

# 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                  Dott. Ing. F. Colla                  Ordine Ingegneri                  Milano                  n°20355                  Dott. Ing. E. Pagani                  Ordine Ingegneri Milano                  n°15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE</p> <p>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>	COLLEGAMENTI CALABRIA	<b>CS0331_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO CAMPANELLA 2	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI CALCOLO	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	S	C	0	0	V	I	7	B	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	R.CAFFARENA	G.SCIUTO	F.COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE .....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI .....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
3.1 Conglomerato cementizio .....	10
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni .....	10
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	10
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni .....	10
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni .....	11
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e cordoli.....	11
3.1.6 Conglomerato cementizio per travi precomprese\prefabbricate.....	11
3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	12
3.2 Acciaio per cemento armato .....	12
3.3 Acciaio per trefoli da precompressione .....	12
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	14
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO .....	23
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE .....	30
4.4.1 Durabilità delle opere.....	30
5 FASI COSTRUTTIVE.....	31
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	32
7 ANALISI DELLA STRUTTURA .....	33
7.1 ANALISI DEI CARICHI .....	33
7.1.1 Peso proprio e carichi permanenti portati ( $g_1 + g_2$ ).....	33
7.1.2 Spinta del terreno ( $g_3$ ).....	33
7.1.3 Precompressione.....	34
7.1.3.1 Perdite di precompressione.....	35
7.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore ( $q_1$ ) .....	38
7.1.5 Incremento dinamico ( $q_2$ ).....	41

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.6	Frenatura ( $q_3$ ) .....	41
7.1.7	Azione sismica ( $q_6$ ).....	41
7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	43
7.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO .....	43
7.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	46
7.2.2.1	Modello di calcolo per la soletta superiore (1° e 2° fase).....	47
7.2.2.2	Modello di calcolo per l'interazione terreno struttura (3° fase) .....	47
7.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI.....	52
7.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	55
7.3.1	Sollecitazioni di prima e seconda fase .....	55
7.3.2	Sollecitazioni di terza fase .....	58
7.3.3	Combinazioni per gli S.L.U. ....	65
7.3.4	Combinazioni per gli S.L.S.....	68
7.4	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI COPERTURA.....	68
7.4.1	Verifica sezione massimo momento flettente (sezione mezzeria) .....	70
7.4.2	Verifica sezione posta a $x=1,85$ m da asse appoggio .....	74
7.4.3	Verifica sezione posta a $x=0,35$ m da asse appoggio (massima azione tagliante) .....	77
7.5	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PARATIA DI PALI .....	80

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 0+630 denominato “Viadotto Campanella 2” (altezza max. trave 80 cm e luce 20 m), nell’ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del “Ponte sullo Stretto di Messina”.

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT\_1]. D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)”
- [NT\_2]. C.M. 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)”
- [NT\_3]. UNI EN 1990: 2006 “Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale”
- [NT\_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- [NT\_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”
- [NT\_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche”
- [NT\_7]. UNI EN 1991-2: 2005 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”
- [NT\_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- [NT\_9]. UNI EN 1992-2: 2006 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”
- [NT\_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”
- [NT\_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica”
- [NT\_12]. UNI EN 1993-2: 2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio”
- [NT\_13]. UNI EN 1994-2: 2006 “Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”
- [NT\_14]. UNI EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

generali”

- [NT\_15]. UNI EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [NT\_16]. UNI EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [NT\_17]. UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”
- [NT\_18]. UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT\_19]. UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
- [NT\_20]. CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- [B1]. A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- [B2]. ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- [B3]. CSI COMPUTER & STRUCTURE [2009] - "SAP 2000 user's manual"
- [B4]. C. CESTELLI GUIDI [1987] - "Cemento armato precompresso"
- [B5]. DAVID COLLINGS [2005] - "Steel-concrete composite bridge"
- [B6]. ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- [B7]. INTERNETIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES [2003] - "Strutture composte: nuove costruzioni – recupero – ponti"
- [B8]. LUIGI SABBATELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- [B9]. MARIO PETRANGELI [1996] - "Progettazione e costruzione di ponti"
- [B10]. MARCELLO ARICI, ENZO SIVIERO [2005] - "Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti"
- [B11]. NIGEL R. HEWSON [2006] - "Prestressed concrete bridge: design and construction"
- [B12]. O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- [B13]. PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- [B14]. P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- [B15]. R. WALTHER, B. HOURIET, W. ISLER, P. MOIA, J.F. KLEIN [2008] - "Cable stayed bridges"
- [B16]. WAI-FAH CHEN, LIAN DUAN [2000] - "Bridge engineering, substructure design"

### RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- [B17]. ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"
- [B18]. AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- [B19]. C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- [B20]. C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] - "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- [B21]. D. PIETRA, G.M. CALVI, R. PINHO [2008] - "Displacement-based seismic design of isolated bridge"
- [B22]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B23]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [B24]. M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- [B25]. P.E. PINTO, P. FRANCHIN, A. LUPOI [2009] - "Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti"
- [B26]. P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

### **RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO**

- [B27]. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [B28]. BRINCH-HANSEN, J. [1961] - "A General Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- [B29]. BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- [B30]. BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [B31]. BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- [B32]. BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [B33]. CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- [B34]. DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- [B35]. GROUP 7.0 for windows [2000] - Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- [B36]. H.G. POULOS, E.H. DAVIS [2002] - "Analisi e progettazione di fondazioni su pali"
- [B37]. JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- [B38]. LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [B39]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, 2, 301-332.
- [B40]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26
- [B41]. MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

soils. Part 1. Clay overlying sand" - *Canadian Geotechnical Journal*, 15,171-182, 183-189.

- [B42]. REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol.1
- [B43]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [B44]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [B45]. REESE L.C., WELCH R.C. [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – *Journal of the geotechnical Division, ASCE*, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 – 649.
- [B46]. SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - *Building Research Congress*, London, 1, 180-189.
- [B47]. VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - *JSMFD, ASCE*, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.
- [B48]. VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - *JSMFD, ASCE*, Jan., 45-73.
- [B49]. WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – *Research Report N° 3-5-65-89*, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

#### 3.1 Conglomerato cementizio

I conglomerati cementizi dovranno essere realizzati in accordo con le normative UNI 11104 e UNI EN 206-1; più in dettaglio ogni parte strutturale dovrà possedere le seguenti caratteristiche resistenti:

##### 3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	X0
Classe di consistenza	S4 / S5

##### 3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4-S5

##### 3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	= 1,197 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4 – XS1– XF2
Classe di consistenza	S4

### 3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e cordoli

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4

### 3.1.6 Conglomerato cementizio per travi precomprese/prefabbricate

Classe	C45/55
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 55 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 25,500 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,657 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,771 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Classe di esposizione XS1– XF1  
 Classe di consistenza S4

### 3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

Classe C35/45  
 Resistenza caratteristica cubica  $f_{ck,cube} = 45 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck,cyl} = 35 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media  $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,210 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione (frattile 5%)  $f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,247 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,498 \text{ N/mm}^2$   
 Classe di esposizione XS1– XF2  
 Classe di consistenza S4

### 3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$   
 Deformazione caratteristica al carico massimo  $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$   
 Deformazione di progetto  $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

### 3.3 Acciaio per trefoli da precompressione

Si adottano trefoli da 0,6" in acciaio controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

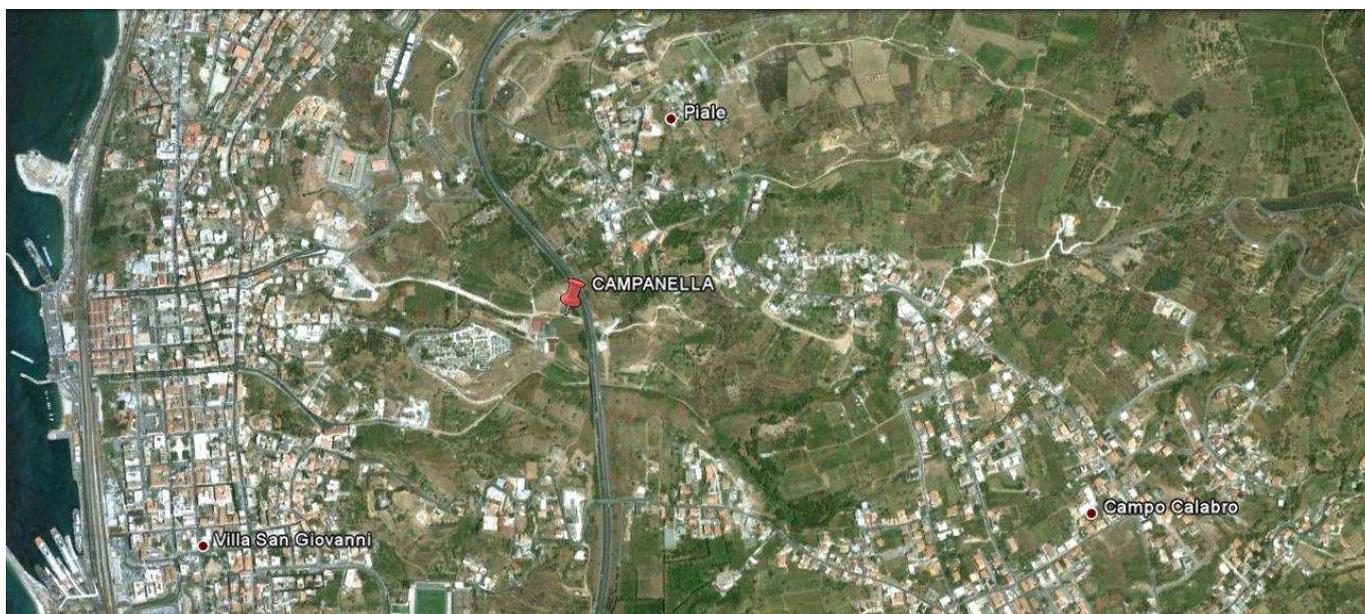
Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua  $f_{p(0,1)k} \geq 1600 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale  $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{p(0,1)k} / \gamma_s = 1600 / 1,15 = 1391,30 \text{ N/mm}^2$   
 Deformazione caratteristica al carico massimo  $\epsilon_{uk} = 3,5 \%$   
 Area nominale  $A_{nom} = 139 \text{ mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 38,221502 e Longitudine di 15,646975.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

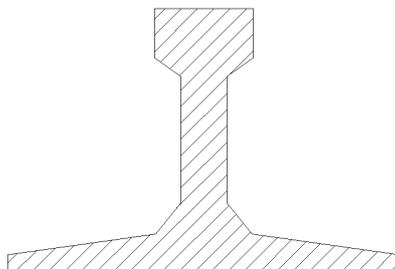
L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza massima  $B = 18,40$  m (con ricoprimento massimo pari a 250 cm e ricoprimento minimo pari a 200 cm) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a  $90^\circ$ . Da un punto di vista statico, la struttura è a telaio (struttura iperstatica) con luce di calcolo pari a 20 m:

<b>Campata</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Spalla A – Spalla B	20,00

L'impalcato è realizzato mediante 23 travate in c.a.p. con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta). Le travi hanno altezza costante pari a 80 cm lungo il loro

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sviluppo longitudinale e un interasse pari a 0,8 m:



F2. Sezione trasversale delle travi utilizzate

La struttura sarà composta da pali tipo trelicon in c.a. con diametro di 1,2 m accostati.

E' stata utilizzata questa tecnologia per la realizzazione dei pali, in quanto sono state già realizzate opere simili nelle stesse zone con una buona riuscita esecutiva.

L'esecuzione dei paramenti laterali viene quindi realizzata mediante trivellazione nella parte entro terra, mentre la parte fuori terra prosegue con un getto in opera in c.a. Le armature saranno uniformi lungo tutto lo sviluppo della paratia\parete (sia parte sotto p.c. che la parte in esterno).

i pali sono solidarizzati mediante una trave di correa in c.a. dello spessore si 1,5 m che fungerà anche da sella d'appoggio per la sovrastruttura.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

La struttura è composta dalle pareti verticali gettate in opera (per un'altezza di circa 6,5-7 m da p.c.) che sostengono il rilevato di progetto, mentre i pali tipo TRELICON si estendono per 20 m all'interno del terreno esistente.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia caratterizzata da "sabbie e ghiaie di Messina".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### CONGLOMERATO DI PEZZO

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20÷22
$c'_{\text{picco}}$ (kPa)	0÷100 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4.
$\phi'_{\text{picco}}$ (°)	38-42 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4
$C_{\text{residuo}}$ ' (kPa)	vedi tabella par. 2.7.4
$\phi_{\text{residuo}}$ ' (°)	vedi tabella par. 2.7.4
$k_o$ (-)	0.7-0.9
$V_s$ (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
$G'_o$ (MPa)	$G'_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.50}$
$E'$ (MPa) *	$E'=150-300$ (0 -20m) $E'=300-500$ (20 - 35m) $E'=500-900$ (35 - 65m) $E'=900 -1500^*$ (>65m)
$\nu'$ (-)	0.2-0.3
$K$ (m/s)	$10^{-7}$

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\phi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\phi'_r$  = angolo di attrito residuo;

$c'_r$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

$\sigma_{vmax}'$  = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$k_v$  = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_o$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

$E'$  = modulo di Young "operativo"; \* = si considerano valori nel range per gallerie, fronti di scavo sostenuti, opere di sostegno tirantate o puntonate; valori al minimo del range per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati.

$\nu'$  (-) = coefficiente di Poisson

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

$p'_0$  = pressione efficace alla profondità  $z$ , espressa in MPa

Non è stata riscontrata la falda nei sondaggi, pertanto nel proseguo della relazione si considererà assente la falda in quanto ininfluenza nei dimensionamenti. Nel modello di calcolo viene indicata a quota -30 m da p.c., simulando l'assenza di spinta idraulica sugli elementi resistenti.

Per un maggior dettaglio della caratterizzazione geotecnica dei suoli si rimanda alla relazione generale CG0800PRBDCSBC8G000000001B.

Per un maggior dettaglio della stratigrafia di profilo si rimanda agli elaborati:

Profilo geologico-geotecnico      1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 13 B

Profilo idrogeologico              1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 14 B

Nel seguito si porta un estratto di dettaglio per la zona in esame.

### **Descrizione delle litologie prevalenti**

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni del Conglomerato di Pezzo

Il Conglomerato di Pezzo, di età tortoniana, è la litologia stratigraficamente più bassa della successione sedimentaria. La sua potenza è superiore ai 200 m.

Il conglomerato è composto prevalentemente da clasti di graniti e gneiss cementati in matrice prevalentemente composta da frazioni arenacee fini e limose.

Le dimensioni dei clasti sono eterogenee e variabili da pochi mm fino a blocchi superiori al metro, interpretati come grossi trovanti inglobati nel conglomerato.

Negli affioramenti la formazione presenta un aspetto litoide con scarpate stabili.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il Conglomerato di Pezzo ha quindi generalmente caratteristiche assimilabili a quelle di rocce tenere.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30 m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo.

Per la definizione della categoria di suolo si è fatto riferimento al sondaggio SG13bis, simile dal punto di vista lito-stratigrafico, che fornisce una categoria B ( $V_{s30}=482$  m/s).

Tale categoria sismica viene anche confermata dalla lettura delle Nspt dell'unico sondaggio presente (CN450) che fornisce valori a rifiuto già a -9 m:

Cn450	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	4.5	46
Cn450	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	6	14
Cn450	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	7.5	63
Cn450	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	9	100
Cn450	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	11	100

Dai valori indicati si evince che il valor medio di Nspt è pari a circa 65, il che indica una categoria B di suolo.

### Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (CN450), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

#### Conglomerato di Pezzo

- Prove di carico su piastra (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500)
- Prove pressiometriche e dilatometriche (CN450, C411)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici e meccanici (CS103, FCBH1512, OTCLPT1505, FCCH2509, OTCSPT504, FCBH1501, OTCLPT2503)

### Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## Conglomerato di Pezzo

Per quanto riguarda gli spezzoni di roccia o di conglomerato prelevati nei sondaggi il peso di volume totale  $\gamma$  è risultato mediamente pari a  $23 \text{ kN/m}^3$  con i valori più bassi di  $20 - 21 \text{ kN/m}^3$  rappresentativi degli spezzoni conglomeratici:

Per lo stato iniziale poiché la litologia in esame è quella, della successione sedimentaria, più vecchia, è difficile tenere in conto in modo sintetico della storia tensionale del deposito che è stato caratterizzato da fenomeni di preconsolidazione e cementazione. La stima può in prima approssimazione essere effettuata: considerando un età di almeno 10 milioni di anni, che  $K_{o_{nc}} = 0.35 \div 0.5$  ( $\phi' = 30^\circ \div 40^\circ$ ) e che  $K_{o_{oc}} = 0.5 \div 0.6$ , tenendo dell'erosione (si stima un fattore minimo pari a 1.4 corrispondente ad  $OCR = 2$ ) ed infine considerando gli effetti di "aging" con la correlazione di (Mesri (1989)), si ottiene un valore compreso approssimativamente fra 0.7 e 0.9.

Per i parametri di resistenza al taglio nell'ambito dello strato superficiale più alterato ( $z < 25 \div 30 \text{ m}$ ), si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica generale che si basa sull'esito delle prove di carico su piastra, ritenute maggiormente rappresentative del comportamento d'insieme dell'ammasso: si considerano quelle ubicate in prossimità del blocco di ancoraggio lato Calabria (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500) ed al proposito si è ripreso lo studio effettuato nel Progetto preliminare ("Le basi del progetto – Geotecnica" – Elab. PP2RA24) (Vd. Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A).

In corrispondenza di un valore medio di  $\phi' = 40^\circ$  (ottenuto anche da prove pressiometriche) i valori di  $c'$  ottenuti variano linearmente, tra 0 e circa 25m di profondità, da 0 a 100 KPa circa.

La resistenza a compressione monoassiale ottenuta invece da prove di laboratorio LPT ha fornito valori molto variabili da qualche MPa ad un max di 30-40MPa.

Per i parametri di deformabilità nel contesto in esame le pressiometriche nei fori CN450 e C411 forniscono un range di valori variabilissimo fra 20m e 35m di profondità compreso fra 190 e 290 MPa.

Facendo anche riferimento all'esito delle prove della caratterizzazione generale si ritiene che il range di progetto  $E' = 150 \div 300 \text{ MPa}$ , nei primi 20m di spessore del Conglomerato di Pezzo, possa considerarsi adeguato per la tratta in esame.

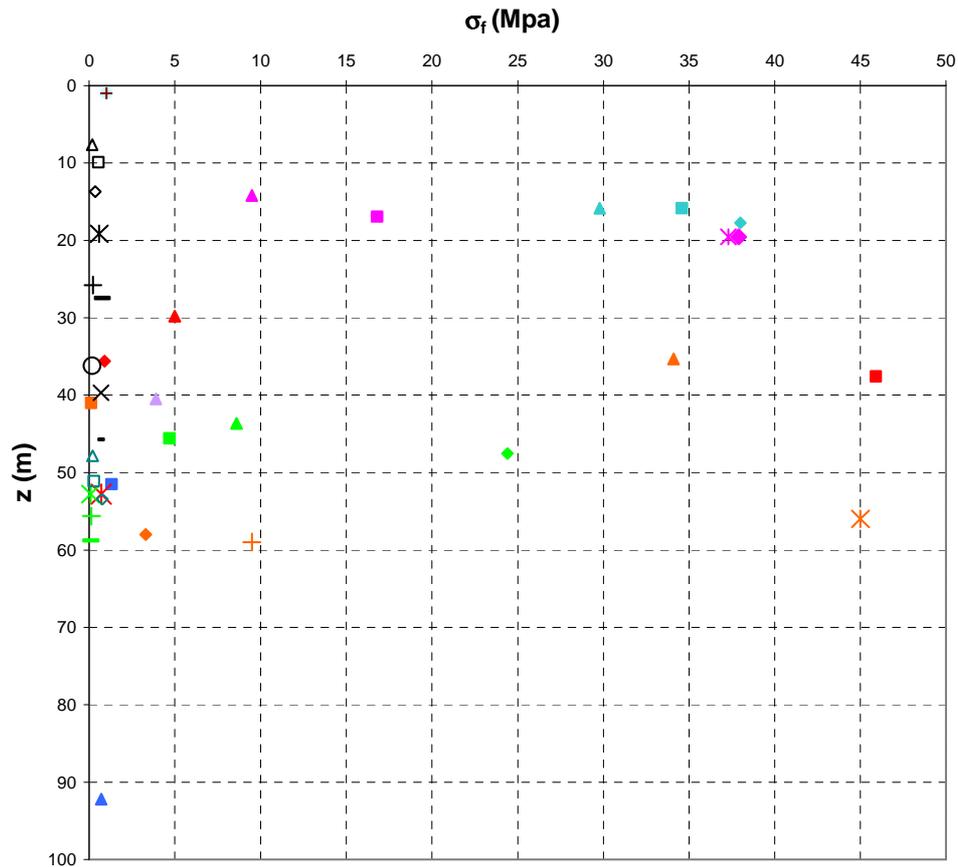
In particolare il valore minimo di 150 MPa ( $1/5 \div 1/10 E_0$ ) si ritiene mediamente rappresentativo del contesto geotecnico in esame in cui sono previste opere che mobilitano medie e grandi

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

deformazioni in fase di carico.

