

# 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                    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>
--	---	--	---

<i>Unità Funzionale</i>	OPERA DI ATTRAVERSAMENTO	<b>PF0003_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	SOTTOSTRUTTURE	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	FONDAZIONI TORRI	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	Fondazioni torri	
<i>Titolo del documento</i>	Relazione tecnica specialistica di progetto	

CODICE	C	G	1	0	0	0	P	R	G	D	P	S	T	F	3	T	O	0	0	0	0	0	2	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20-06-2011	EMISSIONE FINALE	ABI	THSP	ABI



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## INDICE

INDICE .....		3
1	Introduzione .....	5
2	Materiali .....	6
2.1	Classi di esposizione ambientale .....	6
2.2	Calcestruzzo .....	6
2.3	Copriferro .....	6
2.4	Acciaio d'armatura .....	7
3	Geometria delle fondazioni .....	8
4	Cavi di precompressione .....	10
5	Fasi costruttive .....	11
6	Modello di progettazione strutturale .....	12
6.1	Modello strutturale .....	13
6.2	Combinazioni delle azioni .....	15
6.3	Verifiche di resistenza .....	16
7	Verifiche geotecniche .....	17
7.1	Condizioni del suolo .....	17
7.2	Valutazione del comportamento della fondazione per fondazione torre Calabria .....	17
7.3	Valutazione del comportamento della fondazione per fondazione torre Sicilia .....	18
7.4	Stabilità del pendio per il sito della torre Calabria .....	18
7.5	Potenziale di liquefazione .....	21



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 1 Introduzione

Viene di seguito presentata una breve descrizione delle ipotesi di progetto, della metodologia di progettazione e dei principali risultati di calcolo per il dimensionamento delle fondazioni delle torri del Ponte sullo Stretto di Messina.

Le verifiche strutturali sono riportate nelle seguenti relazioni di progetto:

- Principi generali della progettazione
- Descrizione del Semi-local FEM
- Fondazione Torre Calabria
- Fondazione Torre Sicilia

Le verifiche geotecniche sono riportate nelle seguenti relazioni di progetto:

- Fondazione Torre Calabria: valutazione del comportamento delle fondazioni tramite analisi 3D FE e della capacità di appoggio
- Fondazione Torre Sicilia: valutazione del comportamento delle fondazioni tramite analisi 3D FE e della capacità di appoggio
- Stabilità del sito - Valutazione del potenziale di liquefazione del terreno di fondazione Sicilia e Calabria
- Stabilità del sito - Stabilità del pendio lato torre Calabria
- Analisi sismiche dei sistemi terreno-fondazione

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 2 Materiali

### 2.1 Classi di esposizione ambientale

Le fondazioni delle torri sono in parte in contatto con il terreno (anche se esse sono rigorosamente in contatto con i diaframmi sul perimetro esterno e con il trattamento di consolidamento del suolo alle basi) e sono in parte esposte all'atmosfera esterna in un'area vicino alla costa. Le classi di esposizione ambientale da utilizzare nella progettazione della miscela di calcestruzzo sono le seguenti:

- Corrosione indotta da carbonatazione : XC4 – Ciclici asciutto e bagnato (Superfici in calcestruzzo a contatto con l'acqua, non comprese nella classe di esposizione XC2);
- Corrosione indotta da cloruri dell'acqua marina: XS3 – Zone esposte alla marea, alle onde e agli spruzzi (Parti di strutture marittime).

### 2.2 Calcestruzzo

Per la costruzione delle fondazioni delle torri, conformemente alle classi di esposizione ambientale sopra definite, vengono fornite le seguenti resistenze del calcestruzzo:

- |   |  |        |
|---|--|--------|
| 1 | Calcestruzzo del cilindro e del cono di fondazione, ad esclusione dei 6 m superiori: | C30/37 |
| 2 | Calcestruzzo dei 6 metri superiori del cono di fondazione:                           | C60/75 |
| 3 | Calcestruzzo della trave trasversale di collegamento:                                | C40/50 |

### 2.3 Copriferro

Considerando la vita utile di progetto della struttura (200 anni), viene utilizzato un copriferro pari a 100 mm per quanto concerne l'armatura ordinaria. Al centro del copriferro, viene disposta una rete di armatura in acciaio inossidabile realizzata con barre del diametro di 8 mm e distanziate di 200 mm in entrambe le direzioni. La rete è collegata all'armatura principale mediante barre a forma di L posizionate perpendicolarmente alla rete stessa e realizzate anch'esse in acciaio inossidabile di 8 mm di diametro.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 2.4 Acciaio d'armatura

L'acciaio d'armatura fornito avrà le seguenti caratteristiche:

- 1 Armatura ordinaria: B450C ( $f_{yk} \geq 450$  MPa);
- 2 Acciaio inossidabile: AISI 316 L ( $f_{yk} \geq 450$  MPa);
- 3 Acciaio armonico per calcestruzzo precompresso:
  - trefoli:  $f_{p1k} \geq 1670$  MPa,  $f_{ptk} \geq 1860$  MPa;
  - barre:  $f_{p1k} \geq 835$  MPa,  $f_{ptk} \geq 1030$  MPa.

