

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	CS0488_F0
<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>	CAVALCAVIA SAN GIOVANNI ROSSO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI CALCOLO	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	S	C	0	0	C	V	2	C	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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE	3
PREMESSA.....	8
1 RIFERIMENTI NORMATIVI	8
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	10
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	13
3.1 Conglomerato cementizio	13
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	13
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	13
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni	13
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni	14
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli.....	14
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	14
3.2 Acciaio per cemento armato	15
3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN	15
3.4 Collegamenti bullonati	16
3.5 Connettori a piolo	16
3.6 Saldature.....	16
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	17
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	17
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	19
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO	49
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	56
4.4.1 Durabilità delle opere.....	56
4.4.2 Definizione della larghezza collaborante.....	57
4.4.3 Definizione del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clc.....	58
4.4.4 Classificazione delle sezioni in acciaio.....	59
5 FASI COSTRUTTIVE.....	60
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	61
7 ANALISI LONGITUDINALE D'IMPALCATO.....	62
7.1 ANALISI DEI CARICHI	62
7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1).....	62

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	62
7.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	62
7.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	63
7.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	65
7.1.6	Carichi mobili (q_1)	66
7.1.7	Incremento dinamico (q_2)	69
7.1.8	Azione di frenamento (q_3)	69
7.1.9	Azione centrifuga (q_4)	69
7.1.10	Azione del vento (q_5).....	70
7.1.11	Azione sismica (q_6)	72
7.2	MODELLO DI CALCOLO	72
7.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	72
7.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	76
7.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI.....	77
7.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	80
7.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	91
7.3.2	Combinazioni per lo stato limite di fatica	94
7.3.3	Combinazioni per gli S.L.S.....	95
7.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	96
7.4.1	Verifiche di resistenza agli SLU	96
7.4.2	Verifiche dell'instabilità dell'anima soggetta a taglio (SHEAR BUCKLING)	101
7.4.3	Verifica a fatica	103
7.4.4	Verifica della connessione dei pioli	105
7.4.5	Verifica agli S.L.S. per deformabilità	111
7.4.5.1	Schema di contromonta	114
7.4.5.2	Verifica di deformabilità agli S.L.S.....	115
8	ANALISI TRASVERSALE D'IMPALCATO	116
8.1	ANALISI DEI CARICHI	116
8.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	116
8.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	116
8.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	116
8.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	116
8.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	117

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.6	Carichi mobili (q_1)	117
8.1.7	Incremento dinamico (q_2)	117
8.1.8	Azione di frenamento (q_3)	117
8.1.9	Azione centrifuga (q_4)	117
8.1.10	Azione del vento (q_5)	117
8.1.11	Azione sismica (q_6)	118
8.1.12	Urto di veicolo in svio (q_8)	118
8.2	MODELLO DI CALCOLO	118
8.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	118
8.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	118
8.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	120
8.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	120
8.3.1	Modello con vincoli rigidi	121
8.3.2	Modello con vincoli cedevoli	123
8.3.3	Disamina dei modelli di calcolo implementati	126
8.3.4	Combinazioni per gli S.L.U.	126
8.3.5	Combinazioni per gli S.L.S.	126
8.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	126
8.4.1	Sezione trasverso doppio T	126
8.4.2	Sezione della soletta in c.a. $sp=30$ cm	128
9	VERIFICA DEL TRAVERSO DI PILA	129
9.1	ANALISI DEI CARICHI	129
9.2	MODELLO DI CALCOLO	129
9.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	129
9.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	129
9.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	130
9.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	131
9.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	132
9.3.2	Combinazioni per gli S.L.S.	132
9.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	132
10	VERIFICA DELLE PREDALLES	134
10.1	ANALISI DEI CARICHI	134
10.2	VERIFICA DELLE SEZIONI	134

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.2.1	Verifica dello sbalzo	135
10.2.2	Verifica in campata	137
11	ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO	140
11.1	ANALISI DEI CARICHI	140
11.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	140
11.1.2	Carichi permanenti portati (g_3)	140
11.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1).....	140
11.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2).....	141
11.1.5	Variazione termica uniforme (ϵ_3)	141
11.1.6	Carichi mobili (q_1).....	141
11.1.7	Incremento dinamico (q_2)	142
11.1.8	Azione di frenamento (q_3)	142
11.1.9	Azione centrifuga (q_4).....	142
11.1.10	Azione del vento (q_5).....	142
11.1.11	Azione sismica (q_6)	143
11.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	144
11.3	CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI VINCOLAMENTO E DEI GIUNTI	145
11.3.1	Appoggi relativi alla pila	145
11.3.2	Appoggi relativi alle spalle.....	146
12	ANALISI SOTTOSTRUTTURE.....	148
12.1	ANALISI DELLE SPALLA B e DEL PARAGHIAIA SPALLA A.....	148
12.1.1	ANALISI DEI CARICHI	148
12.1.1.1	Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato.....	148
12.1.1.2	Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)	148
12.1.1.3	Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g_3)	151
12.1.1.4	Azione sismica (q_6)	154
12.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	155
12.1.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	155
12.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	156
12.1.3.1	Sollecitazioni base paraghiaia.....	156
12.1.3.2	Sollecitazioni base muri andatori.....	158
12.1.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	159
12.1.4.1	Verifica base paraghiaia.....	160

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.1.4.2	Verifica base muri andatori	162
12.2	ANALISI DELLA PILA.....	165
12.2.1	ANALISI DEI CARICHI	165
12.2.1.1	Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato.....	165
12.2.1.2	Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)	165
12.2.1.3	Carichi dovuti all'azione del vento (q_5).....	167
12.2.1.4	Azione sismica (q_6)	168
12.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	169
12.2.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	169
12.2.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	170
12.2.3.1	Condizione azione verticali massime (F_z -max)	170
12.2.3.2	Condizione azione verticali minime (F_z -min)	174
12.2.3.3	Azioni agenti in ogni elemento costituente l'elevazione	178
12.2.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	179
13	ANALISI DELLE FONDAZIONI	183
13.1	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA B.....	183
13.1.1	ANALISI DEI CARICHI	187
13.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	187
13.1.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	187
13.1.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	187
13.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	187
13.1.4	Combinazioni per gli S.L.U.....	189
13.1.4.1	Condizione azione verticali massime (F_z -max)	190
13.1.4.2	Condizione azione verticali minime (F_z -min)	195
13.1.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	199
13.1.5.1	Verifica a scorrimento	199
13.1.5.2	Verifica a ribaltamento	201
13.1.5.3	Verifica di capacità portante.....	203
13.1.5.4	Calcolo dei cedimenti indotti.....	210

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente opera è a cura di ANAS S.p.A. come prescritto dal redigendo accordo di programma.

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del cavalcavia ubicato alla PK. 1+769 denominato "Cavalcavia San Giovanni Rosso" (altezza max. trave 150 cm e luce 21+37,40 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"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [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 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”

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

- [B22]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B23]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- [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" -

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 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.*

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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 style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">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						

Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2,565 N/mm ²
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 1,795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,197 N/mm ²
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

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

3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli

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

3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

Classe	C35/45	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45$	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35$	N/mm ²

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 carpenteria metallica tipo CORTEN

In conformità con la norma UNI EN 10025:

- Elementi composti per saldatura:

spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:

Tipo	S355J2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

spessori $t > 40 \text{ mm}$:

Tipo	S355K2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

- Elementi non saldati:

spessori $t \leq 16 \text{ mm}$:

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

spessori $16 < t \leq 40$ mm:

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

3.4 Collegamenti bullonati

Giunzioni ad attrito da realizzarsi con bulloneria ad alta resistenza a serraggio controllato secondo UNI 3740 e UNI 20898 parte I e II:

- Viti classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Dadi classe 10 (UNI EN ISO 20898-2:1994)
- Rosette acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI EN ISO 10083-2:2006)

Le giunzioni bullonate ad attrito dovranno prevedere un coefficiente di attrito pari a 0,3 e coppie di serraggio secondo D.M. 14.01.2008.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado.

Fori per bulloni secondo D.M. 14/01/2008.

3.5 Connettori a piolo

In conformità con la norma UNI EN ISO 13918:

Acciaio tipo	ST 37-3K (S235J2G3+C450)
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento	$A \geq 15\%$
Strizione	$Z \geq 50\%$

3.6 Saldature

In conformità con il D.M. 14/01/2008.

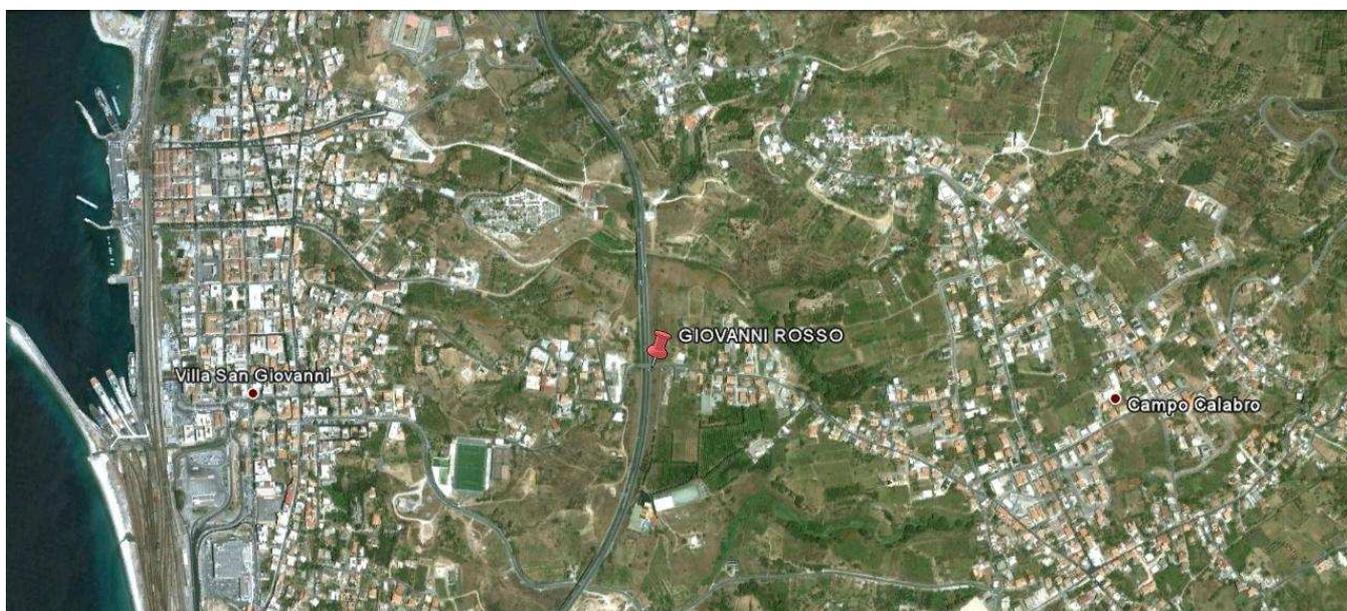
Dove non diversamente specificato si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione le lamiere dovranno essere preventivamente preparate con opportuno cianfrino.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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 38,217633 e Longitudine di 15,647970.



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 $B = 13,40$ m (dei quali 9 m carrabili) 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° . Da un punto di vista statico, la struttura è a 2 campate con luce di calcolo pari a $37,4+21$ m:

Campata	Lunghezza [m]
Spalla A – Pila 1	37,40
Pila 1 – Spalla B	21,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 4 travate metalliche continue 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) e traversi metallici a parete

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

piena.

Le travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse costante di 3,50 m. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi è costante lungo lo sviluppo della trave (vedi elaborati grafici):

	TIPO 1
H trave (mm)	1500
Piattabanda sup. (mm)	850x50
Anima (mm)	25
Piattabanda inf. (mm)	850x50

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 11,25 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla A è in c.a. costituita da una diaframmatura di spessore 120 cm, resa più rigida da un getto frontale in c.a. (spessore al piede 230 cm) su cui viene intestata una sella d'appoggio di spessore 100 cm e larghezza 185 cm.

Dalla sella di appoggio si eleva il muro paraghiaia di spessore 40 cm, su cui sono incastrate le orecchie di risvolto.

Per il calcolo del diaframma di spalla A si rimanda agli elaborati specifici.

La spalla B è in c.a. con paraghiaia e muri andatori, con un plinto di fondazione di dimensioni 12,20x8,00 mq, inclinato di 2° sull'orizzontale. La fondazione è di tipo diretto.

La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro paraghiaia di spessore di 40 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 50 cm.

Per offrire maggior resistenza allo scorrimento, è stato inserito un dente di fondazione in c.a. a tergo della spalla di dimensioni 100x200 (spessore x profondità).

Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele all'asse appoggi.

La pila presenta quattro fusti del diametro di 1.00m disposti, al di sotto di ciascuna trave costituente l'impalcato, all'interasse di 3.50m. e collegati in sommità da un pulvino di sezione quadrata 1.00x1.00m. L'altezza della pila misurata dal piano appoggi all'estradosso della fondazione è di 8.70m.

La fondazione è costituita da una paratia di pali $\phi 1200$ collegata da un cordolo rettangolare di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dimensioni 1.2x1.50.

La fondazione di pali non è oggetto di questa relazione.

Il sistema di vincolamento è realizzato mediante appoggi tipo VASOFLON, creando uno schema statico isostatico mediante carrelli e una cerniera. Saranno quindi predisposti:

- su spalla A = 2 appoggi multidirezionali + 2 appoggio unidirezionale longitudinale
- su Pila 1= 2 appoggi multidirezionali + 2 appoggio unidirezionale longitudinale
- su spalla B = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 2 appoggio fisso

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura da ponte, 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 fondazione della spalla B (su fondazione diretta) si attesta a una profondità media da p.c. di circa 5,00 m; le altre due sottofondazioni sono di tipo indiretto (non oggetto di questa relazione).

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia dove i primi 4-5 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da “*depositi marini terrazzati*”, mentre il successivo strato uniforme è caratterizzato dai “*ghiaie e sabbie di Messina*”.

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

DEPOSITI MARINI TERRAZZATI

γ (kN/m ³)	18-20
c'_{picco} (kPa)	0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev Data F0 20/06/2011

$\phi'_{\text{picco}} (\text{°})$	38°÷40° (p'ff=0-272KPa) / 36° ÷38° (p'ff=272-350KPa)
$C_{\text{residuo}}' (\text{kPa})$	0
$\Phi_{\text{residuo}}' (\text{°})$	33°÷35°
$k_o (-)$	0.4-0.5
$V_s (\text{m/sec})$	200+14·(z)
$G'_o (\text{MPa})$	$G_o = 2060 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.6}$
$E' (\text{MPa}) *$	$E = (19 \div 30) \cdot (z)^{0.7}$
$\nu' (-)$	0.2
$K(\text{m/s})$	$10^{-5} - 10^{-6}$

GHIAIE E SABBIE DI MESSINA

$\gamma (\text{kN/m}^3)$	18÷20
$N_{\text{SPT}} (\text{colpi/30 cm})$	70±25
$c'_{\text{picco}} (\text{kPa})$	0÷10
$\phi'_{\text{picco}} (\text{°})$	38÷40 (p'ff=0-272KPa) / 35÷38 (p'ff=272-350KPa)
$C_{\text{cv}}' (\text{kPa})$	0
$\Phi_{\text{cv}}' (\text{°})$	33÷35
$k_o (-)$	0.45-0.55
$V_s (\text{m/sec})$	$V_s=200+7 \cdot z \text{ (m/s)}$
$G'_o (\text{MPa})$	$G_o = 1780 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.65}$
$E' (\text{MPa})*$	$E' = (17 \div 40) \cdot (z)^{0.7}$
$\nu' (-)$	0.2
$G_0, G/G_0$	curve teoriche
$D_0, D/D_0$	curve teoriche
$K(\text{m/s})$	$10^{-4} \div 10^{-5}$

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

ϕ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

ϕ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{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;

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.

ν' (-) = coefficiente di Poisson

p_a = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

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

Secondo i profili idrogeologici di progetto non è presente la falda, pertanto nel proseguo della relazione si considererà assente la falda in quanto ininfluente nei dimensionamenti.

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	23	B
Profilo idrogeologico	1:2000	CG0800	P	F6	D	C	SB	C6	ST	00	00	00	24	B

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Descrizione delle litologie prevalenti

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Sabbie e Ghiaie di Messina, Depositi terrazzati marini.

Le Sabbie e Ghiaie di Messina sono granulometricamente descritte come ghiaie e ciottoli da sub arrotondati ad appiattiti con matrice di sabbie grossolane.

La falda non risulta interferente con le opere.

I Depositi terrazzati marini sono rappresentati da depositi marini sabbiosi e sabbioso ghiaiosi fortemente pedogenizzati in prossimità della superficie. I depositi dei terrazzi marini rappresentano terre da sciolte a debolmente coesive con cementazione da debole ad assente.

L'età attribuibile ai terrazzi cartografati nell'area di intervento copre l'intervallo Pleistocene medio-superiore.

La falda non risulta interferente con le opere.

La prova sismica nel sondaggio C416 fornisce una Vs30 di cat. C.

Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C416, S10_DG42), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Sabbie e Ghiaie di Messina

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa D_dec.

- prove SPT (S10_DG42,SN12,SN13,SN14,C416,C417)
- 2 prove sismiche (C416, C417)
- 2 prove Le Franc (C416, C417)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di resistenza (C403BIS,C429,C430,C432)

Depositi terrazzati marini

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa D_dec.

- prove SPT (SN12, C416)
- 1 prove sismiche (C416)
- 2 prove Le Franc (C416, C417)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza (C429,C430,C432)

Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G00000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Sabbie e Ghiaie di Messina

Per le caratteristiche fisiche da un'analisi statistica delle caratteristiche granulometriche emerge, un andamento che conferma che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 36%), sia di materiali intermedi (sabbie 52%). Il contenuto di fino è mediamente del 11%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

- Il valore di D_{50} è pari a 0.8mm
- Il valore di D_{60} è pari a 1.2 mm
- Il valore di D_{10} è pari a 0.025 mm

Il peso di volume dei grani medio γ_s è risultato pari a circa 26 kN/m³;

In base a dati di letteratura il valore di γ_{dmax} risulterebbe mediamente pari a circa 21 KN/m³ mentre γ_{dmin} mediamente pari a circa 16 KN/m³.

Per lo stato iniziale si ha:

- **Dr:** I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{sg}=0.75$ corrispondente al $d_{50}=0.8mm$.
- **e_o :** a partire dal d_{50} stimato si ottiene di $e_{max}-e_{min}$ pari a 0.31, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ($0.17 < e_{max}-e_{min} < 0.29$) e da quanto misurato in laboratorio (SG10DG42) con valore medio pari a 0.33. Stimando per e_{max} un valore pari a 0.7 a partire dai valori di Dr è stato possibile determinare i valori di e_o in sito.
- **γ_d :** in base a tali valori di e_o e da γ_s si può stimare γ_d .
- **K_0 :** si considera la relazione di Mesri (1989) per tenere conto degli effetti di "aging".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Z(m)	Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	γ_d (KN/m ³)	K ₀
0-15	0.8	-	18-20	0.40-0.45
>15	0.6-0.8	-	17-18	0.45-0.5

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sulla base delle prove SPT si è ottenuto:

Z(m)	ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_p (pff=272-350KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)
0-15	40-42	37-39	33-35
>15	39-41	36-38	

Ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

$c'_p = 0 \div 10$ kPa = coesione apparente

$\phi'_p = 38 \div 40^\circ$ = angolo di resistenza al taglio

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si possono definire i seguenti valori operativi.

$c'_r = 0$ kPa = coesione apparente

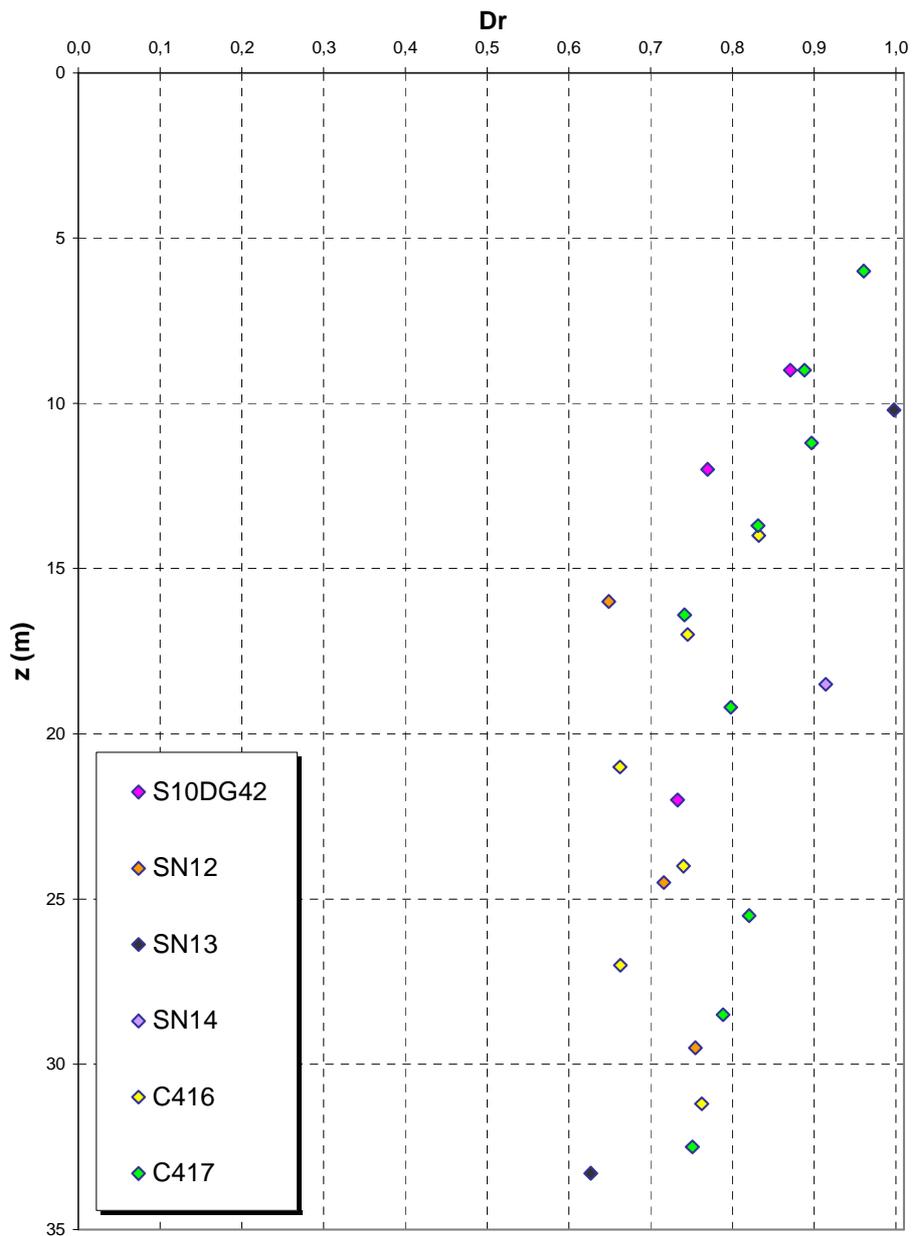
$\phi'_r = 33^\circ \div 35^\circ$ = angolo di resistenza al taglio

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C416, C417) si ottengono valori dei moduli di taglio iniziali G_0 che mostrano un andamento crescente con la profondità, da circa 100MPa a circa 500MPa a 40m di profondità.

Una stima con la profondità si rende difficoltosa per la dispersione di G_0 .