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
FCBH6	4-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	50,65	26,60	26,60
FCBH6	4-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,00	26,50	26,50
FCBH6	5-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,00	23,40	23,20
FCBH6	5-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,50	23,40	23,20
CS103	4	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	14,20	26,00	25,90
CS103	5	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	16,95	25,60	25,50
CS103	6-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,55	26,50	26,40
CS103	6-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,55	26,50	26,40
CS102	1-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	15,85	26,6	26,5
CS102	1-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	15,85	26,6	26,5
CS102	2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	17,75	26,3	26,2
FCBH1512	10	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,3	26,5	
FCBH1512	16	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	41	22,8	
FCBH1512	4NK3	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,00	24,57	
FCBH1512	28	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	56,00	25,93	
FCBH1512	30	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	59,00	24,50	
OTCLPT1505	C4	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	40,50	24,40	
FCCH2509	C9	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	92,20	24,00	
FCCH2509	C11	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,50	23,65	
OTCSPT504	C16	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	29,80	23,20	
OTCSPT504	C17	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	37,60	26,70	
OTCSPT504	C18	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,60	20,70	
OTCSPT504	C24	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	52,80	21,87	
FCBH1501	1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	43,65	21,58	
FCBH1501	2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	45,60	21,63	
FCBH1501	3	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	47,55	23,61	
FCBH1501	7	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	52,80	20,71	
FCBH1501	9	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	55,62	19,96	
FCBH1501	11	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,80	21,31	
OTCLPT2503	1L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	7,67	20,9	
OTCLPT2503	2L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	9,93	22,68	
OTCLPT2503	4L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	13,70	21,2	
OTCLPT2503	6L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	19,17	20,4	
OTCLPT2503	8L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	25,80	21,82	
OTCLPT2503	9L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	27,48	22,68	
OTCLPT2503	12L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	36,20	19,51	
OTCLPT2503	13L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	39,69	21,67	
OTCLPT2503	15L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	45,72	23,05	
OTCLPT2503	16L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	47,83	22,49	
OTCLPT2503	17L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,10	21,76	
OTCLPT2503	18L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	53,44	22,79	
OTCLPT2503	19L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	55,53	20,7	
OTCLPT2503	20L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,05	22,37	
FCCH2509	5L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	34,40	21,80	
FCCH2509	6L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	35,60	19,00	
FCCH2509	8L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	40,50	20,90	
FCCH2509	11L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	50,30	20,18	
FCCH2509	13L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	58,00	21,24	
FCCH2509	15L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	64,70	22,11	
FCCH2509	16L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	71,10	20,53	
FCCH2509	17L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	73,40	21,88	
FCCH2509	18L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	74,50	20,83	
FCCH2509	19L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	75,80	21,95	
FCCH2509	21L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	84,00	21,18	
FCCH2509	23L	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	92,80	20,73	

**Prove di schiacciamento - LPT-  
CONGLOMERATO DI PEZZO**



▲ CS103_4	■ CS103_5	◆ CS103_6-1	✖ CS103_6-2
▲ CS102_1-1	■ CS102_1-2	◆ CS102_2	▲ FCBH1512_10
■ FCBH1512_16	◆ FCBH1512_4NK3	✖ FCBH1512_28	+ FCBH1512_30
▲ OTCLPT1505_C4	▲ FCCH2509_C9	■ FCCH2509_C11	▲ OTCSPT504_C16
■ OTCSPT504_C17	◆ OTCSPT504_C18	✖ OTCSPT504_C24	▲ FCBH1501_1
■ FCBH1501_2	◆ FCBH1501_3	✖ FCBH1501_7	+ FCBH1501_9
- FCBH1501_11	▲ OTCLPT2503_1L	□ OTCLPT2503_2L	◇ OTCLPT2503_4L
✖ OTCLPT2503_6L	+ OTCLPT2503_8L	- OTCLPT2503_9L	○ OTCLPT2503_12L
✖ OTCLPT2503_13L	- OTCLPT2503_15L	▲ OTCLPT2503_16L	□ OTCLPT2503_17L
◇ OTCLPT2503_18L			

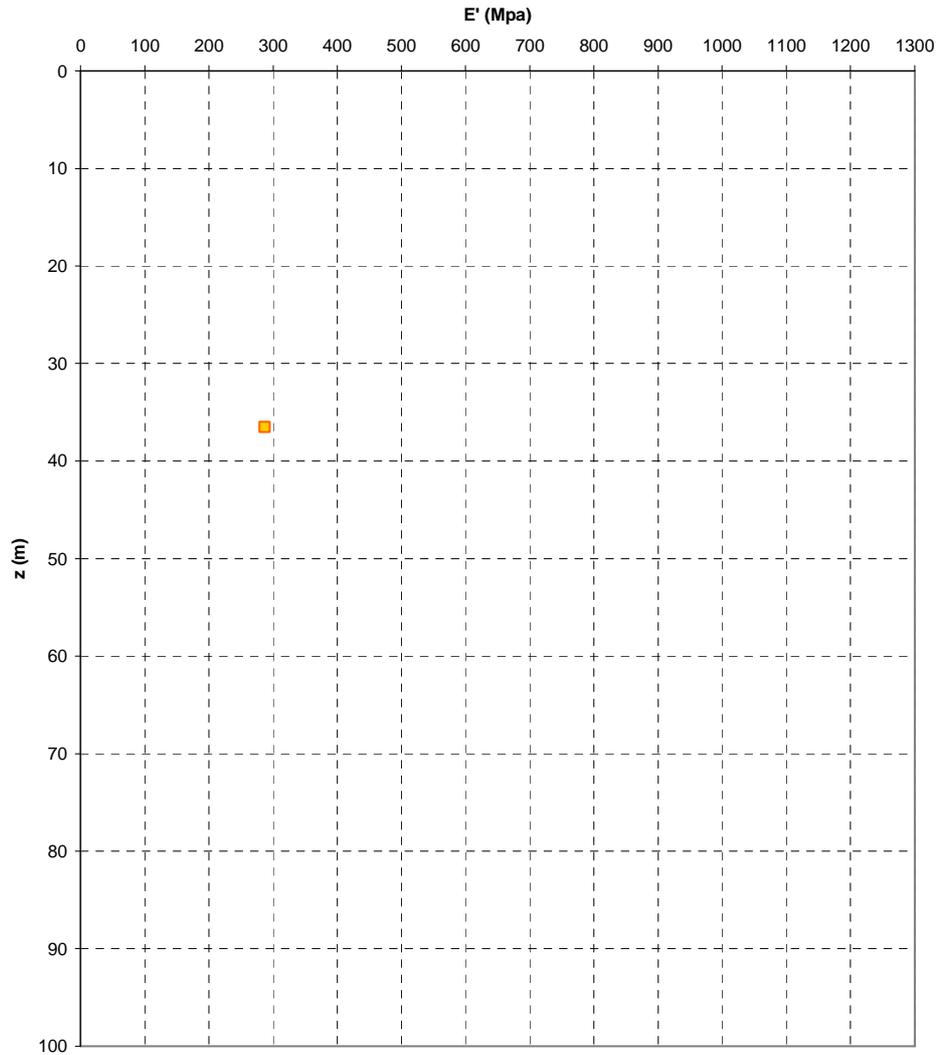
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0331\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

**Prove dilatometriche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**



■ Cn450\_2DRT

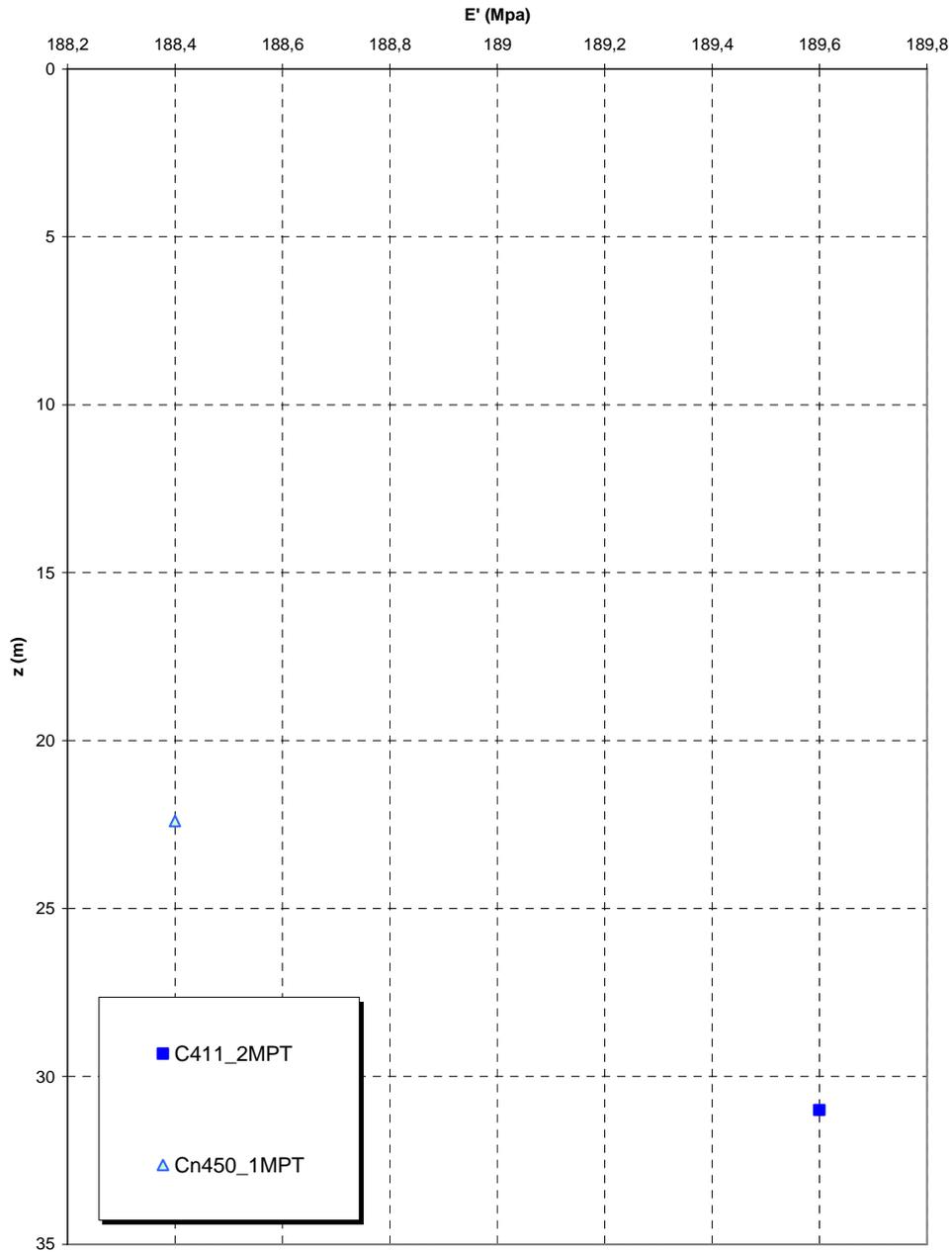
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0331\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

**Prove pressiometriche  
CONGLOMERATO DI PEZZO**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 [NT\_1].

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a  $V_N = 100$  anni.

La classe d'uso assunta è la IV, da cui  $C_u = 2$ .

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLD) = 63\%$$

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(SLD) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 201 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  → periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

Per SLD → ( $a_g=0,171g$  ;  $F_0=2,358$  ;  $T_c^*=0,337s$ )

Per SLV → ( $a_g=0,440g$  ;  $F_0=2,489$  ;  $T_c^*=0,422s$ )

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLD) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,238 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(SLD) = 1,2$$

$$S_s(SLV) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,962 \text{ essendo il valore } < 1 \text{ si assume } S_s(SLV) = 1,0$$

Le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T1, adottando di conseguenza un valore di amplificazione topografica  $S_T = 1,0$ .

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(SLD) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,171g = 0,206g$$

$$a_{\max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,440g = 0,440g$$

Per completezza si riportano gli spettri elastici di progetto (in forma tabellare) sia per gli SLD che per gli SLV in direzione orizzontale e verticale:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,171 g
$F_0$	2,358
$T_C$	0,337 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,367
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,154 s
$T_C$	0,461 s
$T_D$	2,286 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,206
0,154	0,485
0,461	0,485
0,548	0,408
0,635	0,352
0,722	0,310
0,809	0,276
0,895	0,250
0,982	0,228
1,069	0,209
1,156	0,193
1,243	0,180
1,330	0,168
1,417	0,158
1,504	0,149
1,590	0,141
1,677	0,133
1,764	0,127
1,851	0,121
1,938	0,115
2,025	0,110
2,112	0,106
2,199	0,102
2,286	0,098
2,367	0,091
2,449	0,085
2,530	0,080
2,612	0,075
2,694	0,070
2,775	0,066
2,857	0,063
2,939	0,059
3,020	0,056
3,102	0,053
3,184	0,050
3,265	0,048
3,347	0,046
3,429	0,043
3,510	0,041
3,592	0,040
3,673	0,038
3,755	0,036
3,837	0,035
3,918	0,033
4,000	0,032

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_{gv}$	0,096 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,318
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,096
$T_B \leftarrow$	0,050	0,226
$T_C \leftarrow$	0,150	0,226
	0,235	0,144
	0,320	0,106
	0,405	0,084
	0,490	0,069
	0,575	0,059
	0,660	0,051
	0,745	0,045
	0,830	0,041
	0,915	0,037
$T_D \leftarrow$	1,000	0,034
	1,094	0,028
	1,188	0,024
	1,281	0,021
	1,375	0,018
	1,469	0,016
	1,563	0,014
	1,656	0,012
	1,750	0,011
	1,844	0,010
	1,938	0,009
	2,031	0,008
	2,125	0,008
	2,219	0,007
	2,313	0,006
	2,406	0,006
	2,500	0,005
	2,594	0,005
	2,688	0,005
	2,781	0,004
	2,875	0,004
	2,969	0,004
	3,063	0,004
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,003
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,003
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,440 g
$F_0$	2,489
$T_C$	0,422 s
$S_S$	1,000
$C_C$	1,307
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,000
$\eta$	1,000
$T_B$	0,184 s
$T_C$	0,551 s
$T_D$	3,358 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,440
$T_B \leftarrow$	0,184	1,094
$T_C \leftarrow$	0,551	1,094
	0,685	0,881
	0,819	0,737
	0,952	0,633
	1,086	0,555
	1,220	0,495
	1,353	0,446
	1,487	0,406
	1,621	0,372
	1,754	0,344
	1,888	0,320
	2,022	0,298
	2,155	0,280
	2,289	0,264
	2,423	0,249
	2,556	0,236
	2,690	0,224
	2,824	0,214
	2,957	0,204
	3,091	0,195
	3,225	0,187
$T_D \leftarrow$	3,358	0,180
	3,389	0,176
	3,419	0,173
	3,450	0,170
	3,481	0,167
	3,511	0,164
	3,542	0,162
	3,572	0,159
	3,603	0,156
	3,633	0,153
	3,664	0,151
	3,694	0,148
	3,725	0,146
	3,756	0,144
	3,786	0,141
	3,817	0,139
	3,847	0,137
	3,878	0,135
	3,908	0,133
	3,939	0,131
	3,969	0,129
	4,000	0,127

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,393 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	2,227
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,393
$T_B$ ←	0,050	0,979
$T_C$ ←	0,150	0,979
	0,235	0,625
	0,320	0,459
	0,405	0,363
	0,490	0,300
	0,575	0,255
	0,660	0,223
	0,745	0,197
	0,830	0,177
	0,915	0,161
$T_D$ ←	1,000	0,147
	1,094	0,123
	1,188	0,104
	1,281	0,089
	1,375	0,078
	1,469	0,068
	1,563	0,060
	1,656	0,054
	1,750	0,048
	1,844	0,043
	1,938	0,039
	2,031	0,036
	2,125	0,033
	2,219	0,030
	2,313	0,027
	2,406	0,025
	2,500	0,023
	2,594	0,022
	2,688	0,020
	2,781	0,019
	2,875	0,018
	2,969	0,017
	3,063	0,016
	3,156	0,015
	3,250	0,014
	3,344	0,013
	3,438	0,012
	3,531	0,012
	3,625	0,011
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture viene affrontato mediante il metodo

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

pseudostatico ([NT\_1] § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. L'analisi sismica è stata fatta considerando il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta$  = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume il valore 1.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{\text{scat}}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e  $h_{\text{scat}}$  l'altezza dello scatolare (fuori terra).

Essendo "ΔP<sub>d</sub>" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 4.4.1 Durabilità delle opere

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004. Per le opere della presente relazione si adottano le classi di esposizione indicate al §3.1 ricordando che per ciascuna classe di esposizione le condizioni ambientali da considerare sono le seguenti (in accordo con [NT\_1]):

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
<i>Ordinarie</i>	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
<i>Aggressive</i>	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
<i>Molto aggressive</i>	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature secondo [NT\_1]:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	<i>Ordinarie</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	<i>Aggressive</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	<i>Molto aggressive</i>	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per tutte le parti strutturali componenti l'opera in progetto si utilizzano armature **poco sensibili**.

Da sottolineare che per gli elementi in c.a.p. deve essere verificata la condizione di **decompressione**, evitando quindi la presenza di trazione e assicurando di conseguenza l'integrità delle armature da precompresso.

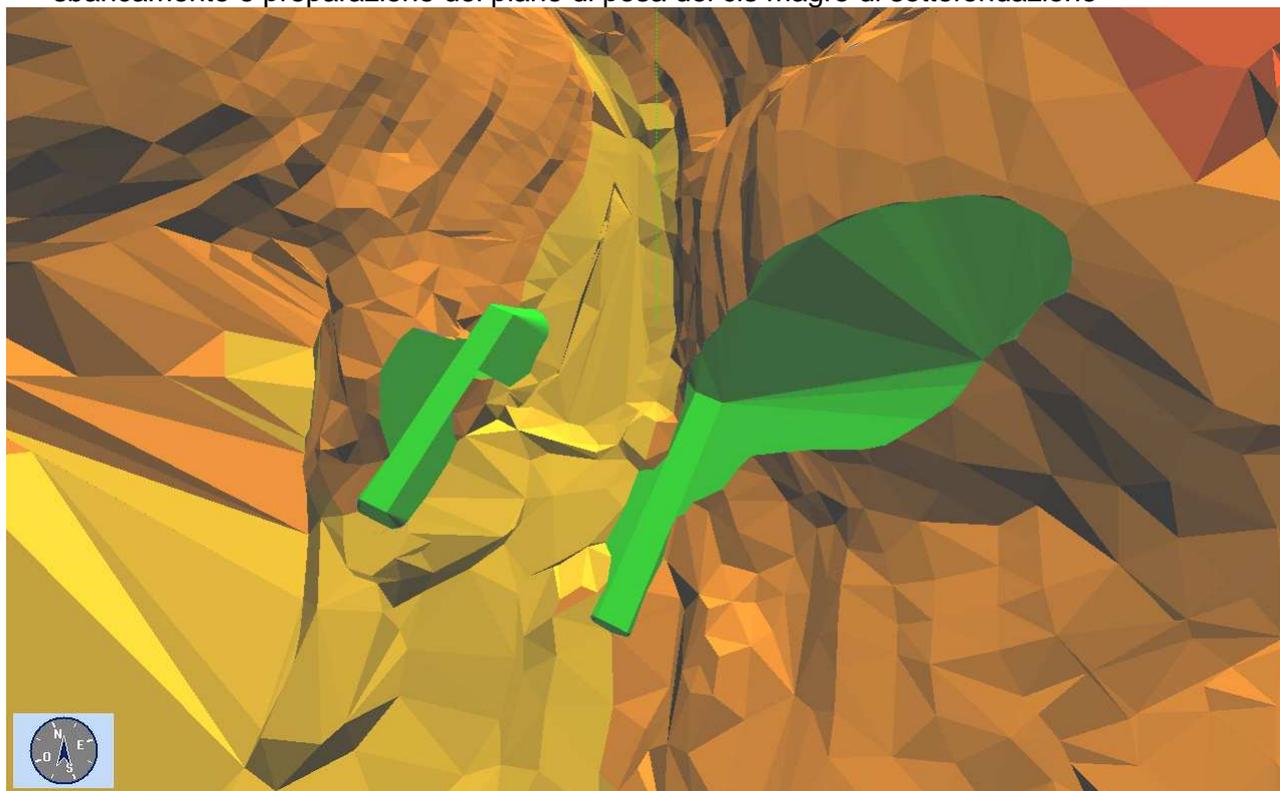
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 FASI COSTRUTTIVE

La realizzazione dell'opera prevede le seguenti fasi principali di costruzione:

### *ESECUZIONI DI PRIMA FASE:*

- sbancamento e preparazione del piano di posa del cls magro di sottofondazione



- perforazione dei pali, calaggio delle armature e getto di calcestruzzo;

### *ESECUZIONI DI SECONDA FASE*

- casseratura delle elevazioni e getto delle parti in c.a. della spalla;
- rimodellazione del terreno antistante la spalla allo scopo di ottenere un piano di lavoro a quota costante per lo stoccaggio delle travi.

### *ESECUZIONI DI TERZA FASE*

- posizionamento della gru;
- varo dell'impalcato;
- sistemazione dei rilevati come da elaborato: CG0700PP8DCSC00VI7B000001A

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati di riferimento per l'opera in esame sono i seguenti:

Relazione tecnico descrittiva dell'opera	CG0700 P RG D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera	CG0700 P SH D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Relazione di calcolo	CG0700 P CL D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
relazione geotecnica	CG0700 P RB D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Planimetria di progetto	CG0700 P P8 D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Profilo longitudinale di progetto	CG0700 P FZ D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Planimetria di tracciamento	CG0700 P P8 D C SC 00 VI 7B 00 00 02 A
Sezione longitudinale e pianta fondazioni	CG0700 P Z9 D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali	CG0700 P PZ D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A
Fasi costruttive dell'opera d'arte	CG0700 P SA D C SC 00 VI 7B 00 00 01 A

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 7.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli SLS, SLU ed in presenza dell'evento sismico.

#### 7.1.1 Peso proprio e carichi permanenti portati ( $g_1 + g_2$ )

I pesi propri sono calcolati in automatico dal programma sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi del modello.

I pesi specifici dei materiali considerati sono:

- cemento armato 25 kN/m<sup>3</sup>
- acciaio 78,5 kN/m<sup>3</sup>
- terreno di riporto 19 kN/m<sup>3</sup>

Il peso dovuto al ricoprimento (altezza  $hr$ ) è applicato come carico uniforme pari a:

$$- hr \cdot \gamma = 2,5 \cdot 19 = 47,5 \text{ kN/m}^2$$

#### 7.1.2 Spinta del terreno ( $g_3$ )

La spinta delle terre viene valutata sulla base di un'analisi elasto-plastica che tiene conto dei parametri con cui il terreno viene definito (vedi paragrafo 4.2).

Oltre a quanto già indicato in precedenza, si riporta la funzione esponenziale con cui è definito il modulo di deformazione del terreno al variare della profondità:

$$E(z) = E_{vc} \cdot [(\sigma'_h \cdot \alpha_h + \sigma'_v \cdot \alpha_v) / P_{ref}]^{EXP}$$

$$E_{ur} = 1,5 \cdot E_{vc}$$

Dove:

$E_{vc}$  = Modulo elastico in compressione vergine assunto pari a 225 MPa

$EXP$  = Esponente del parametro di sforzo assunto pari a 0,4

$\alpha_v$  = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo verticale efficace assunto pari a 0

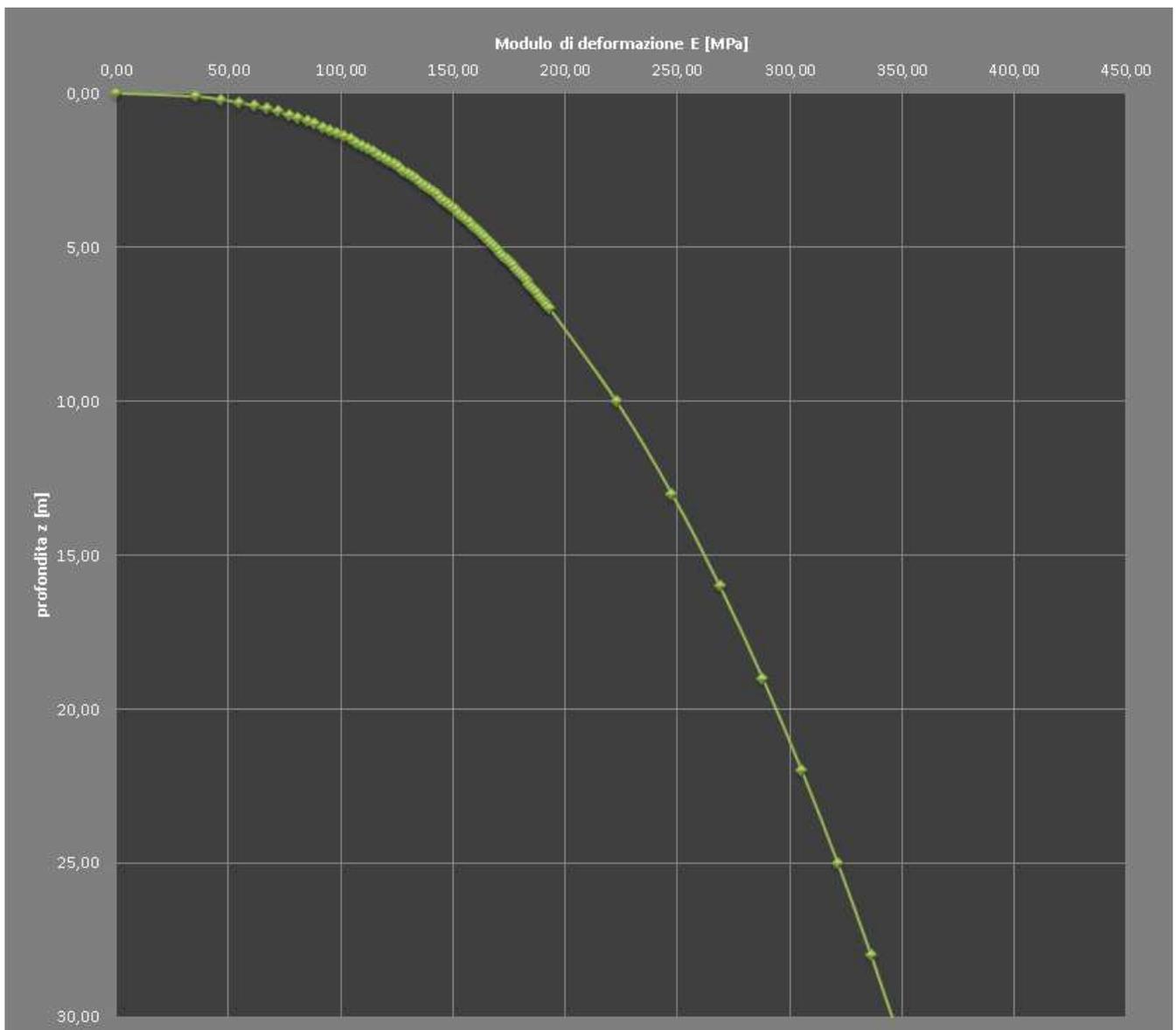
$\alpha_h$  = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo orizzontale efficace assunto pari a 1

$P_{ref}$  = Pressione di normalizzazione, assunto pari a 1 atm

$E_{ur}$  = Modulo elastico in scarico – ricarico

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Si riporta l'andamento grafico della variazione del modulo di deformazione per il terreno modellato in questa analisi:



F3. andamento del modulo di deformazione del terreno  $E(z)$

### 7.1.3 Precompressione

Per determinare la forza di precompressione  $P_0$  da applicare al martinetto, è stato eseguito un pre-dimensionamento, tenendo conto dei carichi di prima e seconda fase che agiranno sulla struttura.