L'uso di acciaio inossidabile è previsto, conformemente a quanto segue:

- 1 Poiché occorre garantire una vita utile di progetto della struttura pari a 200 anni, viene previsto un copriferro pari a 100 mm. Al centro del copriferro, viene disposta una rete di armatura in acciaio inossidabile realizzata con barre del diametro di 8 mm e distanziate di 200 mm in entrambe le direzioni. La rete è collegata all'armatura principale mediante barre a forma di L posizionate perpendicolarmente alla rete stessa e realizzate anch'esse in acciaio inossidabile di 8 mm di diametro
- 2 Le solette delle travi di collegamento per circa 4.0 m lunghezza a partire dalle fondazioni, sono armate con barre in acciaio inossidabile al fine di contribuire alla durabilità della struttura in caso di fessure di eccessiva ed inaspettata larghezza dovute ad assestamenti differenziali fra i due coni delle fondazioni maggiori rispetto a quanto previsto nella fase di progettazione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

### 3 Geometria delle fondazioni

La geometria delle fondazioni, sia per quanto concerne il versante della Sicilia che per quello della Calabria, è stata modificata rispetto alle dimensioni delle fondazioni presentate nel progetto di gara, al fine di tenere in considerazione il punto 104.1 dell'Allegato J della EN 1992-2, secondo il quale, la distanza dal margine dell'area caricata al margine libero della sezione in calcestruzzo non deve essere inferiore ad  $1/6$  della dimensione corrispondente dell'area caricata, misurata nella stessa direzione. Quindi, le dimensioni del cono diventano per la faccia superiore 29.60 m, mentre per la faccia inferiore 39.80 m. Nei capoversi che seguono viene descritta la geometria delle fondazioni, la quale differisce sostanzialmente nella dimensione del cilindro di base e nella lunghezza della trave di collegamento.

La fondazione della Sicilia presenta, sotto il cono, un cilindro del diametro di 55 m. Il cilindro ha un'altezza di 13 m e la faccia superiore è collocata a quota -15 m sopra il livello del mare, mentre il cono ha un'altezza di 20 m, e la faccia superiore è collocata a quota + 18 m sopra il livello del mare. L'altezza totale delle fondazioni è dunque di 33 m. Le fondazioni hanno due blocchi cono-cilindro uniti da una trave trasversale di collegamento. La trave trasversale è costituita da tre celle di altezza pari a 11.50 m e di larghezza pari a 4.40 m, le cui anime hanno uno spessore di 1.2 m, mentre le solette superiore ed inferiore hanno uno spessore di 2 m ( Cfr. Figura 3.1)

La fondazione della Calabria ha le stesse caratteristiche di quella della Sicilia per quanto concerne il cono, mentre differisce da essa per le dimensioni del diametro del cilindro. Infatti, la fondazione della Calabria, ha un diametro di 48 m, come è possibile osservare in Figura 3.2. Anche la lunghezza della trave di collegamento, misurata in asse in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore cambia. L'altezza del cilindro e della fondazione sarà uguale.