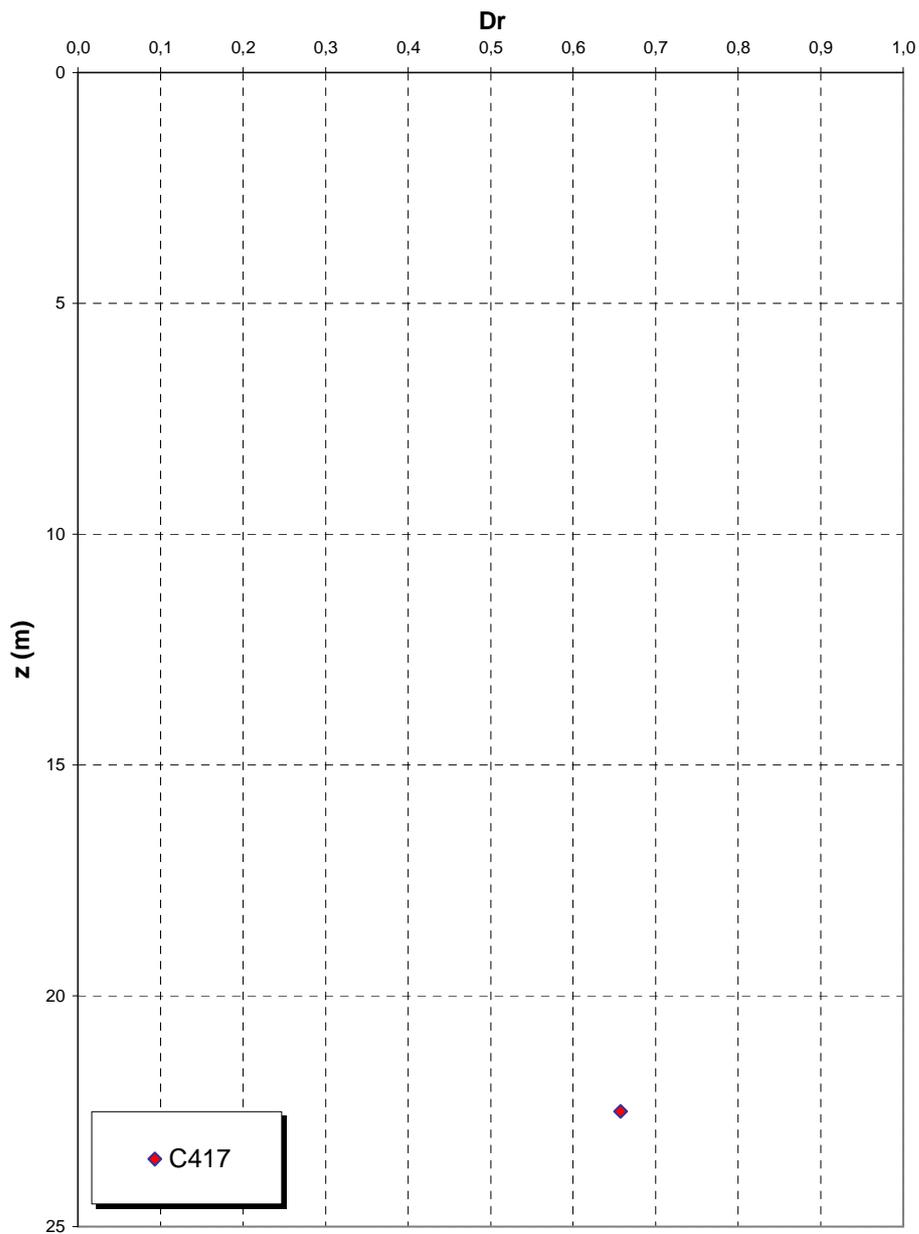
Tenendo conto delle prove SPT si ottiene una stima cautelativa:

**Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
- Rampa D_dec -**

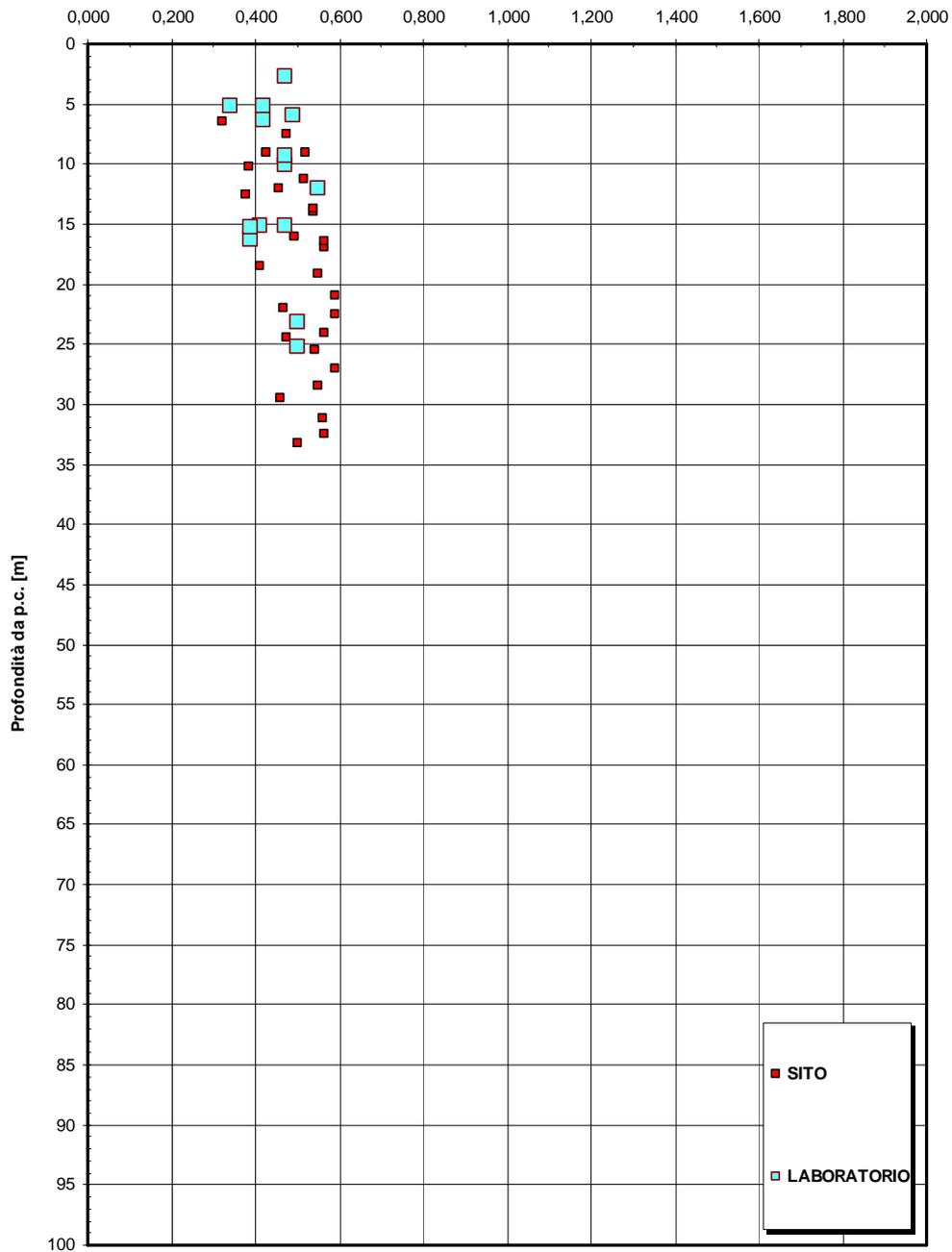


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)
Componente ghiaiosa e sabbiosa
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA



eo

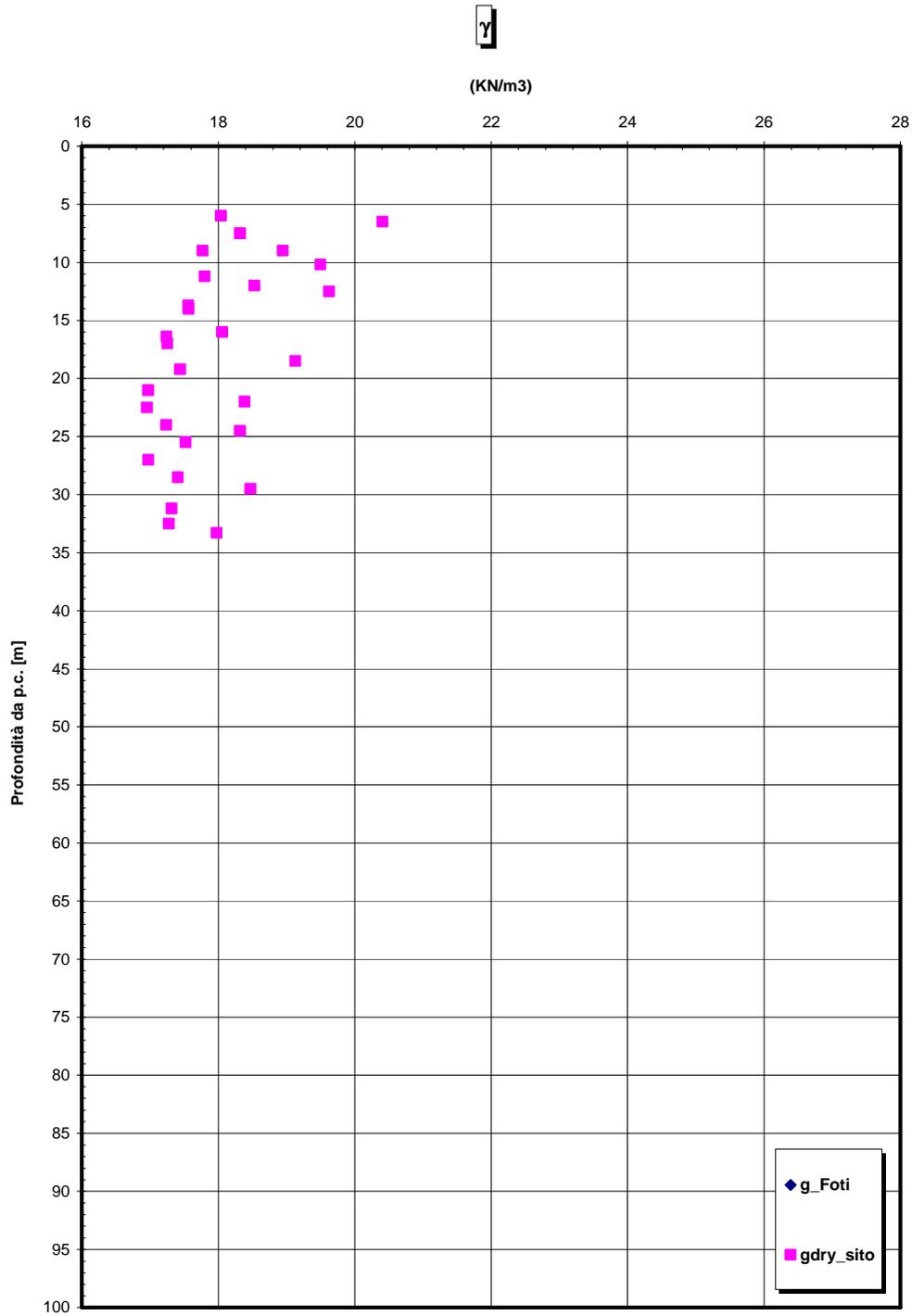


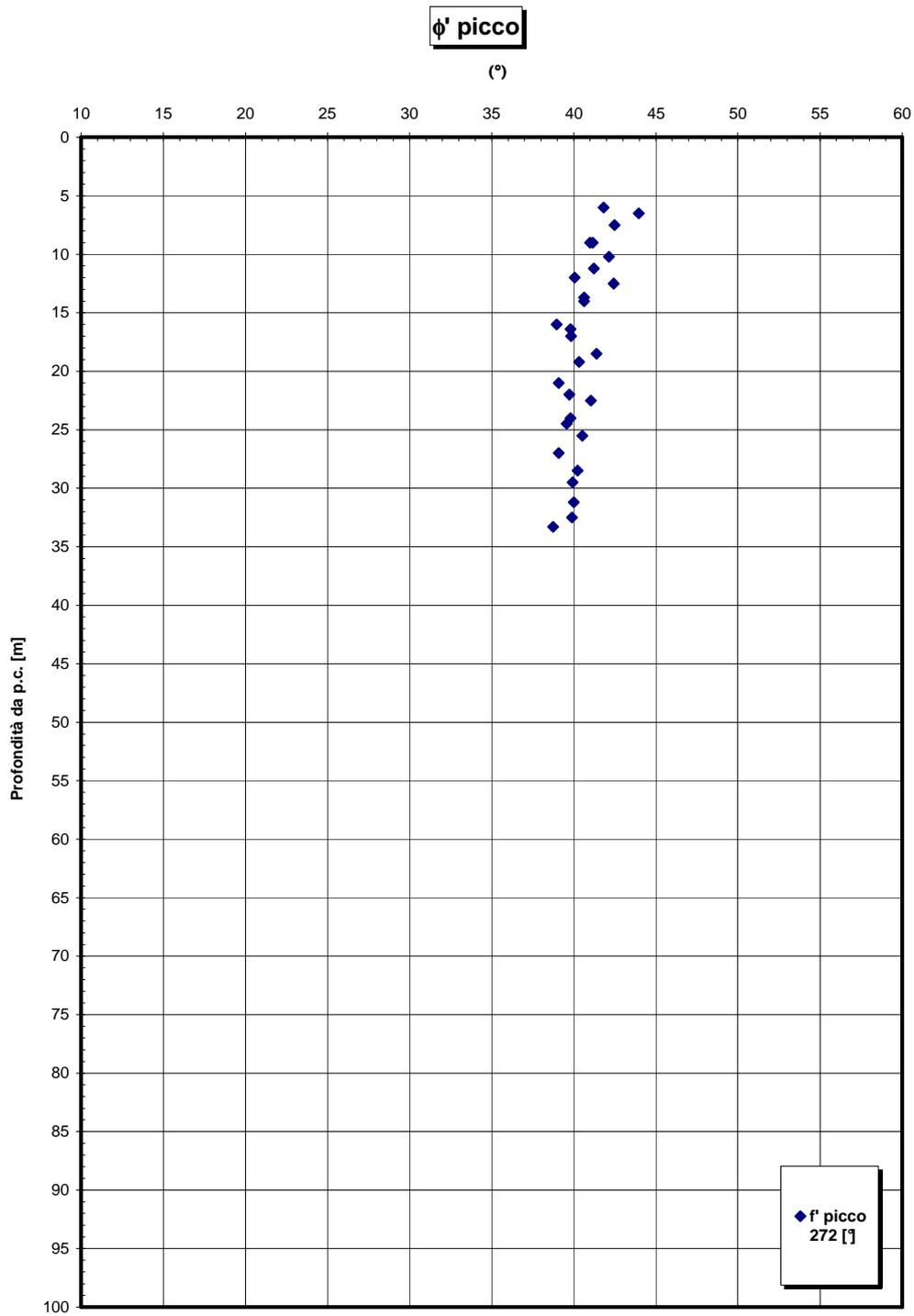
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



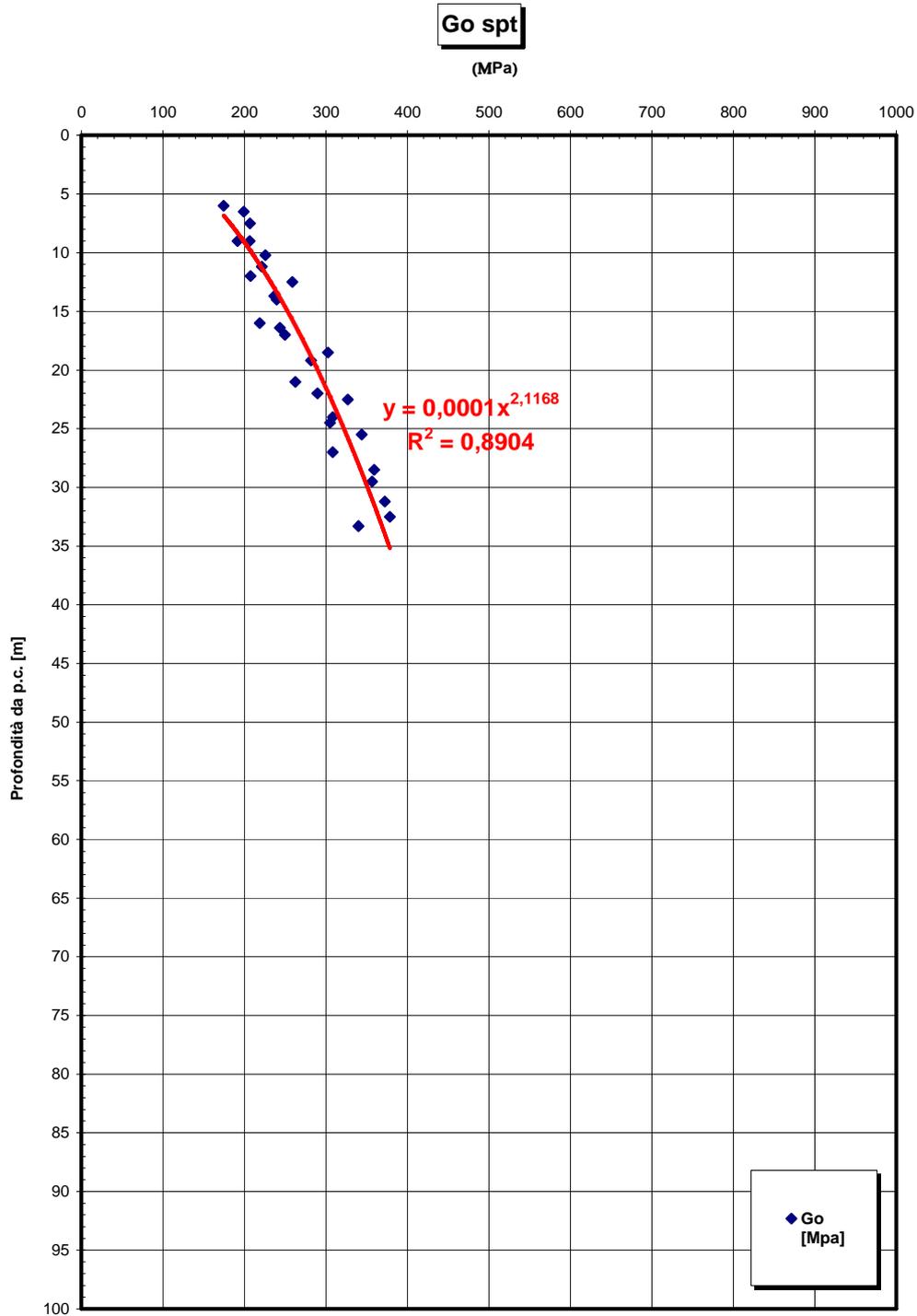


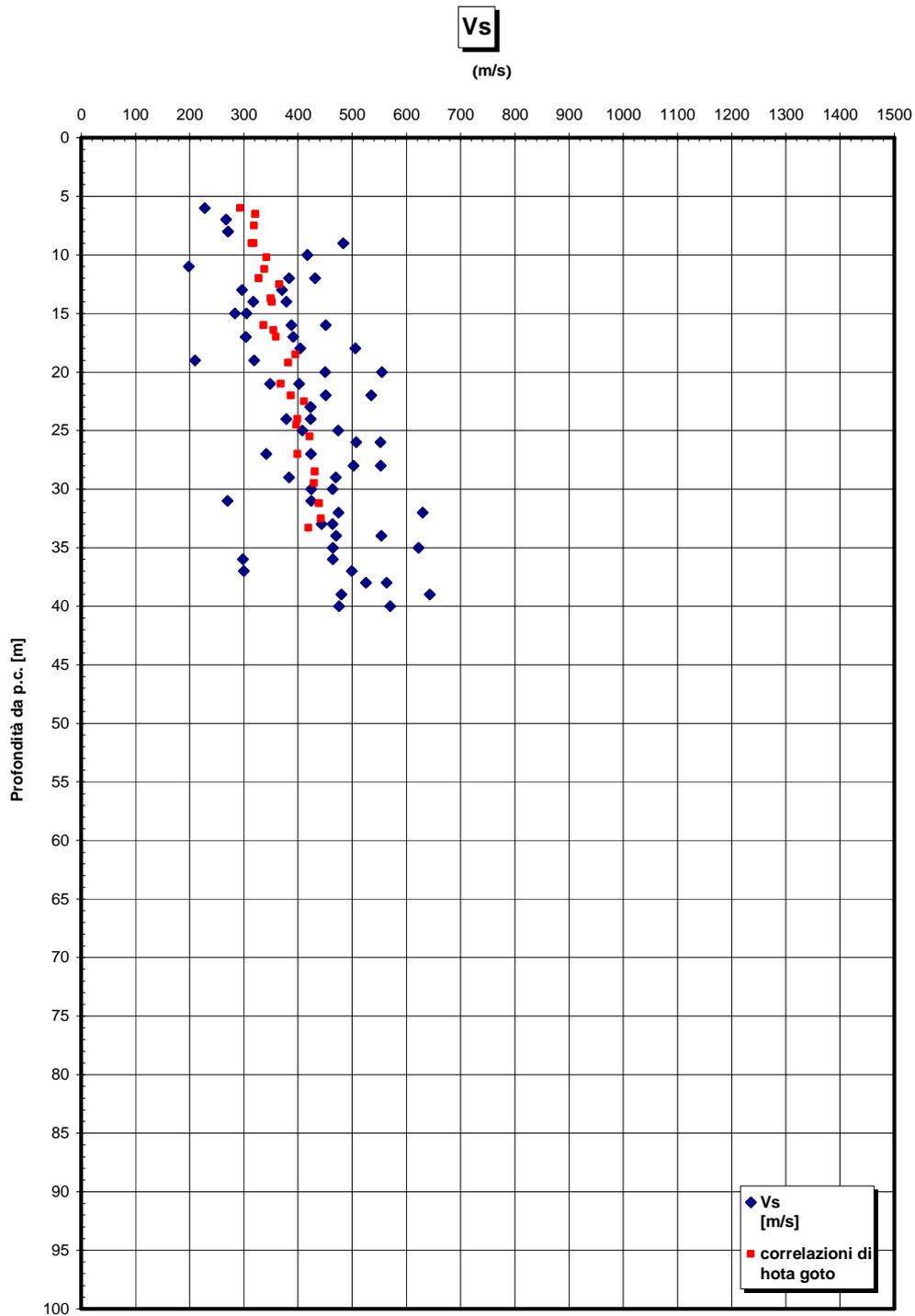
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

