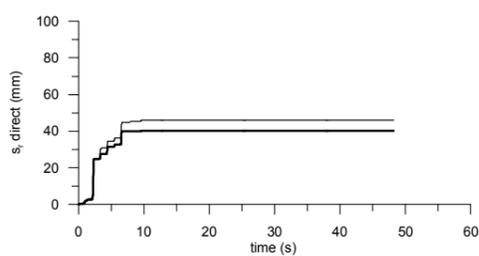
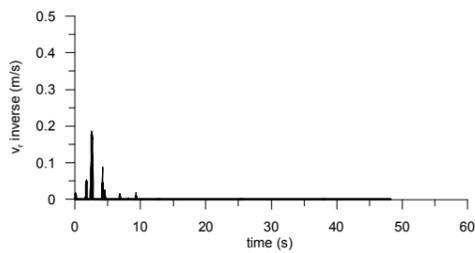
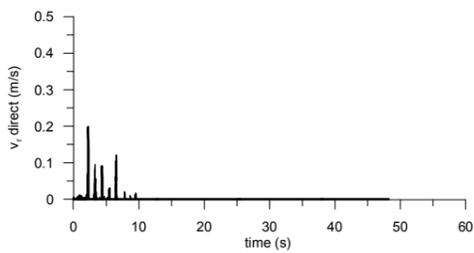
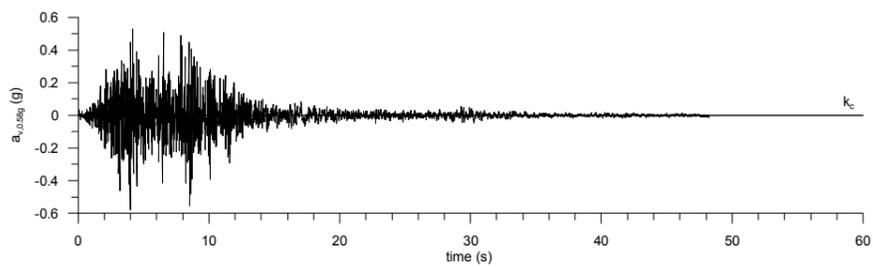
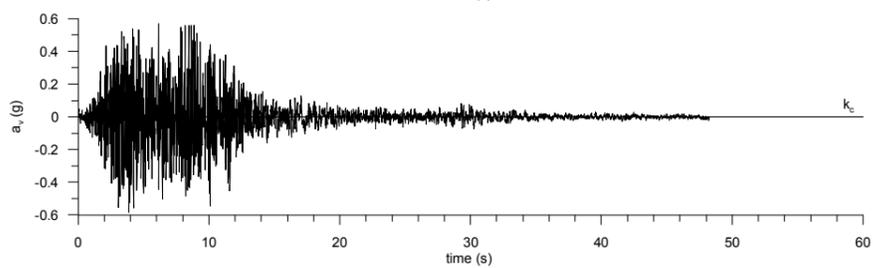
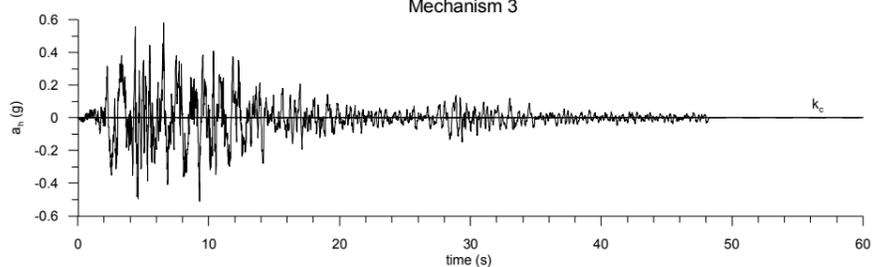
Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

No drainage tunnel  
Montenegro 79 ULCXC

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

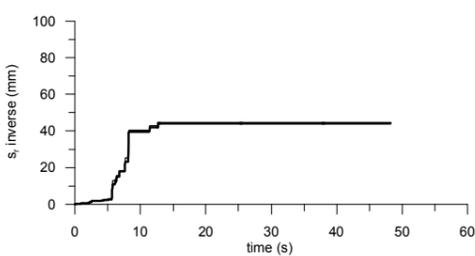
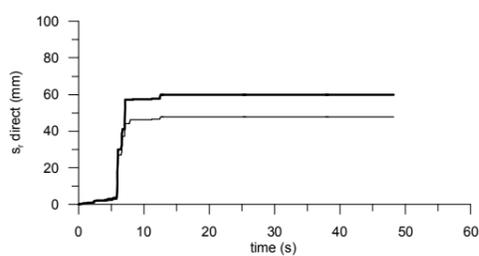
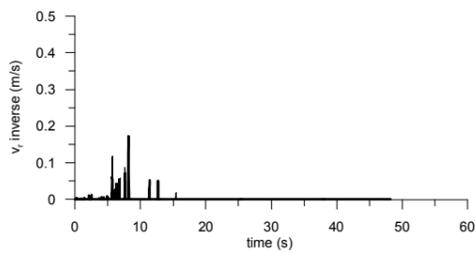
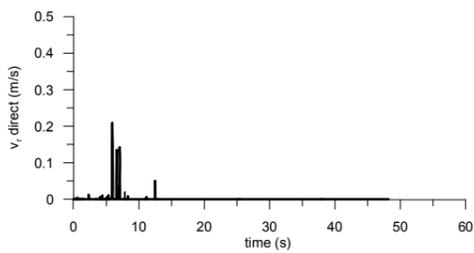
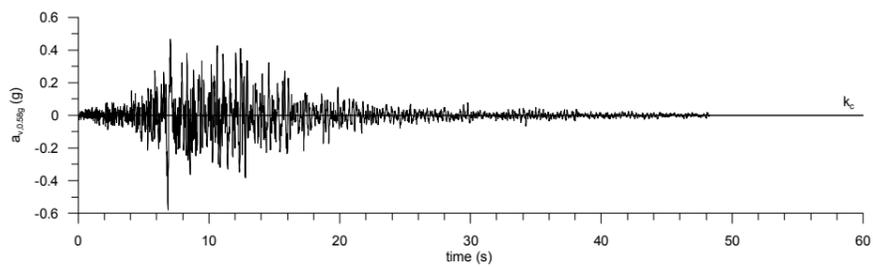
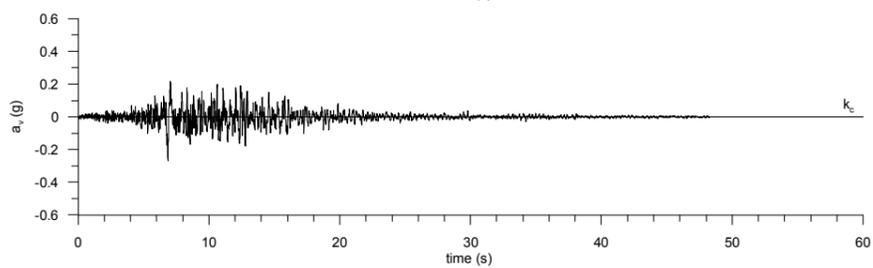
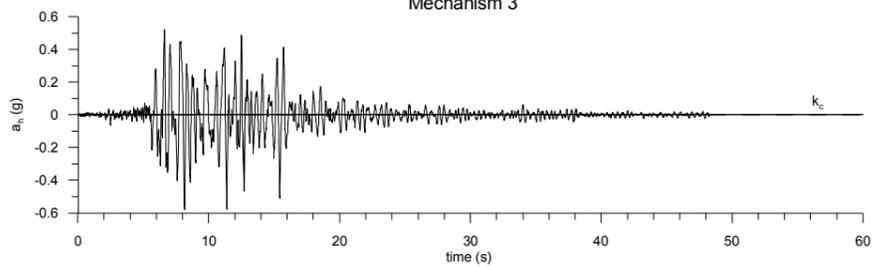
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