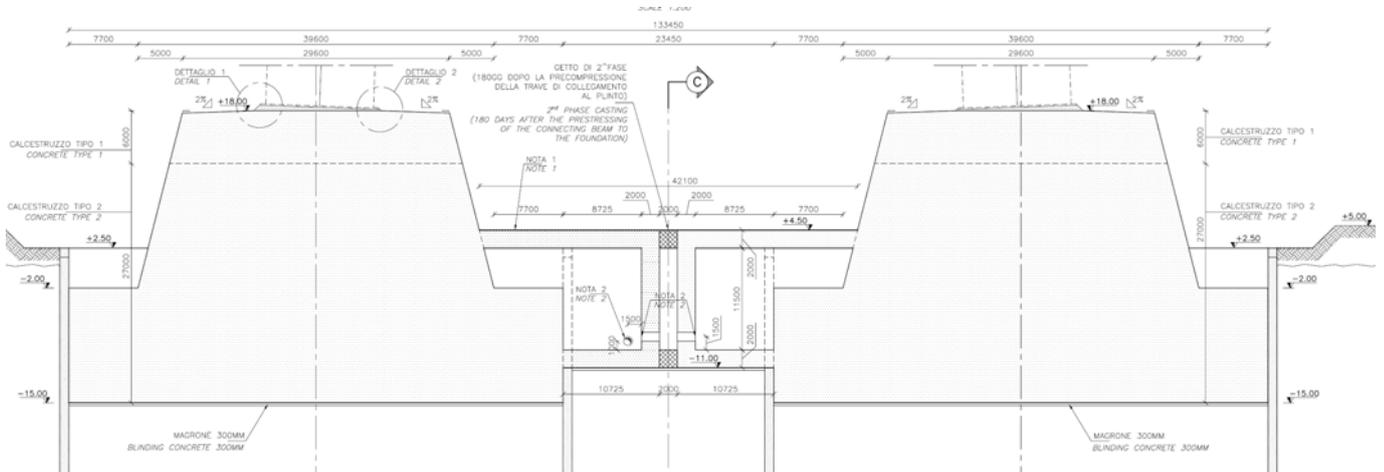


Figura 3.1 Vista frontale delle fondazioni della Sicilia

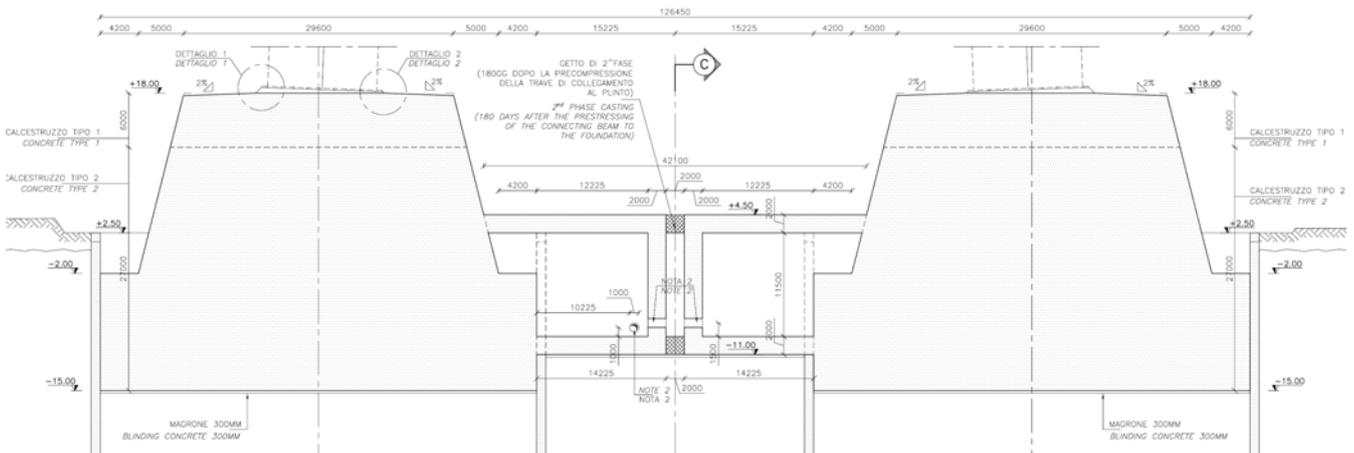


Figura 3.2 Vista frontale delle fondazioni della Calabria

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 4 Cavi di precompressione

I cavi di precompressione sono utilizzati nella costruzione delle fondazioni in due casi:

- 1 Al fine di garantire il trasferimento delle sollecitazioni trasmesse dalla torre agli strati più profondi del plinto di fondazione. Si tratta di cavi di precompressione verticali, ancorati sulla piastra flangiata di fondo della torre con numero di funi variabile fra 12 e 55. I cavi hanno un andamento a U con un raggio minimo pari a 5 m nelle regioni di deviazione. Le guaine sono realizzate con tubi in acciaio zincato dello spessore di 8 mm nelle regioni di deviazione, mentre nelle altre regioni sono realizzate con tubi corrugati in HDPE. L'uso di tubi in acciaio zincato è necessario al fine di trasferire correttamente le sollecitazioni del calcestruzzo senza rischi di rottura per splitting del calcestruzzo stesso. I cavi sono composti da funi lubrificate individualmente e rivestite in polietilene, fornendo due barriere alla corrosione e consentendo la sostituzione dei cavi nel tempo. I cavi nelle guaine ad U vengono post-tensionati da entrambe le estremità.
  
- 2 Al fine di pre-comprimere la trave di collegamento. Si tratta di cavi di precompressione orizzontali formati da 37 funi ancorati in corrispondenza dei due muri trasversali realizzati nella parte centrale della trave. Ciascun cavo è realizzato da trefoli ingrassati singolarmente e rivestiti in polietilene al fine di garantire la possibilità di sostituzione dei cavi. Anche in questo caso, i cavi hanno un andamento a U con un raggio variabile nelle regioni di deviazione in funzione del percorso; il raggio minimo è di circa 2.70 m. Le guaine sono realizzate con tubi di acciaio zincato dello spessore di 8 mm nelle regioni di deviazione, mentre nelle altre regioni sono realizzati con tubi corrugati in HDPE. L'uso di guaine in acciaio zincato è necessario al fine di trasferire correttamente le sollecitazioni del calcestruzzo senza rischi di rottura per splitting del calcestruzzo stesso.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 5 Fasi costruttive

La costruzione di ciascun plinto può essere sintetizzata nelle seguenti fasi:

- 1 Diaframmi di fondazione; consolidamento del terreno al di sotto del piano di realizzazione della platea di fondazione; scavo entro i diaframmi fino alla quota di realizzazione delle fondazioni;
- 2 Inizio della costruzione delle due platee di fondazione, mediante un getto unico di spessore nominale uguale a 3000 mm, realizzato con calcestruzzo di classe C30/37.
- 3 Proseguimento della realizzazione delle fondazioni con getti sequenziali dello spessore nominale di 600 mm, realizzati con calcestruzzo di classe C30/37. Ciascun getto è rinforzato con uno o due strati di armatura, che dunque risulta avere un interfero di 600 mm o 300 mm in direzione verticale e posizionata direttamente sul getto precedentemente realizzato, dopo l'introduzione di un adeguato distanziatore di circa 50 mm di spessore al fine di assicurare un'aderenza ottimale al calcestruzzo.
- 4 Completamento della realizzazione dei coni delle fondazioni con un getto finale di 6000 mm di spessore realizzato con calcestruzzo C60/75, in ragione delle tensioni di contatto sotto la piastra di ancoraggio e del meccanismo di trasferimento delle azioni delle fondazioni delle torri.

Alla fine di ogni sequenza di getto, è prevista la scarificazione superficiale del calcestruzzo per una larghezza di 5 m lungo tutto il perimetro del getto, al fine di migliorare la resistenza a taglio del giunto di costruzione. La scarificazione deve essere ottenuta mediante spazzolatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno un comportamento equivalente al fine di ottenere una superficie con una ruvidità di almeno 3 mm e circa 40 mm di spaziatura.