Il procedimento è stato svolto utilizzando il metodo grafico di Magnel, che permette di tarare la

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

precompressione sfruttando al meglio le caratteristiche della trave di prima e seconda fase. La seconda incognita da definire è l'eccentricità e l'andamento dei cavi di precompressione.

Questa è valutata considerando la massima eccentricità applicabile in mezzzeria tenendo conto del ricoprimento minimo da garantire e delle dimensioni reali delle barre d'armatura.

Infine sono da definire la tipologia e il numero di trefoli da impiegare per la precompressione; questi vengono definiti ipotizzando di far lavorare l'acciaio alla tensione massima consentita da normativa, riducendo al minimo la quantità di materiale "non sfruttata".

Tale procedura ha condotto al valore di precompressione iniziale da applicare ai martinetti pari a  $P_0 = 4000$  kN.

Il pre-dimensionamento è stato eseguito nell'ipotesi che le tensioni agenti sul calcestruzzo rientrino nei limiti da normativa. Per determinare l'area dell'acciaio da precompressione occorre tenere conto che la tensione iniziale di precompressione deve essere minore di:

$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 \cdot f_{p01k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Per tali limitazioni l'area minima di acciaio da precompressione deve essere maggiore di 2778 mm<sup>2</sup>. Ipotizzando di utilizzare trefoli da 0,6" (con area nominale di 139 mm<sup>2</sup>) ne occorrono come minimo 20.

Si decide di utilizzare 22 trefoli con area totale di 3058 mm<sup>2</sup> e tensione iniziale di 1308 N/mm<sup>2</sup>.

### 7.1.3.1 Perdite di precompressione

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori e i coefficienti da utilizzare sono riportati di seguito:

$A_c = 210000$	mm <sup>2</sup>	area dell'elemento soggetto a ritiro
$u = 3230$	mm	perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro
$h_0 = 130,03$	mm	dimensione convenzionale $2 \cdot A_c / u$
$\sigma_c = 15$	N/mm <sup>2</sup>	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
$RH = 65\%$		percentuale di umidità relativa
$t_0 = 8$	gg	tempo all'applicazione del carico
$t = 36500$	gg	tempo al momento considerato

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$f_{ck} = 45$  N/mm<sup>2</sup> resistenza cilindrica cls  
 $f_{cm} = 53$  N/mm<sup>2</sup>

$\alpha_1 = 0,748$	$\alpha_{ds1} = 4$	classe N	$s = 0,25$	classe N
$\alpha_2 = 0,920$	$\alpha_{ds2} = 0,12$	classe N	$\beta_{cc}(t) = 1,275$	
$\alpha_3 = 0,813$	$k_h = 0,9550$		$f_{cm}(t) = 67,584$	N/mm <sup>2</sup>
$\varphi_{RH} = 1,476$	$\beta_{RH} = 1,124$		$\beta_{cc}(t_0) = 0,804$	
$\beta_{(f_{cm})} = 2,308$	$\beta_{ds}(t, t_0) = 0,998$		$f_{cm}(t_0) = 42,631$	N/mm <sup>2</sup>
$\beta_{(t_0)} = 0,619$	$\varepsilon_{cd,0} = 0,000334$		$E_{cm} = 36,283$	GPa
$\varphi_0 = 2,107$	$\varepsilon_{cd} = 0,000318$		$E_c = 38,097$	GPa
$\beta_H = 400,433 \leq 1500$	$\beta_{as}(t) = 1$		$E_{cm}(t) = 39,028$	GPa
$\beta_c(t, t_0) = 0,997$	$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,0000875$		$E_{c,\infty} = 11,702$	GPa
$\varphi(t, t_0) = 2,101$	$\varepsilon_{cs} = 0,00040586$			
$\varphi_k(t, t_0) = 2,101$				

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato ipotizzato di classe N, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 65% e avente dimensione fittizia  $h_0 = 2A_c/u \cong 130$  (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = 0,405 \cdot 10^{-3}$$

Mentre il coefficiente di viscosità da impiegare nella valutazione delle perdite differite, risulta:

$$\phi(t, t_0) = 2,101$$

### Perdite istantanee

Nel caso di pre-compressione le perdite da considerare sono quelle per rientro delle testate d'ancoraggio. La formulazione per definire tale valore è data da:

$$P_0 = \frac{P_i}{1 + \frac{E_p A_p}{E_c A_c} + e^2 \frac{E_p A_p}{E_c I_c} + \frac{8fe E_p A_p}{24 E_c I_c}}$$

Da cui:

$P_i = 4000$	kN	precompressione iniziale a istante $t_0$
$f = 0$	mm	freccia della parabola (in caso di cavo curvo)
$e_1 = -183$	mm	eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave
$E_p = 195000$	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p = 2778$	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c = 38097,35$	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione istantaneo del cls

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$A_{c1} =$	689399,5	mm <sup>2</sup>	area della sezione in calcestruzzo iniziale
$I_{c1} =$	1,57E+10	mm <sup>4</sup>	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$P_0 =$	3806,06	kN	precompressione a istante $t_{0+1}$
$\Delta P' =$	193,94	kN	perdite istantanee
$\Delta P' \% =$	4,85	%	percentuale di perdite istantanee

### Perdite a lungo termine

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 5.10.6), le perdite da considerare sono quelle dovute a ritiro e viscosità del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio.

La formulazione per definire le perdite a lungo termine è data da:

- perdite per rilassamento

$$\Delta\sigma_r = A \cdot B \cdot e^{C \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-5}$$

- perdite per ritiro

$$\Delta P_s'' = \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p$$

- perdite per viscosità

$$\Delta P_e'' = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \cdot \sigma_e$$

Da cui:

### **PERDITE A LUNGO TERMINE PER RILASSAMENTO**

classe	<b>2</b>		
$P_0 =$	3806,06	kN	precompressione a istante $t_{0+1}$
$A_p =$	2778	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$f_{pk} =$	1860	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione del cavo
$\sigma_{pi} =$	1370,07	N/mm <sup>2</sup>	tensione nelle armature all'istante $t_{0+1}$
$t =$	876000	ore	tempo della messa in tensione delle armature
$A =$	0,66		
$B =$	2,5		
$C =$	9,1		
$\mu =$	0,74		
$\Delta\sigma_r =$	70,25	N/mm <sup>2</sup>	valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento
$\Delta P''_r =$	<b>195,14</b>	kN	perdite per rilassamento differite al tempo $t$
$\Delta P''_r \% =$	<b>4,88</b>	%	percentuale perdite per rilassamento differite al tempo $t$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### PERDITE A LUNGO TERMINE PER RITIRO

$\varepsilon_{cs} =$	0,00040586		valore assoluto del ritiro del cls
$E_p =$	195000	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	2778,00	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$\Delta P''_s =$	<b>219,86</b>	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
$\Delta P''_s \% =$	<b>5,50</b>	%	percentuale perdite per ritiro differite al tempo t

#### PERDITE A LUNGO TERMINE PER VISCOSITA'

$\varphi(t, t_0) =$	2,101		coefficiente di viscosità al tempo t
$E_p =$	195000	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	2778	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c =$	38097,35	N/mm <sup>2</sup>	modulo di deformazione istantaneo del cls
$\sigma_c =$	15,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
$\Delta P''_c =$	<b>448,03</b>	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
$\Delta P''_c \% =$	<b>11,20</b>	%	percentuale perdite per viscosità differite al tempo t

#### TOTALE PERDITE A LUNGO TERMINE

$\Delta P''_{c+s+r} =$	<b>863,03</b>	kN	perdite differite al tempo t
$\Delta P''_{c+s+r} \% =$	<b>21,58</b>	%	percentuale perdite differite al tempo t

Poiché lo sforzo di precompressione a lungo termine risulta essere  $P_\infty = P_0 - \Delta P' - \Delta P'' = 2943$  kN, avendo predisposto l'utilizzo di 22 trefoli con area totale di 3058 mm<sup>2</sup> la tensione nel singolo trefolo risulta essere:

$$\sigma_t = 2943 \cdot 10^3 / 3058 = \mathbf{962 \text{ N/mm}^2} < \sigma_i$$

Dove  $\sigma_i$  è la tensione massima da normativa pari a:

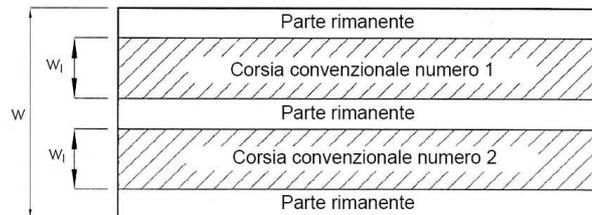
$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p01k} = 0,85 \cdot 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

#### 7.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore ( $q_1$ )

La disposizione del carico da traffico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.3 D.M. 14 -01-2208 e § 4.3 UNI EN 1991-2:2005).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

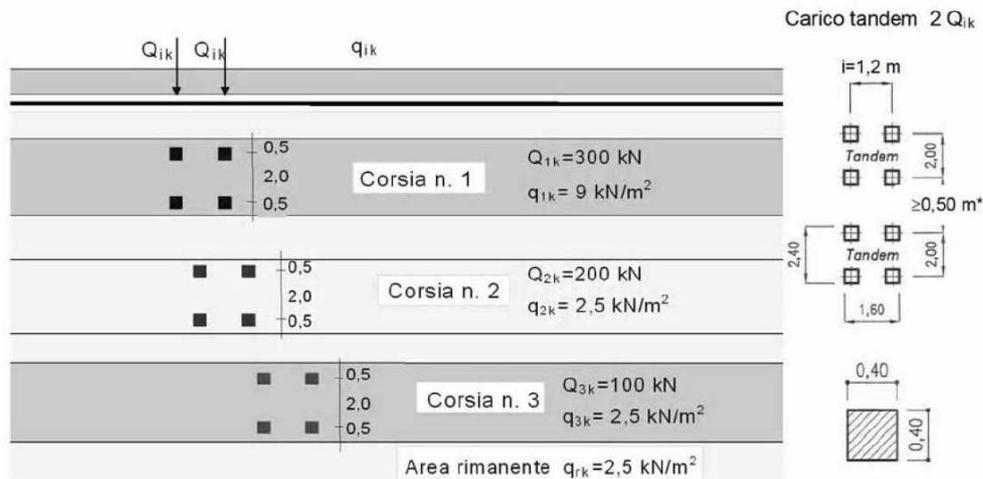
La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 14 gennaio 2008 è stabilita in base al prospetto seguente:



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie è in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1 (LM1), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{ik}$ ), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ):



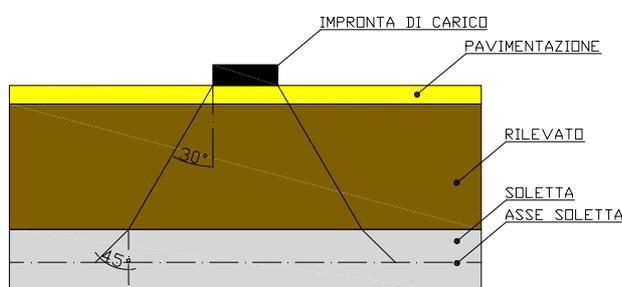
Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1ª Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. Il

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

numero di colonne di carico e la distribuzione trasversale e longitudinale sono svolti in accordo con § 5.1.3.3 D.M. 14 -01-2208 e § 4.2 UNI EN 1991-2:2005, valutando di volta in volta la condizione più gravosa per la verifica e la sezione in esame. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata sono tali da determinare le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria si considerano, compatibilmente con le larghezze di carreggiata definite, le seguenti intensità dei carichi:

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per la struttura in esame si considera agente sulla soletta superiore lo schema di carico 1; tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale, e 45° sino al piano medio della soletta superiore.



*F4. Diffusione impronta di carico*

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro dello schema di carico uguale a 2,40m aumentata dello spessore di diffusione del carico. Limitando la diffusione del carico lato seconda colonna di carico a 0,30m (come in figura seguente) si ottengono:

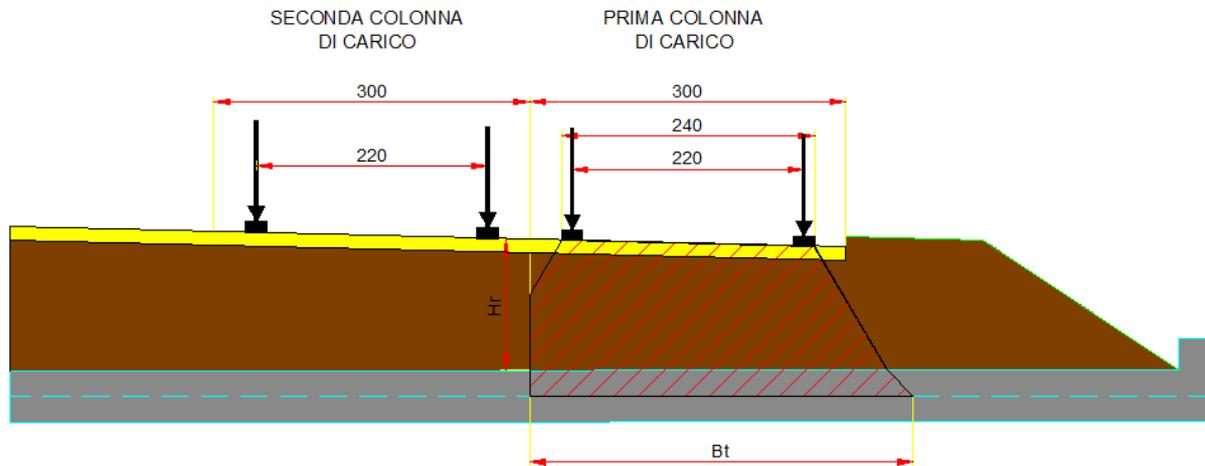
diffusione trasversale:  $B_T = 2,40 + 0,3 + (2,50 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = 4,29\text{m}$

diffusione longitudinale:  $L_L = 1,60 + 2 * (2,50 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = 4,79\text{m}$

Carico medio uniforme:  $Q_{1k,dis} = 600 / (4,29 * 4,79) = 29,20\text{kN/m}^2$

Carico ripartito:  $q_{1k,dis} = 9 \text{ kN/m}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F5. Diffusione trasversale del carico mobile

Durante la fase di lavoro si considera, in via cautelativa, un sovraccarico pari a **20 kN/m<sup>2</sup>**.

### 7.1.5 Incremento dinamico ( $q_2$ )

I carichi mobili definiti nel D.M. 14 gennaio 2008 includono gli effetti dinamici.

### 7.1.6 Frenatura ( $q_3$ )

In accordo con il § 5.1.3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 4.4.1 di UNI EN 1991-2:2005, Il valore caratteristico  $Q_{ik}$ , limitato a 900 kN come valore massimo applicabile all'intera lunghezza della struttura, può essere calcolato come una frazione del valore massimo del carico verticale agente, corrispondente allo schema LM1 applicato a una corsia.

Da cui:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L$$

con

$$180 \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

L luce di calcolo;

$w_1$  larghezza della colonna di carico.

Poiché la struttura presenta un ricoprimento pari a 2,5 m, l'azione di frenamento risulta trascurabile rispetto all'entità delle altre sollecitazioni in gioco.

### 7.1.7 Azione sismica ( $q_6$ )

L'azione sismica viene applicata secondo il metodo di Wood. La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:  $F_h = P^* k_h$ ,

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove :

P = peso proprio

k = coefficienti sismici:

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,440$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h = 0,220$$

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = 0,44 * 19 * 8,5^2 = \mathbf{604 \text{ kN}}$$

Vengono inoltre considerate le azioni orizzontali e verticali dovute alle inerzie sismiche. Le azioni conseguenti alle inerzie sismiche sono calcolate in automatico dal programma sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi del modello e sulla base dei valori di  $a_g / g$  definito.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.2 MODELLO DI CALCOLO

### 7.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 8.18) prodotto dalla “CeAs” – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l’ausilio del programma di calcolo per l’analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2010.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l’accento sull’aspetto dell’interazione “locale” fra parete e terreno.

PARATIE Plus® non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto PARATIE Plus® non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno. Scopo precipuo di PARATIE Plus® è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l’effettivo comportamento dell’opera di sostegno.

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

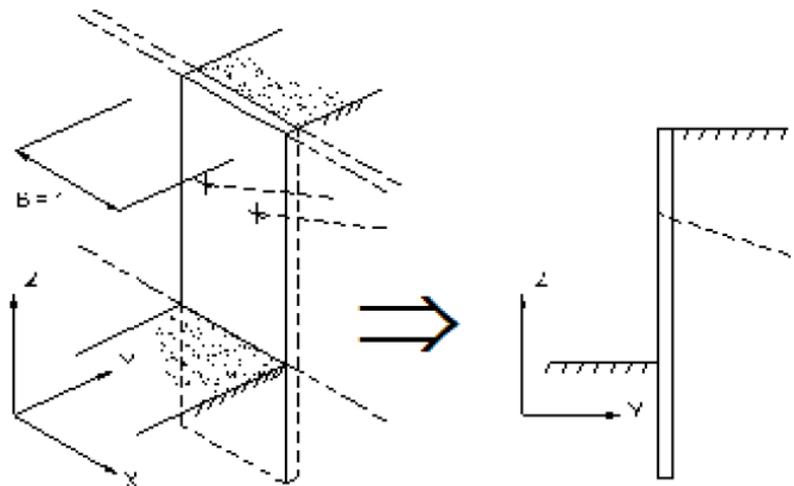
- Analisi classica = viene eseguita una analisi all’equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teoria classiche . Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un’analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall’Utente.
- Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
  - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcolate);

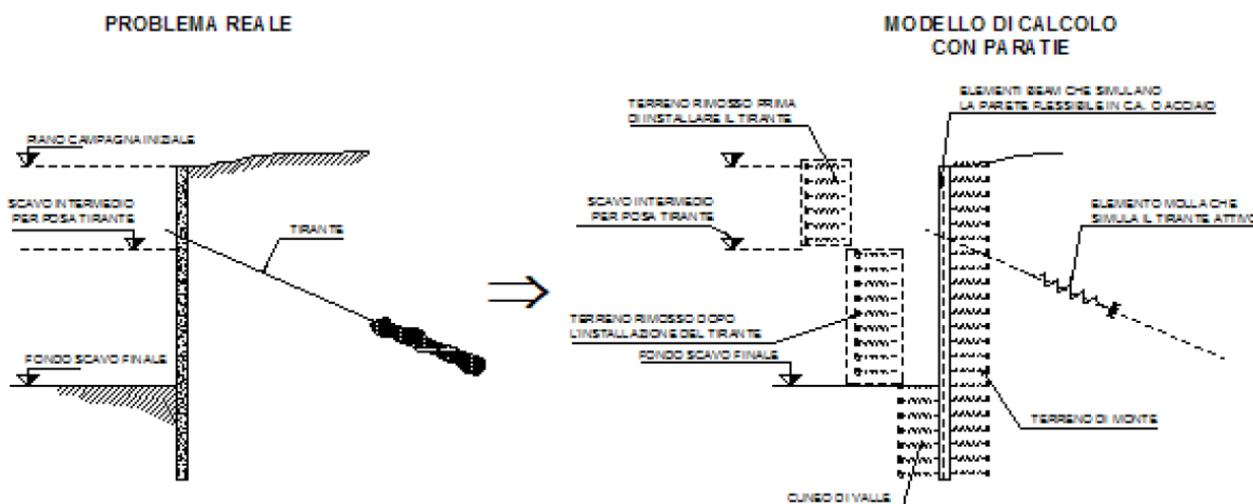
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo “TRAVE SU SUOLO ELASTICO”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi **STATICA INCREMENTALE**: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

PARATIE Plus® non è solo un programma di analisi, ma dispone di una serie di procedura utili alla generazione degli approcci di progetto previsti dalle principali Normative e consente di eseguire le seguenti verifiche:

- verifiche strutturali (STR) dei principali elementi strutturali (diaframma, tiranti, solette, puntoni, ecc)
- verifiche tipo GEO (pull-out tirante, stabilità fondo scavo, ecc)

### 7.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'opera verrà realizzata in per fasi e l'oggetto di questa trattazione è valutare l'evolversi delle tensioni durante lo "stage construction" della struttura.

La prima fase schematizza lo stato tensionale delle sole travi precomprese in stabilimento, soggette alla precompressione all'istante  $t_0$  (forza di precompressione letta sul martinetto) e al peso proprio della trave. In questa fase deve essere verificata che la compressione nella trave sia inferiore ai limiti da normativa e che la tensione nei cavi non superi i limiti consentiti. Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio.

La seconda fase schematizza l'istante  $t_{0+1}$  quando la trave viene posta in cantiere sulle strutture di elevazione, precedentemente realizzate. La trave è in uno schema di semplice appoggio soggetta al peso proprio, al peso del getto di completamento e alla precompressione depurata delle perdite istantanee.

La terza fase schematizza la struttura in esercizio, soggetta a tutti i carichi permanenti portati,

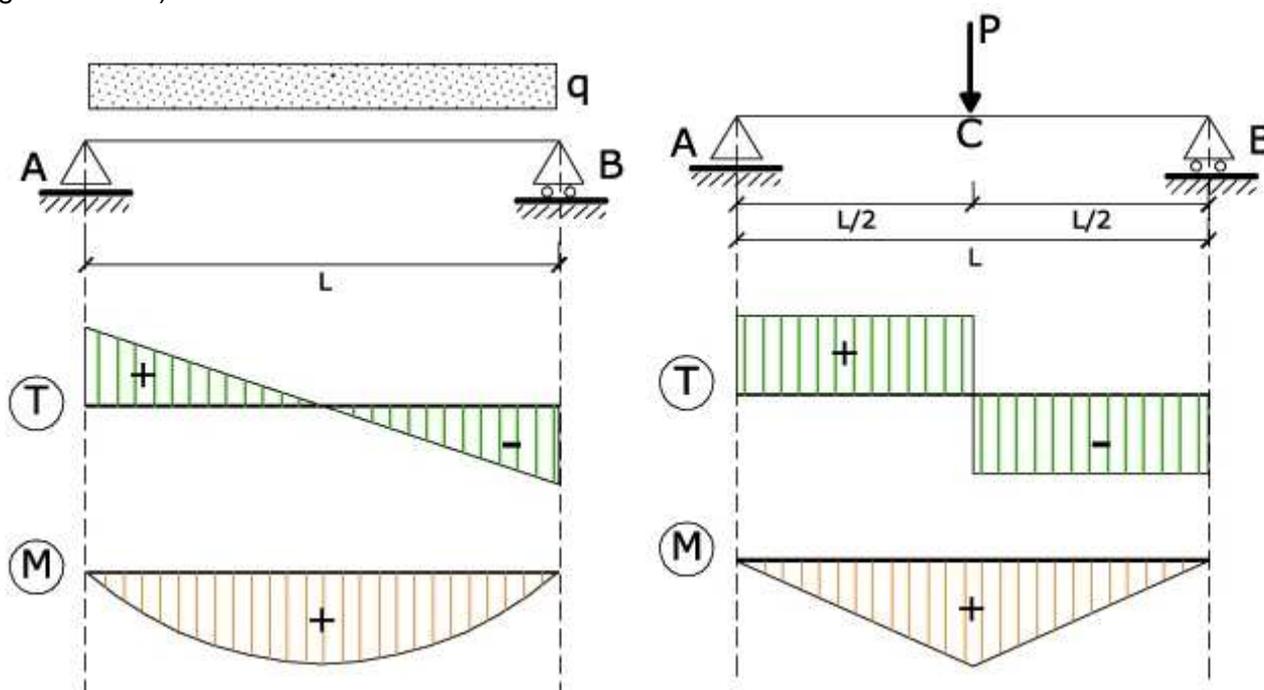
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

accidentali ed eccezionali. Si considerano anche avvenute tutte le perdite a lungo termine. La sezione reagente per la soletta di copertura è costituita dalla trave precompressa più il getto di completamento considerato solidarizzato con la trave mediante opportuna armatura di ripresa e di ancoraggio. Lo schema statico è quello di portale iperstatico

### 7.2.2.1 Modello di calcolo per la soletta superiore (1° e 2° fase)

Nella prima fase di varo, le travi in c.a.p. sono soggette al peso proprio e al successivo getto della soletta per la solidarizzazione con le pareti verticali.