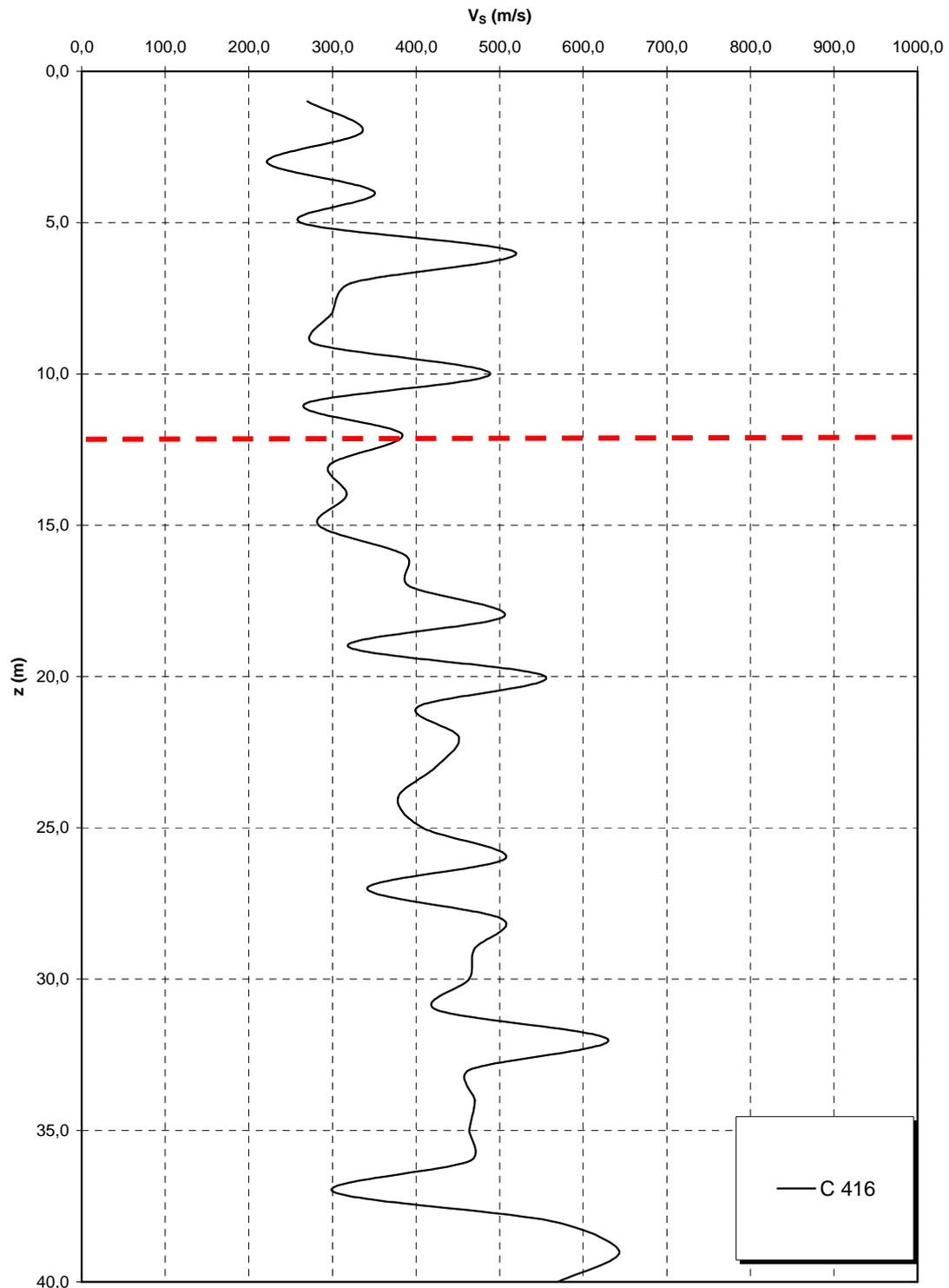
Rev
F0

Data
20/06/2011

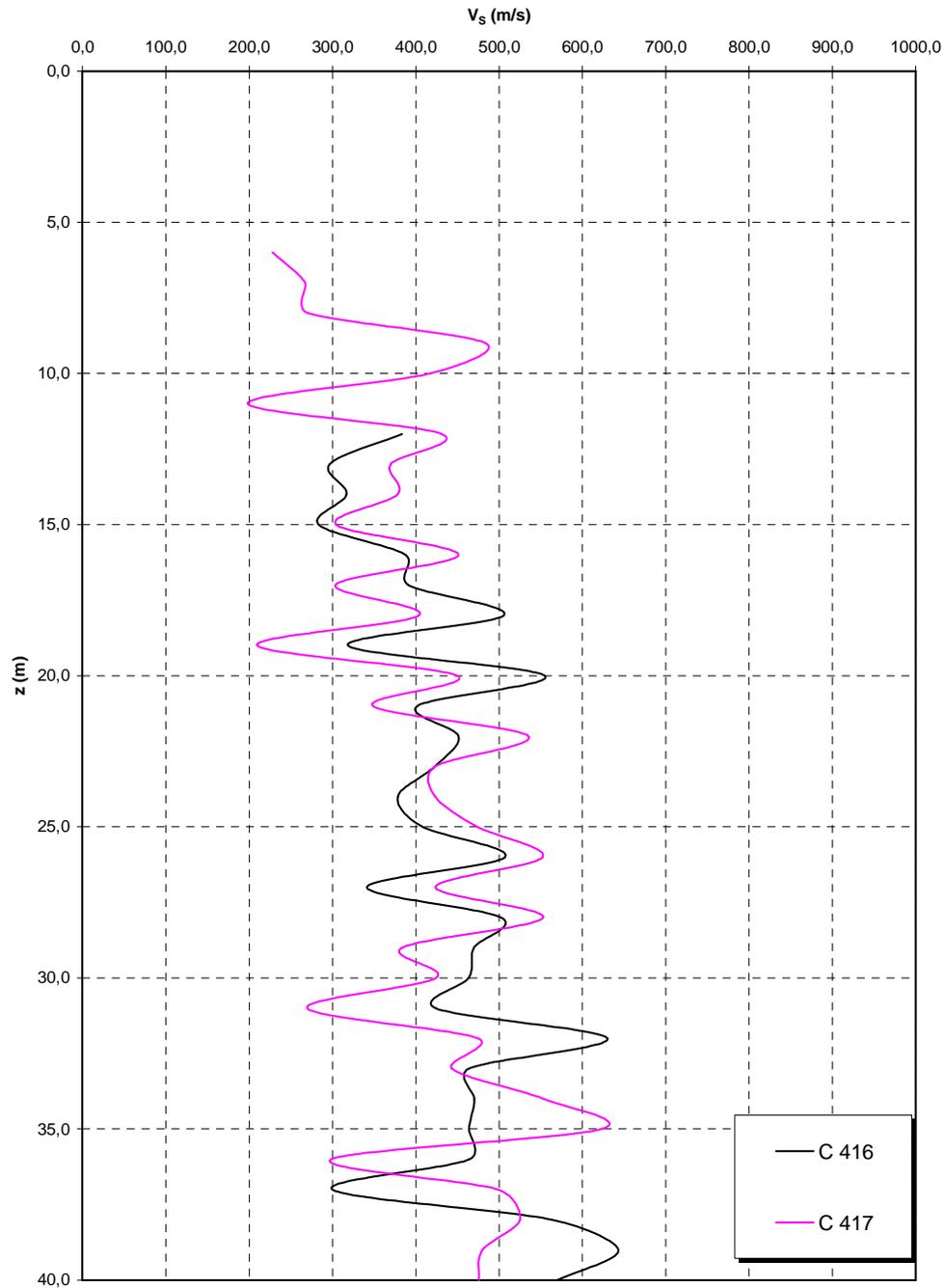




**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec**

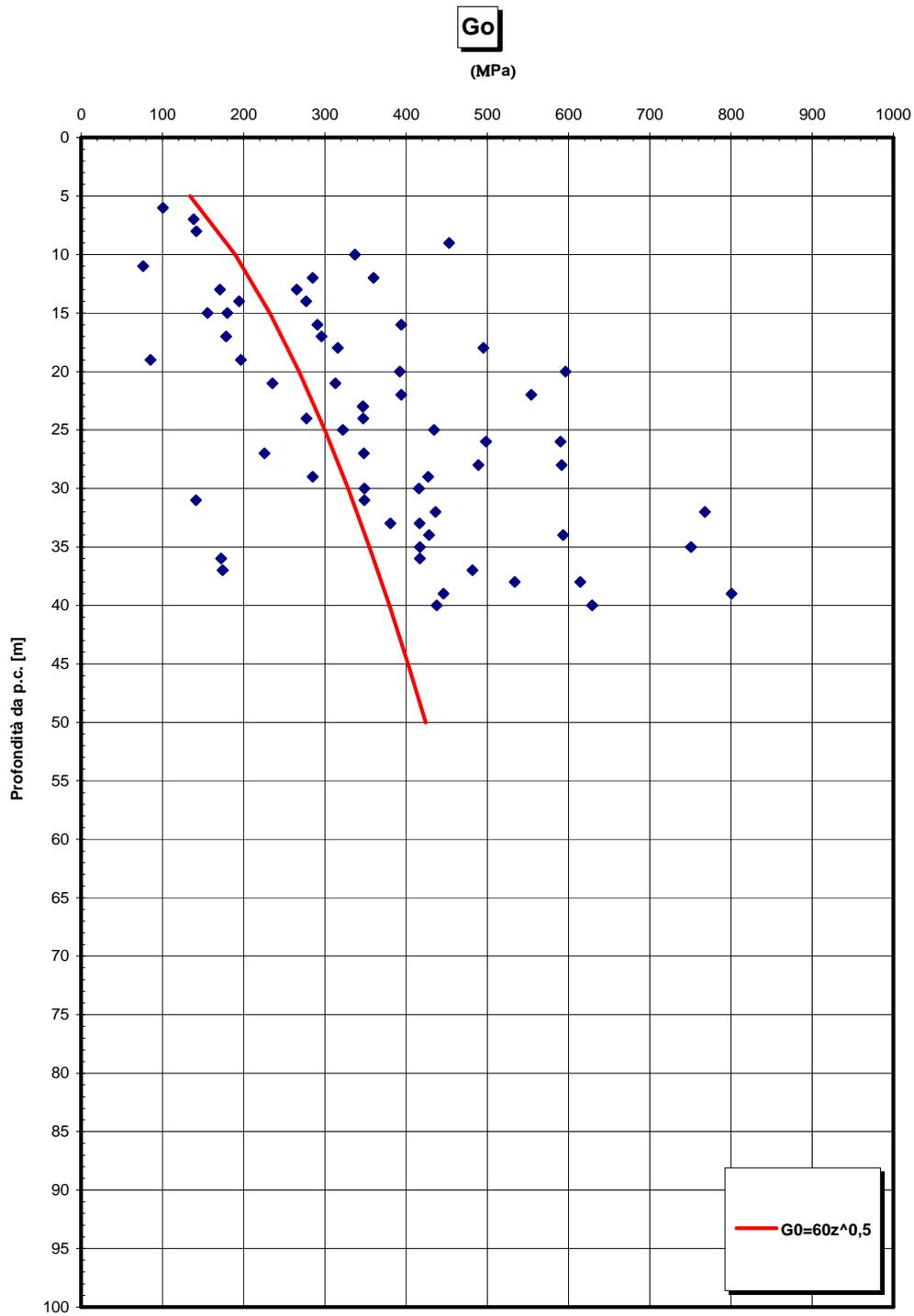


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



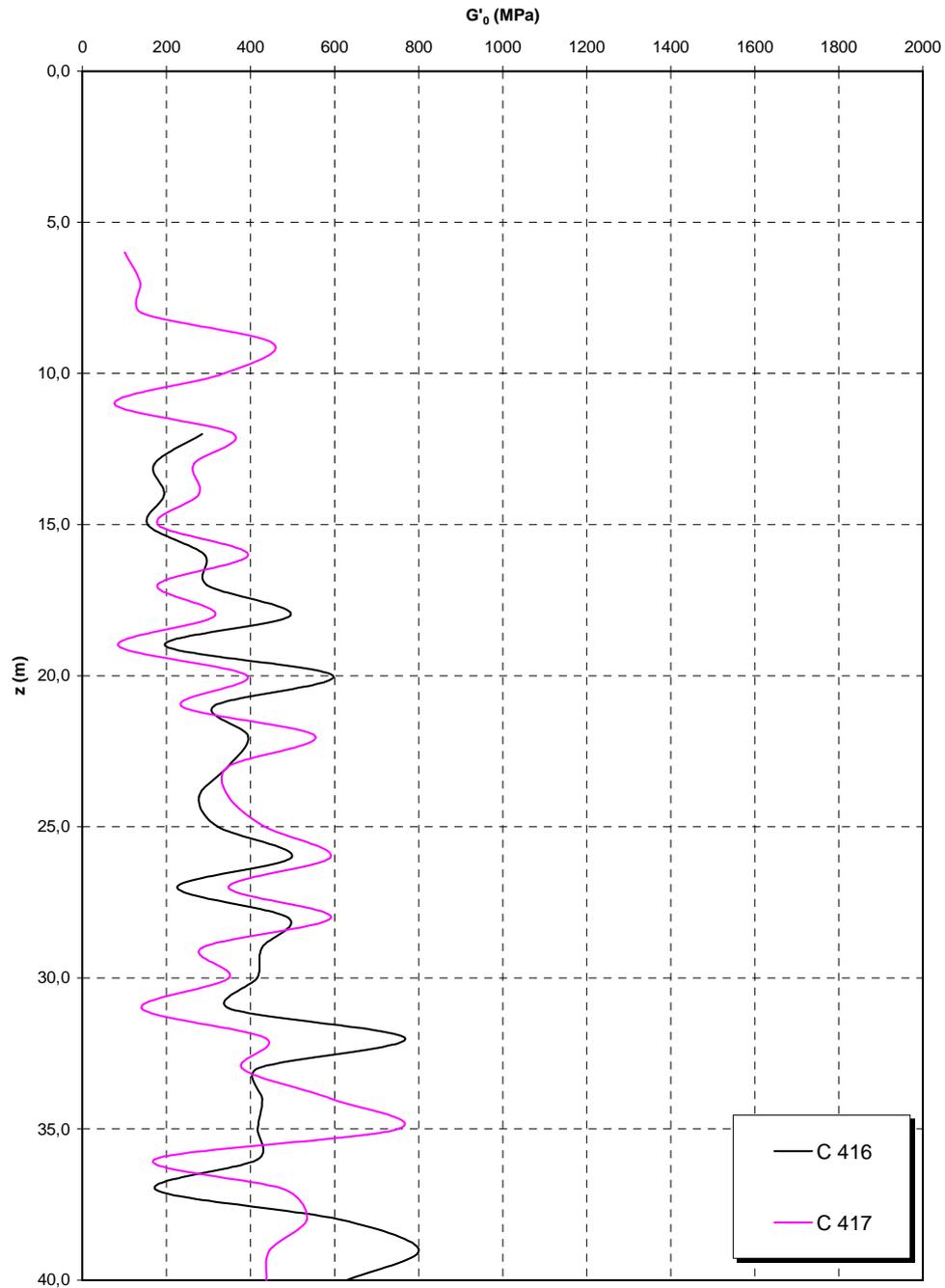
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec



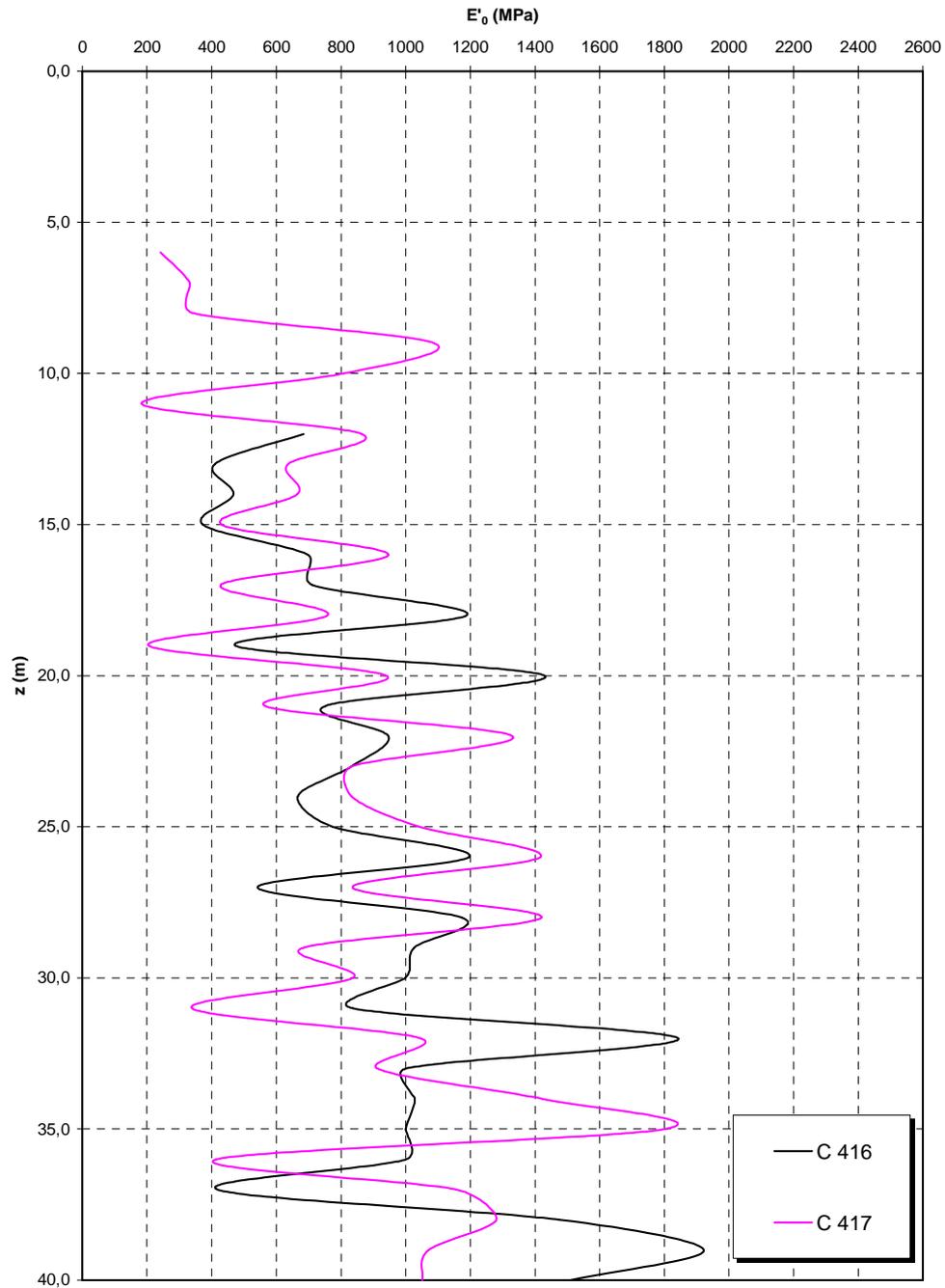
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

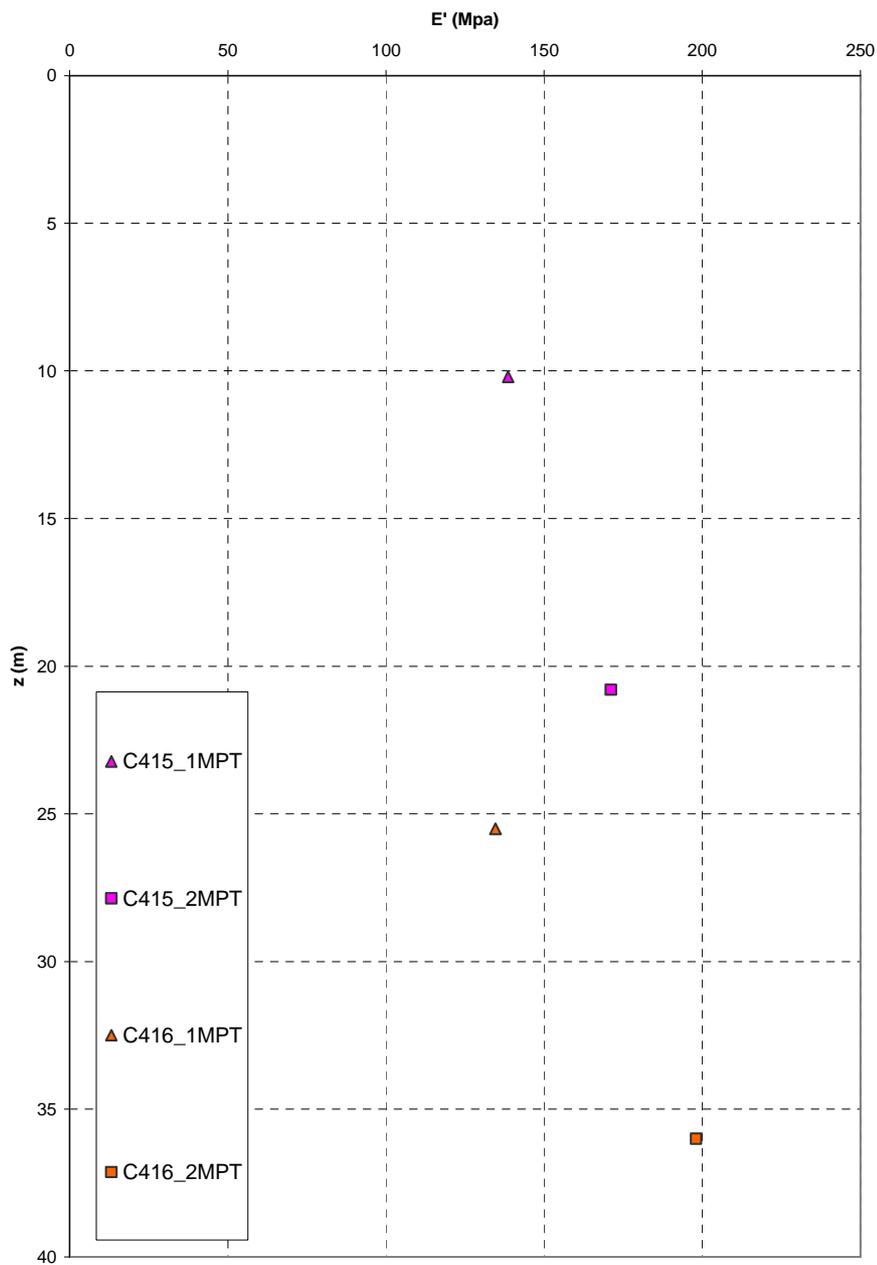
Rev
F0

Data
20/06/2011

Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA
Rampa D_dec



**Prove pressiometriche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Depositi terrazzati marini

L'andamento del fuso evidenzia che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 30%), sia di materiali intermedi (sabbie 50%). Il contenuto di fino è mediamente del 17%

Con riferimento al fuso medio si ha:

- Il valore di D_{50} è pari a 0.5mm
- Il valore di D_{60} è pari a 1.0 mm
- Il valore di D_{10} è pari a 0.008 mm

Il peso di volume dei grani γ_s è risultato pari a circa 26.5 kN/m³.

Da letteratura si hanno a disposizione i valori di γ_{dmax} e γ_{dmin} pari rispettivamente a 18.8 e 15.7 kN/m³

Per la definizione dello stato iniziale si ha:

- **Dr:** I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{sg}=0.85$ corrispondente al $d_{50}=0.5mm$.
- **e_o :** a partire dal d_{50} stimato si ottiene di $e_{max}-e_{min}$ pari a 0.35. Stimando per e_{max} un valore pari a 0.7 a partire dai valori di Dr è stato possibile determinare i valori di e_o in sito. In Allegato si mostra il confronto/calibratura di e_o determinato a partire da Dr con quello misurato nelle prove di laboratorio.
- **γ_d :** in base ai valori di e_o da γ_s si può stimare γ_s .
- **K_0 :** si considera la relazione di Jaky.

z(m)	Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	γ_d (KN/m3)	K_0
5-15	50-90	-	19-20	0.35-0.4

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di circa 40°

z(m)	ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_p (pff=-272-350KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

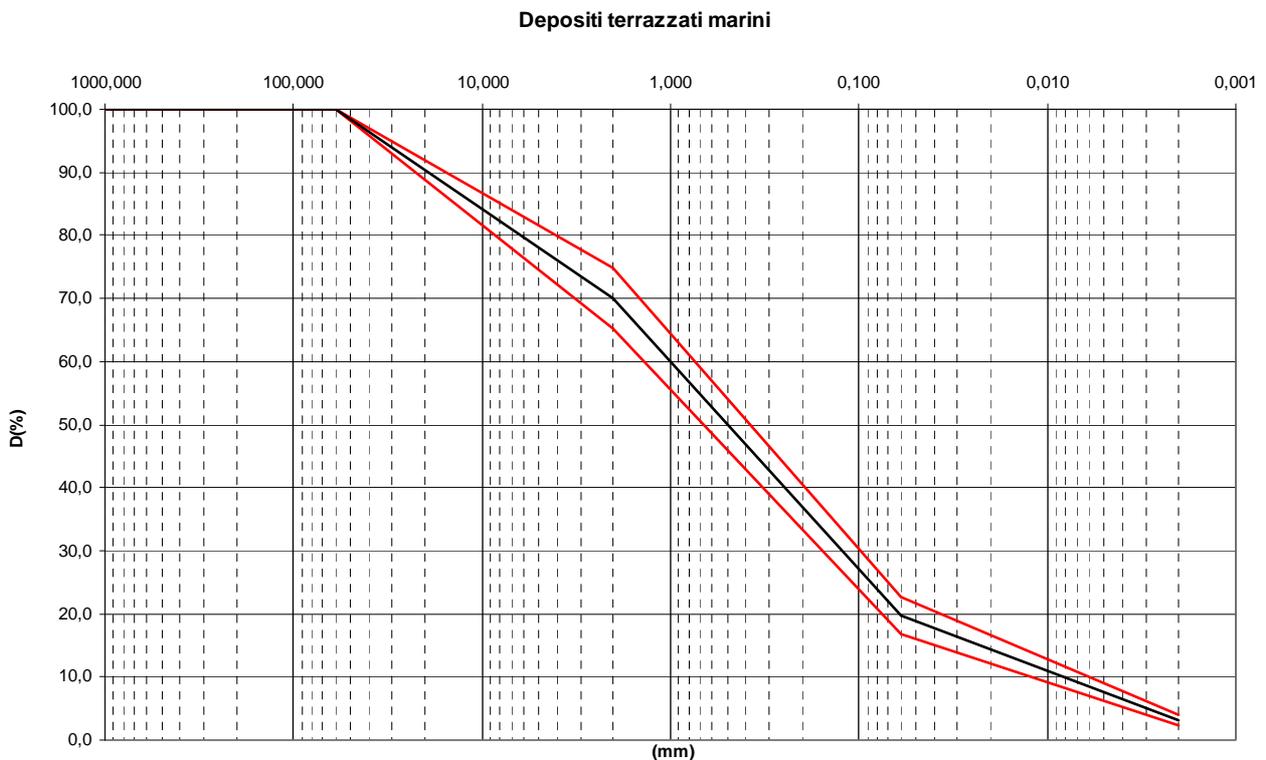
5-15	38-42	35-38	33-35
-------------	--------------	--------------	--------------

Si considerano valori operativi dell'angolo di attrito di picco cautelativi e pari a 38° - 40°