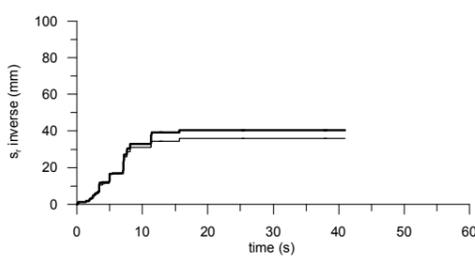
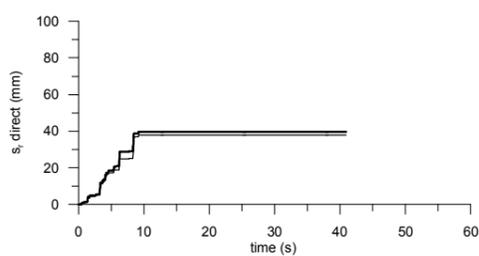
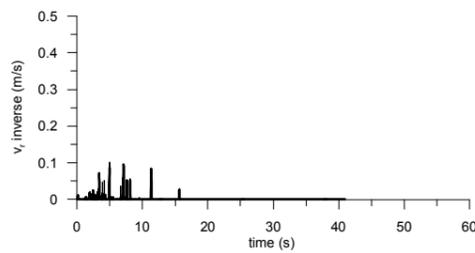
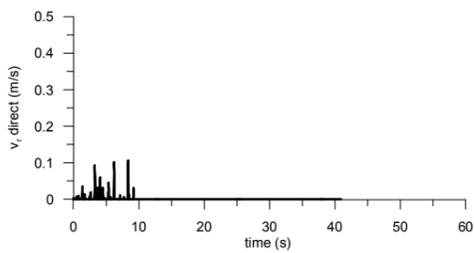
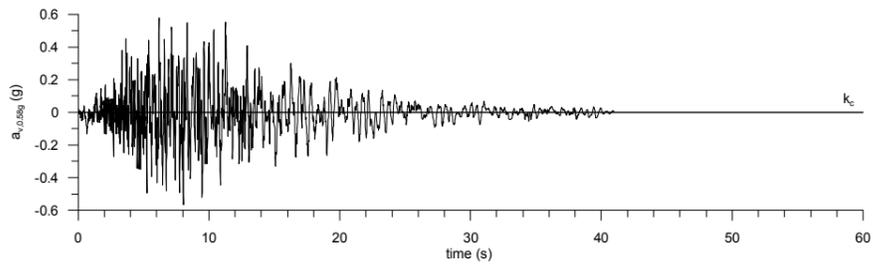
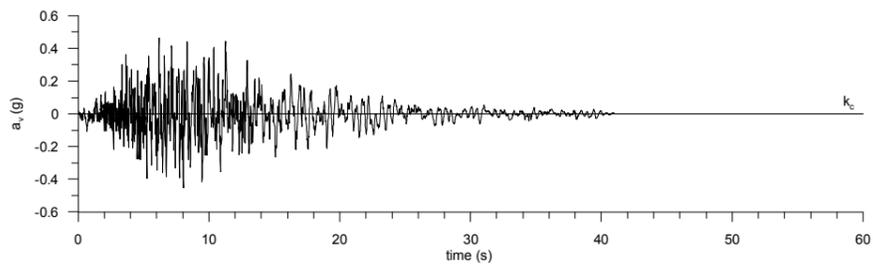
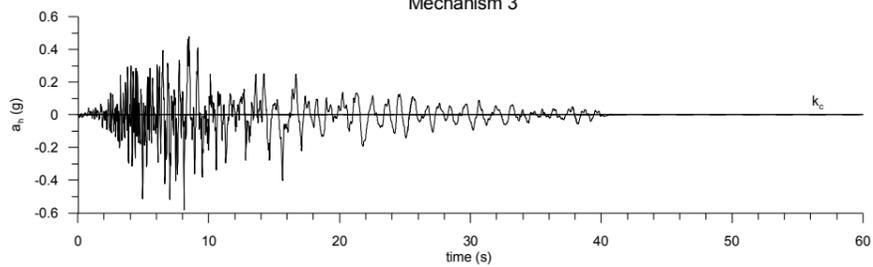
No drainage tunnel  
Montenegro 79 PETXC

Mechanism 3



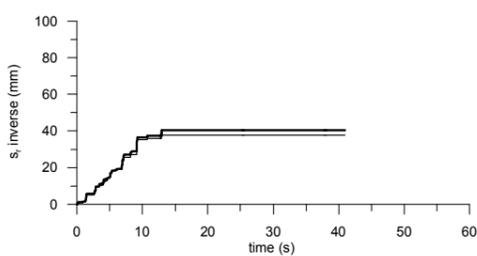
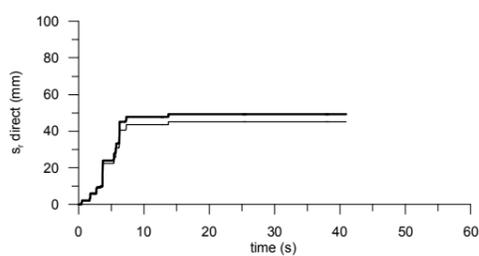
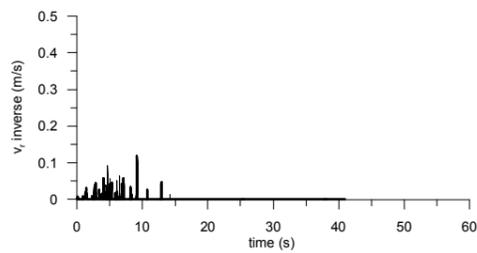
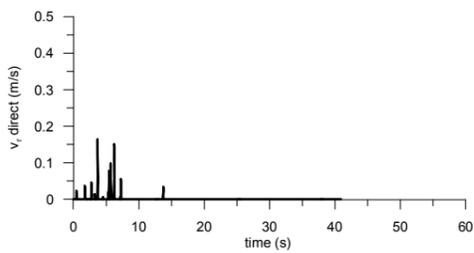
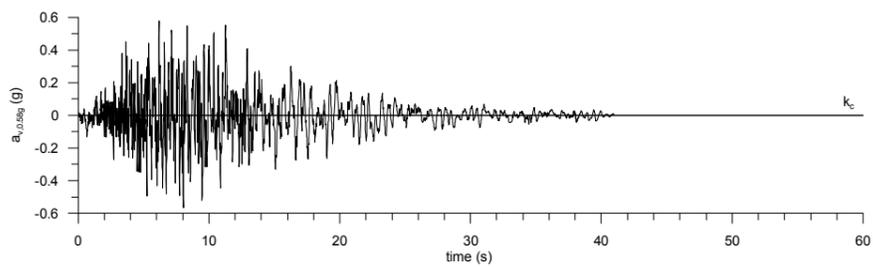
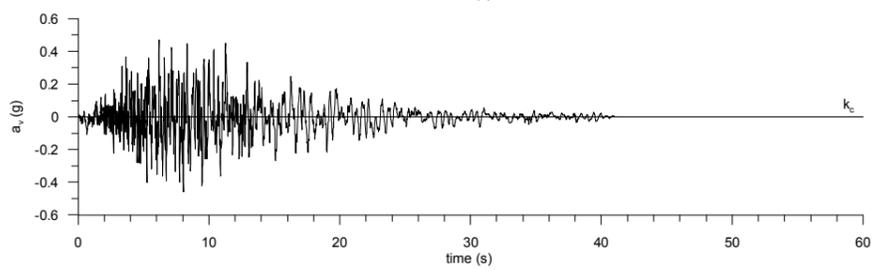
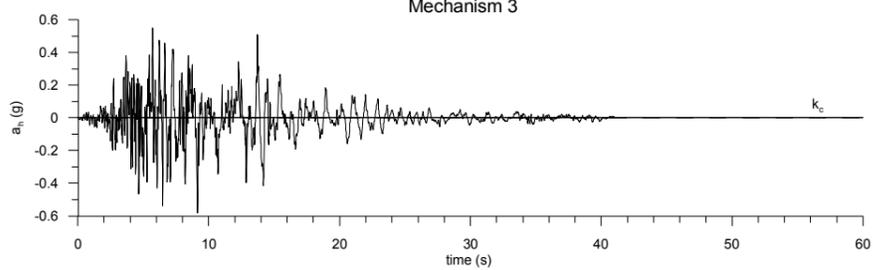
— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 1 component 1  
Mechanism 3