Per valutare le sollecitazioni presenti in questa fase, si considera un modello di trave in doppio appoggio, analizzando una striscia di profondità pari a 80 cm (interasse delle travi) della lunghezza di 20 m, soggetta ai carichi uniformemente distribuiti dovuti ai pesi propri e permanenti portati (getto soletta):



### 7.2.2.2 Modello di calcolo per l'interazione terreno struttura (3° fase)

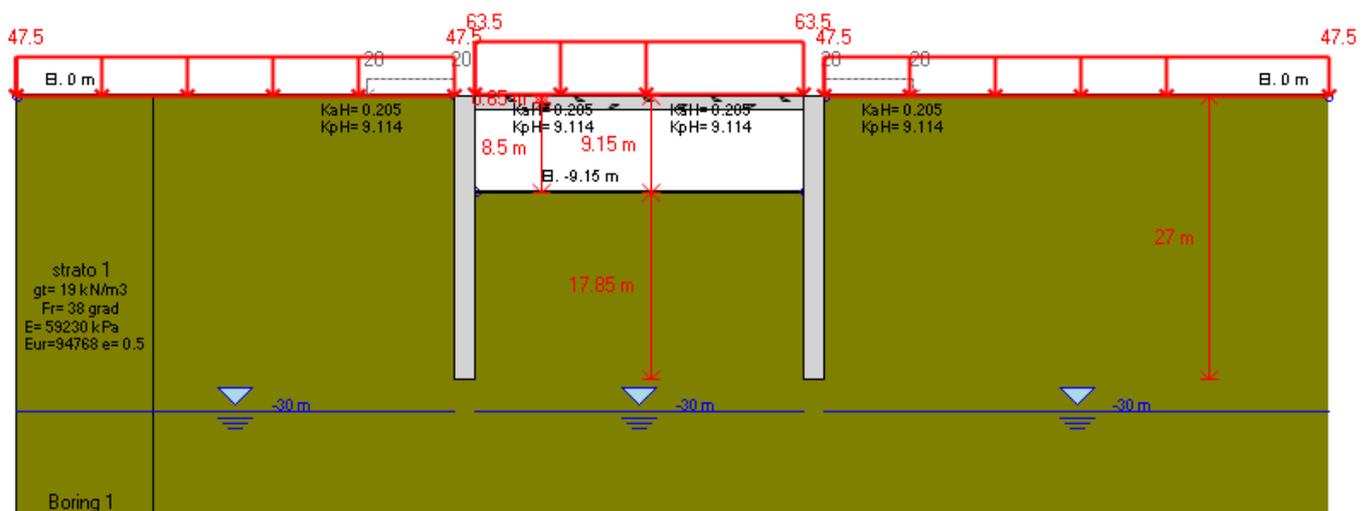
Nella seconda fase, la struttura si comporta come iperstatica a telaio, soggetta alle condizioni di carico di esercizio e lungo termine.

Come già descritto al paragrafo 7.2.1, la simulazione numerica del problema reale è condotta con il metodo degli elementi finiti; in dettaglio:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

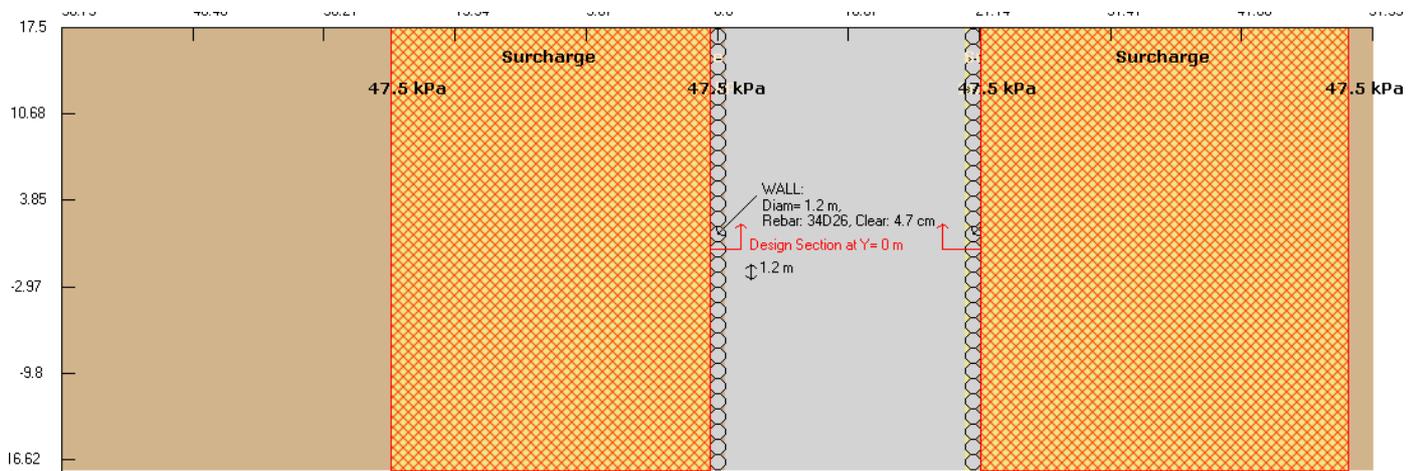
- si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano);
- la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ; il terreno è simulato da elementi finiti monodimensionali (molle) con legge costitutiva di tipo elasto-plastico; gli altri elementi strutturali (tiranti, solette, puntoni...) sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni nodi della parete;
- l'analisi svolta è una analisi statica incrementale di tipo elasto-plastico: ogni configurazione, quindi, dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

Nella modellazione si sono adottati degli incastri per simulare il vincolo tra la soletta e la berlinese. L'analisi viene condotta su una striscia di profondità unitaria.



F6. Modellazione adottata – vista in sezione

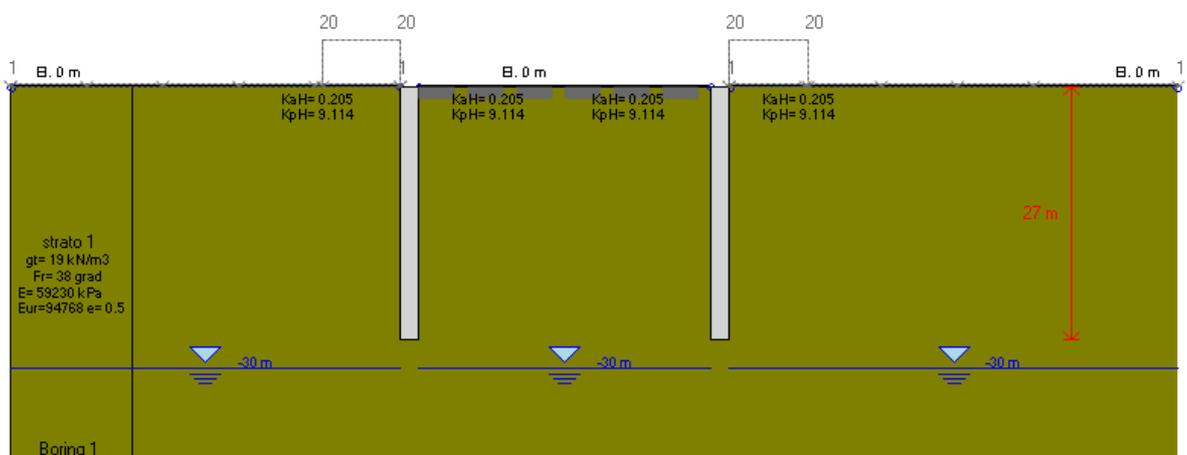
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F7. Modellazione adottata – vista in pianta

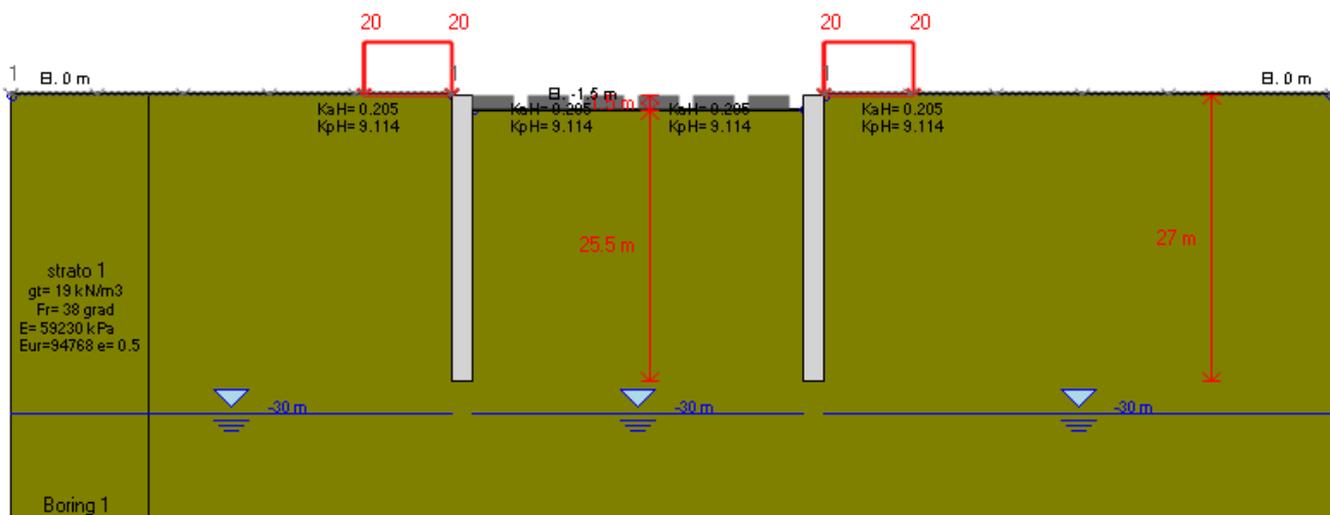
Le fasi di calcolo considerate nella modellazione del sistema terreno-struttura sono 6 e di seguito descritte.

- Fase 0 - coincidente con la configurazione a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero prevede uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota:

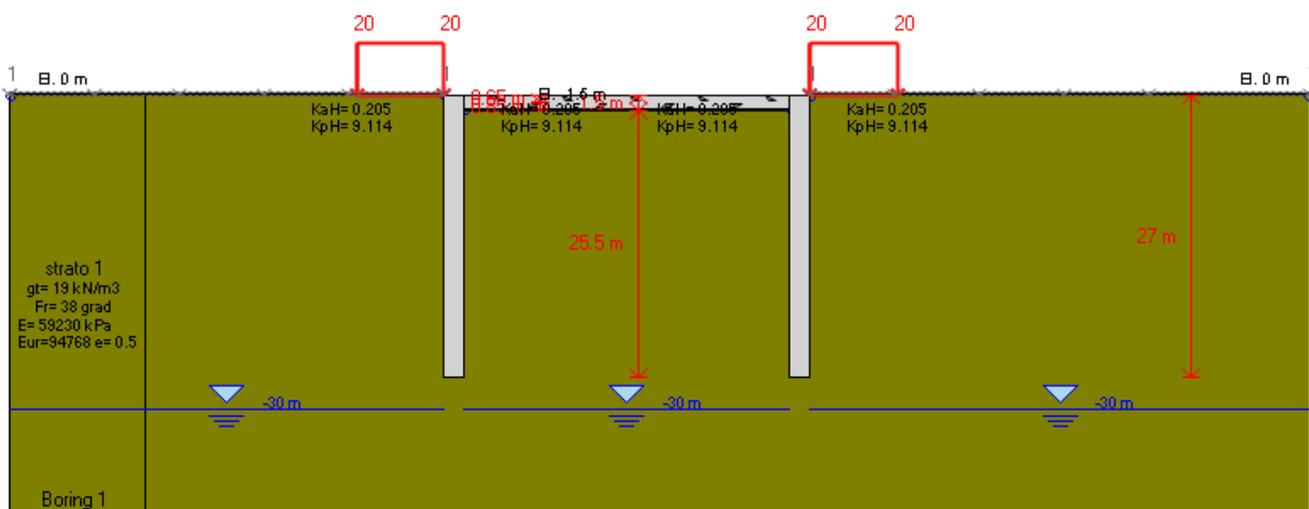


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Fase 1 - scavo fino a quota di lavoro per l'esecuzione della soletta superiore e inserimento del sovraccarico da 20 kPa per la simulazione dei mezzi di lavoro:

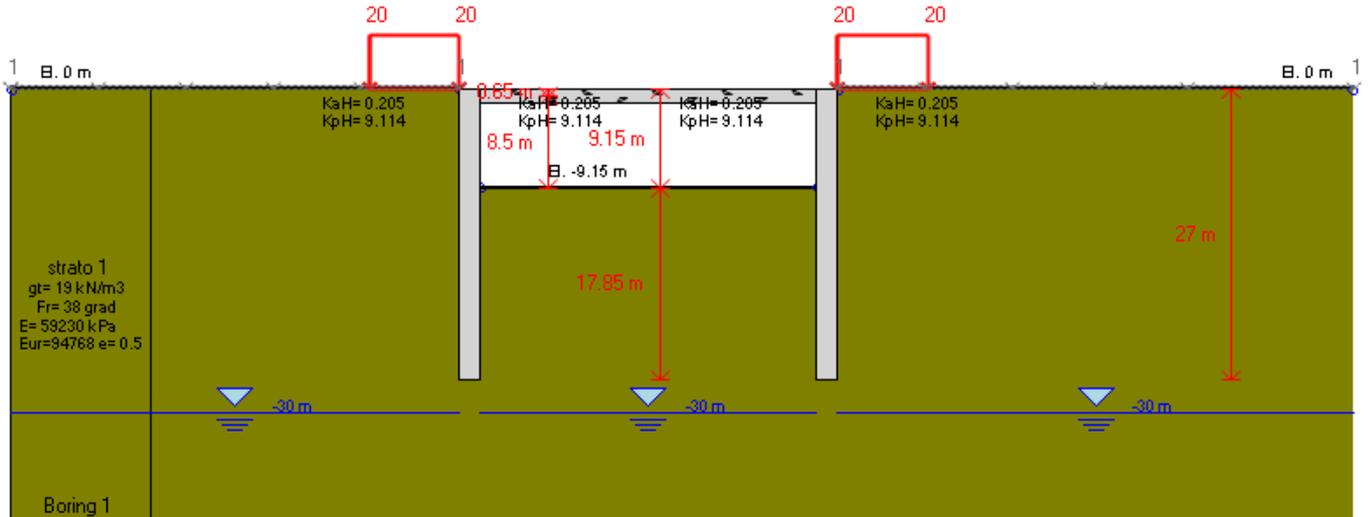


- Fase 2 – getto della soletta superiore:

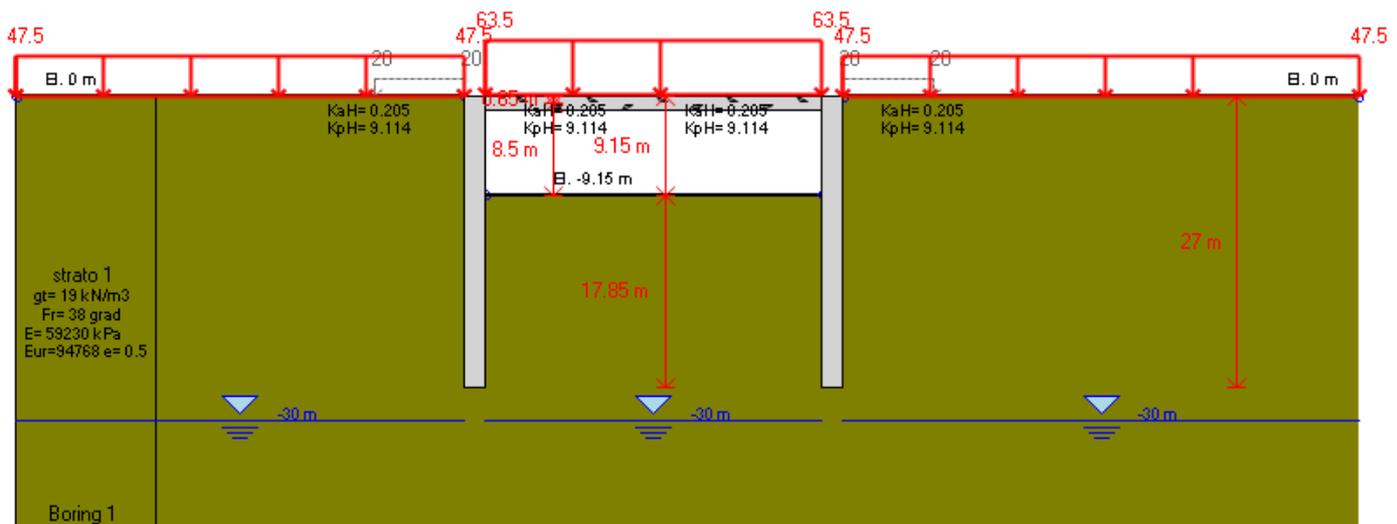


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Fase 3 – scavo sotto copertura fino a quota di fondo:

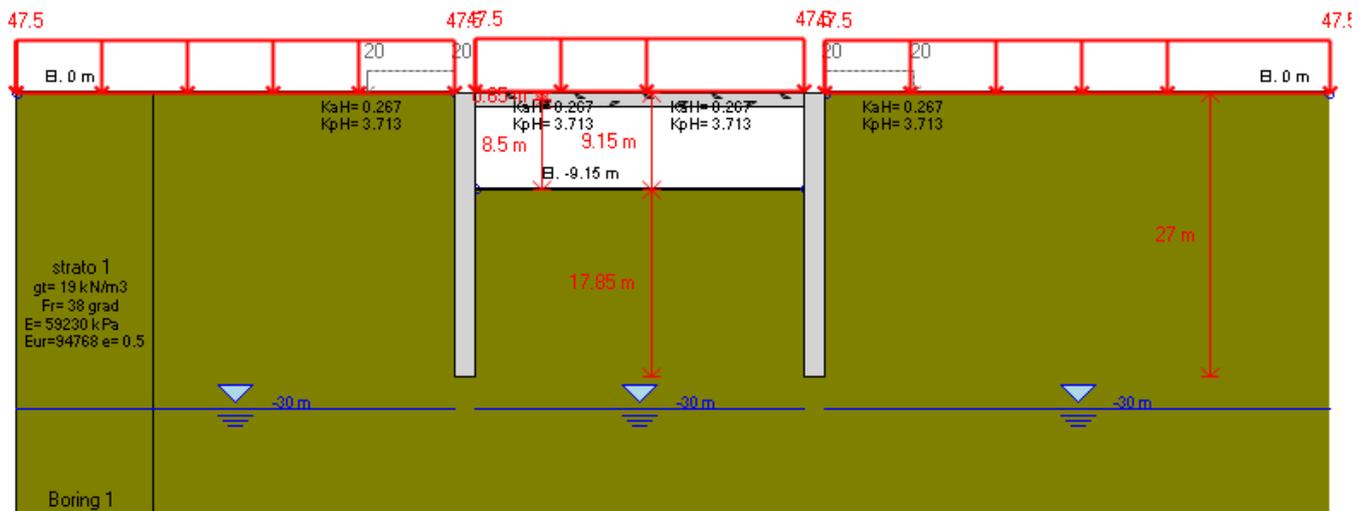


- Fase 4 – rinterro fino a piano viabile ( $H=2,5 \text{ m}$ ) e inserimento del sovraccarico accidentale per massimizzare la spinta sulla paratia:



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

- Fase 5 – rimozione del sovraccarico accidentale e inserimento dell'azione sismica

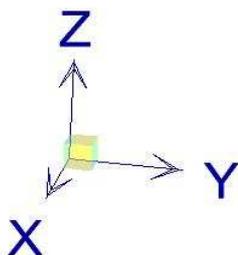


Le fasi non coincidono con l'effettiva costruzione della struttura, ma vengono implementate per massimizzare le reazioni sugli elementi della struttura. In particolare le fasi 0, 1 e 2 sono necessarie per la corretta esecuzione e convergenza del modello, anche se non riconducibili a una reale situazione di "stage construction".

Dalla fase 3 si modella effettivamente il comportamento della struttura durante la fase di cantiere, fino ad arrivare alla fase 4 e 5 che modellano la situazione di esercizio.

### 7.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

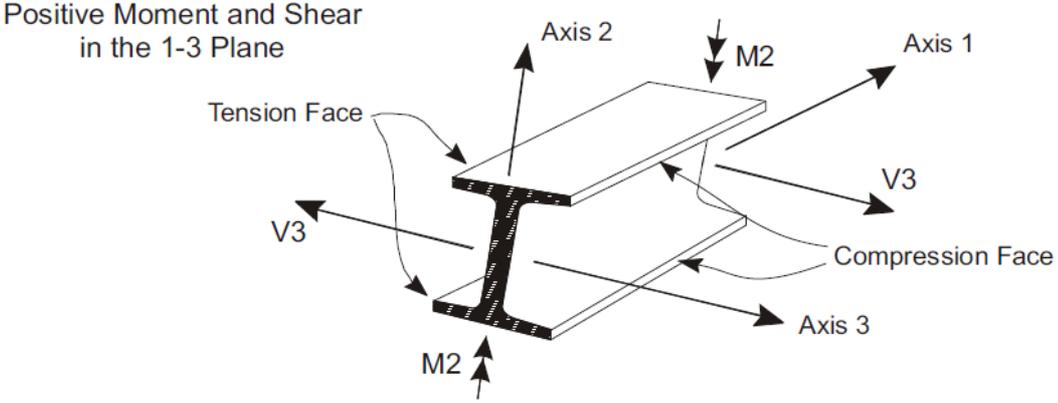
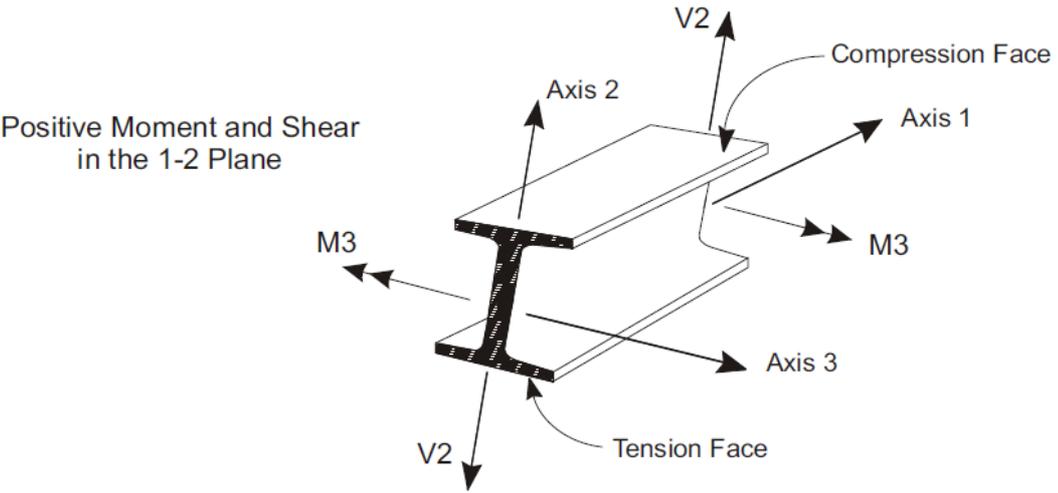
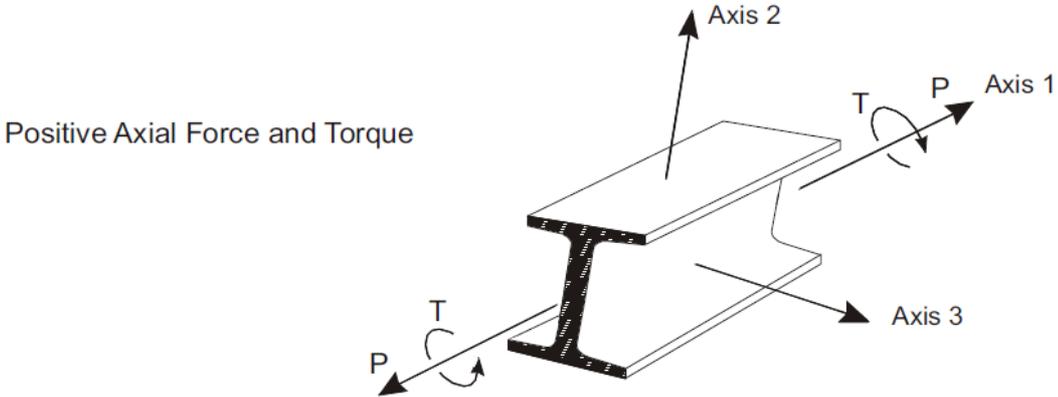
Il sistema di riferimento viene assunto con origine sulla coordinata di ascissa  $x=0$ , coincidente con l'asse appoggi della spalla A. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