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C416) e dalle SPT si ottengono valori pari a:

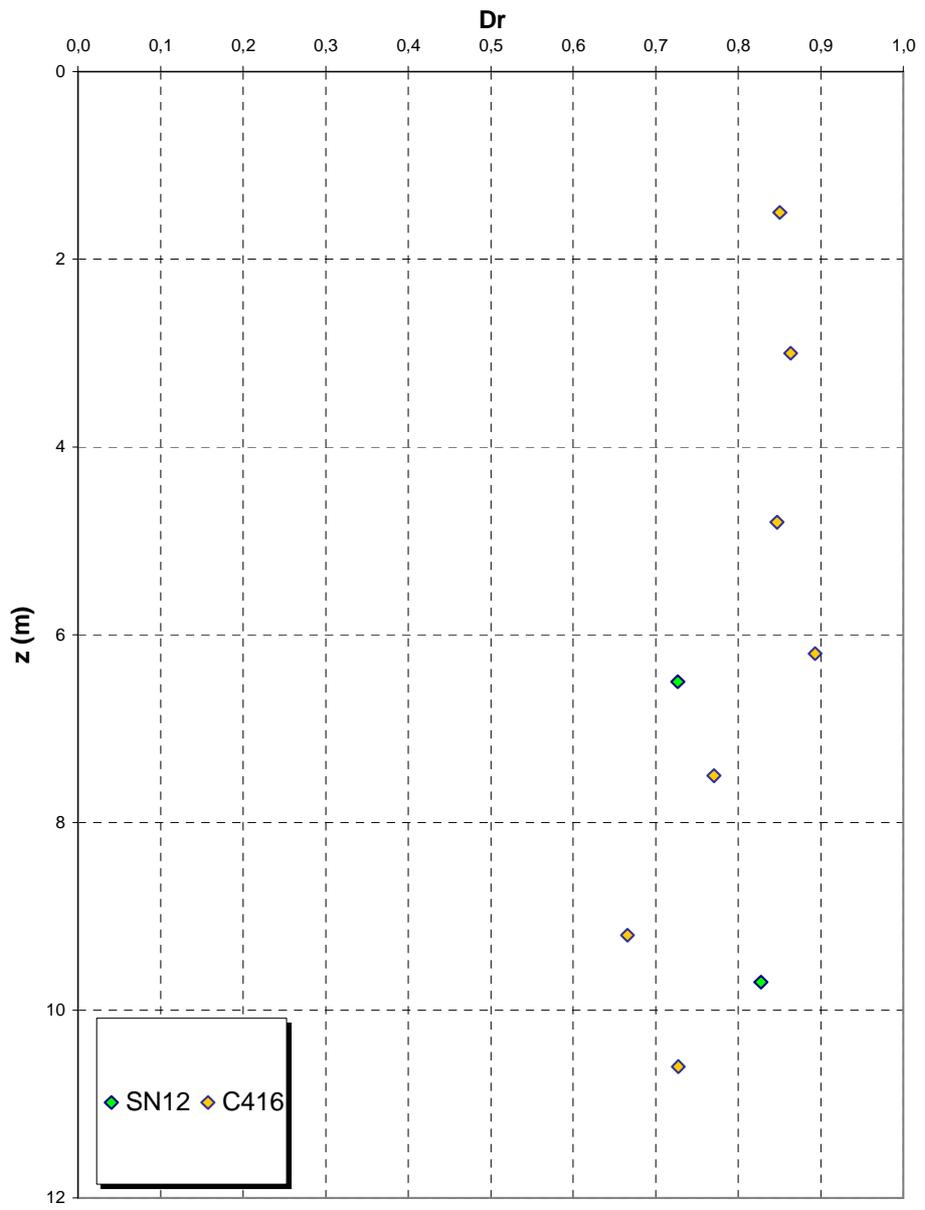
z(m)	G0(MPa)	E0(MPa)	E'(MPa)
5-15	100-200	240-960	35-80 / 70-160

pari rispettivamente a circa 1/10-1/5 ed a 1/3 di quelli iniziali.

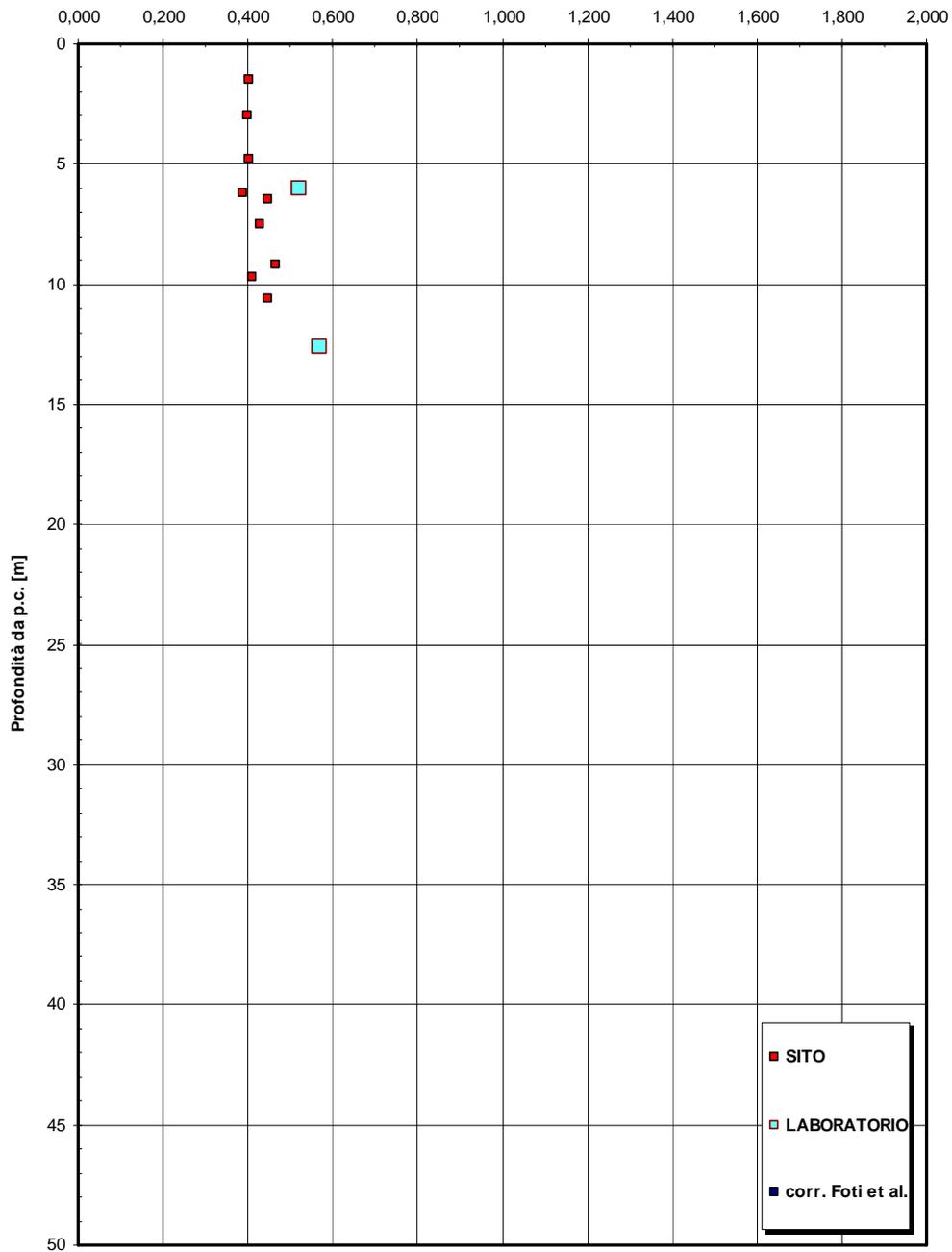


 Stretto di Messina		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

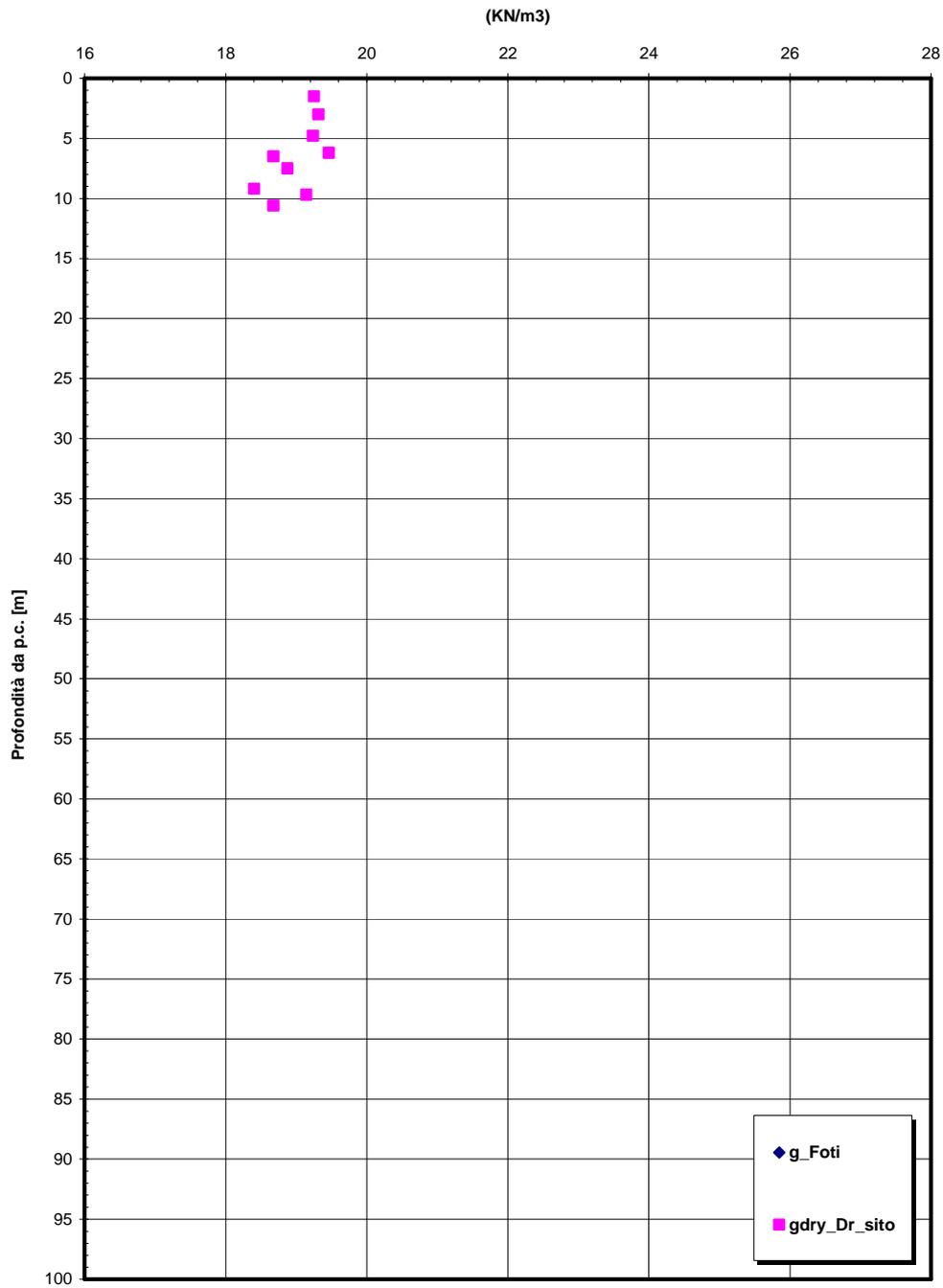
Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI
- Rampa D_dec -



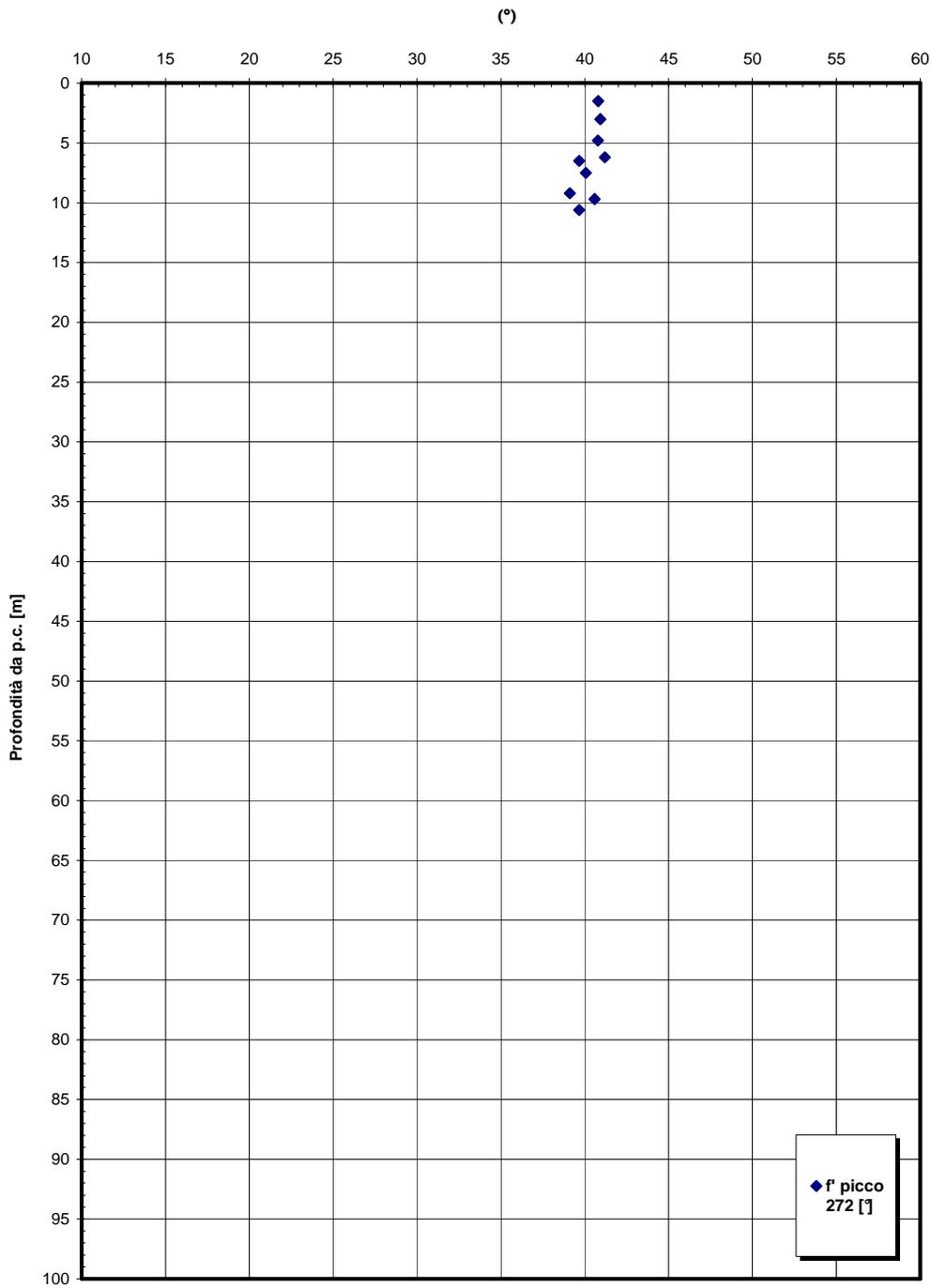
eo – Ramo D_dec



γ - Ramo D_dec



ϕ' picco - Ramo D_dec



RELAZIONE DI CALCOLO

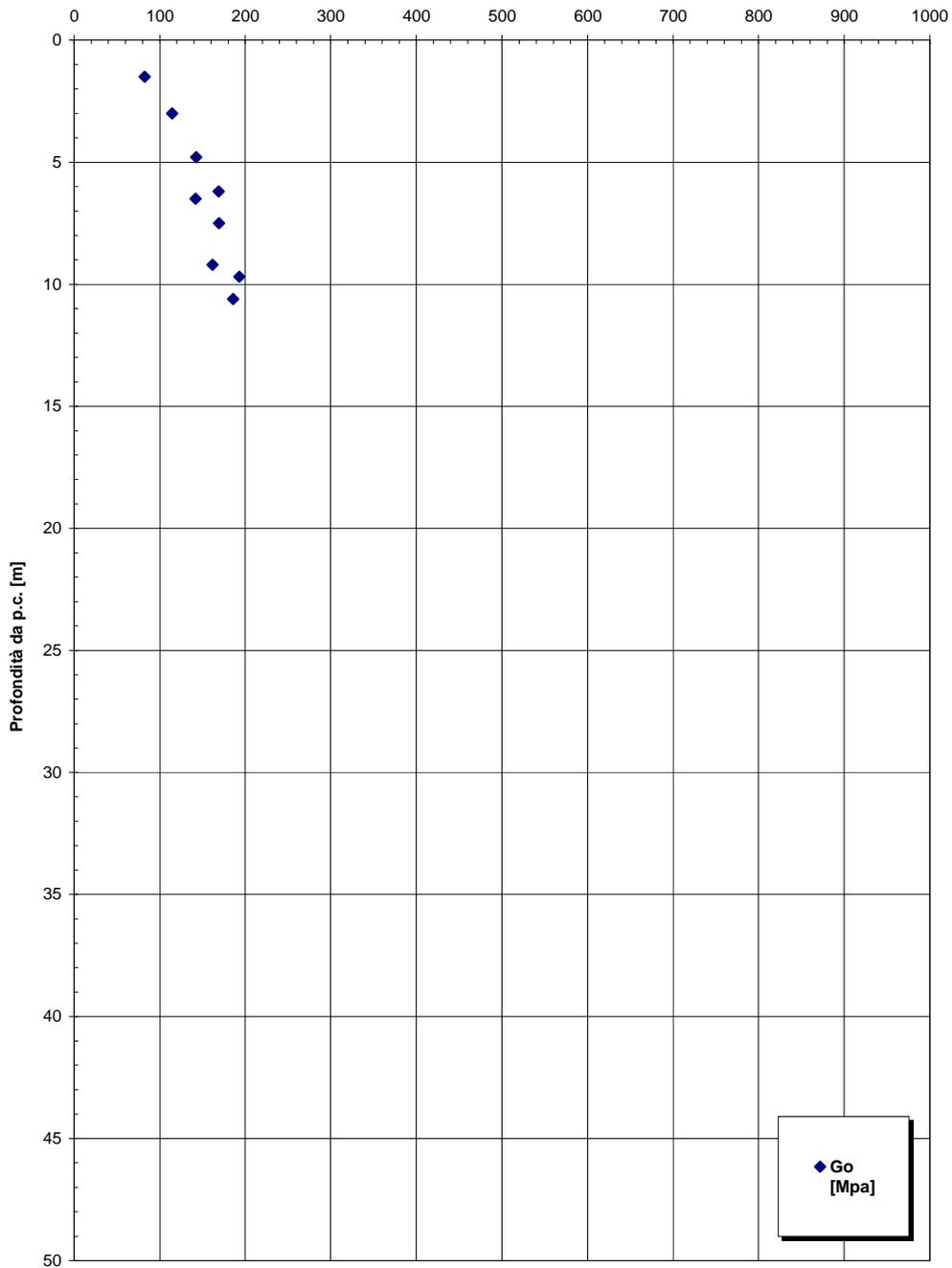
Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

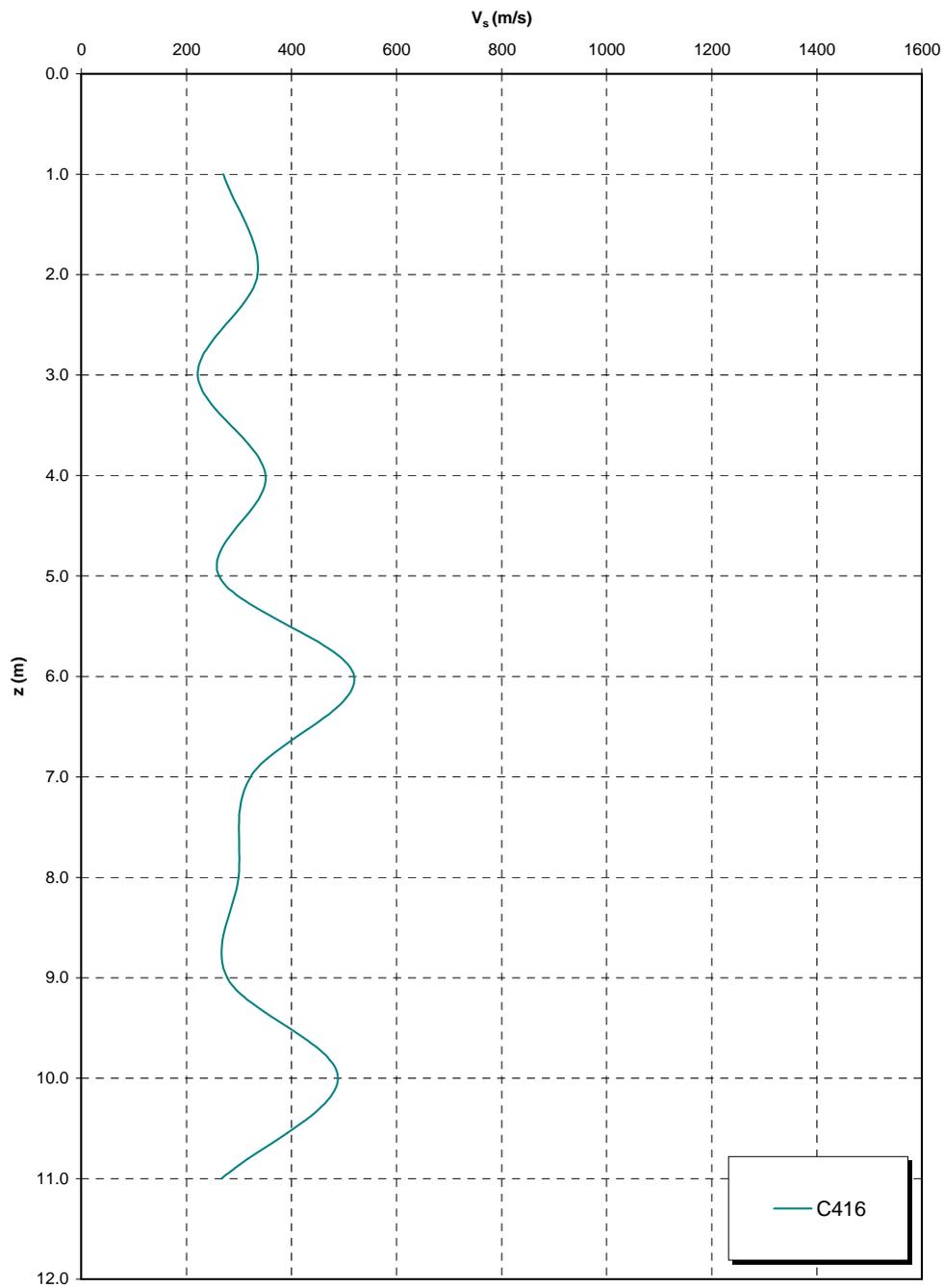
Data
20/06/2011

Go spt - Ramo D_dec

(MPa)



Prove sismiche
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI
- Rampa D_dec -