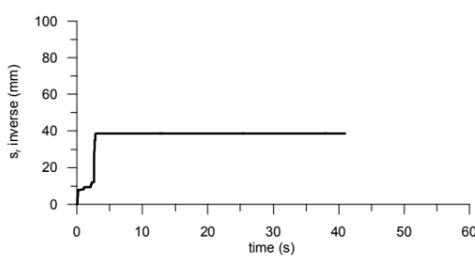
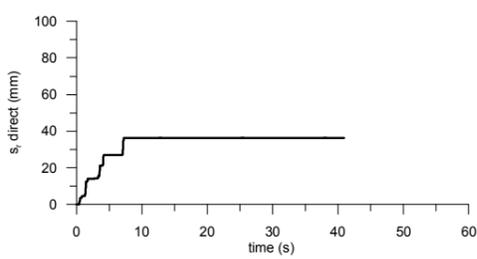
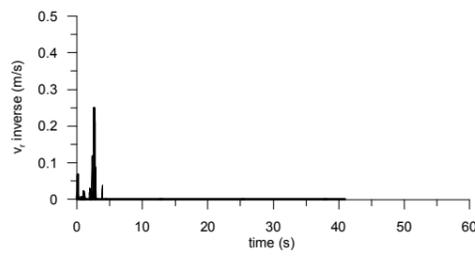
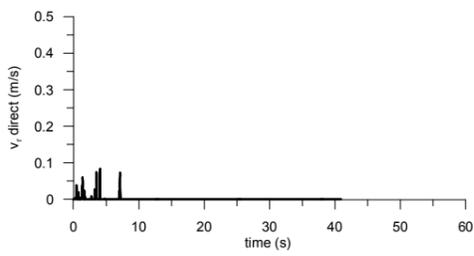
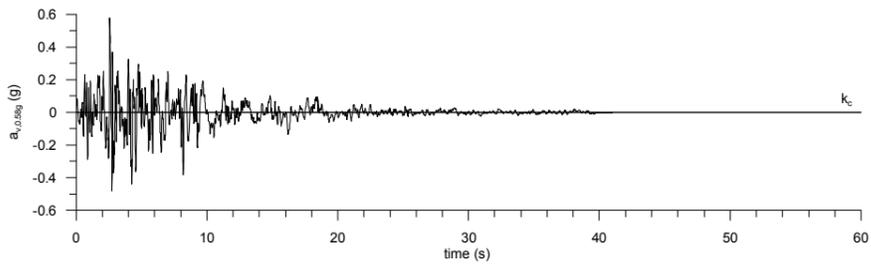
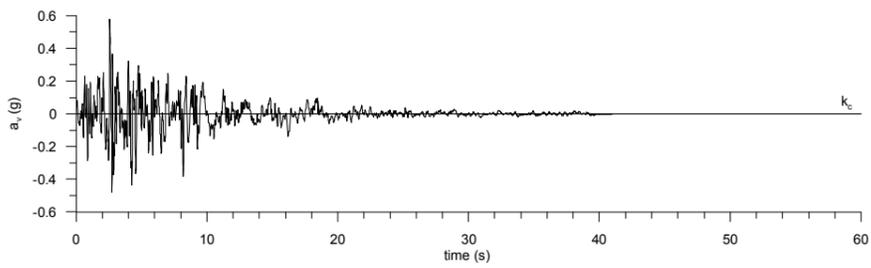
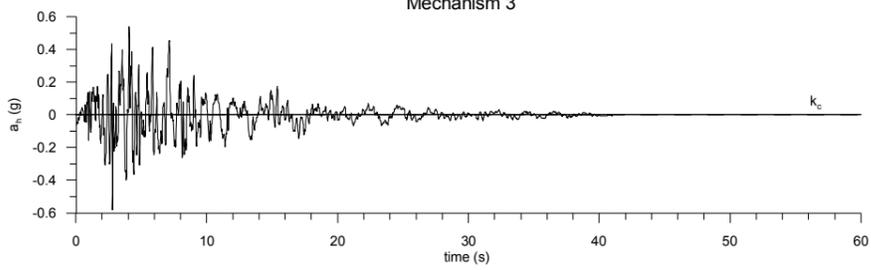
— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 1 component 2  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 2 component 1  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