Le fasi di costruzione delle travi di collegamento possono essere così riassunte:

- 1 Demolizione dei diaframmi esterni in corrispondenza dell'area di intersezione della trave con la platea delle fondazioni, fino alla base delle fondazioni;
- 2 Costruzione della soletta d'intradosso della trave di collegamento, delle anime e della soletta d'estradosso. In particolare, nella costruzione della soletta d'estradosso, al fine di evitare l'uso di casseforme difficili da assemblare e da rimuovere in ragione dell'elevata altezza della

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Relazione tecnica specialistica di progetto		<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

soletta d'intradosso, deve essere previsto l'uso di casseforme a perdere realizzate con assi prefabbricate. Occorre prevedere la realizzazione di passi d'uomo per accedere ad una delle celle della trave di collegamento e per l'accesso fra celle. La trave di collegamento è realizzata in modo continuo con l'esclusione di un segmento centrale di 2.0 m di lunghezza. In questo modo è possibile pre-comprimere efficacemente le due parti della trave contro le rispettive fondazioni. La pre-compressione è realizzata con cavi di precompressione, con baricentro coincidente con il baricentro della trave di collegamento e che sono ancorati in corrispondenza dei due muri trasversali di 2000 mm di spessore;

- 3 Realizzazione del segmento centrale del cassone di collegamento dopo 180 giorni dalla pre-compressione delle due parti laterali e conseguente pre-compressione dello stesso segmento centrale con barre di 120 mm di diametro. Il numero delle barre di pre-compressione assicura la stessa forza di pre-compressione sui cavi non aderenti della prima fase. La distanza temporale delle fasi di costruzione delle singole parti, la lunghezza delle singole parti e la forza di pre-compressione, sono studiati al fine di assicurare una tensione residua nella trave di collegamento pari a 1.5 MPa per un tempo infinito, dopo l'esaurimento dei fenomeni reologici (ritiro, scorrimento, rilassamento) e tenendo in considerazione la ridistribuzione delle azioni causate da un cambiamento nello schema statico.

## 6 Modello di progettazione strutturale

Da un punto di vista generale, in presenza di elementi massivi e con uno spiccato effetto di forma, la migliore modalità per procedere è eseguire un'analisi ad elementi finiti solidi (3D), operante in campo lineare ed utilizzare un criterio di resistenza plastico allo stato limite ultimo e verifiche sismiche per stimare l'armatura necessaria e le sollecitazioni corrispondenti nel cemento. Tale criterio è basato sull'applicazione del teorema statico della teoria della plasticità, quindi costituisce una soluzione di limite inferiore, che sicuramente approssima dal basso la vera valutazione delle resistenze disponibili nei blocchi di fondazione. Sapendo l'armatura richiesta in ciascun elemento finito, può essere definita l'armatura prevista e possono essere eseguite le verifiche di servizio.

Il livello di accuratezza che è illustrato nelle seguenti pagine è senz'altro alto, poichè gli elementi 3D hanno dimensioni medie inferiori a 2 m<sup>3</sup>.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

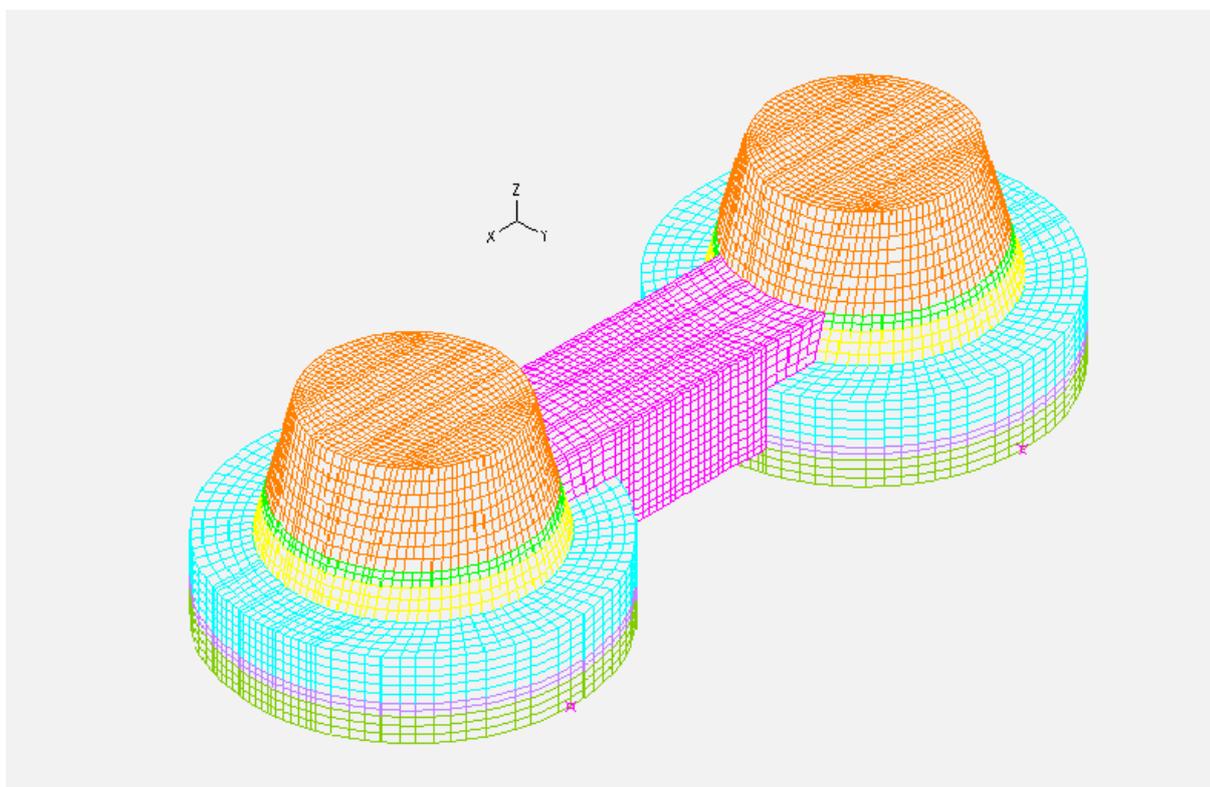
L'armatura di progetto proposta dovrebbe essere completata in fase di elaborazione di disegni esecutivi con uno studio accurato sia del progetto di miscela del calcestruzzo e delle sollecitazioni dovute ad effetti del calore di idratazione, ritiro differenziale e scorrimento viscoso fra diversi getti con i quali la fondazione sarà realizzata.