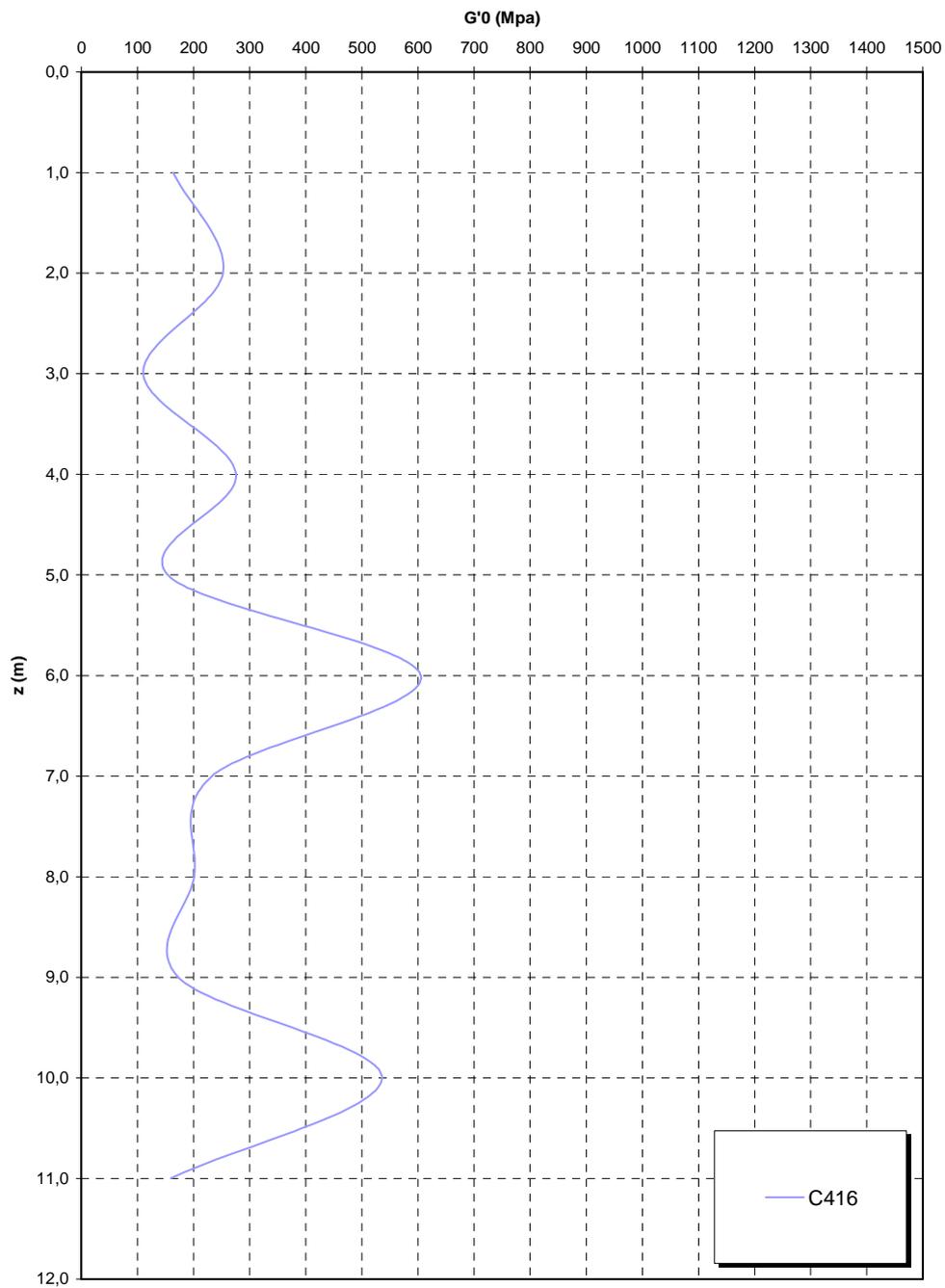
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

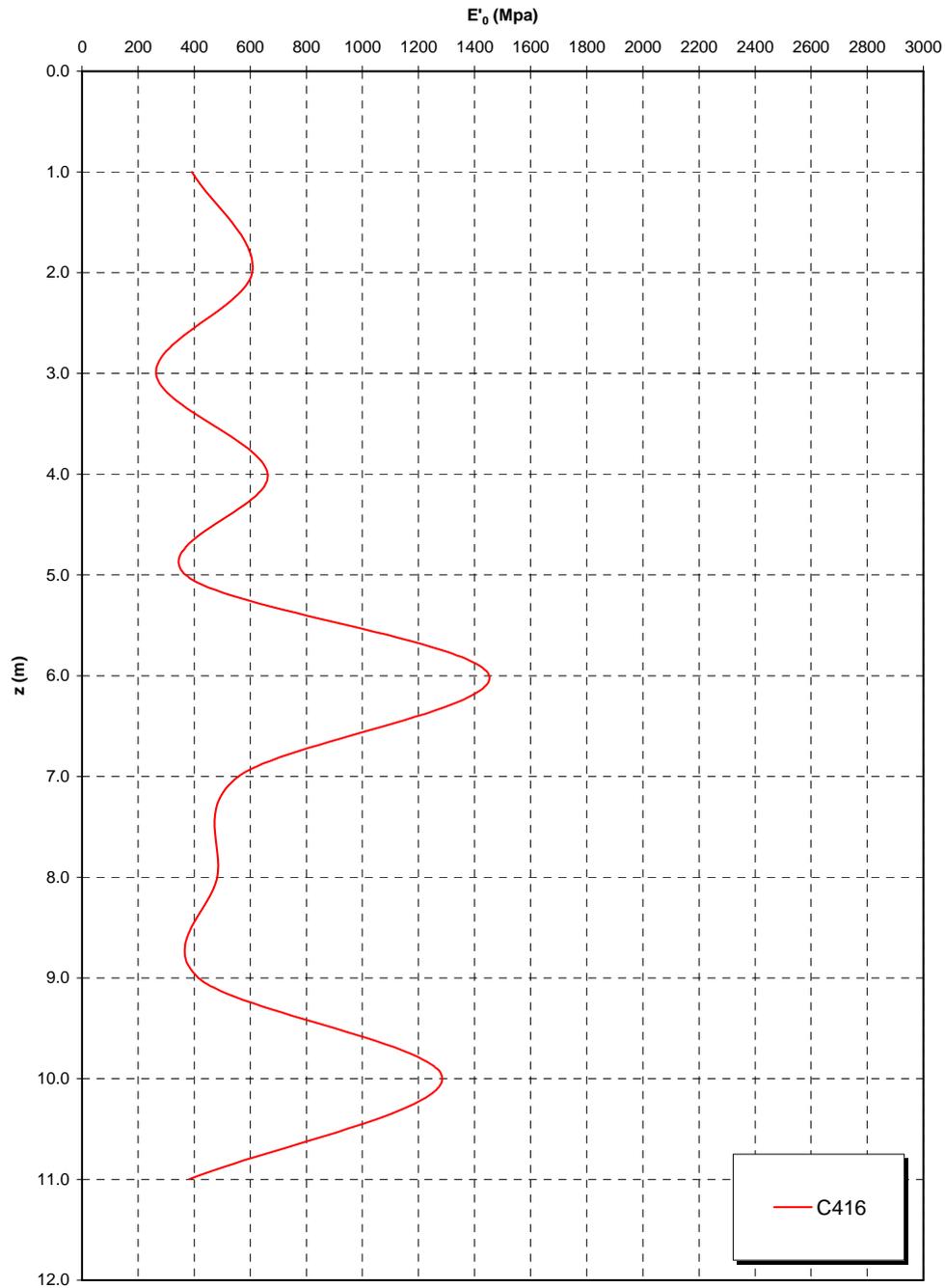
Rev
F0

Data
20/06/2011

Prove sismiche
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI
- Rampa D_dec -



**Prove sismiche
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI
- Rampa D_dec -**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

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

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

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

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

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

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 di 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:

$$\text{Per SLD} \quad \rightarrow \quad (a_g=0,172g ; F_0=2,354 ; T^*_c=0,336s)$$

$$\text{Per SLV} \quad \rightarrow \quad (a_g=0,443g ; F_0=2,489 ; T^*_c=0,422s)$$

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLD}) = 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,453$$

$$S_s(\text{SLV}) = 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,030$$

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:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,453 \cdot 1,0 \cdot 0,172g = 0,251g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,03 \cdot 1,0 \cdot 0,443g = 0,460g$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev Data F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,172 g
F_0	2,354
T_C	0,336 s
S_S	1,457
C_C	1,505
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,457
η	1,000
T_B	0,168 s
T_C	0,505 s
T_D	2,289 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 η 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	0,251
T_B ←	0,168	0,591
T_C ←	0,505	0,591
	0,590	0,506
	0,675	0,442
	0,760	0,393
	0,845	0,353
	0,930	0,321
	1,015	0,294
	1,100	0,271
	1,185	0,252
	1,270	0,235
	1,355	0,220
	1,440	0,207
	1,525	0,196
	1,610	0,185
	1,695	0,176
	1,779	0,168
	1,864	0,160
	1,949	0,153
	2,034	0,147
	2,119	0,141
	2,204	0,135
T_D ←	2,289	0,130
	2,371	0,122
	2,452	0,114
	2,534	0,106
	2,615	0,100
	2,696	0,094
	2,778	0,089
	2,859	0,084
	2,941	0,079
	3,022	0,075
	3,104	0,071
	3,185	0,067
	3,267	0,064
	3,348	0,061
	3,430	0,058
	3,511	0,055
	3,593	0,053
	3,674	0,051
	3,756	0,048
	3,837	0,046
	3,919	0,045
	4,000	0,043

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev Data F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,097 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	1,319
S	1,000
η	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	0,097
$T_B \leftarrow$	0,050	0,227
$T_C \leftarrow$	0,150	0,227
	0,235	0,145
	0,320	0,107
	0,405	0,084
	0,490	0,070
	0,575	0,059
	0,660	0,052
	0,745	0,046
	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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0488_F0

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,443 g
F_0	2,489
T_C	0,422 s
S_S	1,038
C_C	1,396
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,038
η	1,000
T_B	0,196 s
T_C	0,589 s
T_D	3,373 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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 η 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	0,460
$T_B \leftarrow$	0,196	1,145
$T_C \leftarrow$	0,589	1,145
	0,722	0,935
	0,854	0,790
	0,987	0,684
	1,119	0,603
	1,252	0,539
	1,385	0,487
	1,517	0,445
	1,650	0,409
	1,782	0,379
	1,915	0,352
	2,047	0,330
	2,180	0,310
	2,312	0,292
	2,445	0,276
	2,577	0,262
	2,710	0,249
	2,842	0,237
	2,975	0,227
	3,108	0,217
	3,240	0,208
$T_D \leftarrow$	3,373	0,200
	3,403	0,197
	3,432	0,193
	3,462	0,190
	3,492	0,187
	3,522	0,183
	3,552	0,180
	3,582	0,177
	3,612	0,174
	3,642	0,172
	3,671	0,169
	3,701	0,166
	3,731	0,163
	3,761	0,161
	3,791	0,158
	3,821	0,156
	3,851	0,153
	3,881	0,151
	3,910	0,149
	3,940	0,147
	3,970	0,144
	4,000	0,142

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,398 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	2,237
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,398
$T_B \leftarrow$	0,050	0,991
$T_C \leftarrow$	0,150	0,991
	0,235	0,633
	0,320	0,465
	0,405	0,367
	0,490	0,303
	0,575	0,259
	0,660	0,225
	0,745	0,200
	0,830	0,179
	0,915	0,163
$T_D \leftarrow$	1,000	0,149
	1,094	0,124
	1,188	0,105
	1,281	0,091
	1,375	0,079
	1,469	0,069
	1,563	0,061
	1,656	0,054
	1,750	0,049
	1,844	0,044
	1,938	0,040
	2,031	0,036
	2,125	0,033
	2,219	0,030
	2,313	0,028
	2,406	0,026
	2,500	0,024
	2,594	0,022
	2,688	0,021
	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	0,013
	3,531	0,012
	3,625	0,011
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture, in particolar modo alle Spalla, viene affrontato mediante il metodo 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.

Essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione sismica viene valutata in accordo con UNI EN 1998-5:2005 secondo la relazione di Mononobe-Okabe:

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

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui:

- ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè: $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$;
- ψ e β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno, come mostrato in figura E.1;
- δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro, cioè: $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$;
- θ è l'angolo definito sotto nei punti da **E.5** a **E.7**.

Il punto di applicazione della spinta è posto $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del muro di sostegno.

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;
- β = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT_1] (cautelativamente si assumerà $\beta = 1,00$).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

4.4.2 Definizione della larghezza collaborante

La valutazione della larghezza collaborante della soletta sia in fase di modellazione sia in fase di verifica della resistenza è riferita alle indicazioni del § 4.3.2.3 del D.M. 14-01-2008 e § 5.4.1.2 di UNI EN 1994-2:2006.

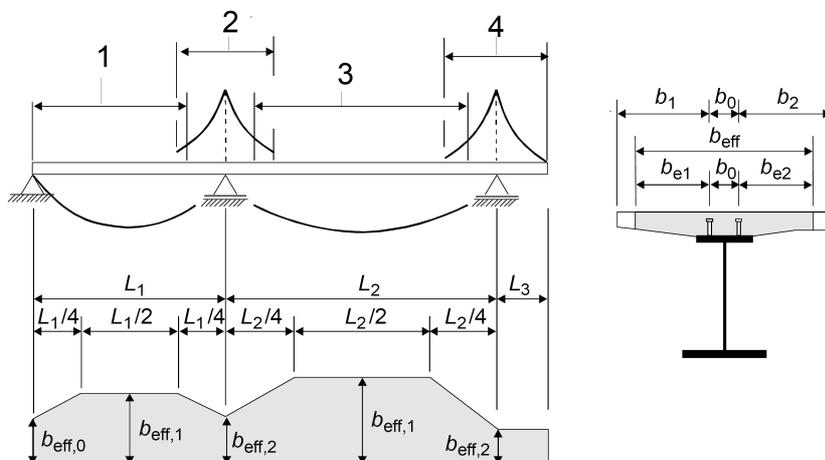
La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} (b_{ei} ; $i=1,2$), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right]$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata nella figura sottostante:



Legenda:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right)$.

I valori numerici della larghezza collaborante, determinati in base ai criteri di cui sopra ed in corrispondenza delle varie ascisse, sono riportate di seguito, per ciascuna trave:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

LARGHEZZA COLLABORANTE SECONDO UNI EN 1994-2				
[DIMENSIONE IN m]				
N° TRAVE	TRAVE 1	TRAVE 2	TRAVE 3	TRAVE 4
ASCISSA				
x = 0 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 9,35 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 28,05 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 37,40 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 42,65 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 53,15 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m
x = 58,40 m	2,40 m	2,70 m	2,70 m	2,40 m

Si adotterà nella modellazione e nell'analisi un larghezza collaborante per ciascuna trave pari a **2,40 m**.

4.4.3 Definizione del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt

Per tenere conto delle effettive caratteristiche geometrico-inerziali dell'impalcato, si considera un coefficiente di omogeneizzazione tra le strutture metalliche resistenti (travi longitudinali) e la soletta in calcestruzzo armato, modellando il comportamento del calcestruzzo per azioni di breve e lunga durata.

Nell'analisi strutturale si tiene quindi conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera considerando 3 modelli di calcolo:

- *Modello 1*: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.
- *Modello 2*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 6,30$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.
- *Modello 3*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 17,58$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I coefficienti di omogeneizzazioni sono stati determinati in accordo con § 5.4.2.2 UNI EN 1994-2:2006, come evidenziato nel seguito.

- Per azioni di breve durata, la soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 35220 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione risulta pertanto:

$$n_0 = E_s / E_{cm} = 210000 / 33346 = 6,30$$

- Per azioni di lunga durata, adottando un coefficiente di viscosità per il conglomerato della soletta (vedi §7.1.4) pari a $\varphi(t_\infty, t_0) = 2,239$ da cui:

$$E_{cls, \infty} = 10296 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi) = 17,58 \quad \text{con} \quad \psi_L = 0,8$$

4.4.4 Classificazione delle sezioni in acciaio

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione delle travi d'impalcato viene classificata come **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{1400}{25} = 56,0 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Si riporta nel seguito le caratteristiche geometrico inerziali della sezione:

H1500		$N_{by,Rd}$ [kN] 36.734	$M_{cy,Rd}$ [kNm] 22.726	Classe Sezione	
g (Kg/m): 942	$N_{bz,Rd}$ [kN] 36.734	$M_{cz,Rd}$ [kNm] 4.073	Compressione 4	?	
h (mm): 1.500	$V_{ply,Rd}$ [kN] 6.832	$V_{plz,Rd}$ [kN] 16.592	Flessione My 3	?	
b (mm): 850	A (cm ²): 1.200	i_y (cm): 64,82	i_z (cm): 20,65	Flessione Mz 3	
t_w (mm): 25	I_y (cm ⁴): 5.041.250	I_z (cm ⁴): 511.953	I_T (cm ⁴): 7.813	Presso-Flessione 3	
t_f (mm): 50	W_y (cm ³): 67.217	W_z (cm ³): 12.046	I_w (cm ⁶): 2.690.953,5		
r (mm): 0	$W_{pl,y}$ (cm ³): 73.875	$W_{pl,z}$ (cm ³): 18.281			
			Verifiche		
			Presso Flessione		
			Svergolamento		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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
- getto del cls magro e realizzazione della soletta di fondazione successivamente al disarmo dei casseri;
- eseguire il riempimento dello scavo fino alla quota di estradosso della fondazione in c.a.

ESECUZIONI DI SECONDA FASE

- cassetatura delle elevazioni e getto delle parti in c.a. successivamente al disarmo dei casseri;
- eseguire il riempimento dello scavo fino alla quota di +50cm dall'estradosso della fondazione in c.a.;
- installazione degli apparecchi di appoggio;

ESECUZIONI DI TERZA FASE

- assemblaggio degli elementi metallici costituenti l'impalcato;
- posizionamento della gru;
- varo dell'impalcato;
- sistemazione dei rilevati come da elaborato CG0700PPZDCSC00CV2C000001A

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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	CV	2C	00	00	01	A
Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera	CG0700	P	SH	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Relazione di calcolo	CG0700	P	CL	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
relazione geotecnica	CG0700	P	RB	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Planimetria di progetto	CG0700	P	P8	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Sezione longitudinale e pianta fondazioni	CG0700	P	Z9	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali	CG0700	P	PZ	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Carpenteria spalla B	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	04	A
Carpenteria pile	CG0700	P	BA	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	02	A
Carpenteria impalcati	CG0700	P	BZ	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Particolari costruttivi impalcati	CG0700	P	SZ	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	01	A
Fasi costruttive dell'opera d'arte	CG0700	P	SZ	D	C	SC	00	CV	2C	00	00	02	A

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI LONGITUDINALE D'IMPALCATO

7.1 ANALISI DEI CARICHI

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

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- acciaio: 78,5 kN/m³

7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g₁)

Carpenteria metallica	=	78,50 x (0,12 x 4) x 1,15	=	43,33 kN/m
Soletta in c.a.	=	25,00 x (13,40 x 0,30)	=	100,05 kN/m

Totale carichi permanenti strutturali ≈ 145 kN/m.

7.1.2 Carichi permanenti portati (g₃)

Pavimentazione	=	3,00 x 9,00 =	27,00 kN/m
Cordoli	=	25,00 x (2,2+2,2) x 0,18 =	19,80 kN/m
Barriere di sicurezza	=	2 x 2,00 =	4,00 kN/m
Barriere laterali	=	2 x 4,00 =	8,00 kN/m
Elementi di bordo	=	2 x 2,00 =	4,00 kN/m
Impianti	=	2 x 1,00 =	2,00 kN/m

Totale carichi permanenti portati ≈ 65,00 kN/m.

7.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ε₁)

Essendo la struttura iperstatica, vengono presi in considerazione i possibili cedimenti differenziali delle sottostrutture. In particolar modo si considera la possibilità che avvengano i seguenti cedimenti:

- cedimento su spalla assunto pari a 4 cm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- cedimento su pila pari a 1/1000 delle campate attigue, ovvero pari a 5 cm

7.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2)

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori del ritiro da considerare per struttura in esame sono i seguenti:

$A_c =$	4020000	mm ²	area soletta						
$A_c/u =$	300	mm	Rapporto tra area soggetta a ritiro e perimetro esposto						
$h_0 =$	600	mm	dimensione convenzionale $2 \cdot A_c/u$						
$RH =$	65%								
$t_0 =$	8	gg	tempo all'applicazione del carico						
$t =$	73000	gg	tempo al momento considerato						
$f_{ck} =$	32	N/mm ²	resistenza cilindrica cls						
$f_{cm} =$	40	N/mm ²							
$\alpha_1 =$	0,911			$\alpha_{ds1} =$	4	classe N	$s =$	0,25	classe N
$\alpha_2 =$	0,974			$\alpha_{ds2} =$	0,12	classe N	$\beta_{cc}(t) =$	1,278	
$\alpha_3 =$	0,935			$k_h =$	0,700		$f_{cm}(t) =$	51,110	N/mm ²
$\varphi_{RH} =$	1,368			$\beta_{RH} =$	1,124		$E_{cm} =$	33,346	GPa
$\beta_{(f_{cm})} =$	2,656			$\beta_{ds}(t, t_0) =$	0,992		$E_c =$	35,013	GPa
$\beta_{(t_0)} =$	0,619			$\epsilon_{cd,0} =$	0,000390				
$\varphi_0 =$	2,249			$\epsilon_{cd} =$	0,000271				
$\beta_H =$	1144,132	≤	1403,122	$\beta_{as}(t) =$	1				
$\beta_c(t, t_0) =$	0,995			$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,000055				
$\varphi(t, t_0) =$	2,239			$\epsilon_{cs} =$	0,00032603		$E_{cm}(t) =$	35,890	GPa
							$E_{c,\infty} =$	10,296	GPa

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 65% e avente dimensione fittizia $h_0 = 2A_c/u \cong 600$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\epsilon_{cs}(t \infty, t_0) = 0,326 \cdot 10^{-3}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ricordando che il modulo elastico del conglomerato di resistenza caratteristica $f_{ck}=32 \text{ N/mm}^2$ per fenomeni di lunga durata vale:

$$E_{cls, \infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10296 \text{ N/mm}^2$$

L'effetto del ritiro sulla trave composta è analizzato con un metodo che ricalca quello dei vincoli ausiliari, secondo due fasi distinte:



Fase 1) Stato di sollecitazione in soletta in presenza di vincoli perfetti

La soletta di calcestruzzo, se fosse libera rispetto alla trave di acciaio, subirebbe per effetto del ritiro un accorciamento pari a ϵ_{cs} .

Tale deformazione non rispetterebbe però la congruenza per ripristinare la quale si può ipotizzare l'applicazione di uno sforzo normale di trazione N_R , alla sola soletta, che induce sulla stessa una trazione uniforme pari a:

$$\sigma_{ct} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls, \infty} = 3,357 \text{ N/mm}^2$$

Si avrebbe tale stato di tensione in soletta se la trave fosse perfettamente incastrata alle estremità: gli incastri fornirebbero lo sforzo di trazione e la trave non manifesterebbe alcuna deformazione.

Fase 2) Stato di sollecitazione nella trave composta conseguente alla rimozione dei vincoli

In realtà i vincoli d'incastro non esistono e si deve quindi applicare sul complesso "trave – soletta", nel baricentro della soletta stessa, lo sforzo N_R cambiato di segno ad entrambi gli estremi.

Pertanto in quest'ultima fase del calcolo l'intera sezione della trave composta è soggetta allo sforzo assiale di compressione:

$$N_R = - (3,357 \cdot 3500 \cdot 240) \cong - 2820 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per il ritiro $b_R = 3500 \text{ mm}$ e uno spessore di soletta pari allo spessore totale a cui si è detratta la presenza delle cappellette (spessore 6 cm), e al momento flettente di trasporto:

$$M_R = N_R \cdot (z_{G, sol} - z_G) = - 2820 \cdot (1,680 - 0,985) \cong - 1960 \text{ kNm}$$

dove $z_{G, sol}$ e z_G sono le quote (sezione di spalla), misurate dall'intradosso della trave, rispettivamente del baricentro della soletta e del baricentro della sezione completa in acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione n_L (fenomeni lenti).

La variabilità del baricentro della trave fa sì che spostandosi lungo l'asse dell'opera si ha un progressivo aumento dell'eccentricità dello sforzo assiale dovuto al ritiro dunque, per tener conto di questo, si è creato un modello piano che metta in gioco le opportune caratteristiche geometriche e inerziali.

Inserendo N_R e M_R , precedentemente calcolati, sui nodi di spalla del modello e tenendo conto della variazione d'eccentricità (come spiegato), si sono globalmente studiati gli effetti del ritiro sulla struttura.

Le condizioni ai limiti imposte dal vincolo di appoggio previsto alle estremità della trave impongono tensioni nulle, per effetto del ritiro, in ogni punto delle sezioni di estremità. Pertanto si deve applicare alle sezioni estreme un sistema di tensioni, a risultante e momento risultante nullo, uguale e contrario a quello prodotto dal ritiro. L'effetto di questo sistema di tensioni, è apprezzabile solo nei tratti terminali lunghi quanto la maggior dimensione della sezione della trave.

Al diagramma delle tensioni risultante dalla sovrapposizione delle due fasi non corrisponde alcuna caratteristica di sollecitazione in quanto i due sforzi che si applicano nelle due fasi sono uguali e contrari (il ritiro differenziale non comporta sollecitazioni esterne). Per le condizioni ai limiti imposte dai vincoli di appoggio, il suddetto diagramma risultante di tensioni può essere presente in ogni sezione della trave tranne quelle di estremità sugli appoggi, dove le tensioni sono obbligatoriamente nulle. In tali sezioni va allora applicato il diagramma di tensioni uguali e contrarie. Poiché a tale diagramma di tensioni corrispondono caratteristiche di sollecitazione nulle, l'effetto di tale applicazione non si fa sentire oltre i tratti terminali lunghi quanto la maggior dimensione della sezione della trave.