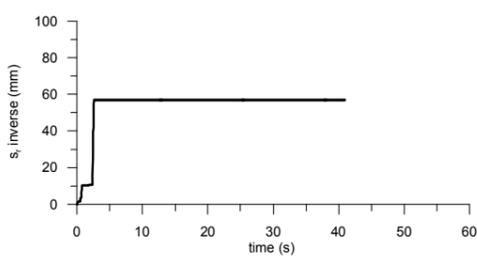
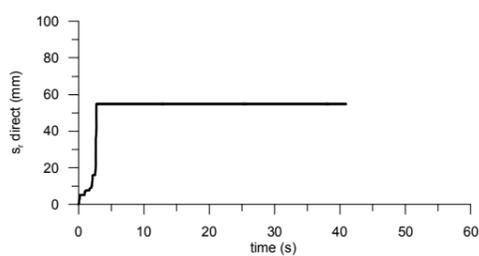
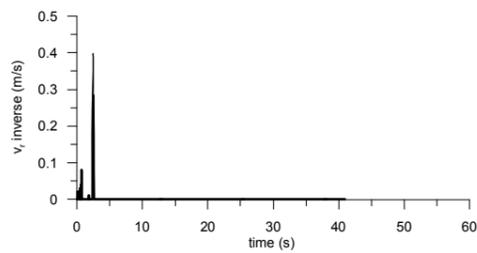
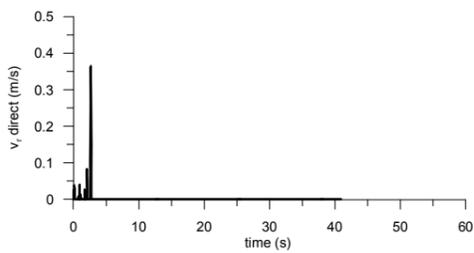
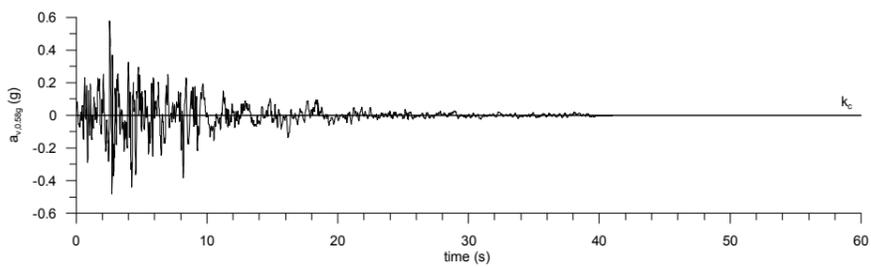
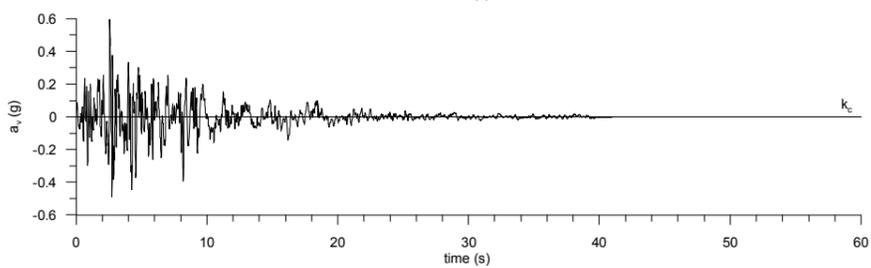
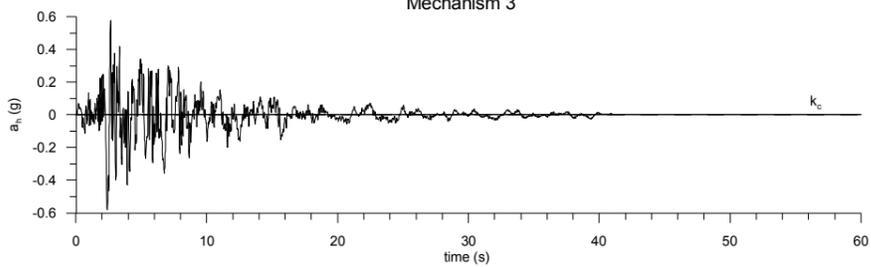
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

Codice documento  
PF0066\_F0

Rev Data  
F0 20-06-2011

No drainage tunnel  
Artificial 2 component 2

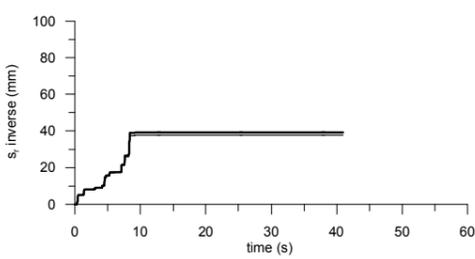
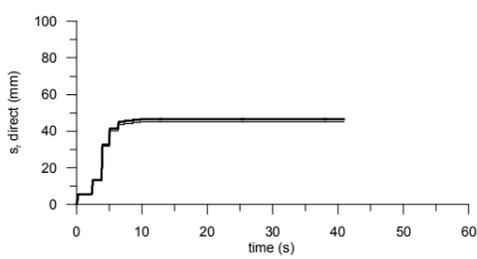
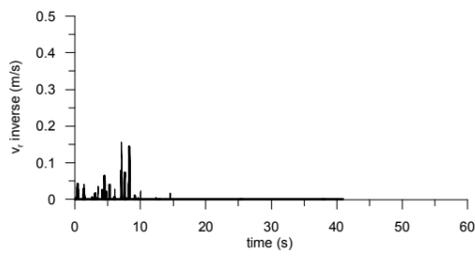
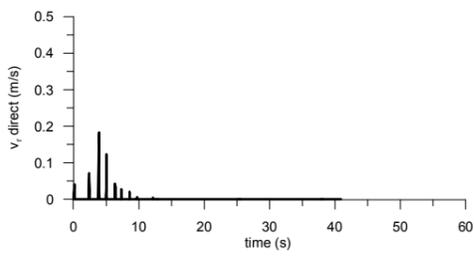
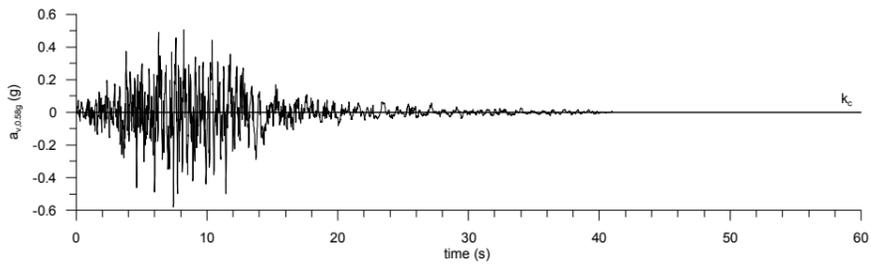
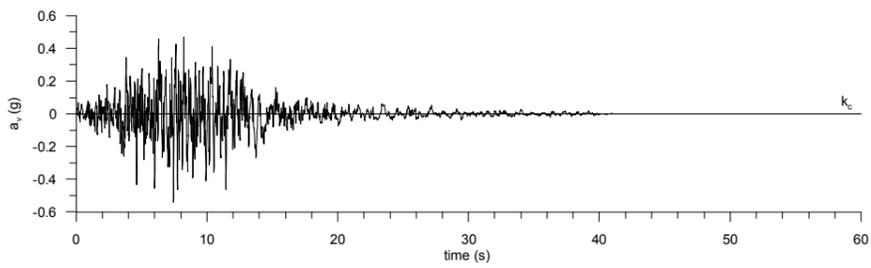
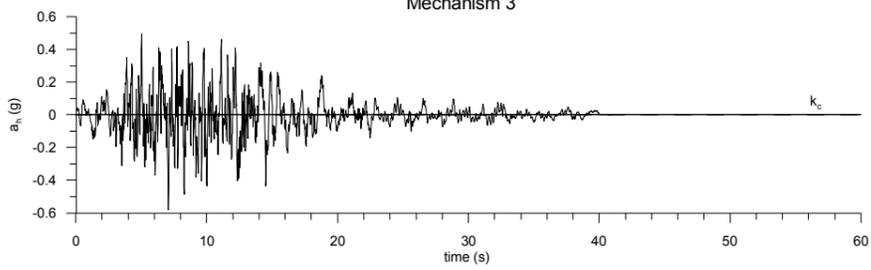
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 3 component 1