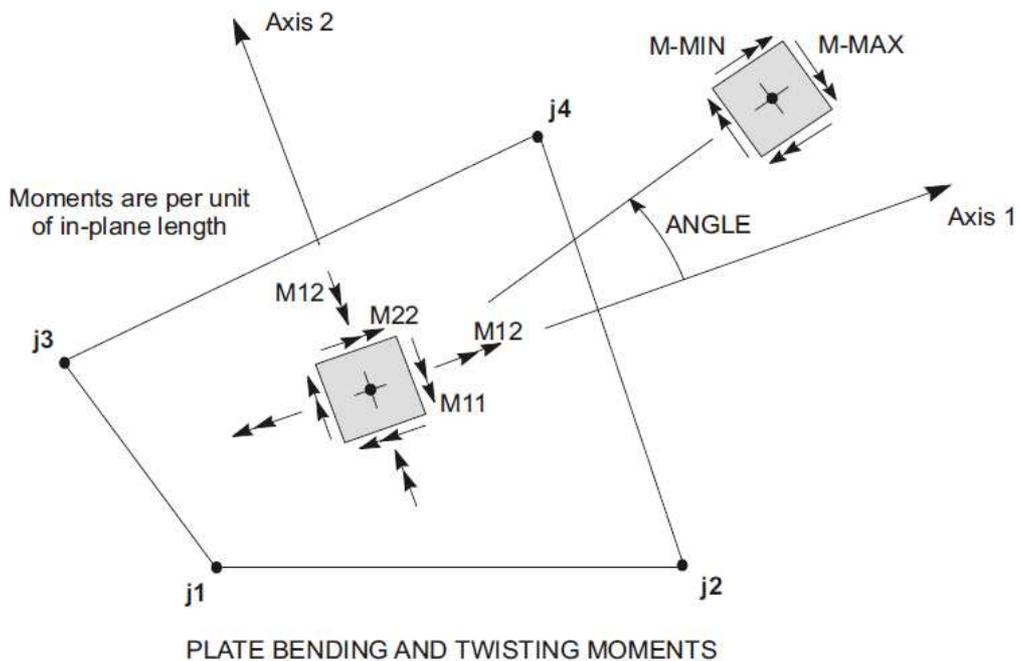
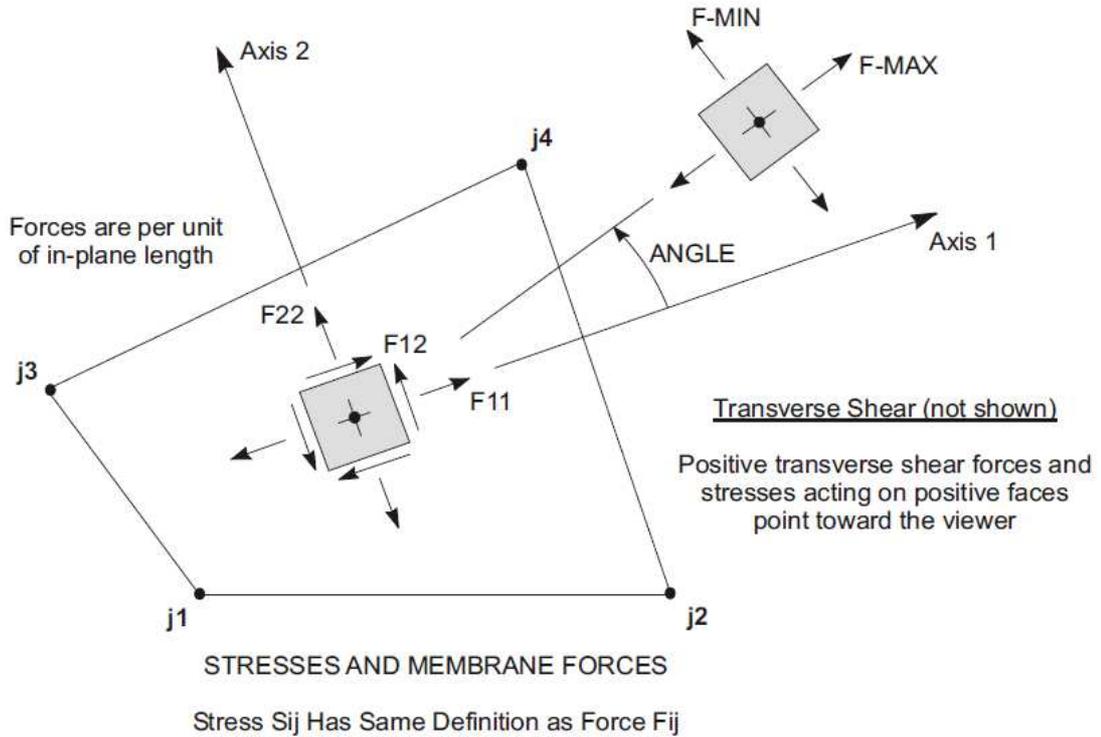
- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale dell'impalcato, positivo dalla Spalla A verso la Spalla B;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale, positivo verso destra;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nelle figure successive.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



F8. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "line"



F9. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "Area"

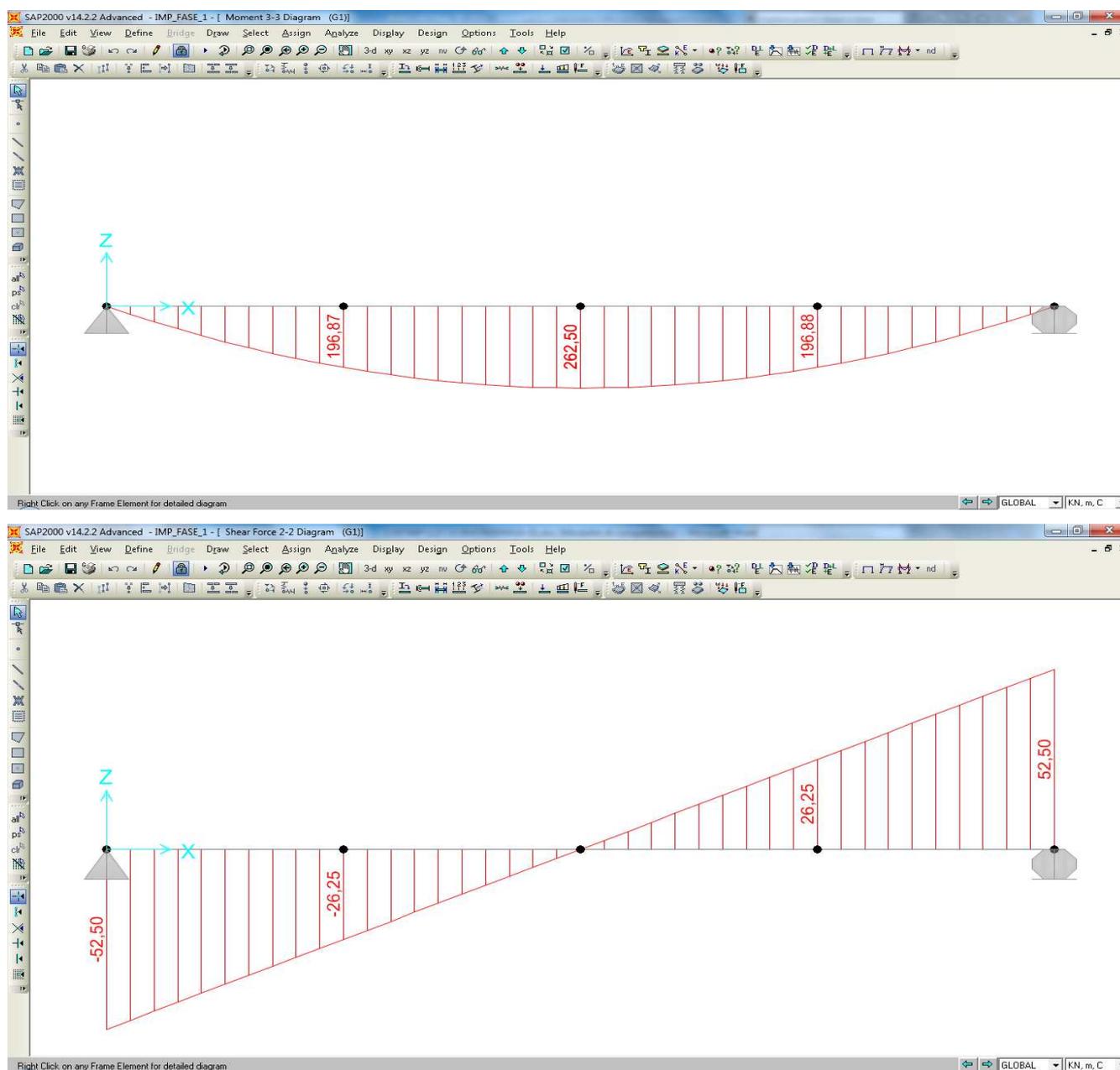
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

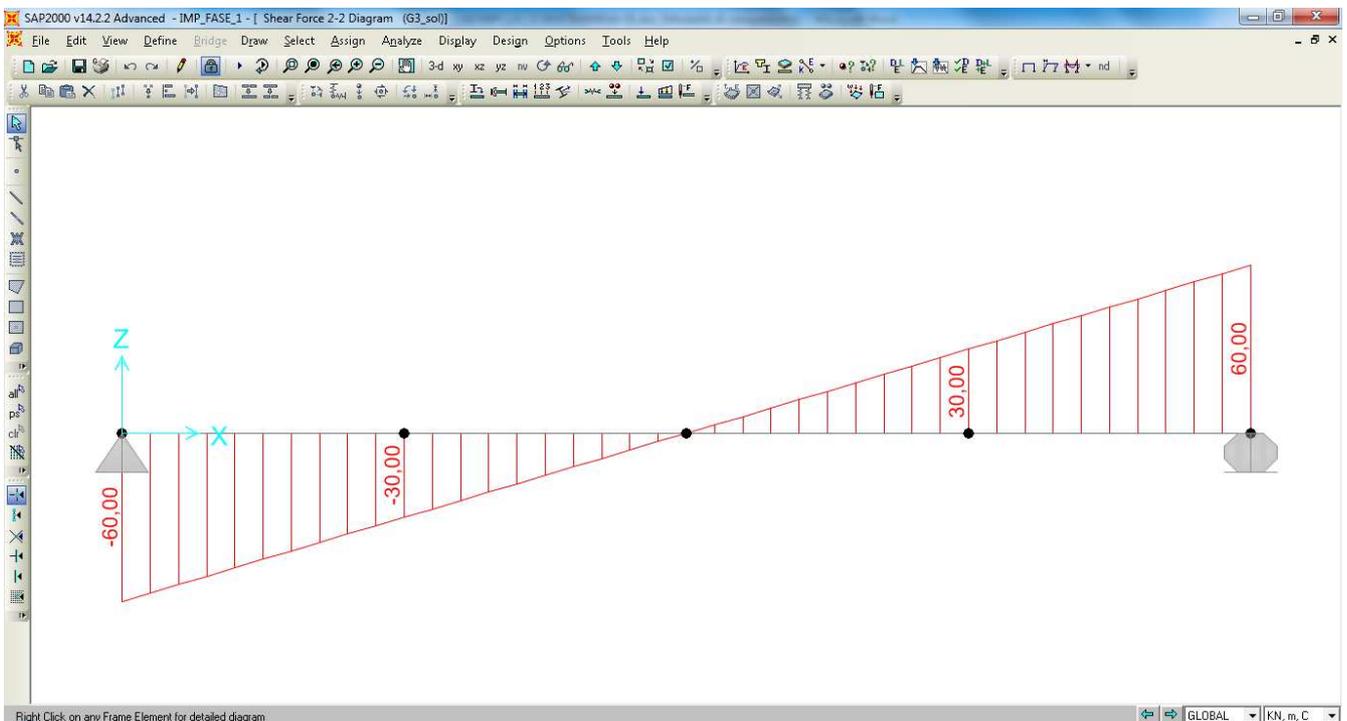
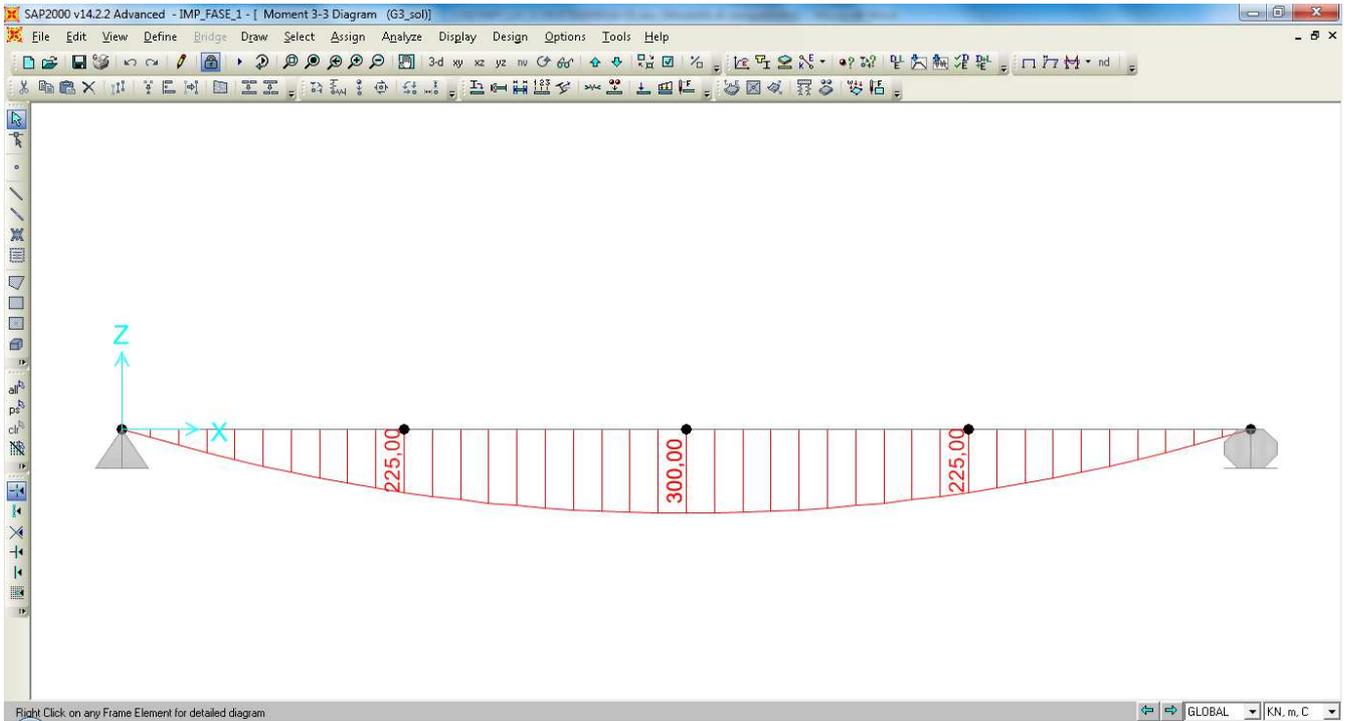
### 7.3.1 Sollecitazioni di prima e seconda fase

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione N, M e T per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 7.1).

#### Diagrammi di sollecitazione M e T – peso proprio trave

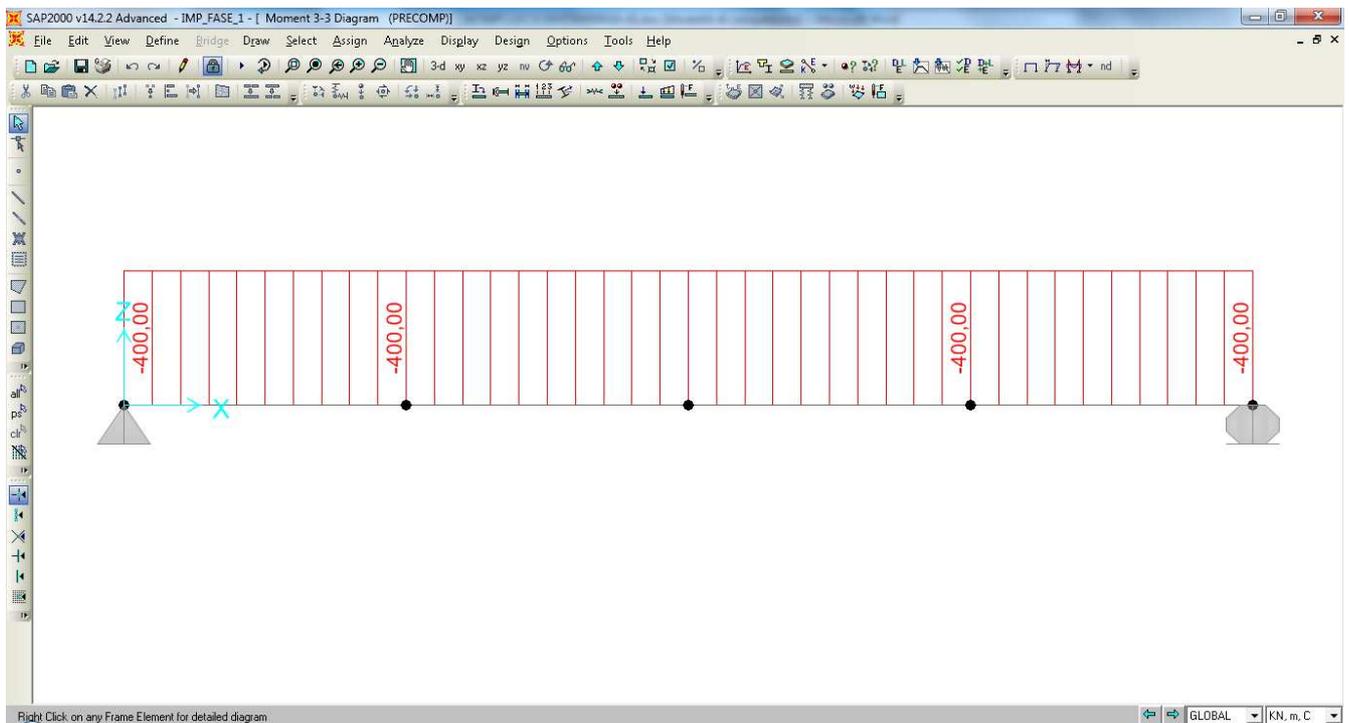
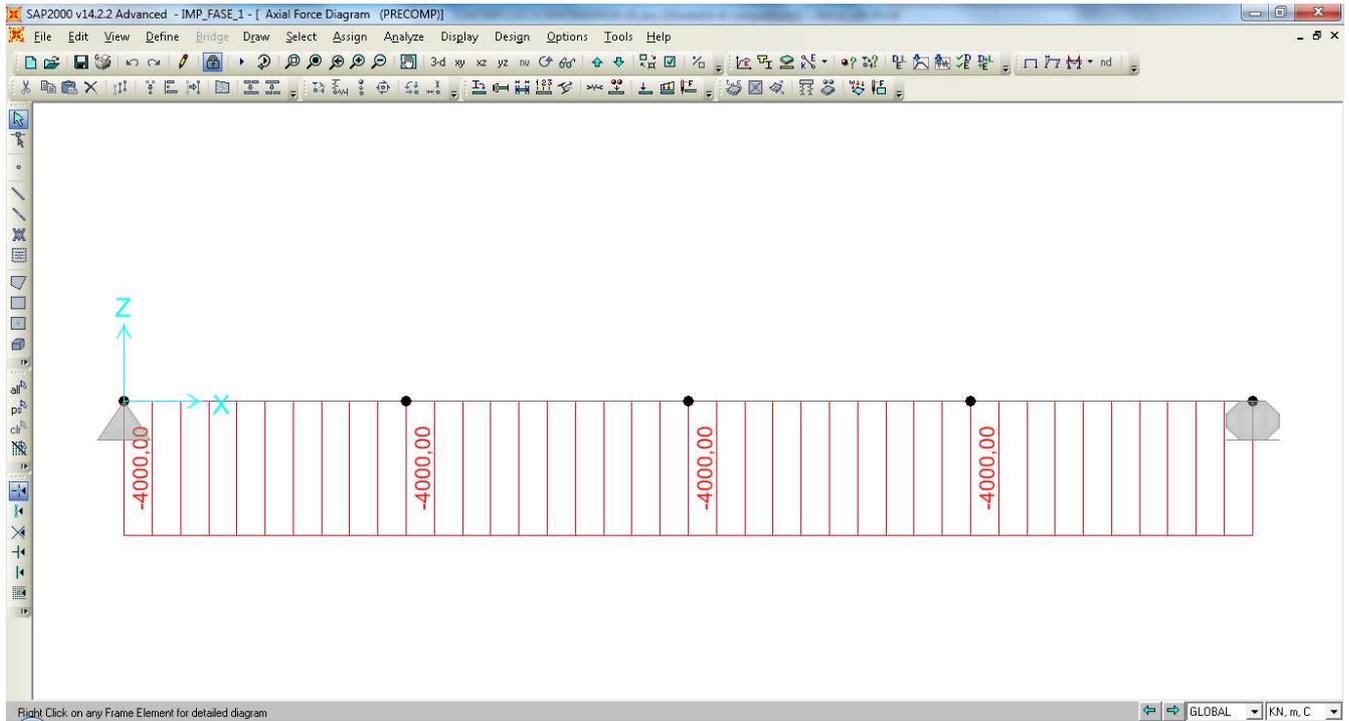