I calcoli strutturali delle fondazioni delle torri sono stati eseguiti tenendo conto dei carichi trasmessi dalla torre alla fondazione calcolati con la versione 3.1a del modello IBDAS globale. Le combinazioni di carichi interni dominanti nel progetto quali ottenute con la versione più recente 3.3.f del modello IBDAS globale differiscono di meno del 10% da quelle usate per il dimensionamento. Sono stati considerati brevemente gli incrementi di carico dalla torre e sembra che i nuovi carichi possano risultare ancora accettabili nell'ambito del progetto riportato sui disegni.

## 6.1 Modello strutturale

Il modello utilizzato per la progettazione delle fondazioni deve essere in grado di dedurre, in modo adeguato, il flusso delle tensioni, che si distribuiscono dall'area di applicazione delle azioni, trasmesse dalle gambe della torre alle fondazioni, fino a raggiungere il suolo. Poiché la struttura è molto massiccia, e dunque caratterizzata da un importante effetto di forma, è stata modellata utilizzando un modello 3D agli elementi finiti (Cfr. Figura 6.1).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	Codice documento <i>PF0003_F0_ITA.doc</i>	Rev F0	Data 20-06-2011



*Figura 6.1 Modello agli Elementi finiti – Vista 3D delle fondazioni della Sicilia*

L'analisi della struttura è effettuata utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti ADINA (Automatic Dynamic Incremental Non-linear Analysis) versione 7.1. Questo programma di calcolo ampiamente utilizzato in diversi campi dell'ingegneria strutturale, offre una grande accuratezza ed affidabilità dei risultati anche per sistemi con centinaia di migliaia di gradi di libertà, sia per analisi lineare che non lineare.

Considerando il livello di dettaglio della progettazione (progetto definitivo), si è deciso di utilizzare un'analisi elastica lineare sia per le combinazioni di carico allo stato limite di servizio che per le combinazioni di carico allo stato ultimo e sismiche, lasciando a successive fasi di progettazione maggiormente dettagliata l'eventuale raffinamento ed ottimizzazione del modello di analisi strutturale, utilizzando metodi di analisi non lineare. Al livello progettuale attuale, la non linearità del comportamento dei materiali, è stata presa in considerazione solo nella valutazione delle resistenze, come descritto nei paragrafi che seguono.

Il modello è stato caricato con 2 sistemi di forze. Il primo sistema concerne le seguenti azioni: carichi trasmessi dalla torre, peso proprio, accelerazioni sismiche ecc; il secondo sistema di forze,

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

corrisponde alla reazione del suolo sotto il cilindro delle fondazioni, ed è in grado di equilibrare le precedenti azioni. Sottoposta alle suddette azioni, la fondazione risulta auto-equilibrata e dunque, in linea di principio, non ha bisogno di nessun vincolo. In ogni caso, al fine di eliminare i sei gradi di libertà che corrispondono ai movimenti del corpo rigido, il modello è stato vincolato esternamente con un sistema di molle fittizie in ciascuna delle tre direzioni, caratterizzate da una rigidità molto bassa rispetto a quella della struttura.

Poiché la risposta del suolo è influenzata dalla rigidità della trave a sezione scatolare di collegamento, sono stati considerati i due casi limite di rigidità nulla e infinita di suddetta trave.

## 6.2 Combinazioni delle azioni

Il dimensionamento delle fondazioni è stato effettuato a partire dall'azione proveniente dalla torre e trasferita alle fondazioni stesse. In particolare sono state considerate le combinazioni di azioni in grado di:

- 1 Produrre alla base della torre la forza assiale massima  $F_{z,max}$  (positiva se in tensione);
- 2 Produrre alla base della torre la forza assiale minima  $F_{z,min}$ ;
- 3 Produrre alla base della torre il momento flettente massimo agente in direzione perpendicolare rispetto all'asse longitudinale del ponte  $M_{x,max}$ , considerato in valore assoluto.

Ad ogni azione proveniente dalla torre è stato aggiunto il peso proprio, l'accelerazione sismica sulla massa delle fondazioni, la pre-compressione verticale del plinto di fondazione (dopo le perdite), le azioni trasmesse dalle barre di pre-compressione utilizzate per collegare la torre alle fondazioni (dopo le perdite), e le azioni provenienti dalla pre-compressione della trave di collegamento, come sollecitazioni orizzontali equivalenti (dopo le perdite).