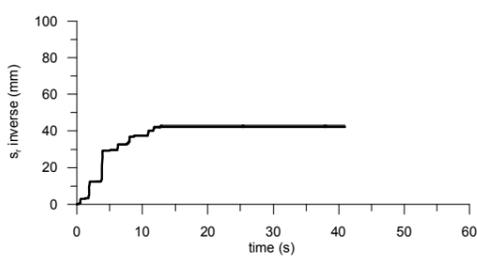
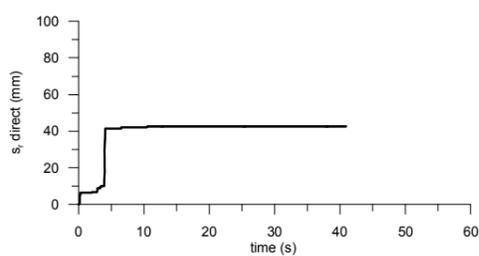
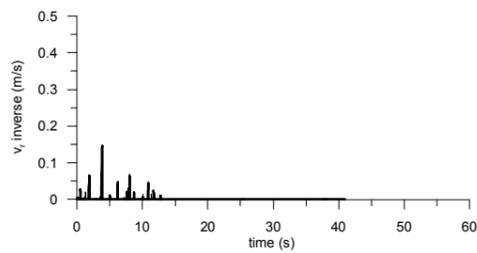
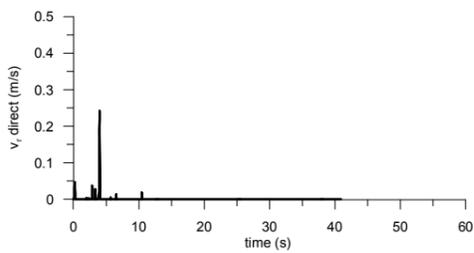
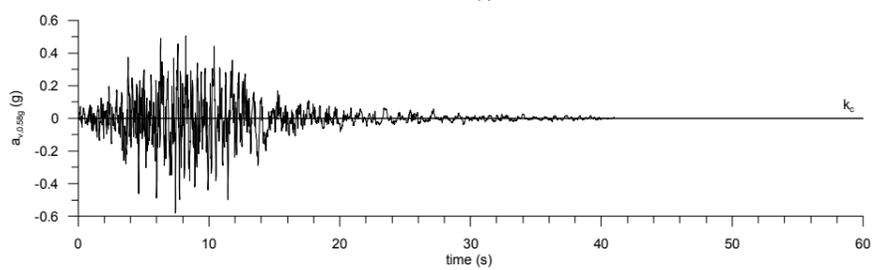
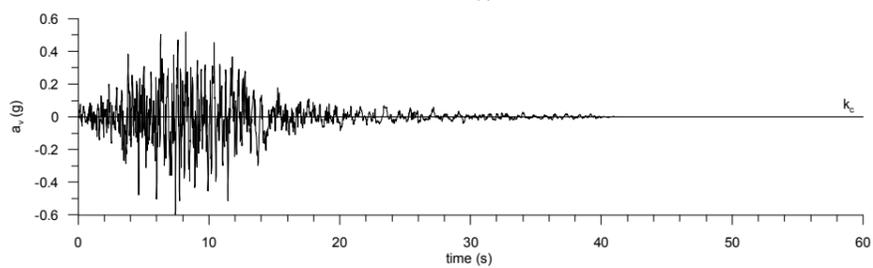
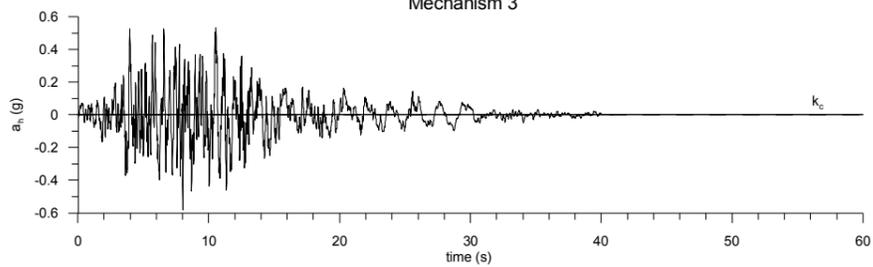
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 3 component 2

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$



Ponte sullo Stretto di Messina  
PROGETTO DEFINITIVO

Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza

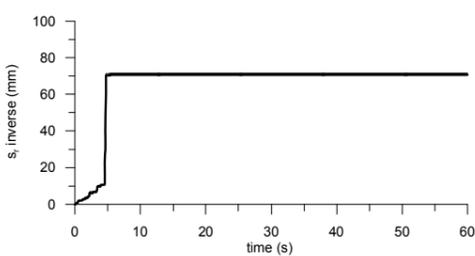
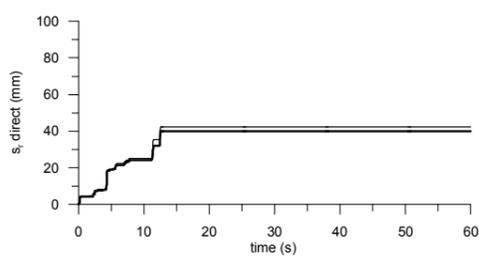
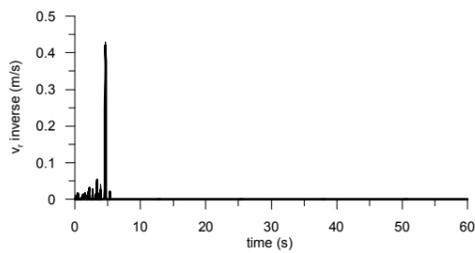
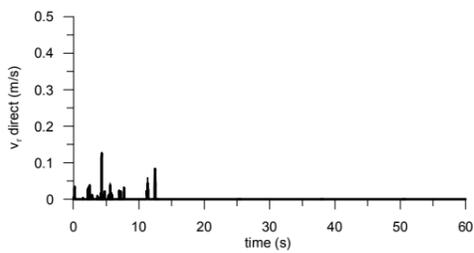
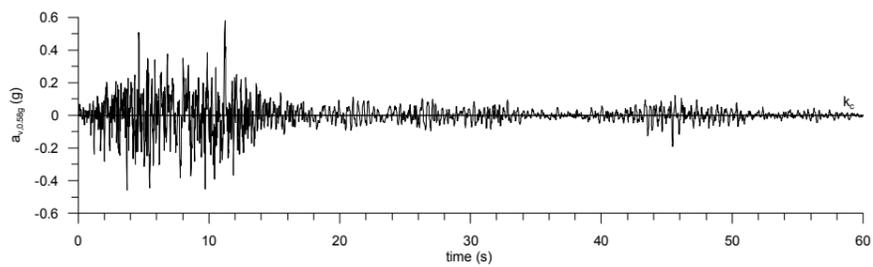
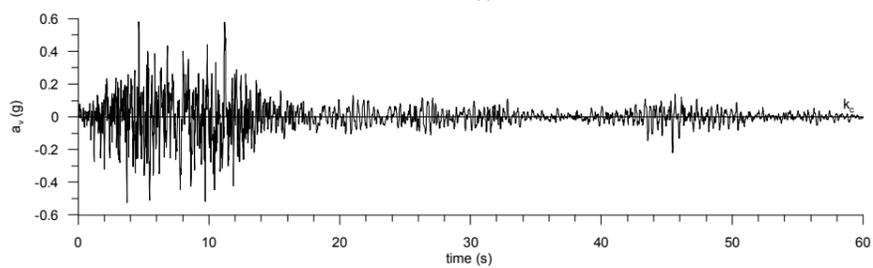
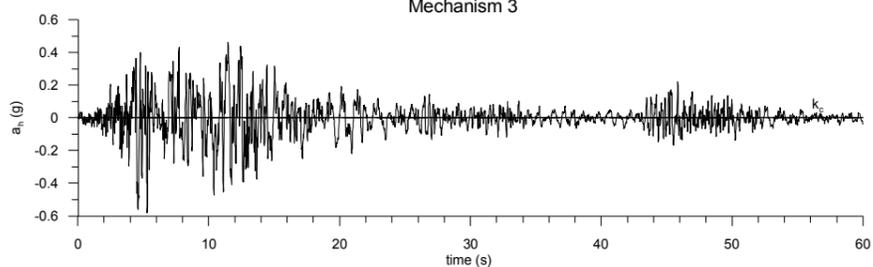
Codice documento  
PF0066\_F0