*Diagrammi di sollecitazione M e T – getto soletta di completamento*

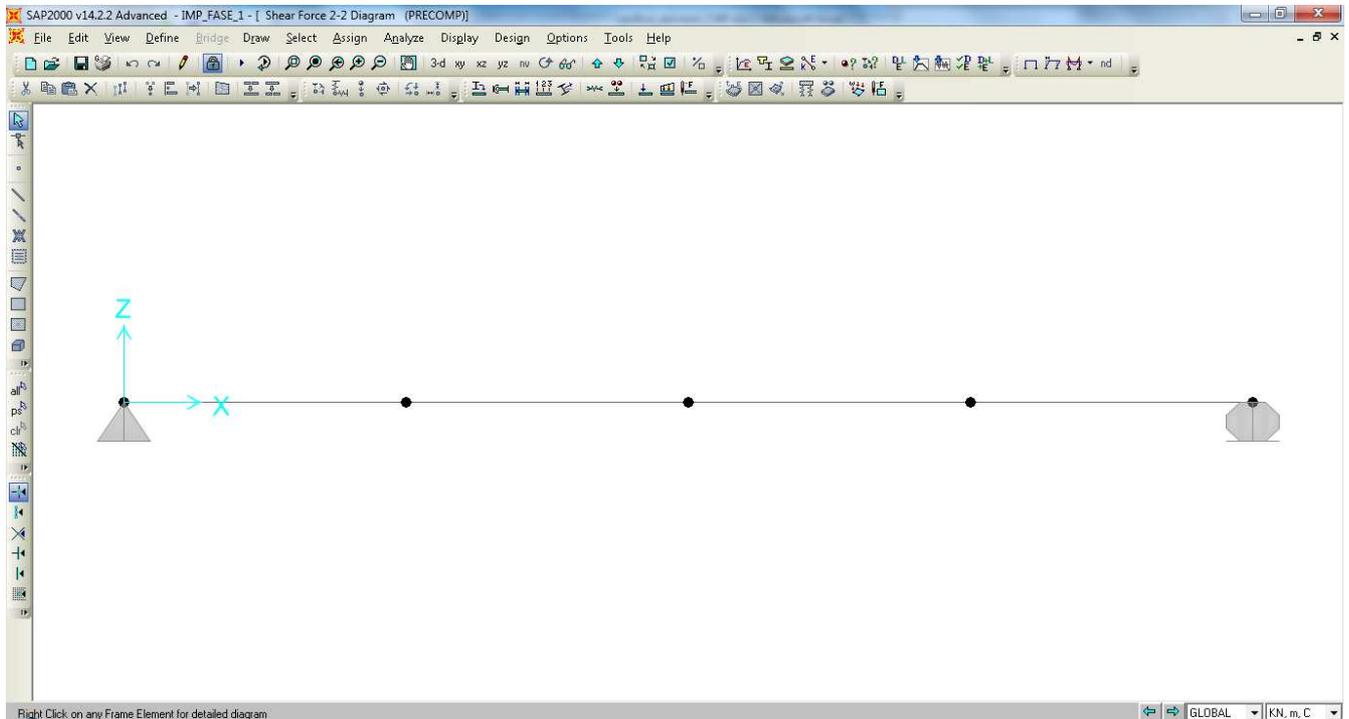


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

**Diagrammi di sollecitazione N, M e T – precompressione**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

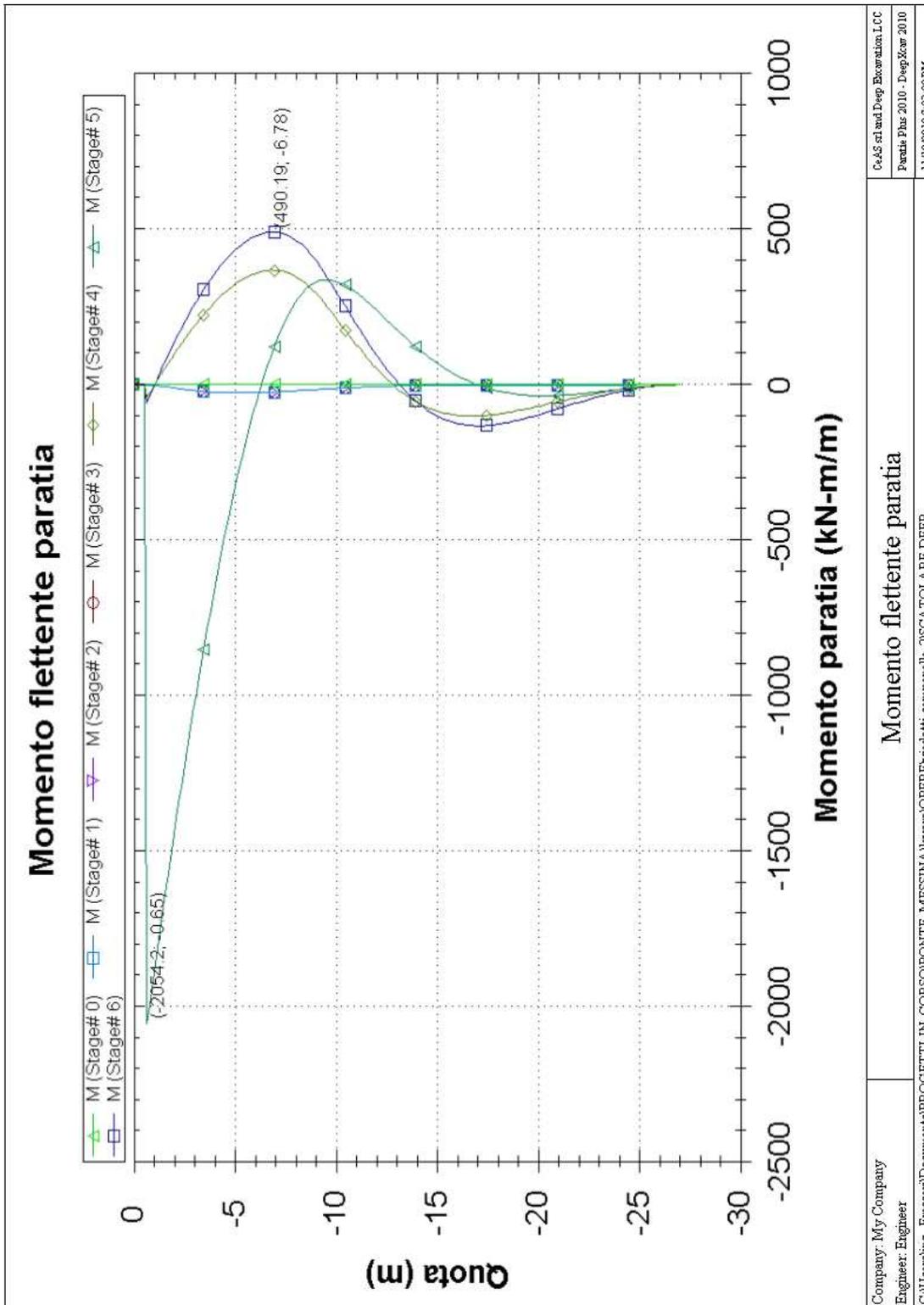


### 7.3.2 Sollecitazioni di terza fase

Si riportano nel seguito i risultati più significativi generati dall'applicazioni dei carichi non fattorizzati in accordo quanto indicato ai paragrafi precedenti (vedi § 7.1).

Più in dettaglio si riportano i diagrammi relativi a:

- momento flettente lungo la paratia
- andamento del massimo momento nelle diverse fasi di calcolo
- andamento del taglio lungo la paratia
- deformazione orizzontale della paratia
- diagramma del fattore di sicurezza per infissione paratia
- diagramma della  $R_p$  mobilitata nei diversi stage considerati



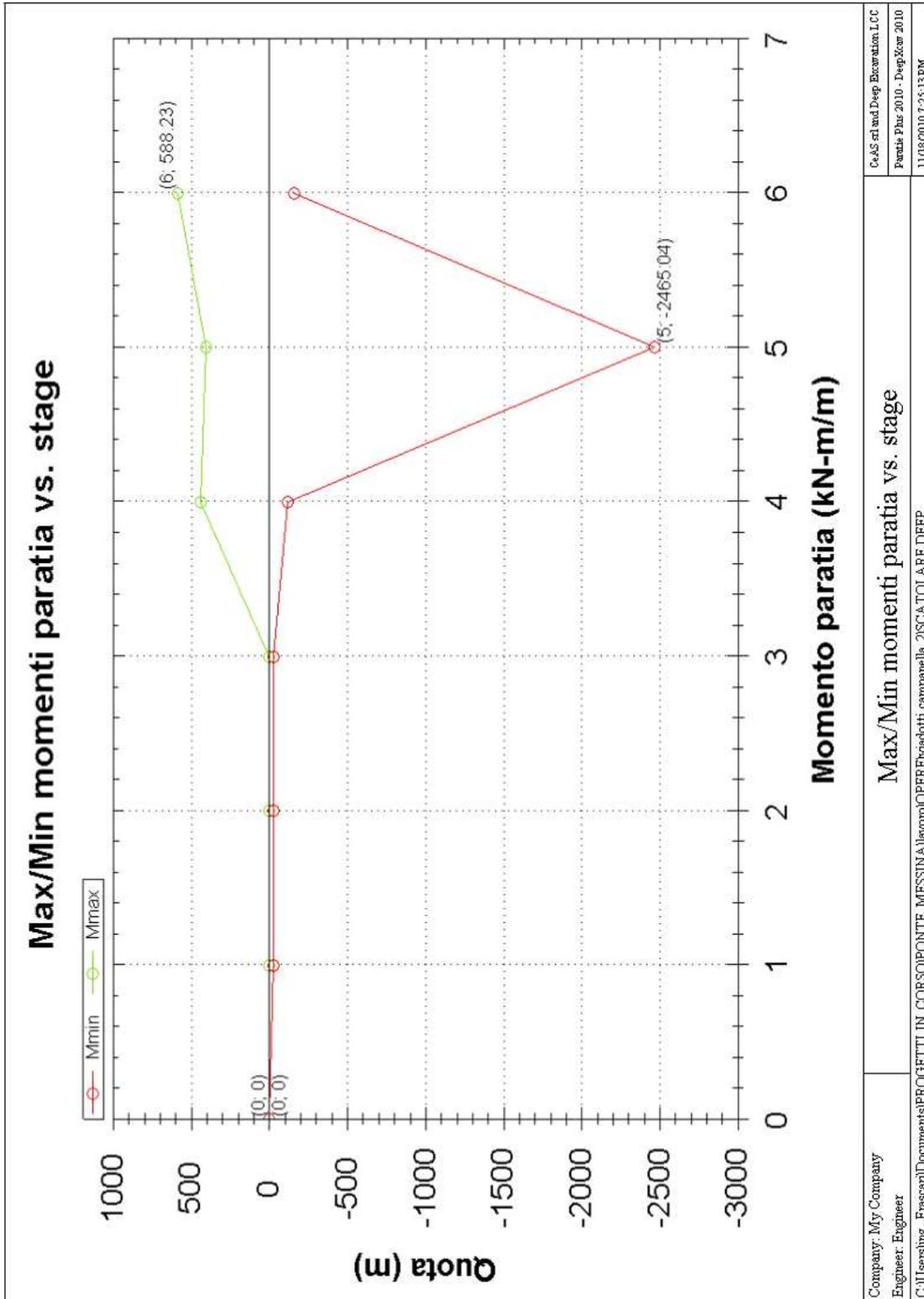
Company: My-Company  
 Engineer: Engineer  
 C:\Users\ing. Frascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\risolotti campanella\_2\SCATOLARE.DEEP  
 Ca45 srl and Deep Excavation, LCC  
 Punta Fba 2010 - DeepScan 2010  
 11/18/2010 7:23:22 PM

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0331\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

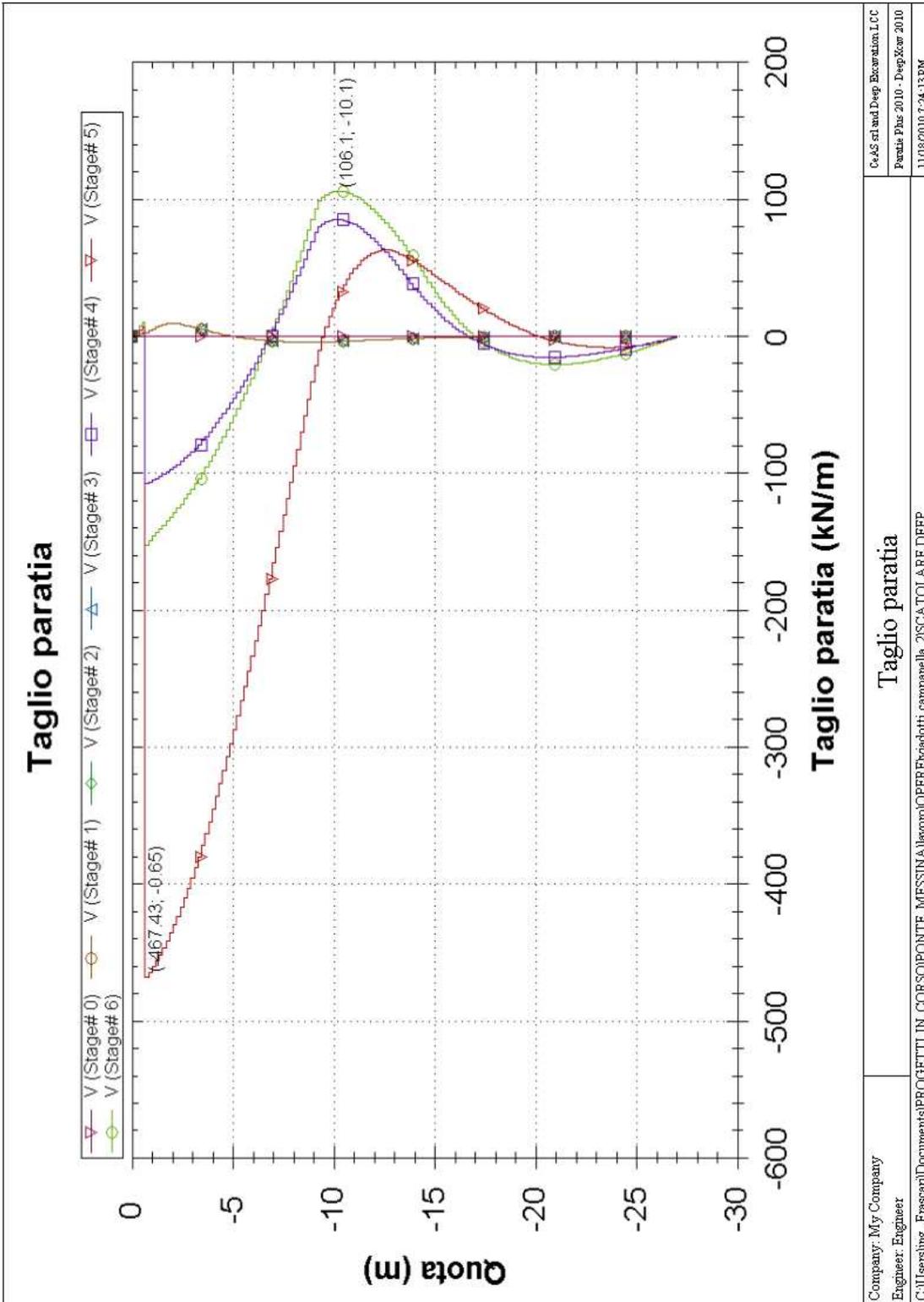


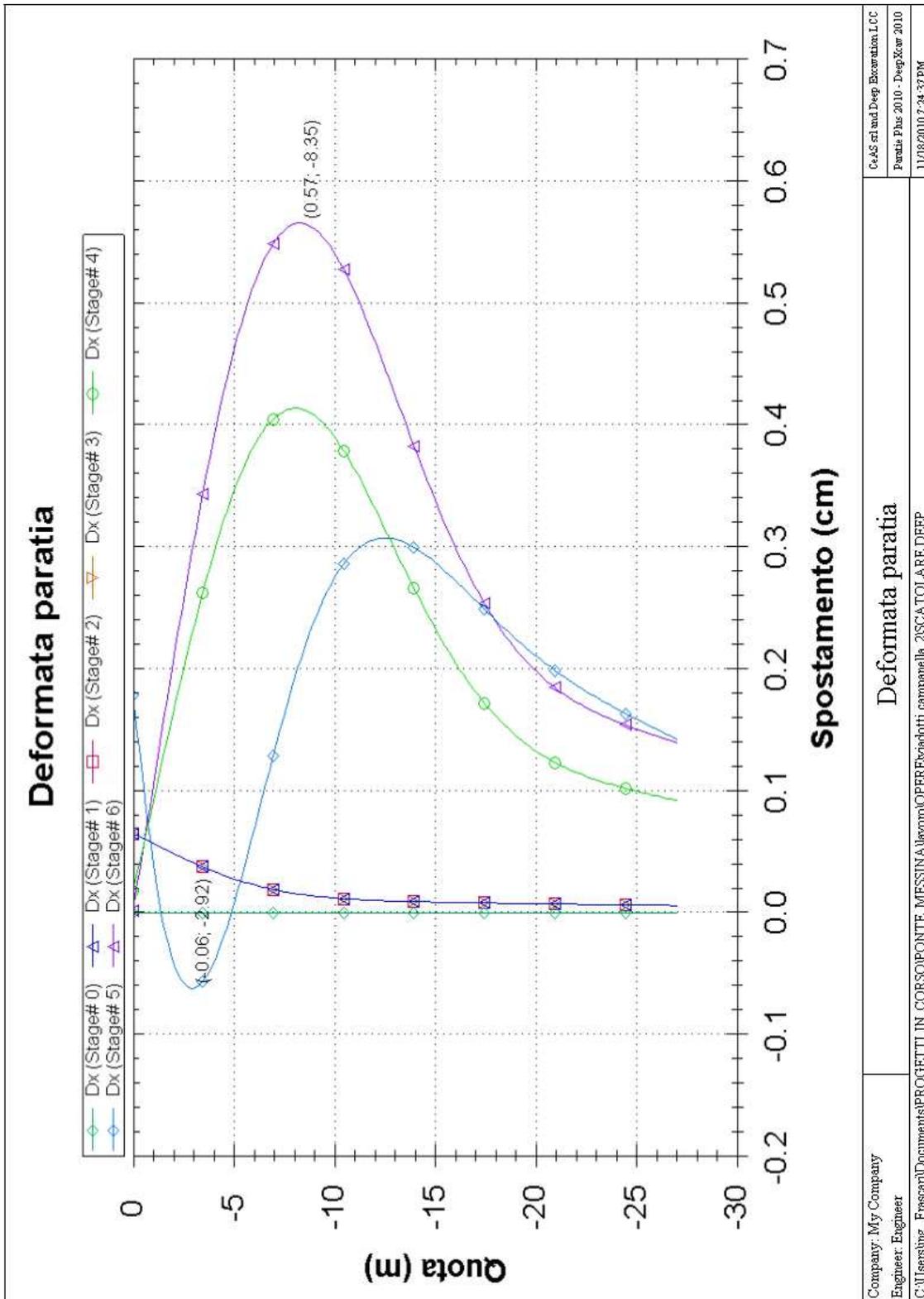
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0331\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011



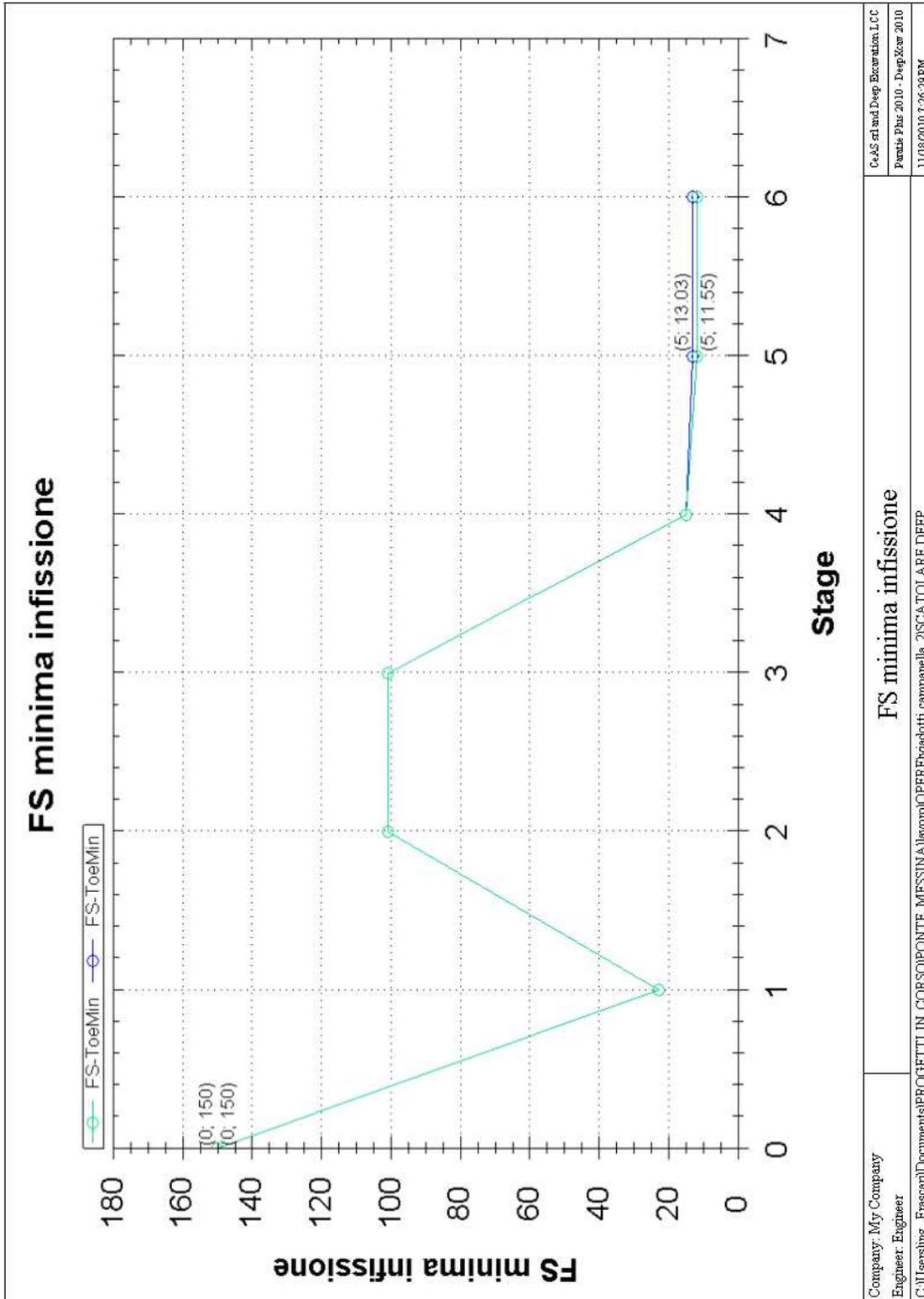


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento  
CS0331\_F0

Rev  
F0

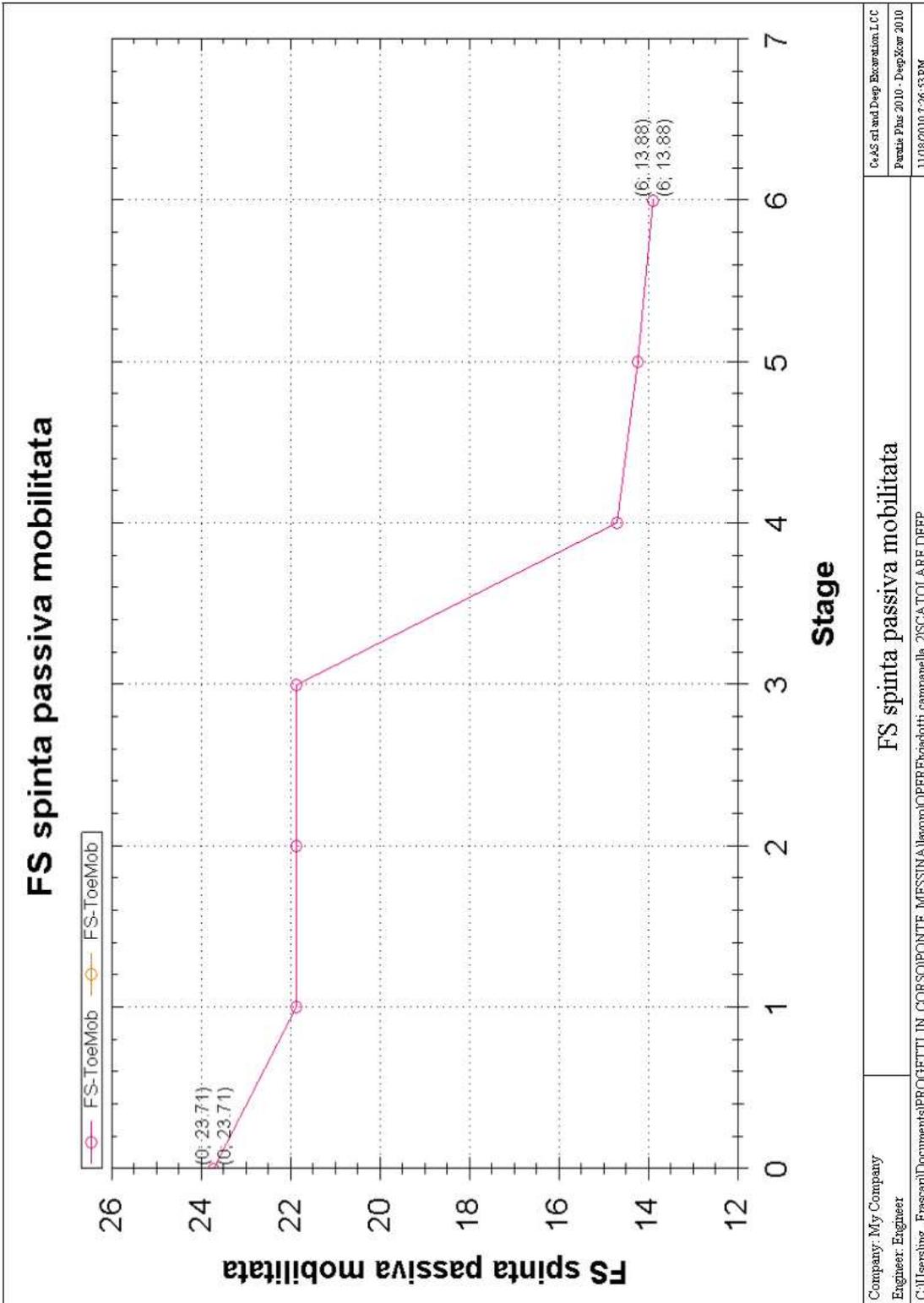
Data  
20/06/2011



Company: My Company  
Engineer: Engineer  
C:\Users\ing. Frascant\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\viadotti campipanella\_2\SCATOLARE.DEEP

FS minima infissione

CeAS srl and Deep Excavation LLC  
Parade Piaz 2010 - DeepXcor 2010  
11/18/2010 7:26:29 PM



Company: My Company  
 Engineer: Engineer  
 C:\Users\ing. Frascan\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\risolti campanella\_2\SCA\TOLARE\DEEP

FS spinta passiva mobilitata

Ca&S srl and Deep Excavation, LCC  
 Project File: 2010 - Deep.Ecor 2010  
 11/18/2010 7:26:53 PM

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 7.3.3 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV di [NT\_1]. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

**Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

<i>Carichi sulla carreggiata</i>							<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
<b>Carichi verticali</b>				<b>Carichi orizzontali</b>		<b>Carichi verticali</b>	
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$	
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico			
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico		
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale					

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La Tab. 5.1.V di [NT\_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$ .