Nei suddetti tratti ha particolare importanza lo sforzo longitudinale di scorrimento tra calcestruzzo e acciaio che, per l'equilibrio alla traslazione di ciascun tronco terminale di soletta o di nervatura, deve eguagliare il complessivo sforzo normale applicato all'una o all'altra. Tale sforzo si suppone distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave come ulteriormente specificato nel paragrafo riguardante la valutazione degli effetti prodotti sulla piolatura dal ritiro e dalla variazione termica differenziale.

7.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Nelle strutture miste è di uso comune, vista la differente inerzia termica dei materiali costituenti la sezione, considerare una variazione uniforme sulla soletta 10°C (vedi § 6.1.3 UNI EN 1991-1-5:2004) e di trattare la variazione termica in termini analoghi al ritiro. In tal modo si tiene conto

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

anche di un'azione assiale applicata, i cui effetti, in termini di verifiche delle sezioni, possono non essere trascurabili.

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 10 = 1,2 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{\Delta T} = \varepsilon_{\Delta T} \cdot E_c = 1,2 \cdot 10^{-4} \cdot 35013 = 4,202 \text{ MPa}$$

Pertanto l'intera sezione della trave composta è soggetta allo sforzo assiale (trazione o compressione):

$$N_{\Delta T} = (4,202 \cdot 3500 \cdot 300) \cong 4412 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per la variazione termica $b_R = 3500 \text{ mm}$, e al momento flettente di trasporto:

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot (z_{G, \text{sol}} - z_G) = 4412 \cdot (1,65 - 1,196) \cong 2003 \text{ kNm}$$

dove $z_{G, \text{sol}}$ e z_G sono le quote (sezione di spalla), misurate dall'intradosso della trave, rispettivamente del baricentro della soletta e del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione n_0 (fenomeni veloci).

La variabilità della geometria della trave fa sì che spostandosi longitudinalmente si ha una variazione dell'eccentricità dello sforzo assiale dovuto al ritiro dunque, per tener conto di questo, si è creato un modello piano che tenga conto della differenza tra l'eccentricità sulla spalla e quella che si ha nelle varie sezioni del modello.

Inserendo $N_{\Delta T}$ e $M_{\Delta T}$, precedentemente calcolati, sui nodi di spalla del modello e tenendo conto della variazione d'eccentricità (come spiegato), si sono globalmente studiati gli effetti della variazione di temperatura sulla struttura.

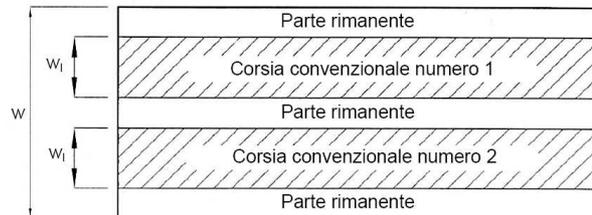
Anche per la variazione termica in soletta vale quanto detto per il ritiro relativamente ai tratti terminali di trave.

7.1.6 Carichi mobili (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).

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

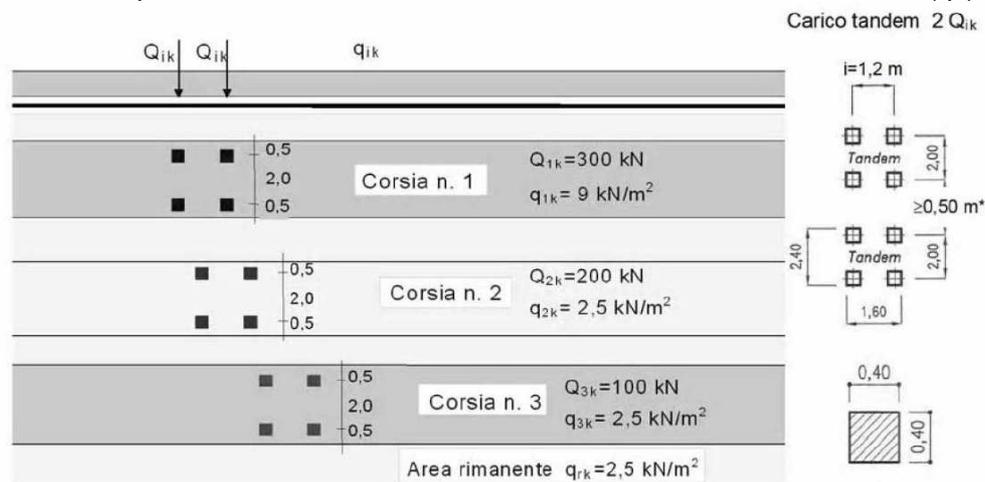
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Il 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^a 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 ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Sulla sezione dell'impalcato in oggetto (larghezza complessiva 13,40 m – carreggiata larga 9,00 m) devono essere considerate 3 colonne di carico di larghezza 3,00 m sulla carreggiata autostradale; la parte rimanente ($q_{RK} = 2,5 \text{ kN/m}^2$) misura nel punto di larghezza massima 0,00 m.

La ripartizione trasversale dei carichi eccentrici sulle varie travi, e di conseguenza il valore del coefficiente di ripartizione per ogni trave $p_{i,j}$ (con "i" indice progressivo della trave e "j" indice progressivo della colonna di carico), viene definita mediante il metodo di Courbon-Albenga. Tale metodologia di ripartizione è applicabile nel caso infiniti traversi rigidi; tale supposizione trova giustificazione dai dati sperimentali disponibili in letteratura (per maggior dettaglio si rimanda al riferimento in letteratura [B9]) e può essere spiegata per la presenza della soletta trasversale che agisce come una serie di traversi accostati più la presenza di traversi metallici irrigidenti ad interasse massimo di 5 m.

Le colonne di carico hanno la seguente eccentricità trasversale rispetto al baricentro del gruppo di travi nel punto più sfavorevole:

$$e_I = 3,000 \text{ m} \quad e_{III} = -3,000 \text{ m}$$

$$e_{II} = 0,000 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Dai dati riportati, i coefficienti di Courbon-Albenga relativi alle travi, riferiti alle suddette colonne di carico sono i seguenti:

TRAVE 1 (TRAVE DI BORDO)	TRAVE 2	TRAVE 3	TRAVE 4
$\rho_{1,I} = 0,507$	$\rho_{2,I} = 0,336$	$\rho_{3,I} = 0,164$	$\rho_{4,I} = -0,007$
$\rho_{1,II} = 0,250$	$\rho_{2,II} = 0,250$	$\rho_{3,II} = 0,250$	$\rho_{4,II} = 0,250$
$\rho_{1,III} = -0,007$	$\rho_{2,III} = 0,164$	$\rho_{3,III} = 0,336$	$\rho_{4,III} = 0,507$

I coefficienti moltiplicativi per il carico accidentale dovuto al traffico sulla trave più caricata (trave di bordo), tenuto conto dei coefficienti di ripartizione e dei pesi di ogni singola colonna di carico rispetto alla colonna 1, risultano essere:

$$\alpha_{(Q_{ik})} = \left(0,507 \cdot 1 + 0,250 \cdot \frac{2}{3} \right) = 0,674$$

$$\alpha_{(q_{ik})} = \left(0,507 \cdot 1 + 0,250 \cdot \frac{2,5}{9} \right) = 0,718$$

Poiché la 3 colonna, per com'è posizionata, scarica la trave di bordo ($\rho_{1,III} < 0$), si considera non agente.

7.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

7.1.8 Azione di frenamento (q_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

7.1.9 Azione centrifuga (q_4)

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.6 D.M. 14 -01-2008), nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella sottostante, essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Raggio di curvatura [m]	Q ₄ [kN]
R < 200	0,2 · Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 · Q _v / R
1500 ≤ R	0

Per l'opera oggetto di studio, il raggio di curvatura nel tratto iniziale è pari a $R = \infty$, da cui si ottiene $Q_4 = 0$ kN.

7.1.10 Azione del vento (q_5)

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,50 m a partire dal piano stradale.

Nel caso in esame, le azioni dovute al vento dei casi di impalcato scarico e carico coincidono dato che è presente al margine dell'impalcato è presente una barriera dell'altezza di 3,50 m.

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005) l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico

Considerando che l'opera sia collocata in una zona 4 (Calabria) di Classe di rugosità D e data l'ubicazione geografica, si deve fare riferimento alla categoria di esposizione del sito I, da cui:

$$k_r = 0,17$$

$$z_0 = 0,01 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 2,00 \text{ m}$$

Il valore di riferimento v_b della velocità del vento si assume pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad (a_s \leq a_0)$$

dove:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,020 \text{ s}^{-1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$a_s = 65 \text{ m}$$

L'azione da vento viene calcolata facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a $T_R = 200$ anni, si riporta il conseguente valore della velocità di riferimento:

$$v_b = \alpha_R \cdot v_b = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \cdot 28,00 = 30,12 \text{ m/s}$$

Da cui la pressione cinetica di riferimento vale:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 30,12^2 = 567,0 \text{ N/mq} = 0,567 \text{ kN/mq}$$

Considerando inoltre:

$$c_p = 1,40$$

$$c_d = 1,00$$

$$c_t = 1,00 \quad (\text{coefficiente di topografia})$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] = 3,207 \quad \text{per } z=20 \text{ m}$$

Si ottiene la pressione del vento pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,567 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui si ottiene l'azione del vento come carico distribuito per unità di lunghezza applicato al baricentro della superficie verticale esposta al vento:

$$\text{Altezza dell'impalcato} \quad H_{\text{imp}} = 1,50 + 0,30 + 0,18 = 1,98 \text{ m}$$

$$\text{Altezza totale della superficie esposta campata} \quad H_{\text{tot}} = 1,98 + 3,50 = 5,48 \text{ m}$$

$$\text{Azione del vento campata tipica} \quad F_{w,x} = 5,48 \cdot 2,545 = 14,00 \text{ kN/m}$$

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia che tende a torcere l'impalcato nel suo complesso. Tale momento torcente viene applicato mediante carichi verticali uniformemente distribuiti, uno per ogni trave, equivalente al momento di trasporto della risultante della azione del vento sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave mista acciaio-calcestruzzo. Il momento che ne consegue risulta:

$$m_v = F_{w,x} \cdot (H_{\text{tot}}/2 - z_G) = 14,00 \cdot (5,48/2 - 1,196) = 21,60 \text{ kNm/m.}$$

dove:

z_G è la quota del baricentro della sezione completa in acciaio calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione per fenomeni veloci, misurate dall'intradosso della trave.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

I valori dei carichi distribuiti da applicare alle singole travi si ricava considerando l'impalcato, in senso trasversale, come una trave di profondità unitaria, vincolata su 4 appoggi elastici aventi rigidezza alla traslazione verticale approssimativamente costante, pari al valore . Le reazioni che nascono in corrispondenza di ogni singolo appoggio coincide con i carichi distribuiti che si stanno ricercando e sono ricavabili attraverso la relazione:

$$S_i = \frac{k_i \cdot x_i \cdot m_v}{k_i \cdot \sum_j x_j^2} \cong \frac{x_i \cdot m_v}{\sum_j x_j^2}$$

dove :

k_i = rigidezza del singolo appoggio elastico

x_i = eccentricità del singolo appoggio elastico

Viene valutato il carico distribuito da applicare alla trave, considerando le diverse configurazioni resistenti. I valori risultano:

$$q_{v,1} = \frac{5,25 \cdot 21,60}{2 \cdot 1,75^2 + 2 \cdot 5,25^2} = 1,84 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla A})$$

$$q_{v,2} = \frac{5,25 \cdot 21,60}{2 \cdot 1,75^2 + 2 \cdot 5,25^2} = 1,84 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla B})$$

A favore di sicurezza si considera un carico uniformemente distribuito pari a 1,90 kN/m applicato sull'intera trave.

7.1.11 Azione sismica (q_6)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

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 SAP 2000 (versione 14.2.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

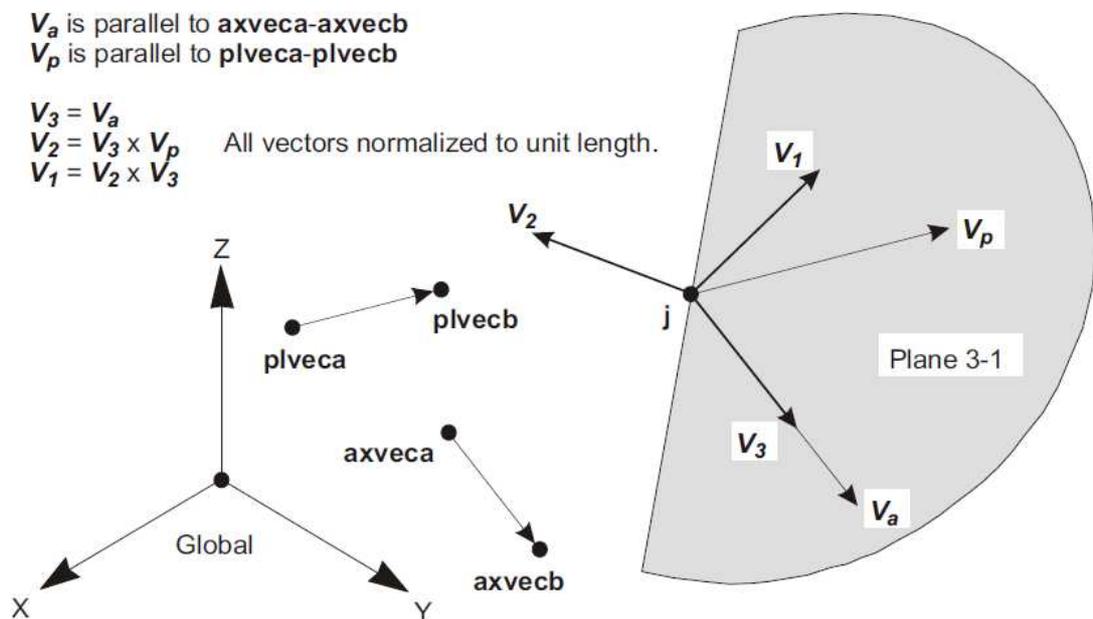
Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“Point:**

- o comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- o collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- o il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento punto è:



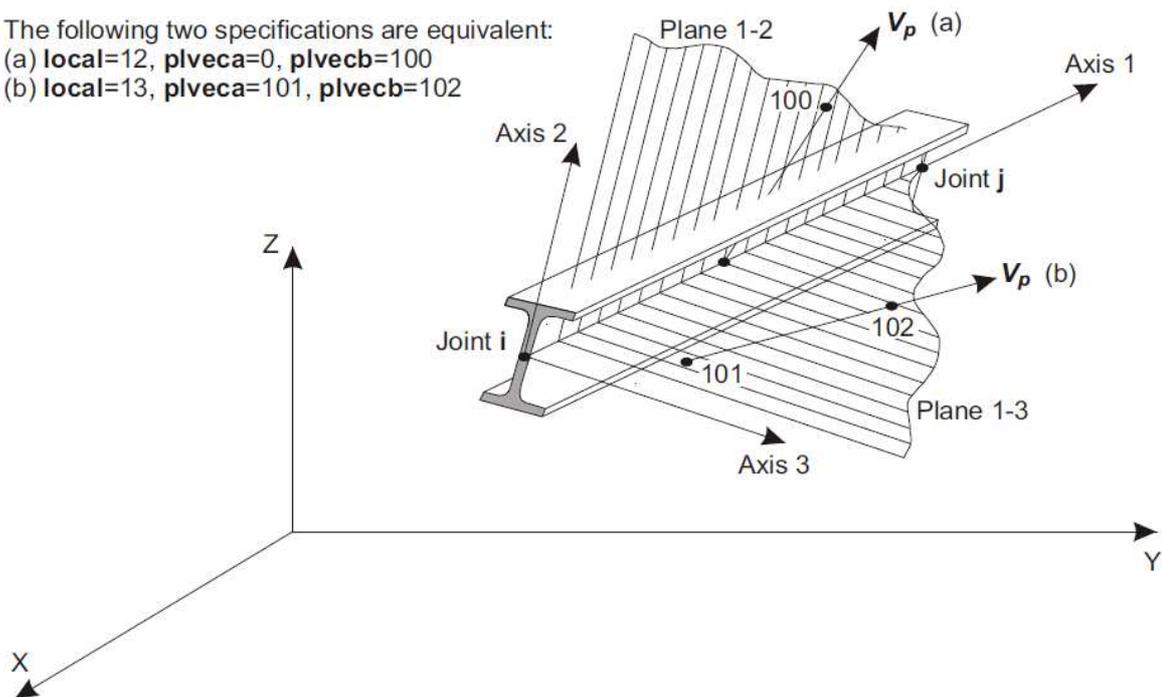
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“Line”:**

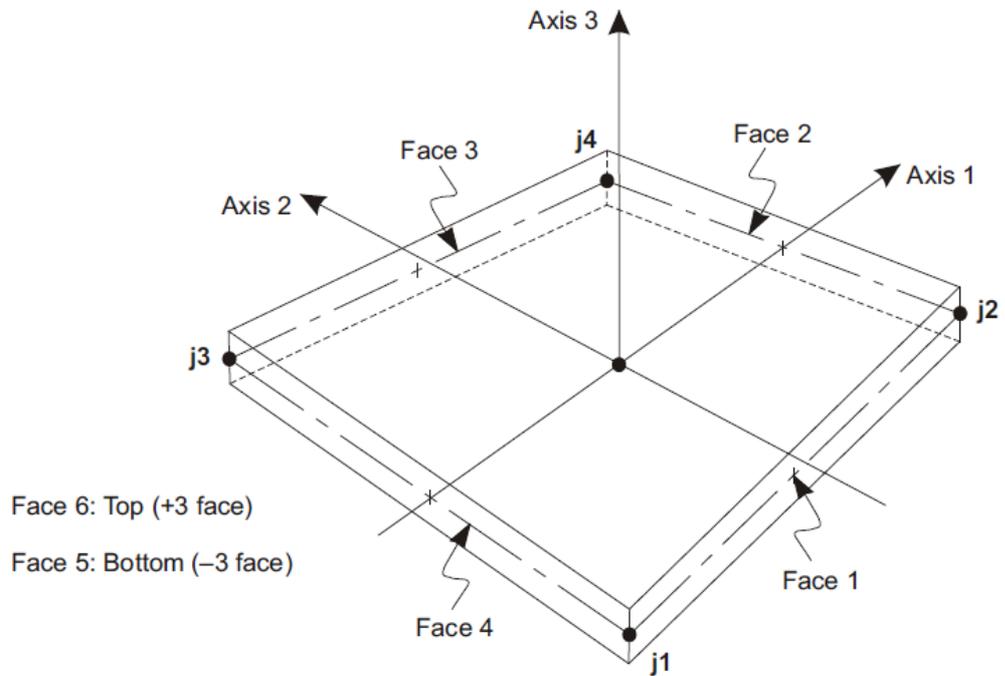
- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

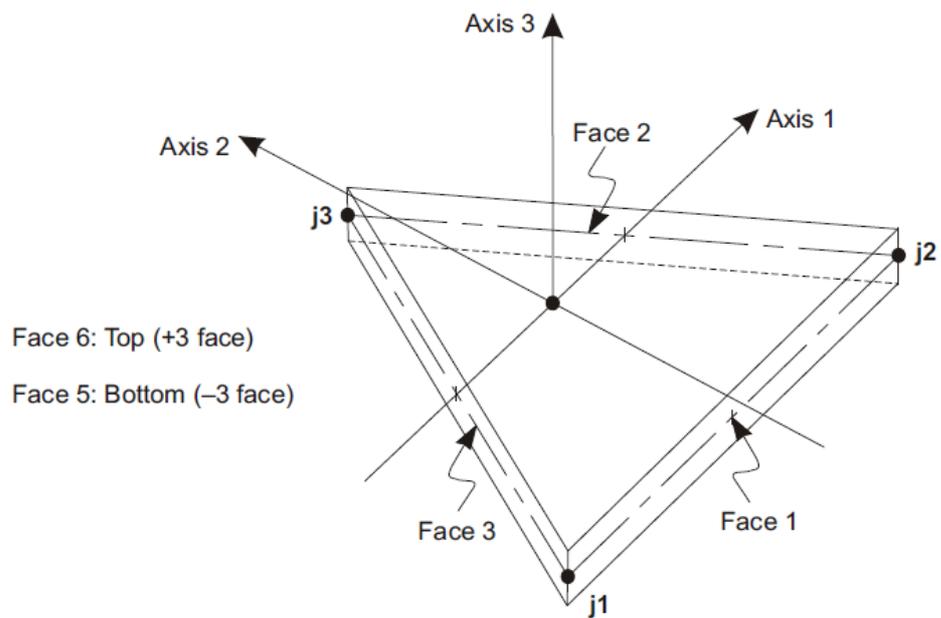
- (a) local=12, plveca=0, plvecb=100
- (b) local=13, plveca=101, plvecb=102



- **“Area”:** vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l’orientamento di un elemento area è:



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“Solid”**: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

7.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello di un graticcio di travi su 2 campate ad asse rettilineo con luce di calcolo pari a 37,4+21 m. Longitudinalmente sono disposte 4 travi metalliche a doppio “T” a sezione costante, a interasse costante pari a 3,50 m; trasversalmente sono disposti dei traversi metallici a interasse di 4,20 m atti a irrigidire torsionalmente l'impalcato e ad agevolare la ripartizione dei carichi trasversali sulle singole travi metalliche.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

Nel modello di carico la collaborazione della soletta è valutata secondo quanto già dettagliatamente descritto al § 4.4.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo 7.1, su un modello agli elementi finiti di tipo “beam” ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le fasi costruttive (montaggio della carpenteria metallica e getto della soletta) e per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.

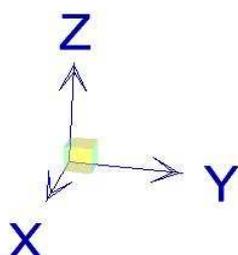
Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente n_0 . Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente n_L . Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

Oltre a quanto già indicato, occorre sottolineare che, essendo la struttura in iperstatica, la soletta (estradosso della struttura) non è sempre in zona compressa e quindi, in accordo con la normativa vigente (vedi § 4.3.2.2.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.4.2.3 di UNI EN 1994-2:2006) si considera che la soletta, nelle zone tese, sia fessurata per una lunghezza pari al 15% della lunghezza della campata adiacente, mentre in tutte le altre zone concorre alla resistenza della sezione reagente.