Rev  
F0

Data  
20-06-2011

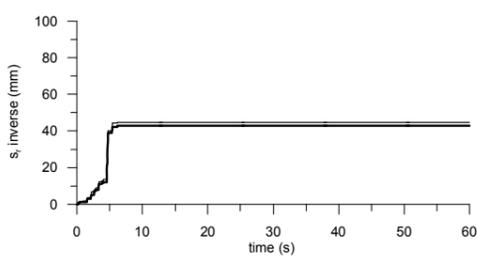
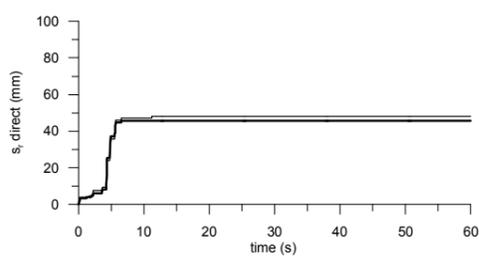
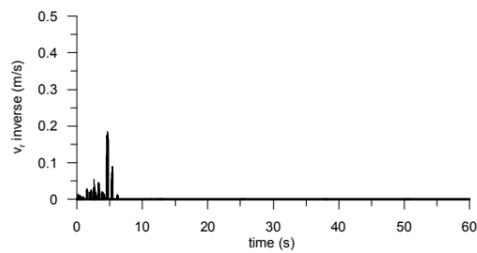
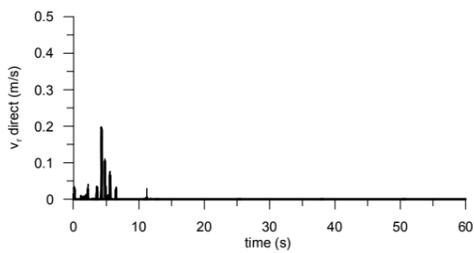
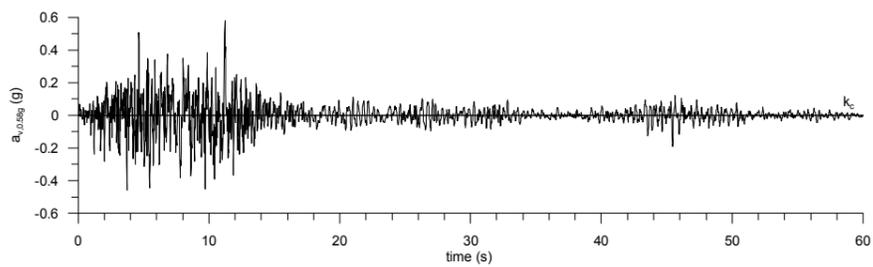
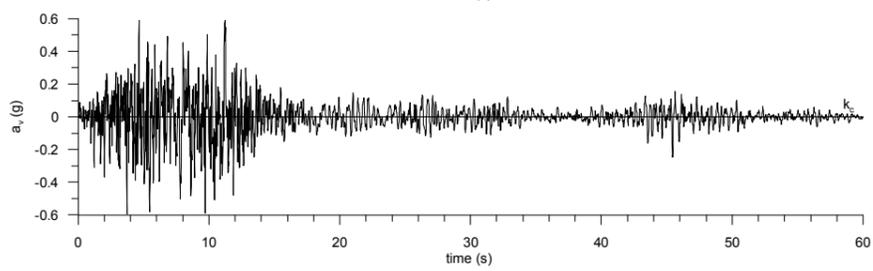
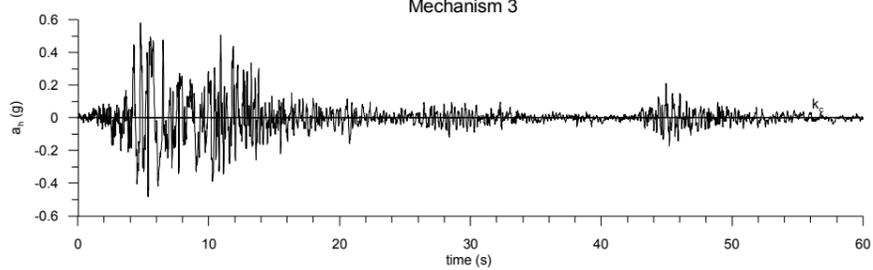
No drainage tunnel  
Artificial 4 component 1

Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_x$  and  $a_y$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

No drainage tunnel  
Artificial 4 component 2  
Mechanism 3



— same scaling factor for  $a_n$  and  $a_v$   
—  $a_{v,max}=0.58g$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

### Appendice E – Resistenza di terra passiva

In § 5.5.2 è stata determinata una relazione analitica fra la spinta di terra netta  $\Delta R$  nella parte frontale del blocco e lo spostamento relativo  $u$ , con riferimento alle analisi FE 2D. Il modello geometrico, le fasi di calcolo, le equazioni applicate ed i risultati ottenuti, sono descritti in suddetta sezione.

Nella presente Appendice, la relazione analitica fra  $\Delta R$  e lo spostamento relativo  $u$  è stata determinata considerando la presenza di tre strati di suolo invece di un singolo, amplificato profilo di suolo, coerentemente con i risultati delle nuove indagini sul sito e come modellato nelle analisi 3D della relazione “Blocco di ancoraggio della Calabria – valutazione del comportamento del blocco mediante analisi FE 3D e della capacità portante” - “Calabria Anchor Block – evaluation of block behaviour via 3D FE analyses and of bearing capacity”.

L'analisi FE di deformazione piana è stata effettuata con riferimento al meccanismo 3 ( $\alpha = 0^\circ$ ) ed in assenza del sistema di drenaggio ( $H_w = 94.5$  m slm.). Ulteriori analisi sono state condotte considerando il battente idraulico  $H_w$  a 102 m slm, come nelle analisi 3D.

La sequenza dei tre strati è: a) Depositi Costieri da livello del suolo a 106 m slm; b) Conglomerato di Pezzo eroso, fino a 87.5 m slm; c) Conglomerato di Pezzo, con profondità indefinita. I parametri meccanici assegnati ad ogni strato sono riportati in Tabella E1 e Tabella E2, come determinato nelle analisi FE 3D. La Figura E1 mostra la mesh FE adottata per i calcoli.

La Figura E2 mostra i risultati di quattro diverse analisi, ottenuti considerando uno o tre strati di suolo nel modello, e due differenti posizioni del livello freatico ( $H_w = 94.5$  m slm. e 102 m slm.). La curva di interpolazione mostrata nella figura è definita dai parametri riportati nella Tabella 5.18 (meccanismo 3:  $b = 6.84 \cdot 10^{-6}$  m/MN and  $m = 1.71 \cdot 10^{-4}$  MN<sup>-1</sup>) e fa riferimento all'analisi ad uno strato, supponendo  $H_w = 94.5$  m slm.