A ciascuna delle azioni sopraccitate, è stato applicato un coefficiente di combinazione in funzione delle sollecitazioni trasmesse dalla torre (per esempio in caso di azioni provenienti dalla torre in grado di generare la massima forza assiale e la minima sollecitazione assiale, al peso proprio è stato applicato, rispettivamente, un fattore di 0.95 e di 1.25).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Relazione tecnica specialistica di progetto		<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

### 6.3 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza sono effettuate per ciascun elemento finito in cui il modello è stato suddiviso, partendo dallo stato tensionale nella combinazione analizzata. Considerando le tre combinazioni di azioni descritte al paragrafo precedente ( $F_{z,max}$ ,  $F_{z,min}$  e  $M_{x,max}$ ) e le due ipotesi di comportamento della trave di collegamento (rigidità nulla e rigidità infinita), si ottengono le sei combinazioni utilizzate nel dimensionamento.

Nelle verifiche di resistenza, viene definita la quantità di armatura da prevedere in corrispondenza di ciascun elemento finito, nonché la tensione massima che agisce sul calcestruzzo, tenendo in considerazione il suo eventuale stato di fessurazione. L'analisi dei risultati evidenzia come l'armatura prevista è sempre maggiore di quella strettamente richiesta, ad eccezione di 510 elementi su un numero totale di elementi pari a 59656, che corrisponde a meno dell'1% degli elementi. In questi elementi, l'armatura prevista è inferiore di quella richiesta principalmente a causa del tipo di analisi condotta (elastica lineare) e della dimensione della maglia, non adeguata, in alcune aree delle fondazioni, a definire l'effettiva distribuzione delle tensioni (in particolare nelle aree di connessione fra la trave di collegamento ed il blocco delle fondazioni).

Per ciascun elemento finito in cui il modello è stato discretizzato, vengono effettuate anche le verifiche di esercizio, a partire dallo stato tensionale nella combinazione analizzata.

Le verifiche di tensione sono state effettuate, verificando che le tensioni nell'armatura siano limitate al valore  $\sigma_{s,max} = k_3 f_{yk} = 0.8 f_{yk} = 360 MPa$  e che le tensioni nel calcestruzzo siano limitate, a favore di sicurezza, applicando un coefficiente  $k_t=0.6$  alla tensione tangenziale massima a cui il calcestruzzo può lavorare sotto sollecitazioni tangenziali ( $v_{f,ck}$ ), tenendo in considerazione anche la riduzione di resistenza dovuta al ri-orientamento dei campi di compressione dopo la fessurazione.

Nonostante il fatto che le verifiche di fessurazione debbano essere condotte in combinazioni di azioni frequenti o quasi-permanenti, per il presente progetto la verifica è stata condotta per le sei combinazioni SLS2 analizzate (situazione certamente più gravosa di quella richiesta dalla EN 1992-1). La verifica di fessurazione è stata effettuata senza un calcolo diretto, utilizzando l'approccio descritto alla sezione 7.3.3 della EN 1992-1. Secondo questo metodo, al fine di garantire che l'apertura delle fessure risulti inferiore a 0.3 mm (come richiesto per la classe di esposizione ambientale XS3), la tensione dell'acciaio, valutata nella sezione fessurata, deve essere inferiore a valori che sono funzione del diametro delle barre di armatura e del loro interasse. In particolare, al fine di limitare l'apertura delle fessure sulla superficie esterna, in

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

contatto con il suolo o l'atmosfera, armata con barre del diametro di 25 mm e distanziate di 150 mm, la tensione dell'acciaio dovrebbe essere inferiore a 280 MPa.

L'analisi dei risultati delle verifiche di esercizio, evidenzia la necessità di incrementare l'armatura in alcune aree limitate delle fondazioni al fine di conformarsi ai limiti precedentemente descritti.

## 7 Verifiche geotecniche

I calcoli geotecnici delle fondazioni delle torri sono stati eseguiti sulla base dei carichi trasmessi dalla torre alla fondazione calcolati nel modello IBDAS globale preso dal progetto d'offerta. I nuovi carichi previsti dal modello globale IBDAS 3.3b hanno comportato un importante aggiornamento.

In sezioni separate delle relazioni del progetto geotecnico sono stati confrontati e discussi anche i risultati ottenuti con il nuovo modello globale IBDAS, versione 3.3.f. Si osserva che i nuovi carichi potrebbero pure essere accettati per il progetto riportato sui disegni.

### 7.1 Condizioni del suolo

La stratigrafia del suolo e la caratterizzazione geotecnica sono descritte nella relazione: "Updated geotechnical characterisation based on the 2010 site and laboratory investigations, Annex" (CG1003-P-RG-D-P-SB-G3-00-00-00-00\_01\_A) redatto dai Professori S. Rampello e A. Flora su accordo con Eurolink. La relazione contiene i risultati ottenuti dalle prove al sito pianificate per il Progetto Definitivo insieme alle prove di laboratorio eseguite su campioni congelati indisturbati e su campioni ricostituiti a valori di densità relative nel campo tra il 40 e l'80%.

### 7.2 Valutazione del comportamento della fondazione per fondazione torre Calabria

È stato verificato che non venga superato lo stato limite ultimo considerando il cedimento del terreno al di sotto della fondazione della torre.

Gli spostamenti verticali della fondazione sono stati calcolati da un modello FEM 3D. Le deformazioni al di sotto della fondazione per le condizioni di carico al limite di integrità strutturale

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

definite nei documenti di gara (SLS2) sono in un intervallo fra 14mm e 33 mm, mostrando una certa rotazione solamente verso la costa.