7.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

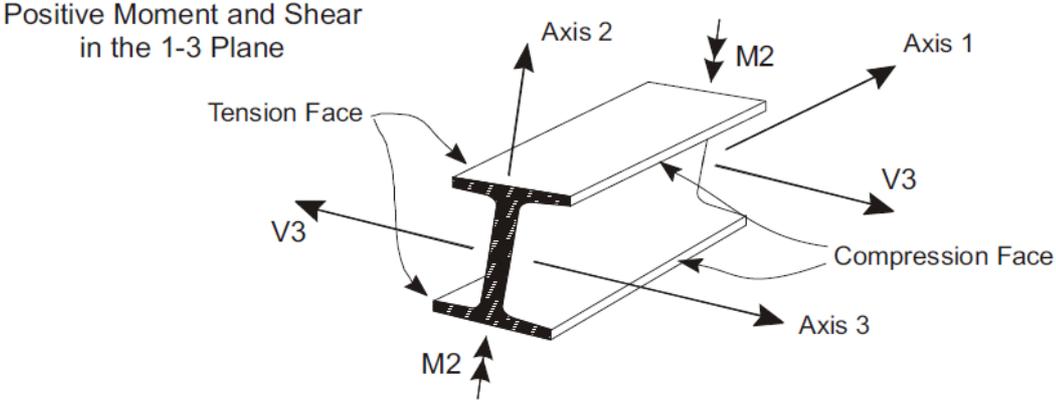
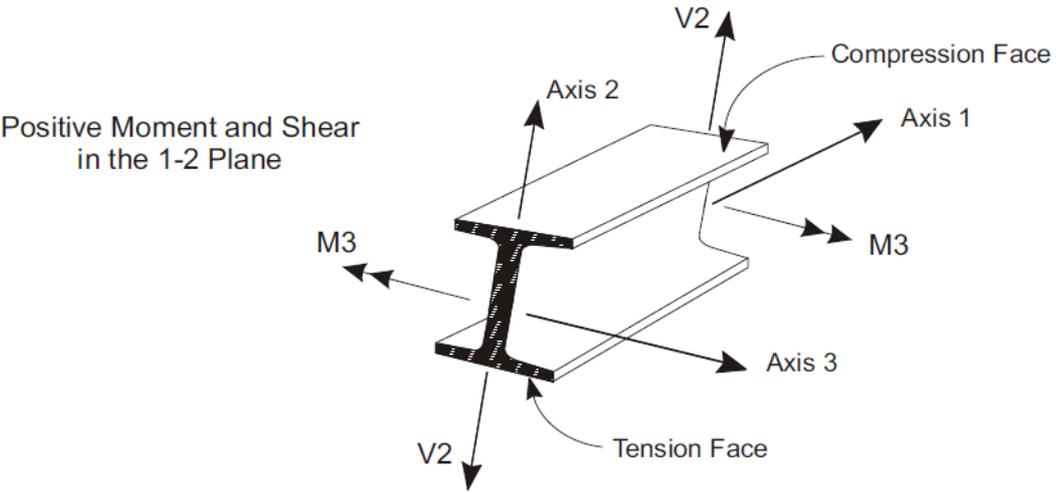
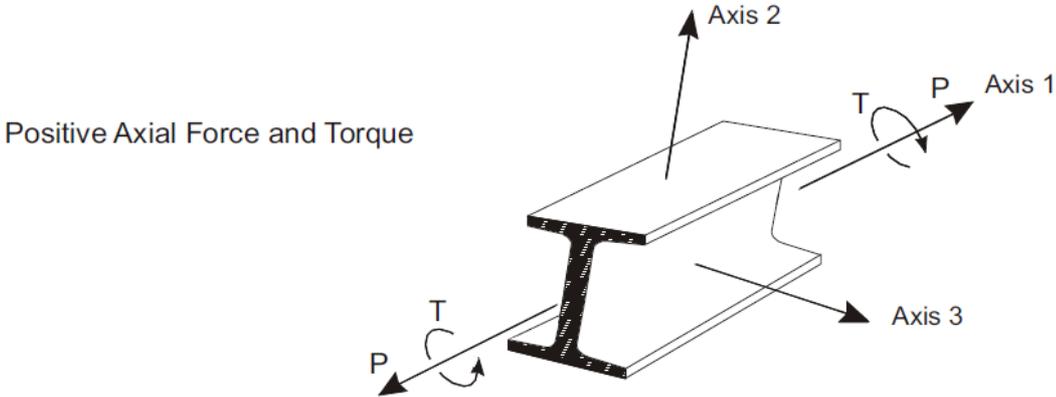
Il sistema di riferimento viene assunto con origine sulla coordinata di ascissa $x=0$, coincidente con l'asse appoggi della spalla A. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



- 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.

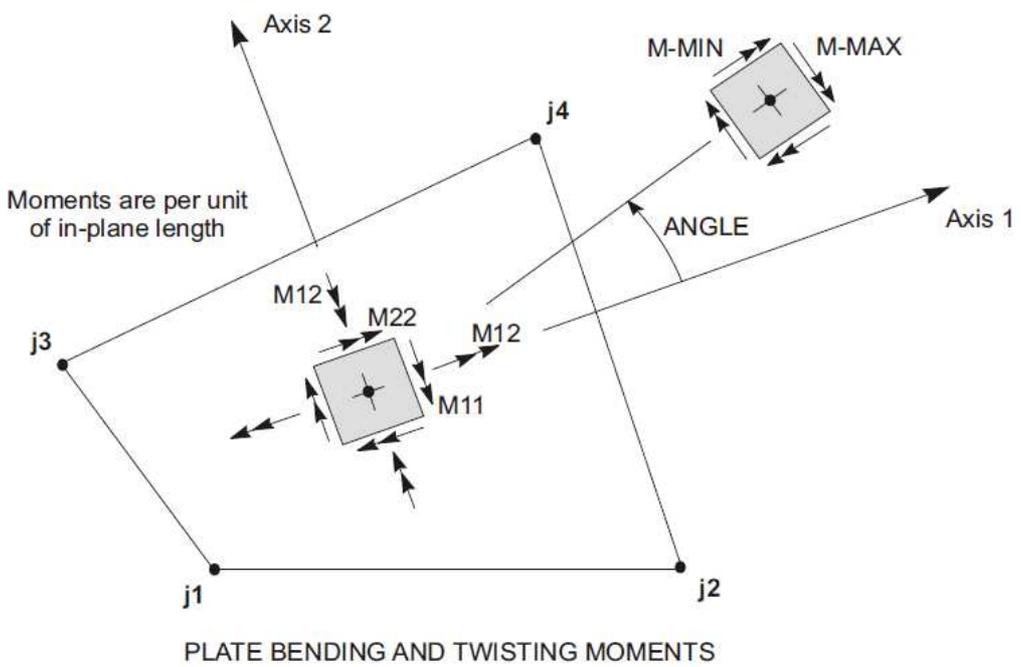
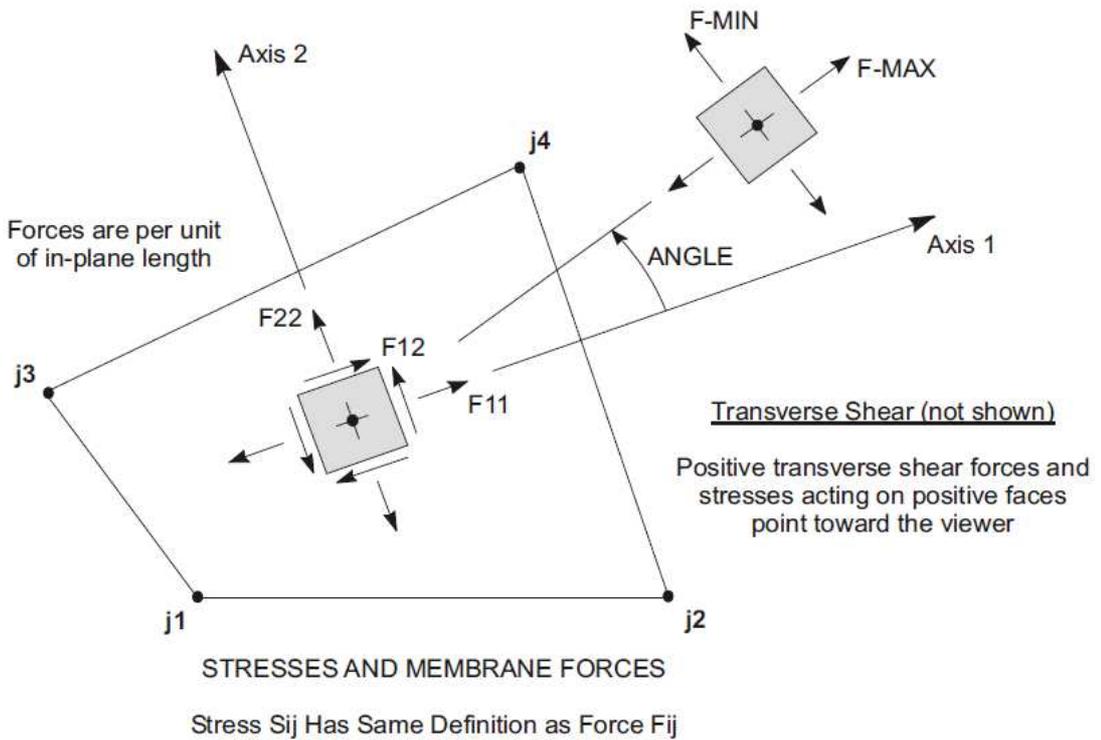
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nelle figure successive.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



F2. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "line"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev F0	Data 20/06/2011



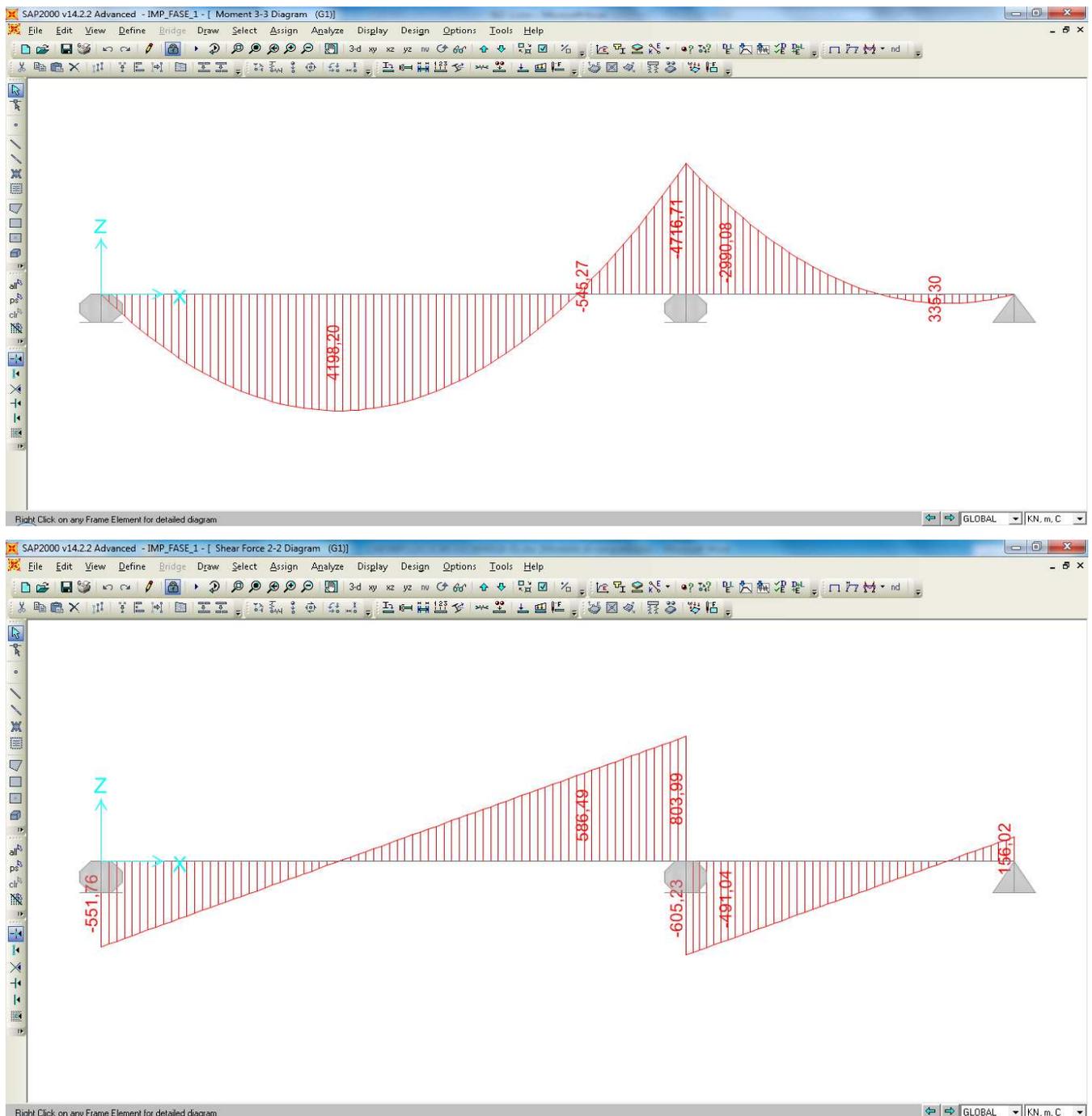
F3. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "Area"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

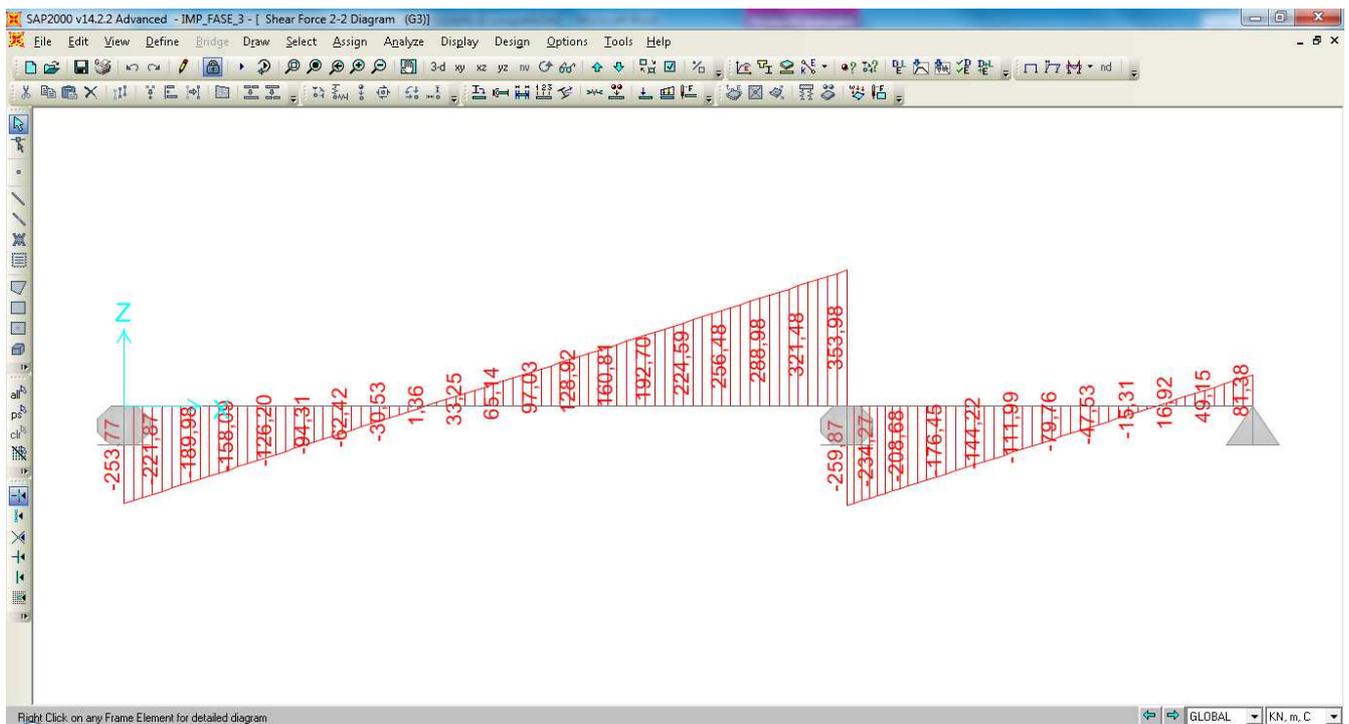
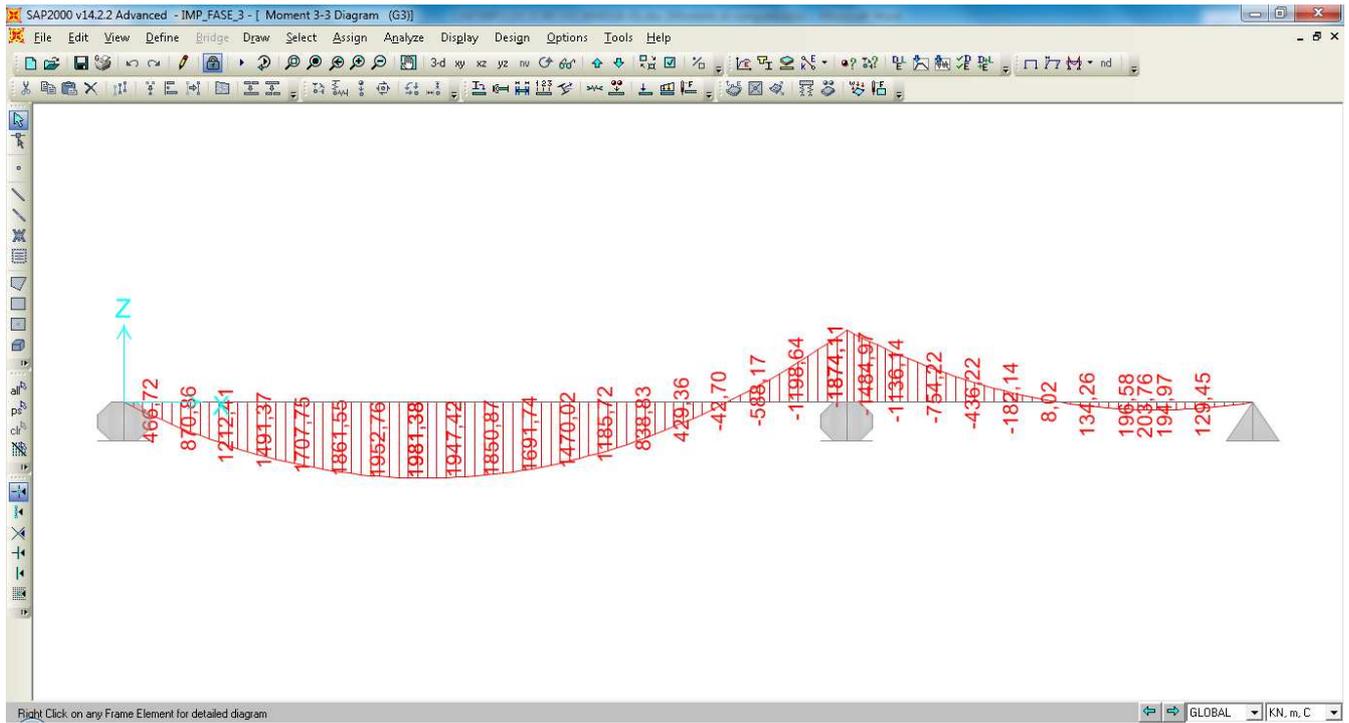
7.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

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 – condizione di carico “ g_1 ” (vedi § 7.1.1)

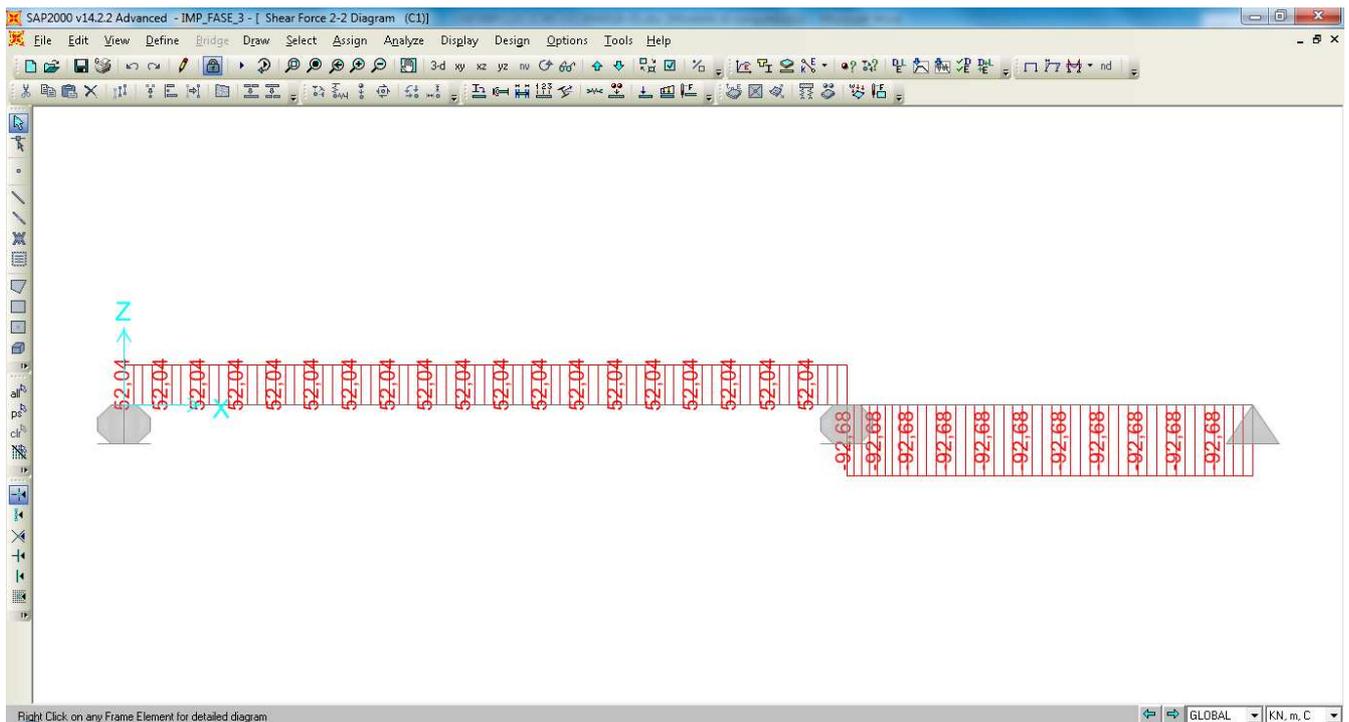
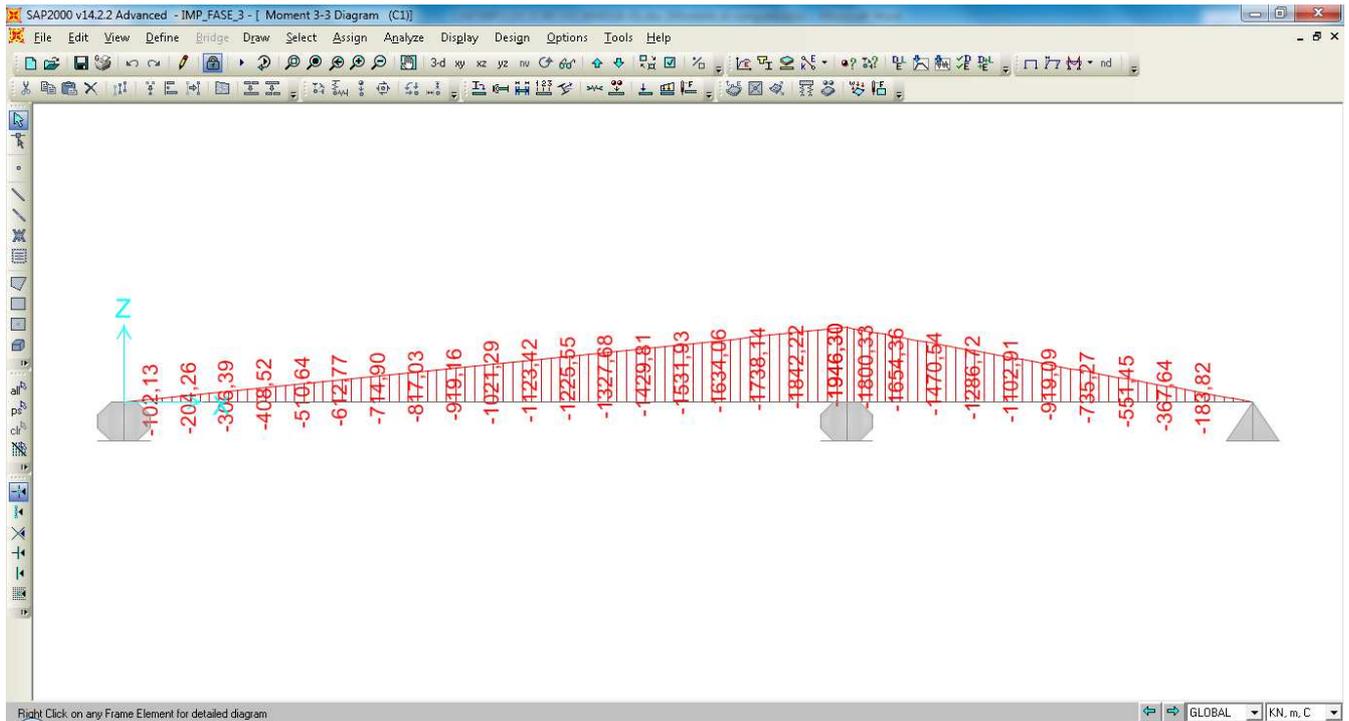


Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₃” (vedi § 7.1.2)