Il confronto fra le analisi mono strato e quelle a tre strati, mostra che, con riferimento all'intervallo 0-50mm, la curva di interpolazione mono-strato adottata è conservativa. Per maggiori valori di spostamento invece, il valore limite della resistenza di terra netta è fortemente influenzato dalla posizione del livello freatico.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella E.1: simulazione numerica: proprietà fisiche e meccaniche degli strati del suolo

strato	Modello	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\varphi'$ (°)	YSR	$K_{0,NC}$	$K_0$	$\nu$
Depositi Costieri	Hardening soil	20	4.2	40	2.0	0.357	0.470	0.2
Cognomerato eroso	Hardening soil	20	35	40	2.0	0.357	0.470	0.2
Conglomerato di Pezzo	Hardening soil	20	70	40	2.0	0.357	0.600	0.2

Tabella E.2: simulazione numerica: parametric di rigidità degli strati di suolo

strato	$E'^{ref}$ (MPa)	m	$E'^{ref}/E'_{50}{}^{ref}$	$E'^{ref}/E'_{oed}{}^{ref}$	$E'_{50}{}^{ref}$ (MPa)	$E'_{oed}{}^{ref}$ (MPa)
Depositi Costieri	1920	1.0	7	7	274	274
Cognomerato eroso	2520	0.2	3	3	840	840
Conglomerato di Pezzo	4800	0.0	2	2	2400	2400

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
		Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	Codice documento PF0066_F0	Rev F0

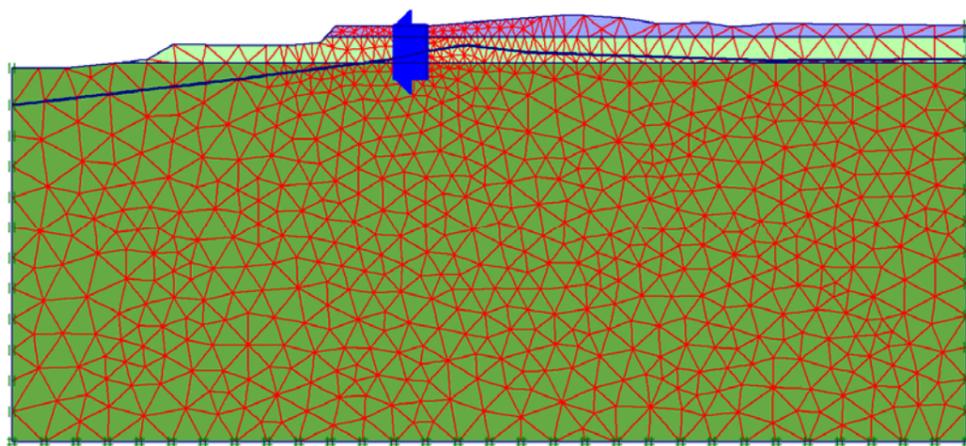


Figura E.1. Mesh dell'analisi FE a tre strati per simulare la resistenza di terra nella parte frontale del blocco (meccanismo 3,  $H_w = 94.5$  m slm)

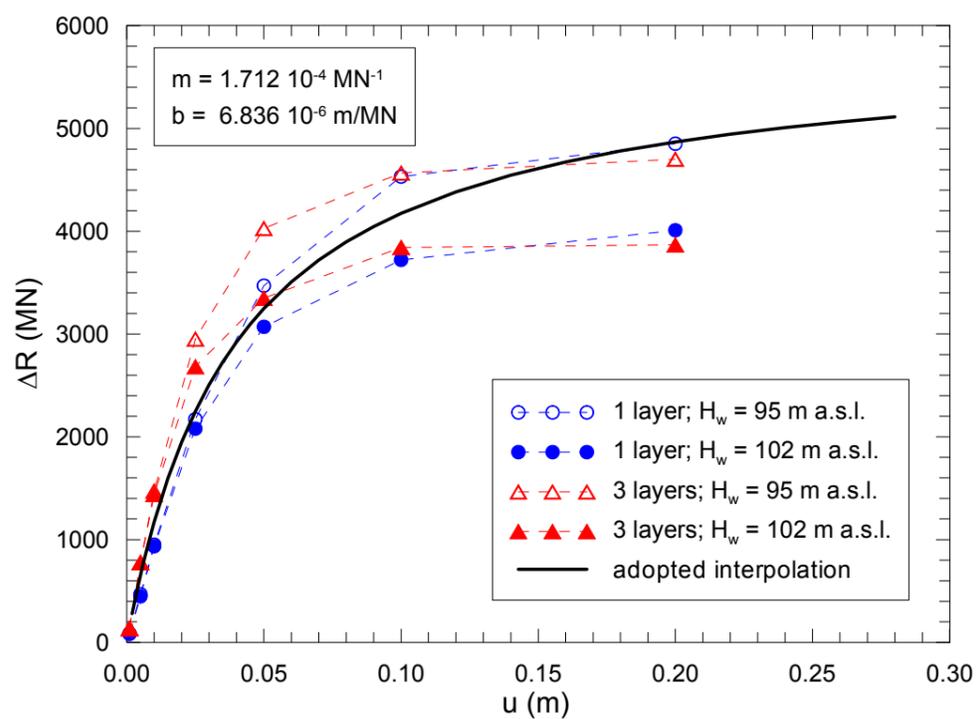


Figura E.2. Equazione  $\Delta R = f(u)$ : Confronto fra analisi FE (meccanismo 3) (nella figura: layer: strato/ adopted interpolation: interpolazione adottata/ a.s.l.: sul livello del mare)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

#### **Appendice F – Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS versione 3.3b**

Le forze trasmesse dai cavi principali al Blocco di Ancoraggio della Calabria, sono state rivalutate utilizzando la versione 3.3b del modello globale IBDAS. Le peggiori combinazioni di carico sono state selezionate per ciascuno stato limite (SILS, SLS2 e ULS) sia per condizioni statiche che sismiche, utilizzando 6 diversi criteri. La Tabella F1 riassume i valori ottenuti per le condizioni di carico statico, mentre la Tabella F2 fa riferimento alle condizioni di carico sismico.

Fra i valori delle forze dei cavi calcolate nel Progetto di Gara e quelle recentemente fornite dalla versione 3.3b del modello IBDAS sono state osservate esigue differenze. Considerando i valori massimi delle forze dei cavi forniti dai diversi criteri per ciascun caso di carico, il rapporto delle forze dei cavi del Progetto di Gara rispetto a quelle fornite dal modello IBDAS è nel range da 1.05 a 0.96 (Tabella F3); il rapporto maggiore fa riferimento alla combinazione di carico SLU, mentre quello inferiore è ottenuto per la combinazione di carico SILS.

Per lo Stato Limite Ultimo (SLU) le forze dei cavi fornite dal Progetto di Gara sono del 5% maggiori di quelle dei valori corrispondenti del modello IBDAS; ciò risulta in una stima conservatrice del comportamento del Blocco di Ancoraggio della Calabria.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella F.1 – Condizioni di carico statico – modello globale IBDAS aggiornato- versione 3.3b

Critério	Caso di Carico	F <sub>long</sub> (MN)	F <sub>vert</sub> (MN)	F (MN)
min u <sub>vert</sub>	ULS	-2183	593	2262
max u <sub>vert</sub>		-3578	1059	<b>3731</b>
min u <sub>hor</sub>		-3578	1058	3731
max u <sub>hor</sub>		-2183	594	2262
min R <sub>transv</sub>		-3578	1058	3731
max R <sub>transv</sub>		-2183	594	2262
min u <sub>vert</sub>	SILS	-2479	692	2574
max u <sub>vert</sub>		-3246	946	<b>3381</b>
min u <sub>hor</sub>		-3246	946	3381
max u <sub>hor</sub>		-2479	693	2574
min R <sub>transv</sub>		-3246	946	3381
max R <sub>transv</sub>		-2479	693	2574
min u <sub>vert</sub>	SLS2	-2187	595	2267
max u <sub>vert</sub>		-3217	938	<b>3351</b>
min u <sub>hor</sub>		-3217	938	3351
max u <sub>hor</sub>		-2187	595	2267
min R <sub>transv</sub>		-3217	938	3351
max R <sub>transv</sub>		-2187	595	2267

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Tabella F.2 – Condizioni di carico sismico – modello globale IBDAS aggiornato - versione 3.3b