La capacità portante della fondazione per condizioni di carico definite dalle NTC 2008 (SLU-STRU and SLU-GEO) è stata calcolata sia attraverso un modello FEM 3D e calcoli manuali utilizzando la formula di J. Brinch Hansen's per fondazioni superficiali. Da entrambi i metodi si ricavano fattori di sicurezza adeguati.

### **7.3 Valutazione del comportamento della fondazione per fondazione torre Sicilia**

È stato verificato che non venga superato lo stato limite ultimo considerando il cedimento del terreno al di sotto della fondazione della torre.

Gli spostamenti verticali della fondazione sono stati calcolati da un modello FEM 3D. Le deformazioni al di sotto della fondazione per le condizioni di carico al limite di integrità strutturale definite nei documenti di gara (SLS2) sono in un intervallo fra 72 mm e 98 mm, mostrando una certa rotazione solamente verso la costa.

La capacità portante della fondazione per condizioni di carico definite dalle NTC 2008 (SLU-STRU and SLU-GEO) è stata calcolata sia attraverso un modello FEM 3D e calcoli manuali utilizzando la formula di J. Brinch Hansen's per fondazioni superficiali. Da entrambi i metodi si ricavano fattori di sicurezza adeguati.

### **7.4 Stabilità del pendio per il sito della torre Calabria**

Sono state eseguite analisi di stabilità del pendio 2D per il lato Calabria. Le azioni sismiche considerate per le analisi di stabilità del pendio si basano sullo studio sismologico eseguito da Faccioli (2004).

Le analisi di stabilità sono state eseguite in condizioni statiche e pseudo-statiche su due sezioni longitudinali che tagliano la fondazione della torre lato Calabria utilizzando due differenti codici commerciali, ovvero Slope/W and Plaxis 9.0. Il primo codice permette di eseguire analisi di equilibrio limite con diversi metodi di stabilità; il secondo è un codice ad elementi finiti che consente di analizzare il comportamento sforzo-deformazione del suolo attraverso modelli costitutivi avanzati.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Relazione tecnica specialistica di progetto		<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

In condizioni statiche il valore minimo dei fattori di sicurezza SF sono stati ottenuti per meccanismi di rottura relativamente superficiali, posizionati nel mezzo della parte sommersa del pendio, lontano dalla fondazione della torre lato Calabria. I valori calcolati dei fattori di sicurezza sono stati per le analisi con Slope/W nell'intervallo 2.13-2.71, e per PLAXIS circa 1.95, essendo le differenze nei risultati dovute a diverse condizioni geometriche e di carico ipotizzate nelle analisi così come pure alle procedure adottate per stimare i fattori di sicurezza.

Le analisi Pseudo-statiche eseguite per considerare l'azione sismica hanno fornito, come previsto, valori più bassi dei fattori di sicurezza, nell'intervallo fra 1.23 e 1.37 nell'analisi Slope/W e circa 1.0 in PLAXIS.

Analisi di stabilità sono anche state eseguite in condizioni sia statiche che pseudo-statiche per calcolare i fattori di sicurezza (per entrambe le sezioni studiate) corrispondenti a superfici di scorrimento passanti al di sotto della fondazione della torre, che sono le uniche di effettivo interesse. Il livello di sicurezza di queste superfici di scorrimento è più ampio di quello minimo precedentemente mostrato, trovato per superfici di scorrimento superficiali lungo il pendio sommerso. Le superfici di scorrimento al di sotto delle fondazioni della torre sono molto più profonde a causa degli effetti benefici della massa di terreno sottoposta a jet grouting. I valori dei fattori di sicurezza statici e pseudo-statici per tali meccanismi erano approssimativamente 2.7 e 1.5 rispettivamente, mostrando ampi margini al raggiungimento di uno stato limite ultimo del pendio vicino alla torre lato Calabria.

Al fine di valutare le condizioni di stabilità sismica del pendio in conformità con criteri più razionali basati sulle prestazioni, un ampio numero di analisi dinamiche di deformazione sono state eseguite. Nelle analisi di deformazione, in maniera consistente con le analisi pseudo-statiche, sono stati esaminati due diversi meccanismi di rottura, meccanismo M1 corrispondente ad una rottura superficiale approssimativamente parallela alla superficie del terreno sommerso e che si sviluppa interamente nello strato di deposito costiero; un meccanismo di rottura circolare profondamente radicato M2, che si estende all'interno del deposito continentale passante al di sotto della fondazione della torre del ponte.

Due set di accelerogrammi sono stati utilizzati come input di spostamenti: 22 registrazioni di terremoti naturali e 20 accelerogrammi orizzontali sintetici. Gli accelerogrammi naturali sono stati

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

utilizzati come input di spostamenti nella loro forma originale ed anche scalati ad un valore di progetto dell'accelerazione massima orizzontale pari a 0.58 g.

Per il meccanismo M1, gli spostamenti permanenti calcolati sono paralleli alla superficie a potenziale scorrimento considerata nelle analisi e inclinata di 26° rispetto alla linea orizzontale. Lo spostamento massimo varia tra 4 e 60 cm con un valore previsto di ca. 14 cm.

Per il meccanismo M2, gli spostamenti permanenti sono stati calcolati facendo riferimento ad un meccanismo di rottura rotazionale; lo spostamento massimo varia tra 6 e 12 cm con un valore previsto di ca. 2,5 cm.