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti  $\phi_{0j}$ ,  $\phi_{1j}$  e  $\phi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT\_1] e riportati nel seguito per completezza.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve <math>q_5</math></i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi sono definite al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

con

+ implica "da combinarsi con"

$\sum$  implica "l'effetto combinato di"

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti

$E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato

$P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili

$\gamma_G$ ,  $\gamma_P$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\psi_0, \psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Nelle verifiche di resistenza delle travi è omessa la combinazione sismica precedentemente definita, in quanto non dimensionante e non significativa in rapporto alle combinazioni analizzate con i carichi mobili come condizione dominante.

### 7.3.4 Combinazioni per gli S.L.S.

Le verifiche agli S.L.S. risultano significative per la soletta precompressa, in quanto la verifica della condizione **RARA** risulta dimensionante per la struttura:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove

+ implica "da combinarsi con"

$\sum$  implica "l'effetto combinato di"

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti

$P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili

$\psi_0$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le altre combinazioni agli SLS risultano non dimensionanti e rimandate a una fase successiva della progettazione.

## 7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI COPERTURA

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ ; se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Per le verifiche della sezione di mezzeria, essendo una struttura precompressa, le verifiche più significative sono quella che indagano le tensioni d'esercizio (SLS – RARA).

Le verifiche agli SLS-FR e SLS-QP sono superflue una volta verificata la combinazione SLS-RARA, in quanto le combinazioni FR e QP conducono a sollecitazioni agenti inferiori rispetto alla combinazione RARA e la condizione ricercata è quella di non apertura delle fessure.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 7.4.1 Verifica sezione mezzeria (massimo momento flettente)

##### a) - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

###### CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 1 E 2

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0,2
Altezza sezione	m	0,8
Area resistente	m <sup>2</sup>	0,2100
Area resistente a taglio	m <sup>2</sup>	0,2100
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0,333
Momento d'inerzia	m <sup>4</sup>	0,01570000
Ws	m <sup>3</sup>	0,033619
Wc	m <sup>3</sup>	0,078500
Wi	m <sup>3</sup>	0,047147

###### CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 3

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0,527
Altezza sezione	m	1,05
Area resistente	m <sup>2</sup>	0,4100
Area resistente a taglio	m <sup>2</sup>	0,2100
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0,66
Momento d'inerzia	m <sup>4</sup>	0,05980000
Wss	m <sup>3</sup>	0,153333
Ws	m <sup>3</sup>	0,427143
Wc	m <sup>3</sup>	0,113472
Wi	m <sup>3</sup>	0,090606

##### b) - AZIONI ELEMENTARI

	M	N	T
	(kNm)	(kN)	(kN)
Precompressione iniziale	-800,00	-4.000,00	0,00
Peso proprio trave	263,00	0,00	0,00
Perdite istantanee	40,74	194,00	0,00
Getto di completamento	300,00	0,00	0,00
Perdite a lungo termine	233,10	700,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Azioni 3°FASE	1.587,50	0,00	0,00	
c) - AZIONI COMBinate	M	N	T	$\gamma_s$
	(kNm)	(kN)	(kN)	-
Precompressione iniziale	-800,00	-4.000,00	0,00	1,00
Peso proprio trave	263,00	0,00	0,00	1,00
Perdite istantanee	40,74	194,00	0,00	1,00
Getto di completamento	300,00	0,00	0,00	1,00
Perdite a lungo termine	233,10	700,00	0,00	1,00
Azioni 3°FASE	1.587,50	0,00	0,00	1,00

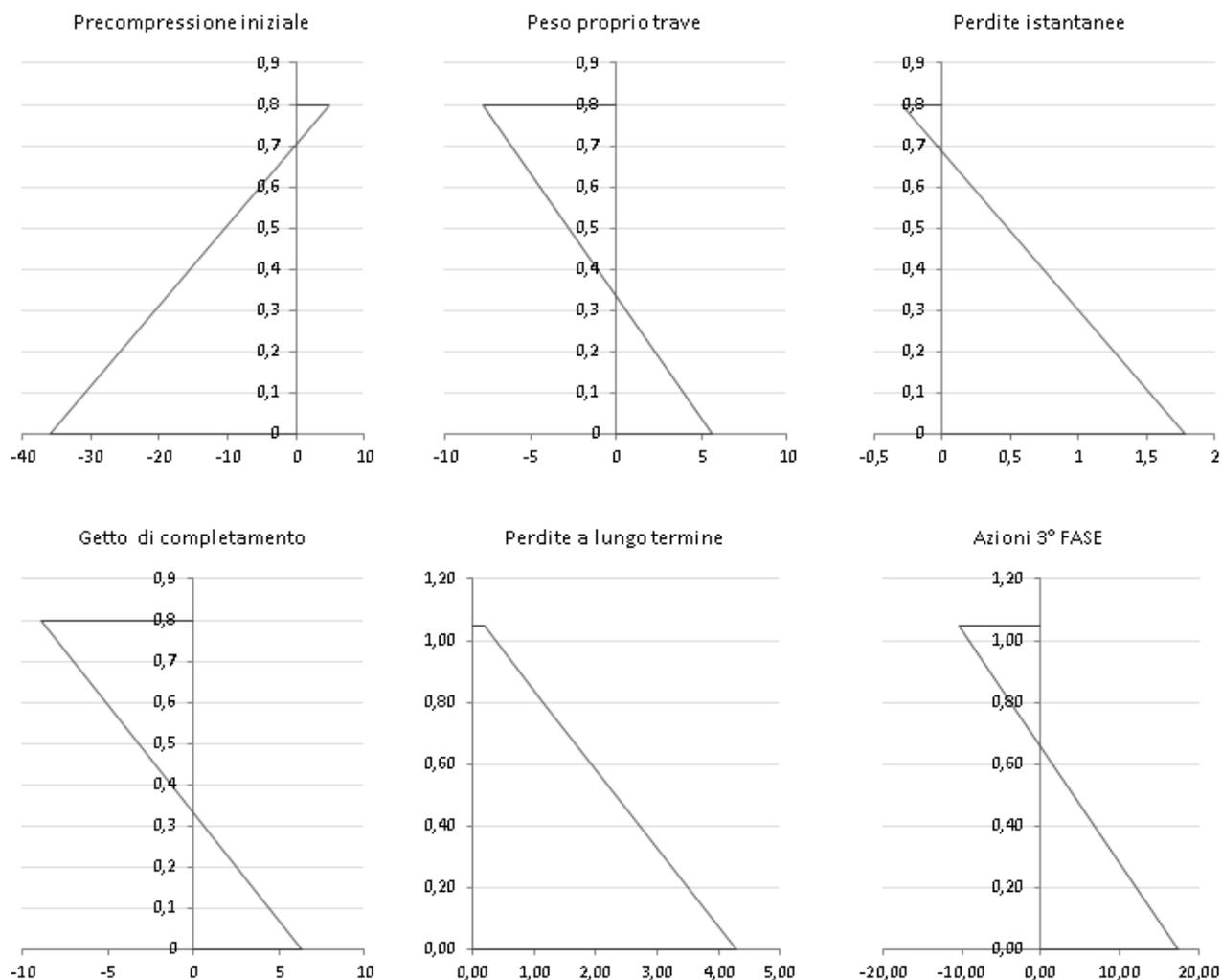
d) - SOLLECITAZIONI	fibra tensionale indagata	$\sigma$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{tot}$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{tot}$ N/mm <sup>2</sup>
Precompressione iniziale	sup. trave	4,749		4,749	
	baricentro	-19,048	0,000		0,000
	inf. trave	-36,016		-36,016	
Peso proprio trave	sup. trave	-7,823		-3,074	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	5,578		-30,437	
Perdite istantanee	sup. trave	-0,288		-3,362	
	baricentro	0,924	0,000		0,000
	inf. trave	1,788		-28,650	
Getto di completamento	sup. trave	-8,924		-12,286	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	6,363		-22,287	
Perdite a lungo termine	sup. getto	0,187		0,187	
	sup. trave	1,162		-11,124	
	baricentro	1,707	0,000		0,000
	inf. trave	4,280		-18,007	
Azioni 3°FASE	sup. getto	-10,353		-10,166	
	sup. trave	-3,717		-14,841	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	17,521		-0,486	

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto la massima compressione è inferiore a  $0.60 f_{ck}$ , e lo stato tensionale è sempre di compressione delle fibre della trave, rispettando lo stato limite di decompressione della struttura.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

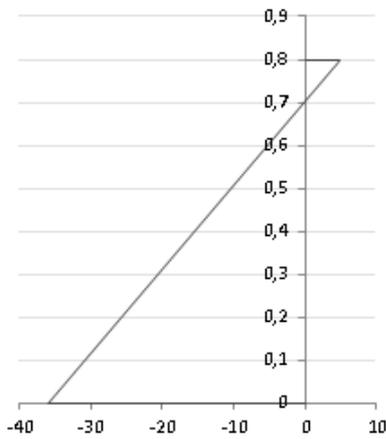
Si riportano nel seguito anche i diagrammi di sollecitazione in forma grafica per una comprensione migliore dell'andamento delle tensioni.

### GRAFICI DELLA TENSIONE PARZIALE NELLA SEZIONE

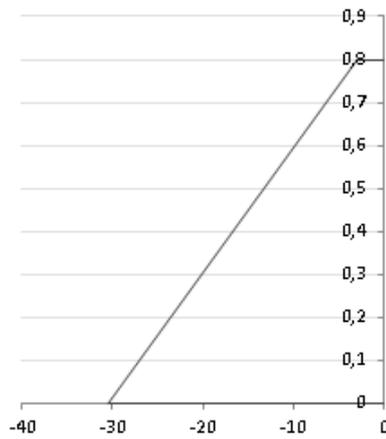


**GRAFICI DELLA TENSIONE TOTALE NELLA SEZIONE**

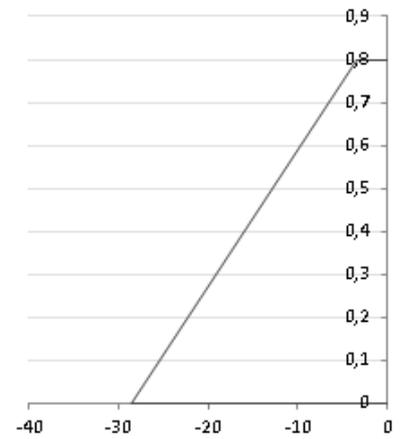
Precompressione iniziale



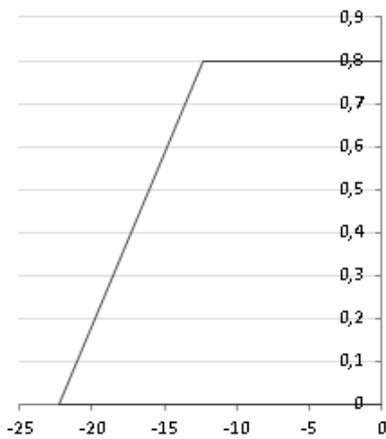
Peso proprio trave



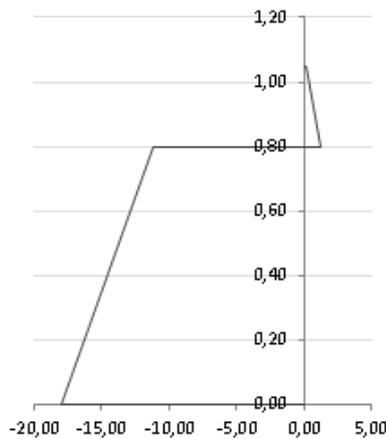
Perdite istantanee



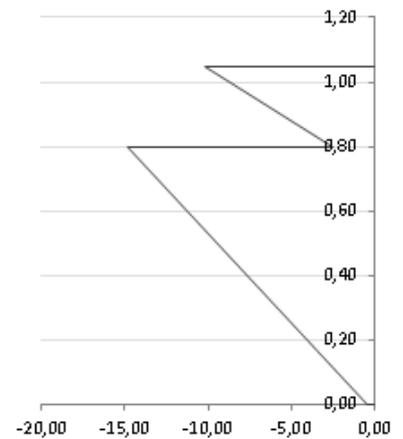
Getto di completamento



Perdite a lungo termine



Azioni 3° FASE



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 7.4.2 Verifica sezione posta a $x=1,85$ m da asse appoggio

La sezione resistente è costituita dalla sola trave a T rovescia e dal getto di soletta integrativo.

La verifica nella fase 1 e 2 risulta superflua in quanto le azioni flettenti a cui è soggetta la trave sono notevolmente inferiori rispetto alla sezione di mezzeria; il calcolo del numero di trefoli inguainati viene rimandato a una fase successiva di progettazione.

#### CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 3

Altezza sezione	m	1,05
Area resistente	m <sup>2</sup>	0,4100
Area resistente a taglio	m <sup>2</sup>	0,2100
Momento d'inerzia	m <sup>4</sup>	0,05980000
Wss	m <sup>3</sup>	0,153333
Ws	m <sup>3</sup>	0,427143
Wc	m <sup>3</sup>	0,113472
Wi	m <sup>3</sup>	0,090606

Si riportano le verifiche della sola condizione agli SLU, in quanto dimensionante per questa sezione di verifica.

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	-1585,00	-3106,00	124,00

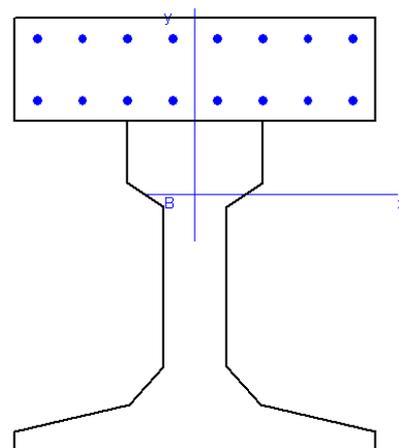
Si prevede un'armatura a flessione pari a (vedi figura a lato):

$\phi$  18 passo 10 cm a 5 cm da esterno sezione (zona tesa)

$\phi$  18 passo 10 cm a 20 cm da esterno sezione (zona tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede un'armatura a taglio pari a una  $\phi$ 12 passo 10 cm su due braccia



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	310600	-158500	0	310593	-192480	0	1,214

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00350	0,00131	0,0	0,0	-0,00064	5,0	85,0	-0,00137	75,0	100,0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	-0,000048663	0,003500000		

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10,0 cm [Passo massimo di normativa = 14,4 cm]  
N.Bracci staffe: 2

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

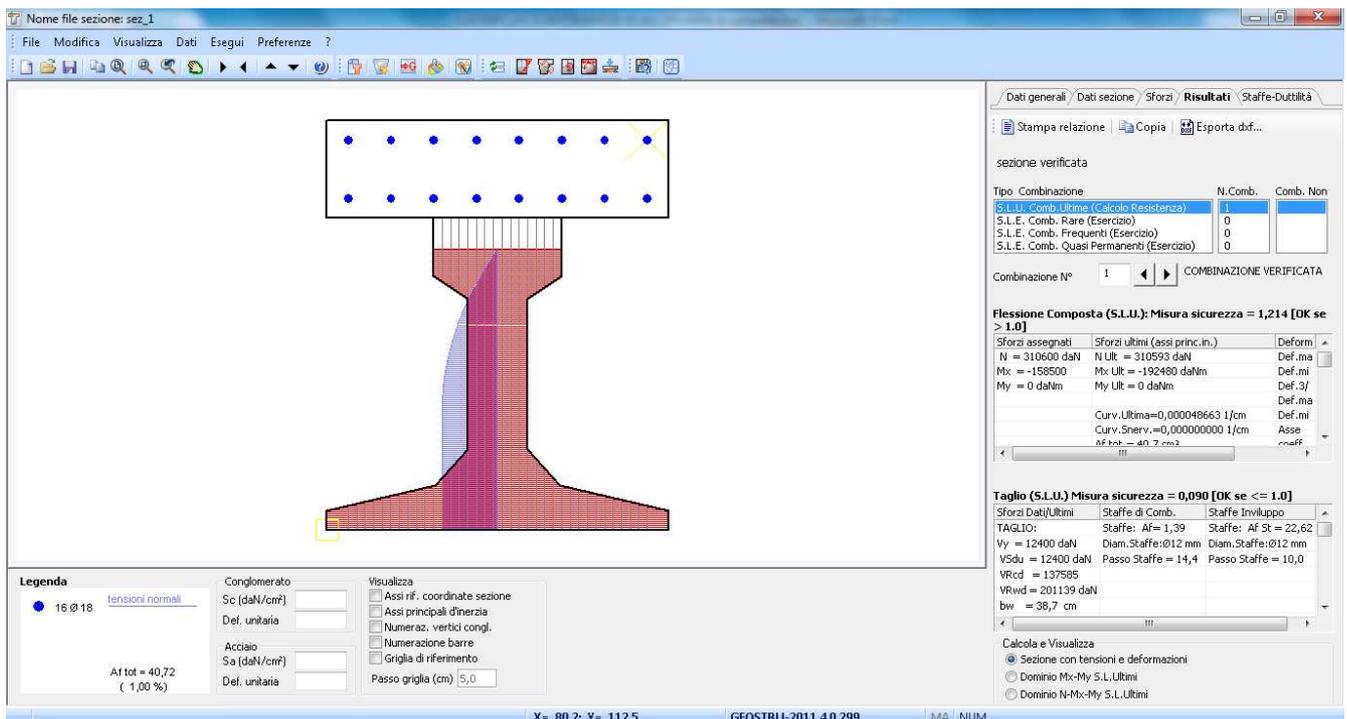
Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio agente [daN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso  
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 ACw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A\_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)  
 OMst Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC  
 (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0,080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A_Eff	OMst
1	S	12400	137585	201139	101,0	38,7	21,80°	1,250	1,4	22,6(0,0)	0,145

Si riporta il grafico delle tensioni nella sezione, da dove si evince che la trave è quasi tutta compressa.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 7.4.3 Verifica sezione posta a x=0,35 m da asse appoggio (massima azione tagliante)

La sezione resistente è costituita da una sezione rettangolare 80x105 cmq, in quanto in corrispondenza delle testate viene realizzato un getto integrativo della sezione.

La verifica nella fase 1 e 2 risulta superflua in quanto le azioni flettenti a cui è soggetta la trave sono notevolmente inferiori rispetto alla sezione di mezzeria; il calcolo del numero di trefoli inguainati viene rimandato a una fase successiva di progettazione.

Si riportano le verifiche delle sola condizione agli SLU, in quanto dimensionante per questa sezione di verifica.

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

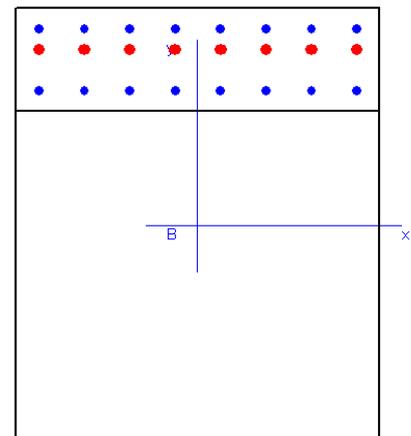
COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	-2850,00	-3106,00	152,00

Si prevede un'armatura a flessione pari a (vedi figura a lato):

- $\phi$  18 passo 10 cm a 5 cm da esterno sezione (zona tesa)
- $\phi$  18 passo 10 cm a 20 cm da esterno sezione (zona tesa)
- $\phi$  24 passo 10 cm a 10 cm da esterno sezione (zona tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede un'armatura a taglio pari a una  $\phi$ 12 passo 5 cm su due braccia



#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata							
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)							
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia							
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia							
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)							
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia							
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia							
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$							

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	310600	-285000	0	310577	-313684	0	1,094

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00350	0,00049	0,0	0,0	-0,00219	5,0	85,0	-0,00320	75,0	100,0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	-0,000066966	0,003500000		

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:	10 mm	
Passo staffe:	5,0 cm	[Passo massimo di normativa = 5,6 cm]
N.Bracci staffe:	2	

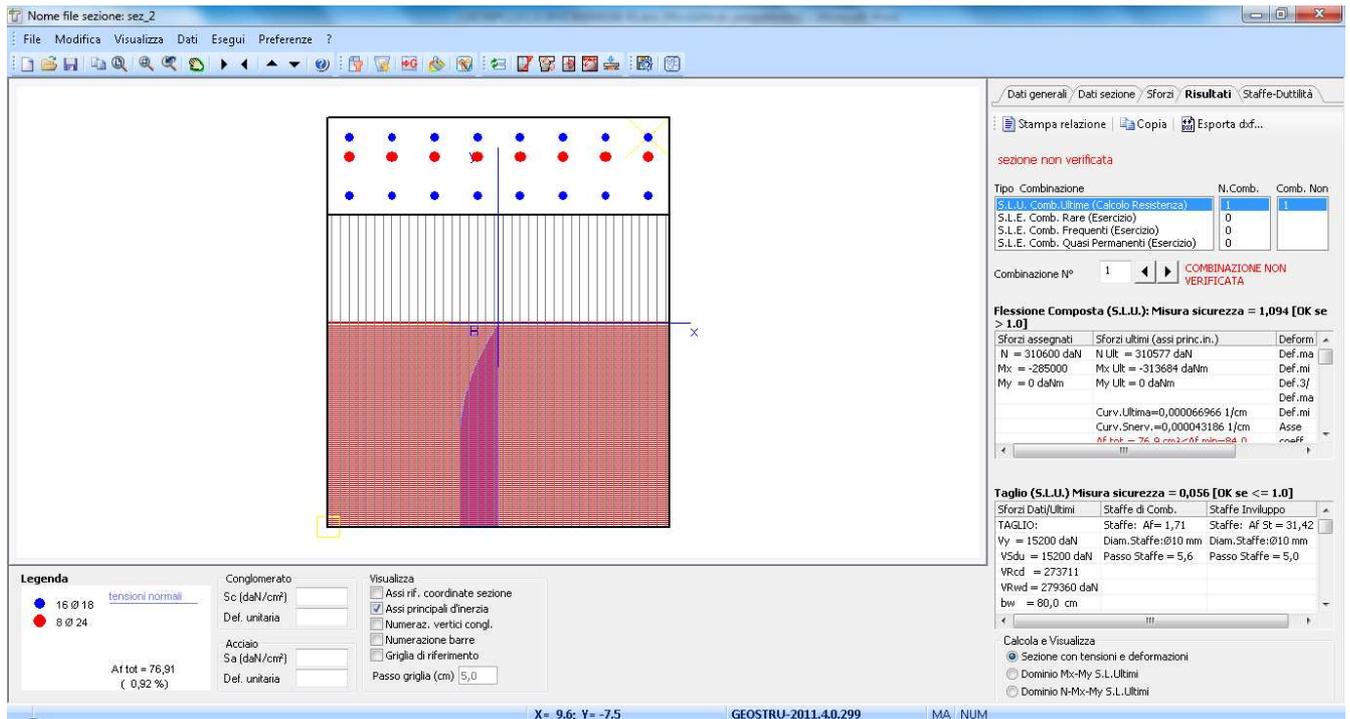
**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta-ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio)
OMst	Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0,080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A_Eff	OMst
1	S	15200	273711	279360	101,0	80,0	21,80°	1,204	1,7	31,4(0,0)	0,090

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si riporta il grafico delle tensioni nella sezione, da dove si evince che la trave è quasi tutta compressa.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.5 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PARATIA DI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche. I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente (le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili):

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

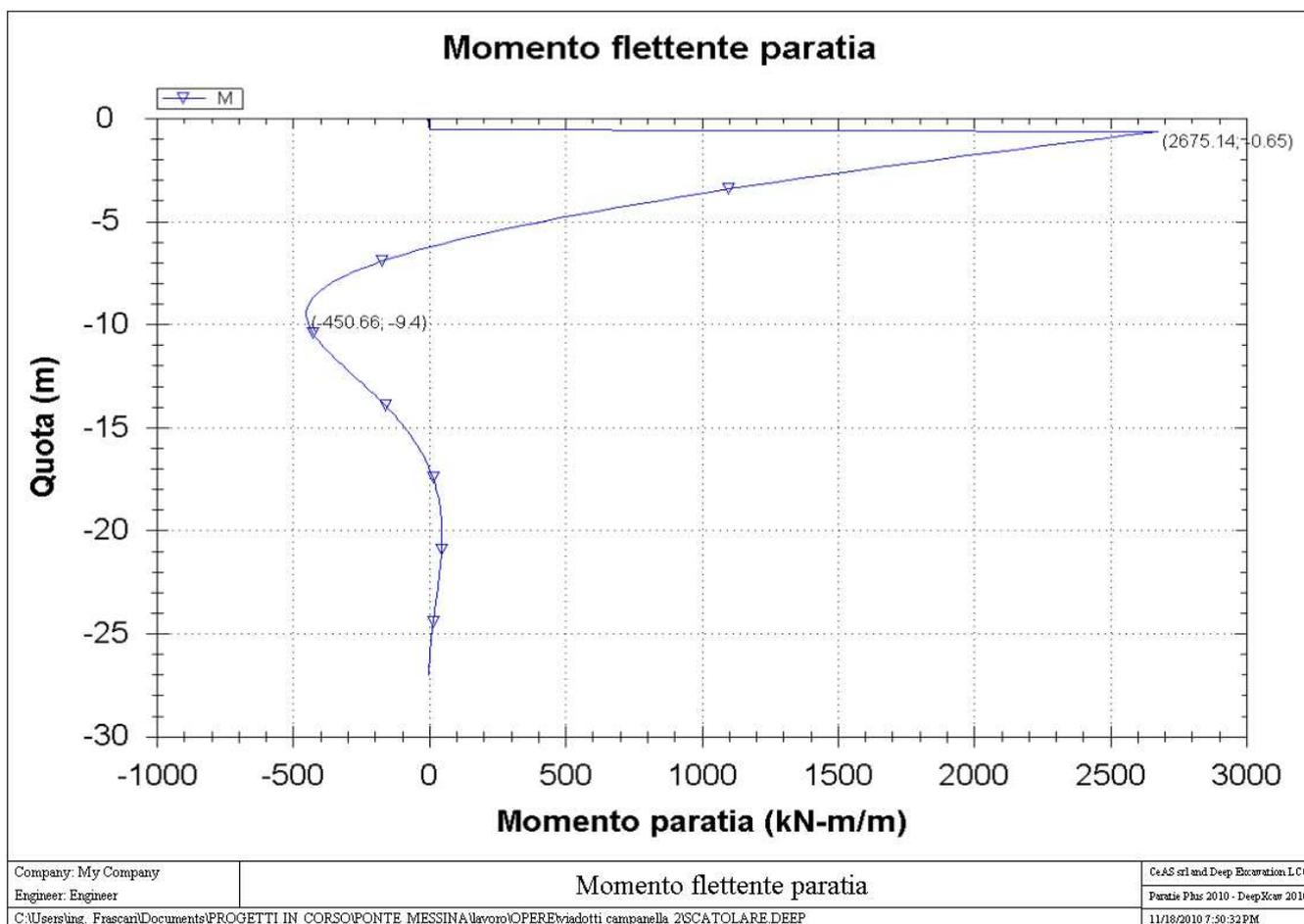
Nelle verifiche successive si trascura la verifica delle tensione in esercizio per combinazione rara,

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

perché non dimensionante.