Criterio	Caso di Carico	F <sub>long</sub> (MN)	F <sub>vert</sub> (MN)	F (MN)
min u <sub>vert</sub>	ULS	-2093	533	2160
max u <sub>vert</sub>		-3467	1052	<b>3623</b>
min u <sub>hor</sub>		-3434	989	3574
max u <sub>hor</sub>		-2125	596	2207
min R <sub>transv</sub>		-3439	989	3578
max R <sub>transv</sub>		-2121	596	2203
min u <sub>vert</sub>	SILS	-2383	627	2464
max u <sub>vert</sub>		-3316	1002	<b>3464</b>
min u <sub>hor</sub>		-3281	934	3411
max u <sub>hor</sub>		-2418	696	2516
min R <sub>transv</sub>		-3285	933	3415
max R <sub>transv</sub>		-2413	697	2512
min u <sub>vert</sub>	SLS2	-2152	570	2227
max u <sub>vert</sub>		-3235	958	<b>3374</b>
min u <sub>hor</sub>		-3220	929	3351
max u <sub>hor</sub>		-2167	598	2248
min R <sub>transv</sub>		-3222	929	3353
max R <sub>transv</sub>		-2165	598	2246

Tabella F.3: Forze nei Cavi nel Blococ di Ancoraggio della Calabria: Valori del Progetto di Gara e di IBDAS (versione 3.3b)

Caso di carico	Progetto di gara	IBDAS Statico	IBDAS Sismico	F <sub>TD</sub> /F <sub>IBDAS</sub>
	F (MN)	F (MN)	F (MN)	
ULS	3933	3731	3623	1.05
SILS	3142	3381	3464	0.91
SLS2	3232	3351	3374	0.96

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

### **Appendice G – Forze dei cavi aggiornate ottenute dal modello globale IBDAS versione 3.3f**

Le forze trasmesse dai cavi principali al Blocco di Ancoraggio della Calabria, sono state ulteriormente rivalutate, utilizzando il modello globale IBDAS versione 3.3f. Le combinazioni di carico peggiori sono state selezionate per ogni stato limite (SILS, SLS2 e ULS) sia per condizioni statiche che sismiche, utilizzando 6 diversi criteri. La Tabella G1 riassume i valori ottenuti per le condizioni di carico statico, mentre la Tabella G2 fa riferimento alle condizioni di carico sismico.

Fra i valori delle forze dei cavi calcolate nel Progetto di Gara e quelle recentemente fornite dalla versione 3.3f del modello IBDAS sono state osservate esigue differenze. Considerando i valori massimi delle forze dei cavi forniti dai diversi criteri per ciascun caso di carico, il rapporto delle forze dei cavi del Progetto di Gara rispetto a quelle fornite dal modello IBDAS è nel range da 1.07 a 0.94 (Tabella G3); il rapporto maggiore fa riferimento alla combinazione di carico SLU, mentre quello inferiore è ottenuto per la combinazione di carico SILS.

Per lo Stato Limite Ultimo (SLU) le forze dei cavi fornite dal Progetto di Gara sono del 7% maggiori di quelle dei valori corrispondenti del modello IBDAS; ciò risulta in una stima conservatrice del comportamento del Blocco di Ancoraggio della Calabria.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Tabella G.1 – Condizioni di carico statico – modello globale IBDAS aggiornato, versione 3.3f

Critero	Caso di carico	F <sub>long</sub> (MN)	F <sub>vert</sub> (MN)	F (MN)
min u <sub>vert</sub>	ULS	-2176	590	2254
max u <sub>vert</sub>		-3528	1041	<b>3678</b>
min u <sub>hor</sub>		-3528	1041	3678
max u <sub>hor</sub>		-2175	591	2254
min R <sub>transv</sub>		-3528	1041	3678
max R <sub>transv</sub>		-2175	591	2254
min u <sub>vert</sub>	SILS	-2440	679	2532
max u <sub>vert</sub>		-3206	932	<b>3338</b>
min u <sub>hor</sub>		-3206	932	3338
max u <sub>hor</sub>		-2439	679	2532
min R <sub>transv</sub>		-3206	932	3338
max R <sub>transv</sub>		-2439	679	2532
min u <sub>vert</sub>	SLS2	-2180	592	2259
max u <sub>vert</sub>		-3177	924	<b>3308</b>
min u <sub>hor</sub>		-3177	924	3308
max u <sub>hor</sub>		-2180	592	2259
min R <sub>transv</sub>		-3177	924	3308
max R <sub>transv</sub>		-2180	592	2259

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza		Codice documento PF0066_F0	Rev F0	Data 20-06-2011

Tabella G.2 – Condizioni di carico sismico – modello globale IBDAS aggiornato, versione 3.3f

Criterio	Caso di carico	F <sub>long</sub> (MN)	F <sub>vert</sub> (MN)	F (MN)
min u <sub>vert</sub>	ULS	-2114	540	2182
max u <sub>vert</sub>		-3390	1024	<b>3541</b>
min u <sub>hor</sub>		-3371	983	3512
max u <sub>hor</sub>		-2132	581	2210
min R <sub>transv</sub>		-3319	957	3454
max R <sub>transv</sub>		-2185	608	2268
min u <sub>vert</sub>	SILS	-2374	624	2454
max u <sub>vert</sub>		-3245	977	<b>3389</b>
min u <sub>hor</sub>		-3225	932	3357
max u <sub>hor</sub>		-2394	670	2486
min R <sub>transv</sub>		-3166	903	3292
max R <sub>transv</sub>		-2452	699	2550
min u <sub>vert</sub>	SLS2	-2158	571	2232
max u <sub>vert</sub>		-3182	939	<b>3318</b>
min u <sub>hor</sub>		-3174	920	3304
max u <sub>hor</sub>		-2166	590	2245
min R <sub>transv</sub>		-3150	908	3278
max R <sub>transv</sub>		-2190	602	2272

Tabella G.3: Forze dei cavi nel blocco di ancoraggio Calabria: Valori del Progetto di gara e di IBDAS (versione 3.3f)

Caso di carico	Progetto di gara	IBDAS Statico	IBDAS Sismico	F <sub>TD</sub> /F <sub>IBDAS</sub>
	F (MN)	F (MN)	F (MN)	
ULS	3933	3678	3541	1.07
SILS	3142	3338	3389	0.93
SLS2	3232	3308	3318	0.97

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Spostamenti indotti dal sisma e verifiche geotecniche di sicurezza	<i>Codice documento</i> PF0066_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

## Riferimenti

Berezantzev W.G. (1964). *Calculation of foundation basis*. Construction Literature, Leningrad, U.S.S.R.

Cubrinovski M. and Ishihara K. (1999). *Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils*. Soils and Foundations, 39 n. 5, 61 – 71.

Jamiolkowski M., Leroueil S., and Lo Presti D. C. F. (1991). "Theme lecture: Design parameters from theory to practice." Proc., Geo-Coast'91, 1–41.

Newmark N.M. (1965). Effect of earthquakes on dam and embankment. Geotèchnique, 15 (2), 139-160.

Rowe P.W. (1962). *The stress – dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proceedings Royal Society, London, Ser. A 269, 500 – 527.

Schmertmann J.H. (1975). *Measurement of in situ shear strength. State – of – the – art report*. ASCE Speciality Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, 2, 57 – 138

Tanaka Y., Kudo Y., Yoshida Y. & Ikemi M. (1987). *A study on the mechanical properties of sandy gravel – dynamic properties of reconstituted samples*. Central Research Institute of Electric Power Industry, Report U87019.