Sono state eseguite ulteriori analisi delle deformazioni prendendo in considerazione l'eccesso di pressione d'acqua nei pori indotta dal sisma, considerando due registrazioni sismiche aggiuntive: una relativa al sisma Kocaeli (Turchia 1999) e una relativa al sisma della Nuova Zelanda (2010) (si veda il par. 6.2 della Relazione CG1000-P-CL-D-P-ST-F3-TO-00-00-00-01\_A\_Towers\_Liq\_pot\_ANX). Le pressioni dei pori in eccesso nel pendio del lato Calabria sono state valutate attraverso analisi dinamiche completamente accoppiate effettuate attraverso l'utilizzo di un codice ad elementi finiti (par. 6.4 della Relazione CG1000-P-CL-D-P-ST-F3-TO-00-00-00-01\_A\_Towers\_Liq\_pot\_ANX) I valori di picco della massima pressione d'acqua nei pori indotta dal sisma sono stati utilizzati per valutare la corrispondente riduzione dell'accelerazione critica per i due meccanismi di rottura ipotizzati nelle analisi. In maniera conservativa, il valore minimo dell'accelerazione critica è stato introdotto nelle analisi delle deformazioni.

Per il meccanismo M1 si può osservare un'ampia dispersione nei valori degli spostamenti massimi che va da 1.6 cm a 263 cm. Quest'ultimo valore è stato ottenuto utilizzando l'accelerogramma della Nuova Zelanda che induce forti pressioni dei pori in eccesso nei depositi costieri. Tuttavia, questo meccanismo ha luogo a grande distanza dalle fondazioni di torre e non influisce sul loro comportamento.

Per il meccanismo M2, che coinvolge la fondazione della torre, gli spostamenti sono praticamente trascurabili, se si considerano le registrazioni naturali. Vengono stimati spostamenti massimi fino a 10 cm usando la registrazione della Nuova Zelanda scalata a 0,58g. Infatti, la pressione in eccesso nei pori indotta dalle registrazioni sismiche assunte interessano solo una parte della superficie di rottura dal momento che le pressioni dei pori in eccesso indotte dalle registrazioni sismiche ipotizzate influiscono solo su una parte della superficie di rottura (quella che si sviluppa nei depositi costieri privi di coesione).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
Relazione tecnica specialistica di progetto		<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

## 7.5 Potenziale di liquefazione

È stata eseguita una valutazione della suscettibilità dei siti potenzialmente sensibili a liquefazione (ovvero il sito della fondazione della torre lato Calabria, il sito della fondazione della torre lato Sicilia e il sito delle strutture terminali lato Sicilia). I metodi di calcolo adottati sono coerenti con le indicazioni date dalla normativa Italiana (NTC 2008).

Le azioni sismiche considerate per le analisi di liquefazione sono basate sullo studio sismologico eseguito da Faccioli (2004).

Inizialmente sono stati eseguiti calcoli utilizzando metodi semi-empirici per le analisi semplificate (SPT, CPT, Cross Hole tests) basati sui risultati delle prove al sito. I risultati sono presentati per i diversi siti, e per le posizioni delle torri Calabria e Sicilia si effettua una ulteriore distinzione per prendere in considerazione una differenza in densità e resistenza a taglio fra la parte a Sud e a Nord. Valori medi di  $N_{SPT}$ ,  $q_c$  and  $V_s$  sono stati considerati per ciascun sito e quindi paragonati ai valori dei CSR relativi alle venti azioni sismiche di riferimento. Grafici sintetici di suscettibilità alla liquefazione sono quindi stati prodotti. Il potenziale di liquefazione è basso per il sito della torre lato Sicilia e per la parte a Nord del sito della torre lato Calabria. Solo nella parte a Sud del sito della fondazione della torre lato Calabria, è stato riscontrato un alto potenziale e per le strutture terminali lato Sicilia è stato riscontrato un potenziale molto elevato per la maggior parte delle 20 azioni sismiche.

In aggiunta un modello costitutivo complesso elasto-plastico è stato adottato per rappresentare il comportamento del suolo, e utilizzato in un codice FEM per analisi completamente accoppiate. Inizialmente viene descritto il moto di input (in questo caso, è utilizzato l'intero accelerogramma e non solamente la massima accelerazione) per entrambe le coste. Quindi è mostrato lo studio parametrico eseguito per ottenere la calibrazione dei parametri del modello, considerando sia azioni monotoniche che cicliche. Dal momento che le informazioni derivanti dai test di laboratorio sono al momento ridotte, sono stati selezionati due set di parametri. I risultati delle analisi avanzate sono presentati, in termini di  $\Delta u/\sigma'_{m0}$  e deformazioni permanenti in punti selezionati.

Sul lato Sicilia, le analisi avanzate indicano che, nelle condizioni peggiori prese in esame, la liquefazione si verifica per  $z < 13m$ . Il valore del coefficiente di permeabilità ha un effetto sia sul tempo di consolidamento sia sulla profondità dell'evento di liquefazione; per i valori più bassi di  $k$  il drenaggio si verifica principalmente dopo il sisma sotto forma di consolidamento post-sismico. Sul lato Calabria, le analisi avanzate indicano che la liquefazione si verifica ad una profondità

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
Relazione tecnica specialistica di progetto	<i>Codice documento</i> PF0003_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

maggiore (ca. 20 m). A causa del bassissimo coefficiente di permeabilità del Pezzo Conglomerato aumenta anche il tempo di consolidamento.