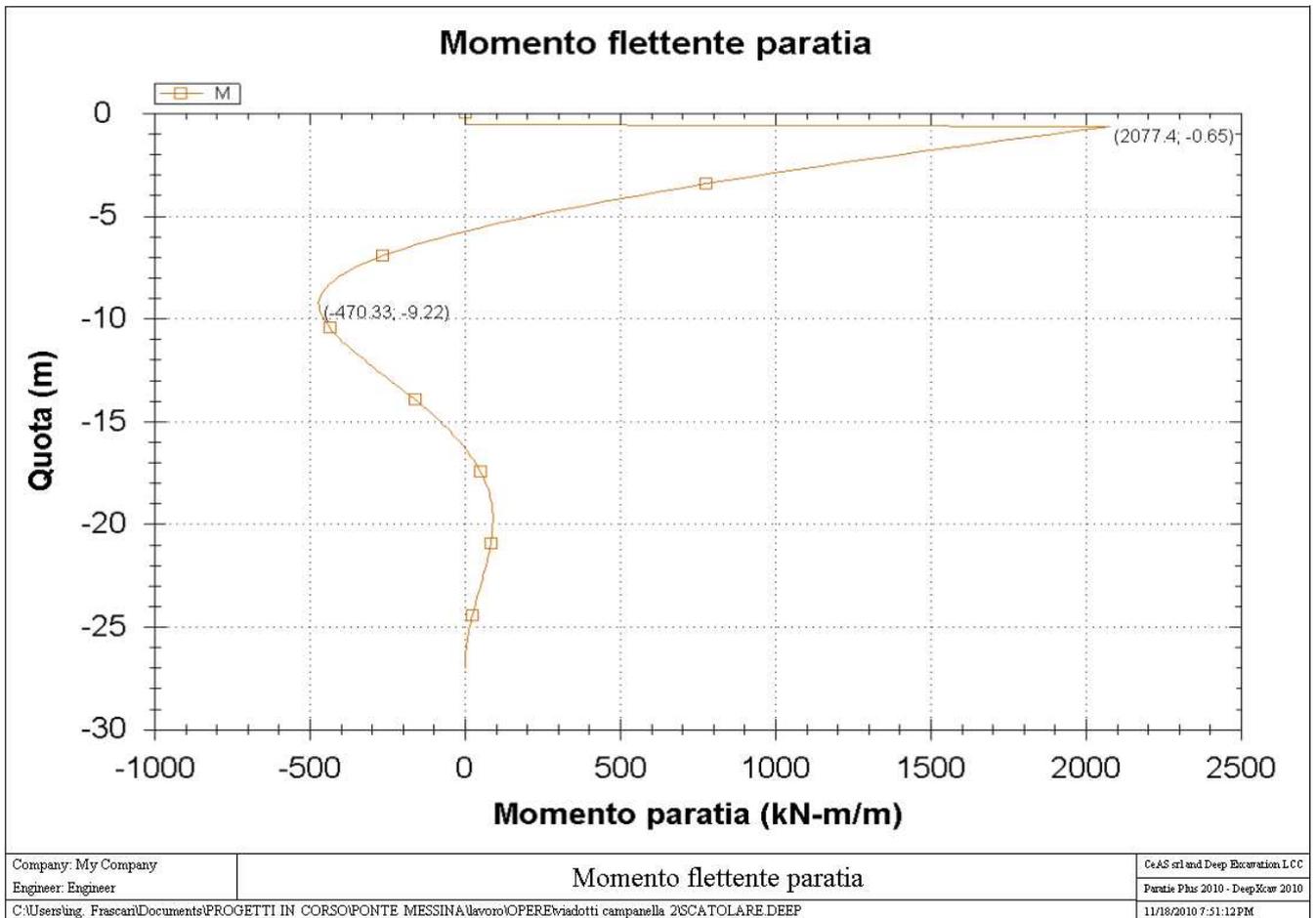
A favore di sicurezza si considerano le stesse sollecitazioni desunte nella combinazione RARA, per le verifiche FREQUENTI e QUASI PERMANENTI.

per completezza si riportano nel seguito il diagramma del momento flettente e del taglio nelle combinazioni STR, GEO e SIS:



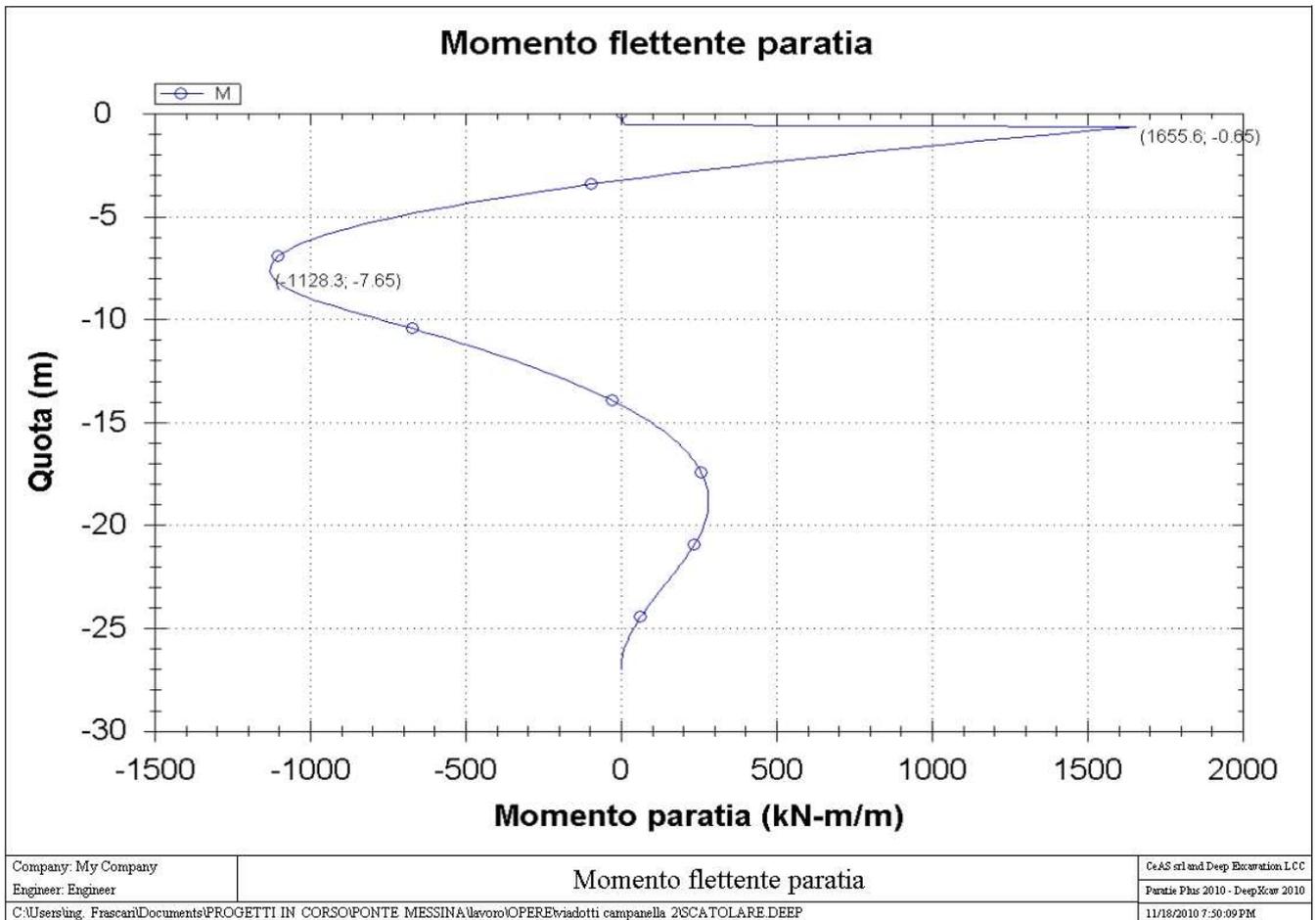
*F10. Diagramma azione flettente combinazione STR*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



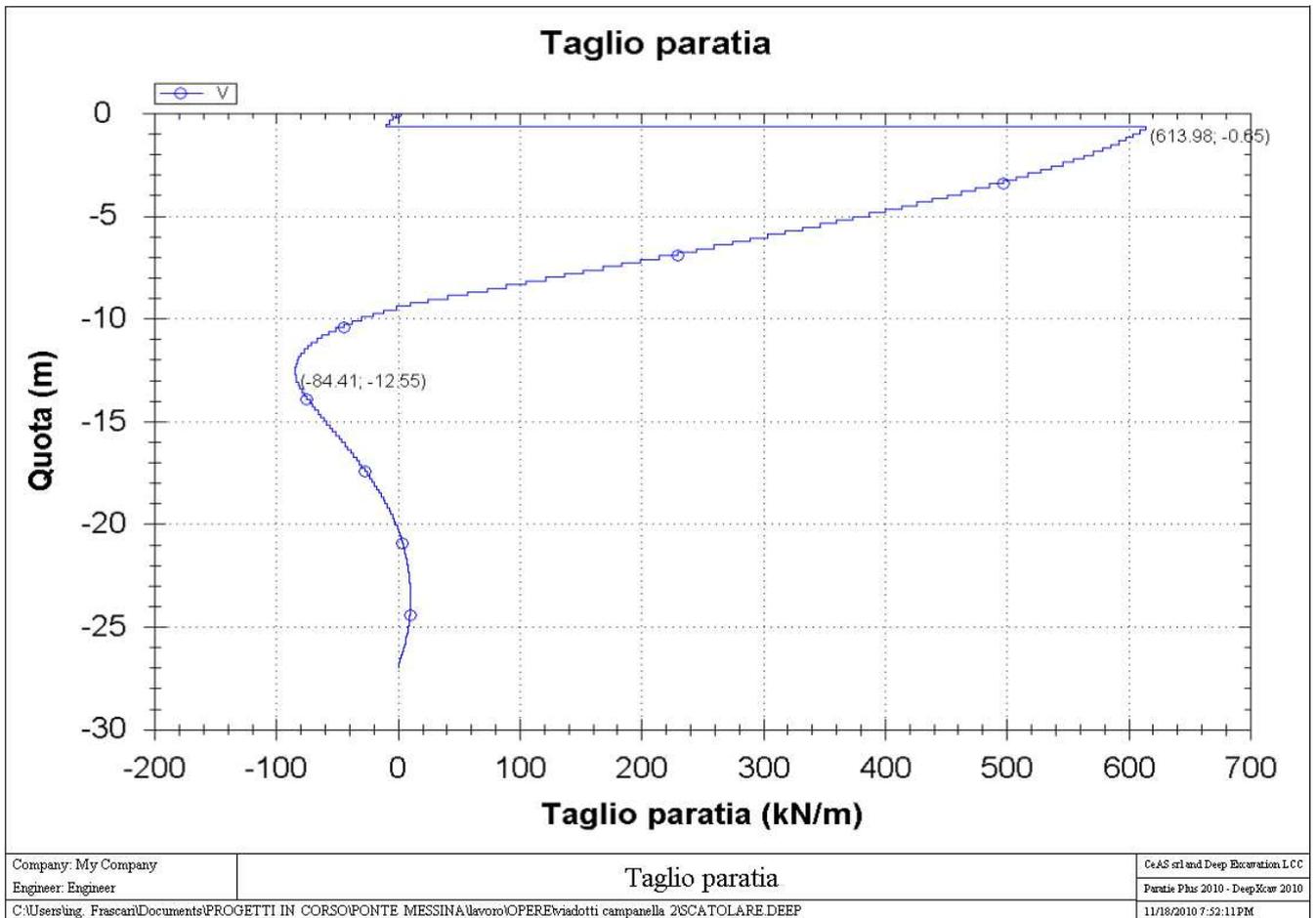
*F11. Diagramma azione flettente combinazione GEO*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0331_F0	Rev F0	Data 20/06/2011	



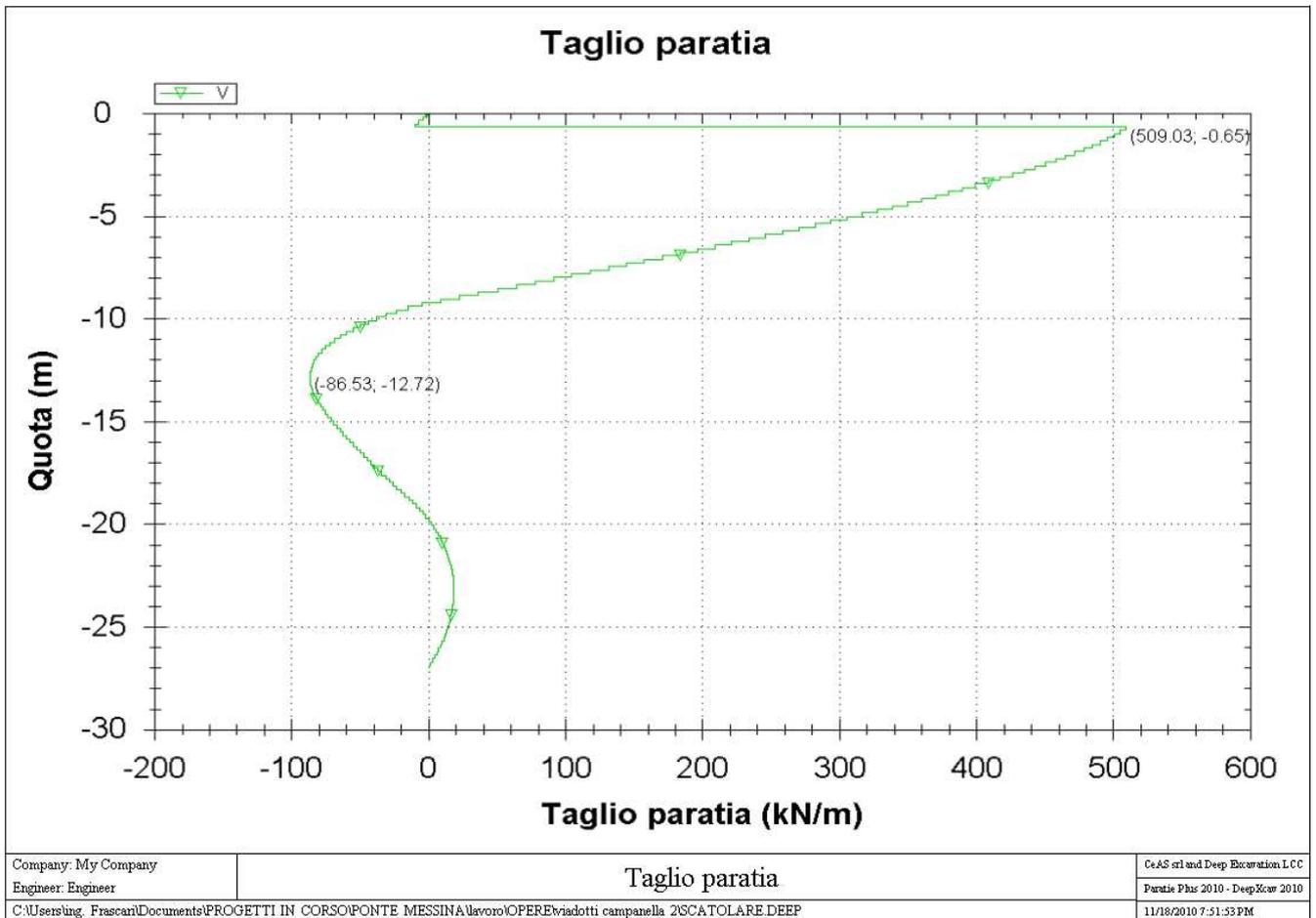
*F12. Diagramma azione flettente combinazione SIS*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



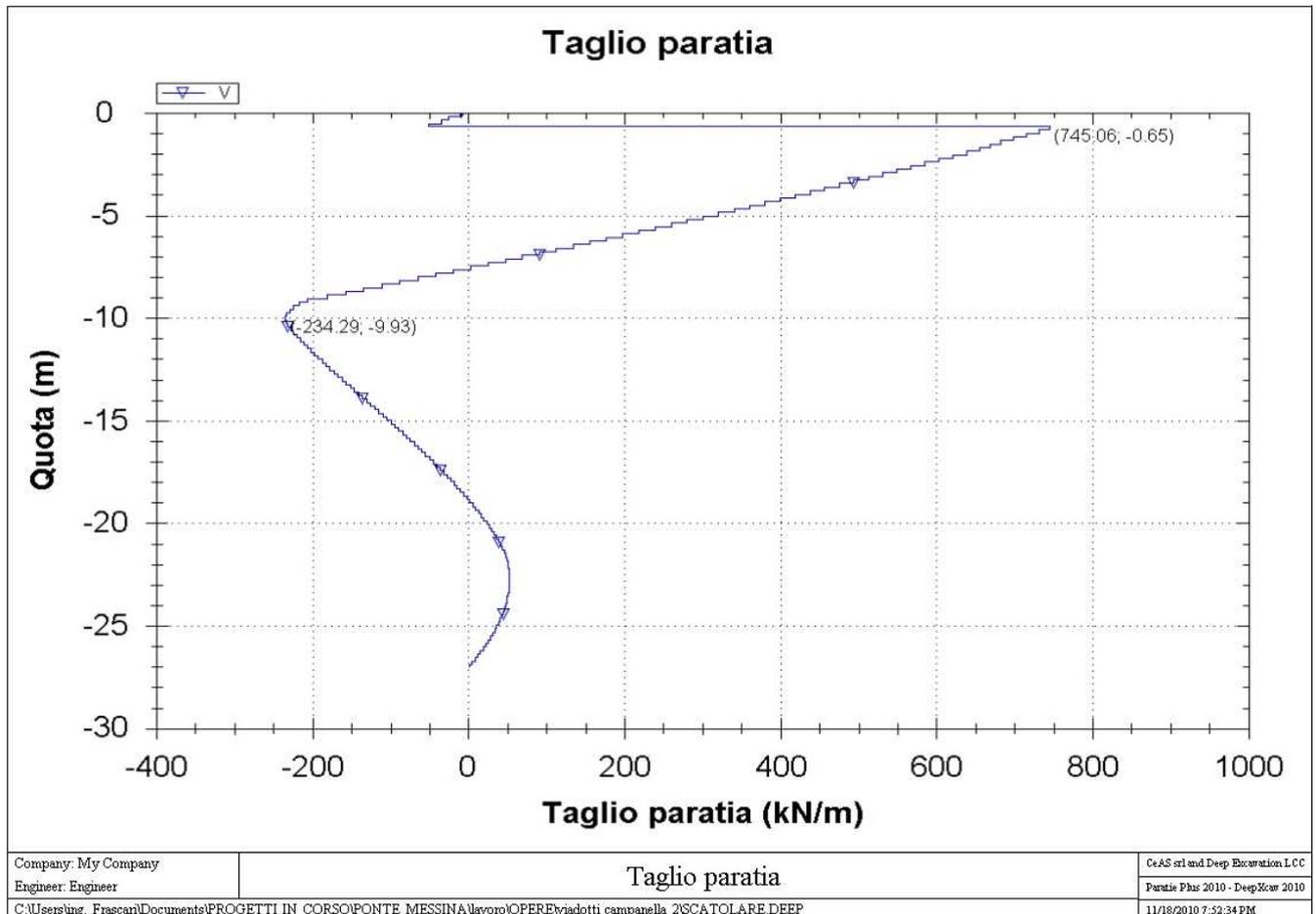
*F13. Diagramma azione tagliante combinazione STR*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



*F14. Diagramma azione tagliante combinazione GEO*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0



*F15. Diagramma azione tagliante combinazione SIS*

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	2580,00	-509,00	710,00
SIS	1356,00	-600,00	816,00
FR	1200,00	-600,00	-
QP	1200,00	-600,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$  passo 10 cm a 6 cm da esterno sezione (32  $\phi 26$  nella disposti circolarmente)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevede una spirale  $\phi 12$  passo 20 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0

Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue  
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 169,9 cm<sup>2</sup>

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	76200	258000	76178	339707	1,317	28,0		
2	S	60000	135600	60025	335188	2,472	28,6		

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,00212	60,0	0,00284	54,0	-0,00895	-54,0
2	0,00350	-0,00223	60,0	0,00283	54,0	-0,00921	-54,0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	80,4	-60,0	0,0	-60,0	-1859	54,0	24,2	2818	58,4	0,0

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm<sup>2</sup>]  
K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin) in tenso-flessione  
Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
Eps Deformazione unitaria media tra le fessure  
Srm Distanza media in mm tra le fessure  
Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	56,1	-47,5	-26,6	0,125	0,5	0,000759	178	0,229

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0331_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw	Eff. Ac	eff. Af	eff. Dbarre
1	S	80,4	-60,0	0,0	-60,0	-1859	54,0	24,2	2818	58,4	0,0

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

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	56,1	-47,5	-26,6	0,125	0,5	0,000759	178	0,229

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	1080	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306,6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1080000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4303	≤	2
$\rho_1 =$	0,004913519	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	2,8333
$V_{min} =$	0,2994		
$V_{Rd,c} =$	427,71	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	323,31	kN	valore minimo di resistenza

**Elementi che richiedono armatura a taglio**

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1080	mm	altezza utile
$z =$	972	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226,08	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1074,94	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2563,94	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,442	≤	3,825	verifica di duttilità per rottura lato acciaio