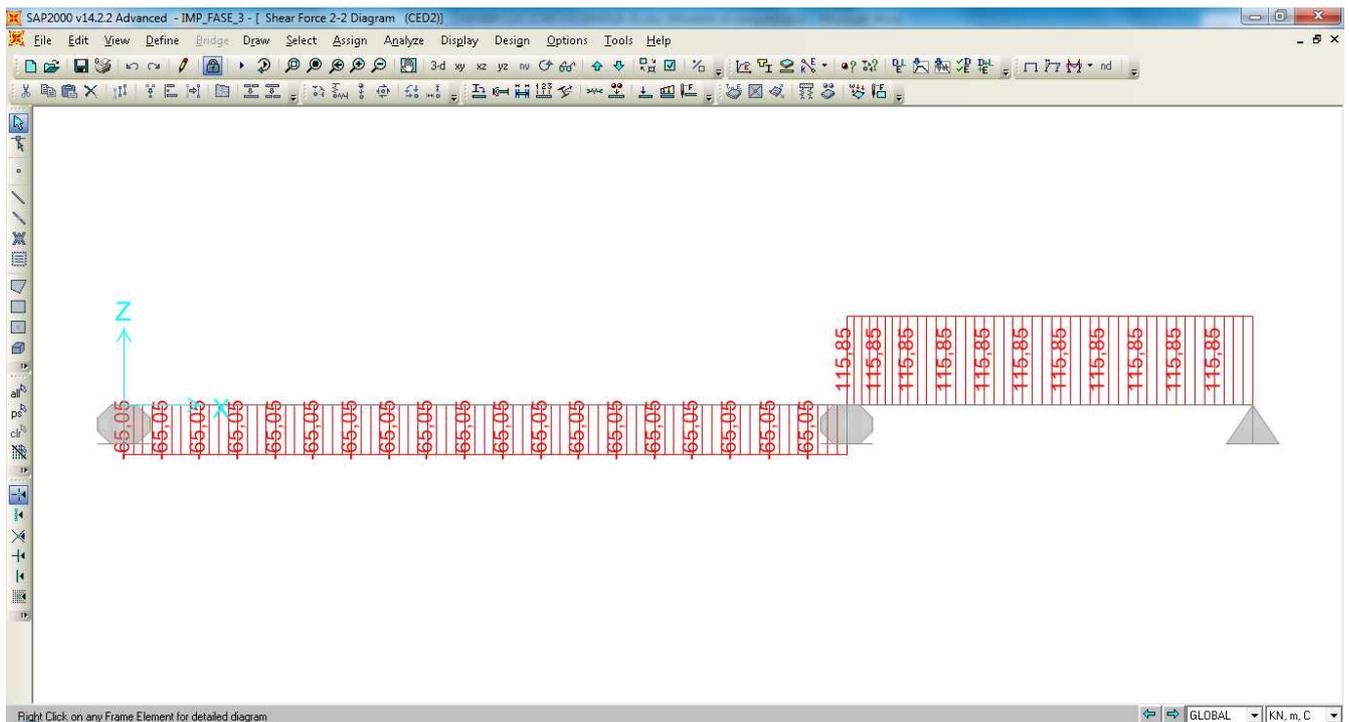
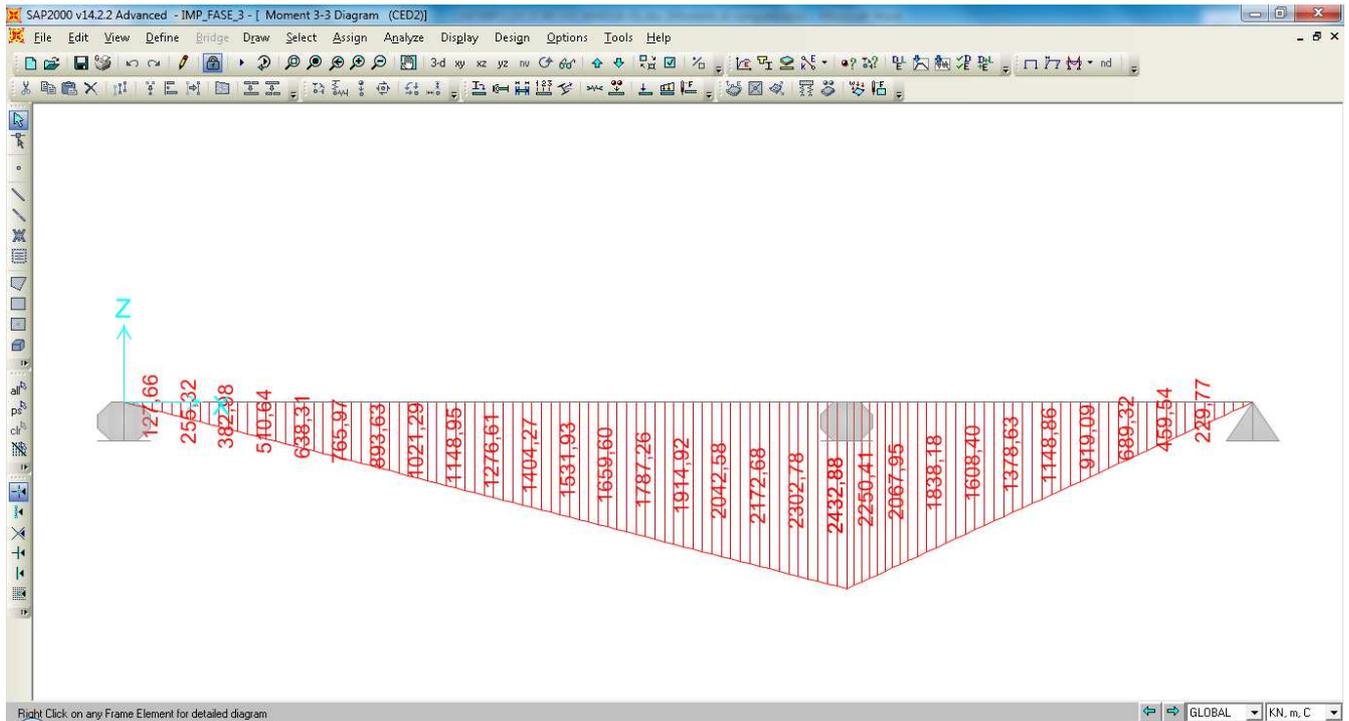


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

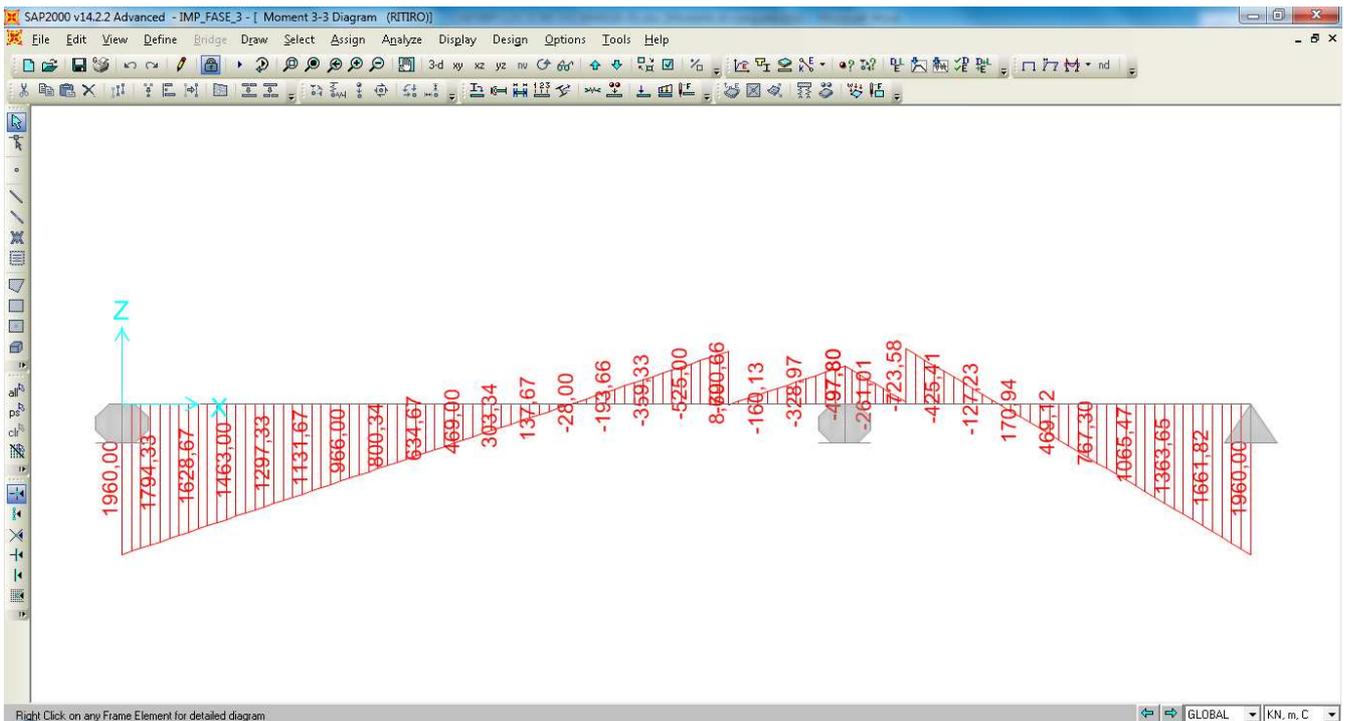
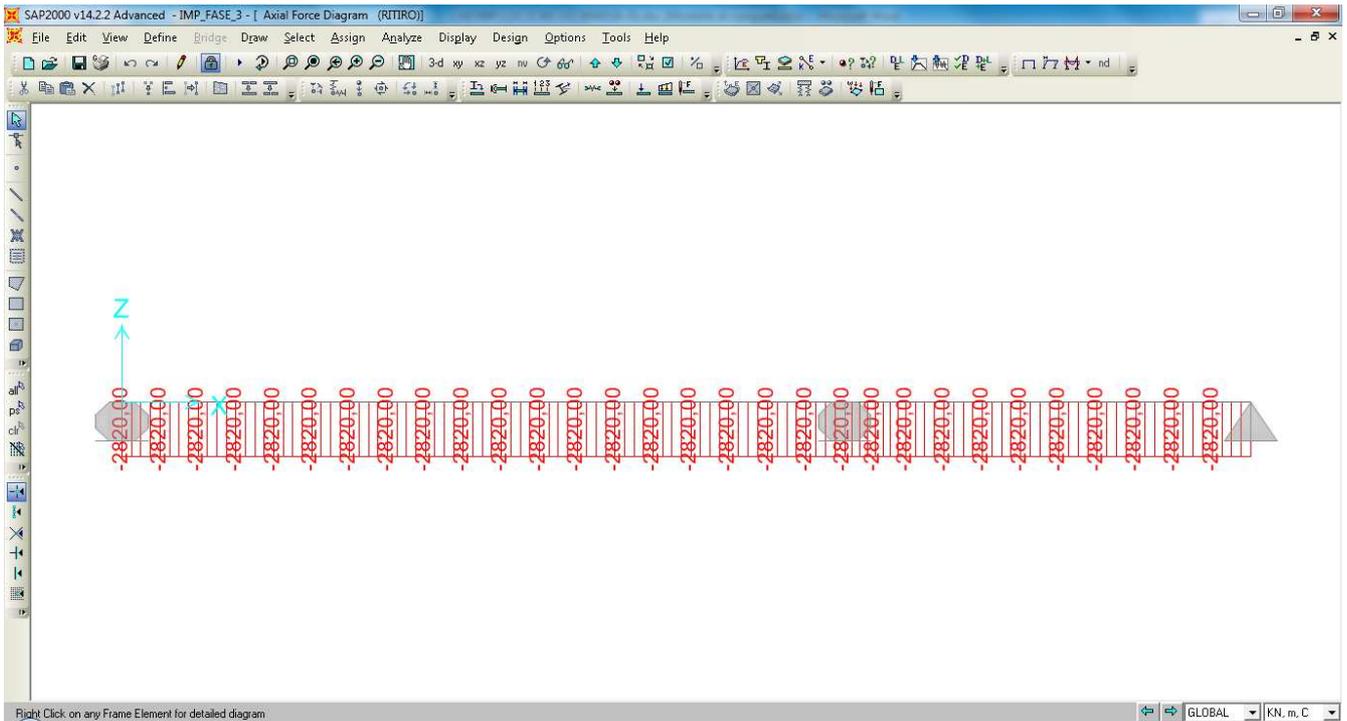
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ε₁” caso 1 (vedi § 7.1.3)



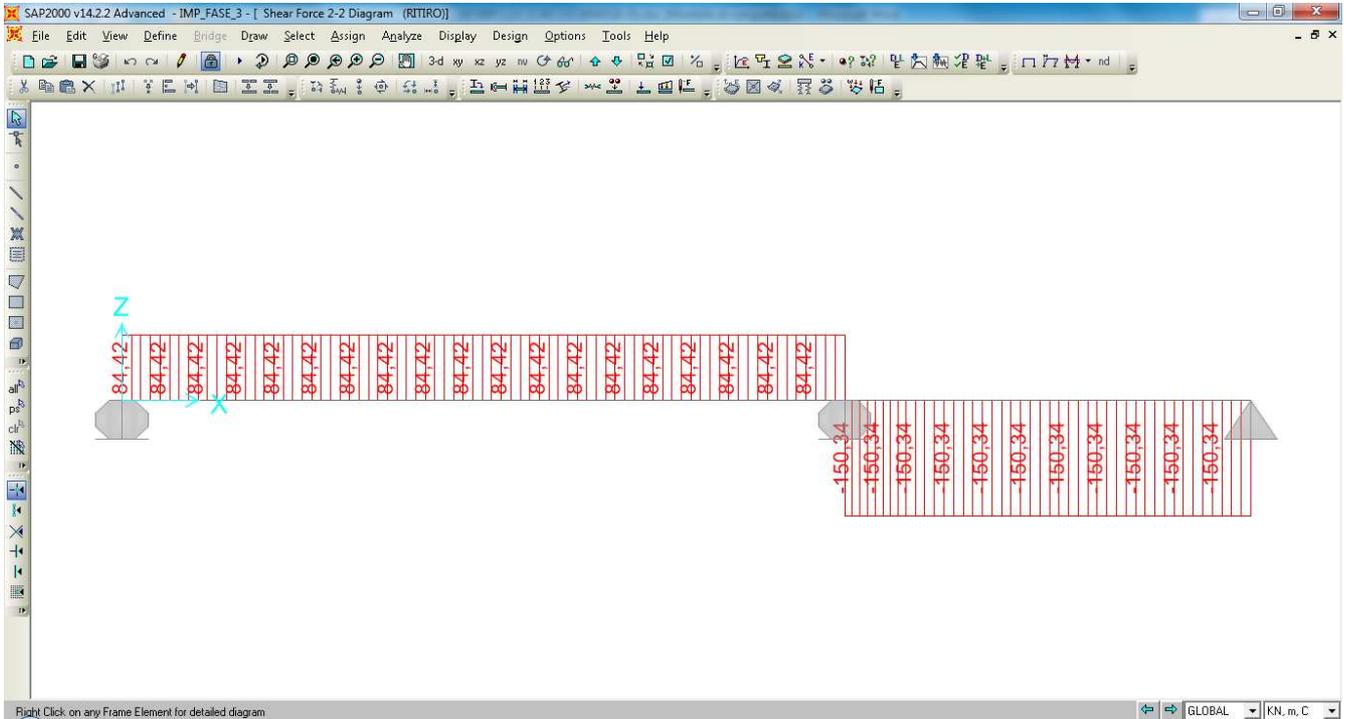
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ ϵ_1 ” caso 2 (vedi § 7.1.3)



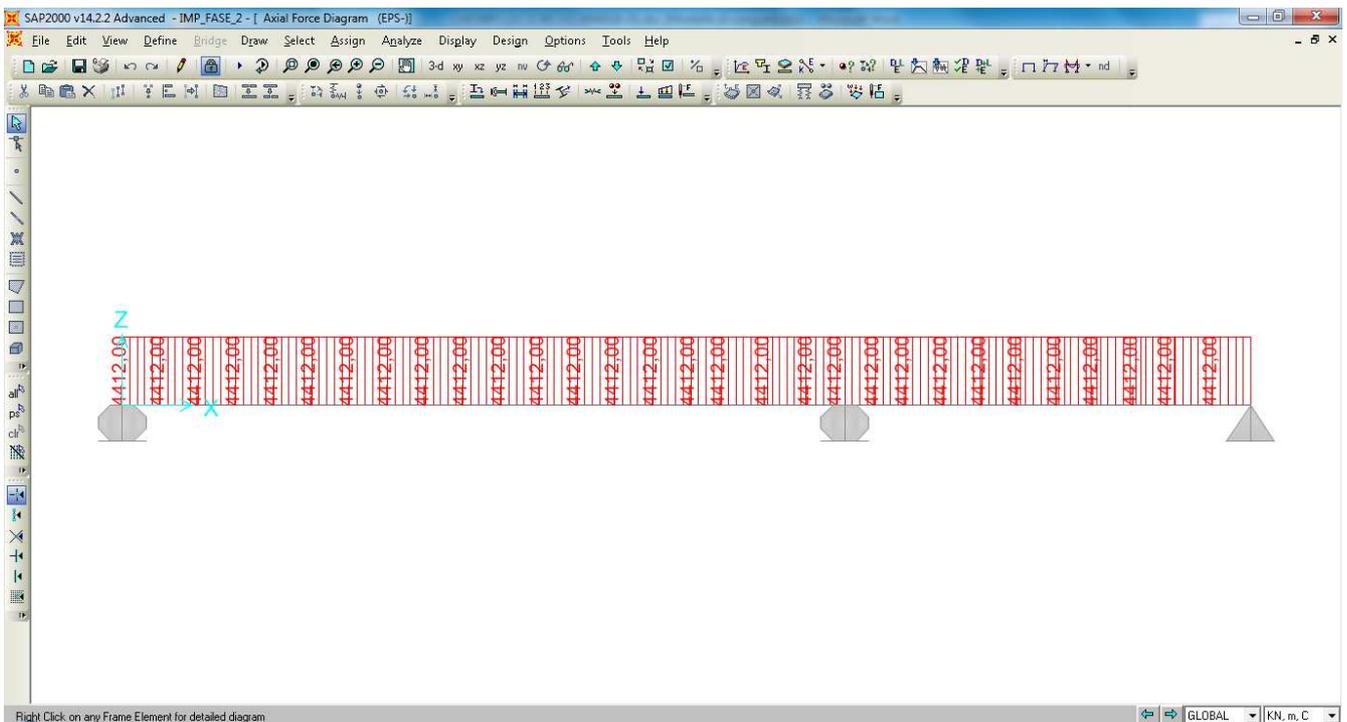
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_2 ” (vedi § 7.1.4)

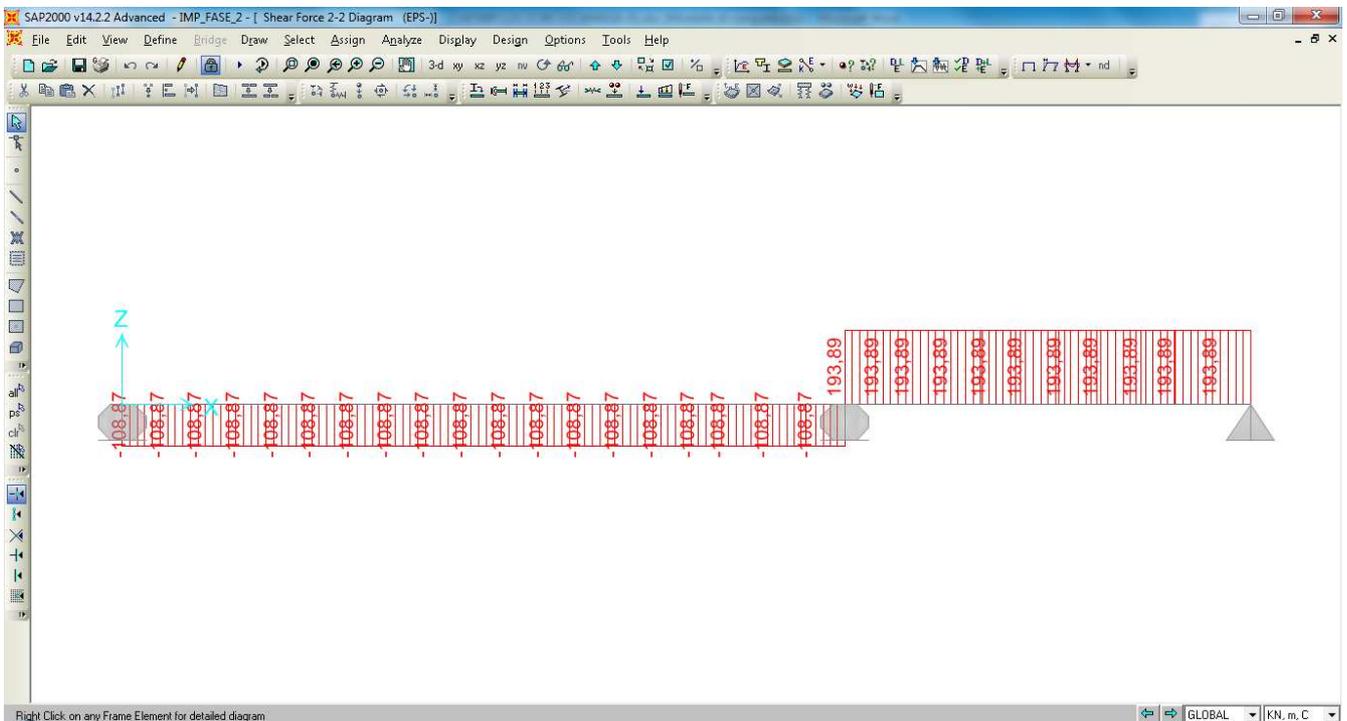
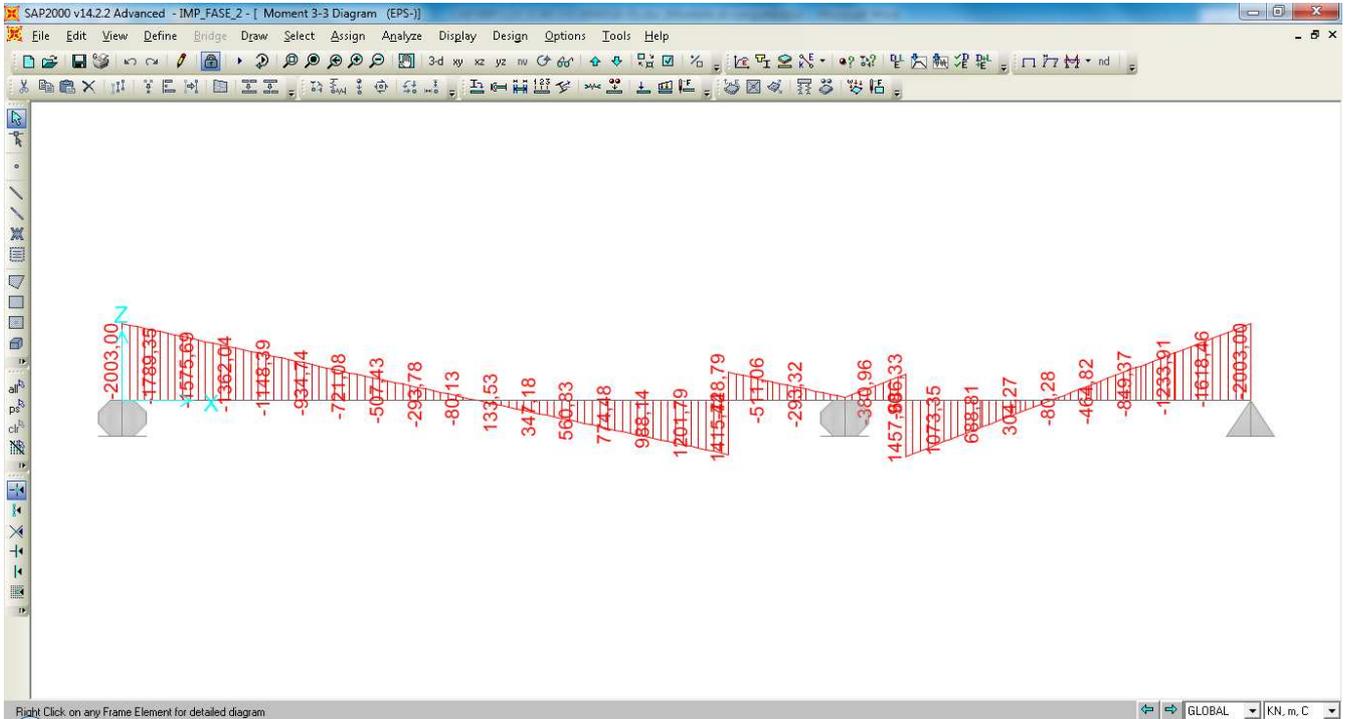


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



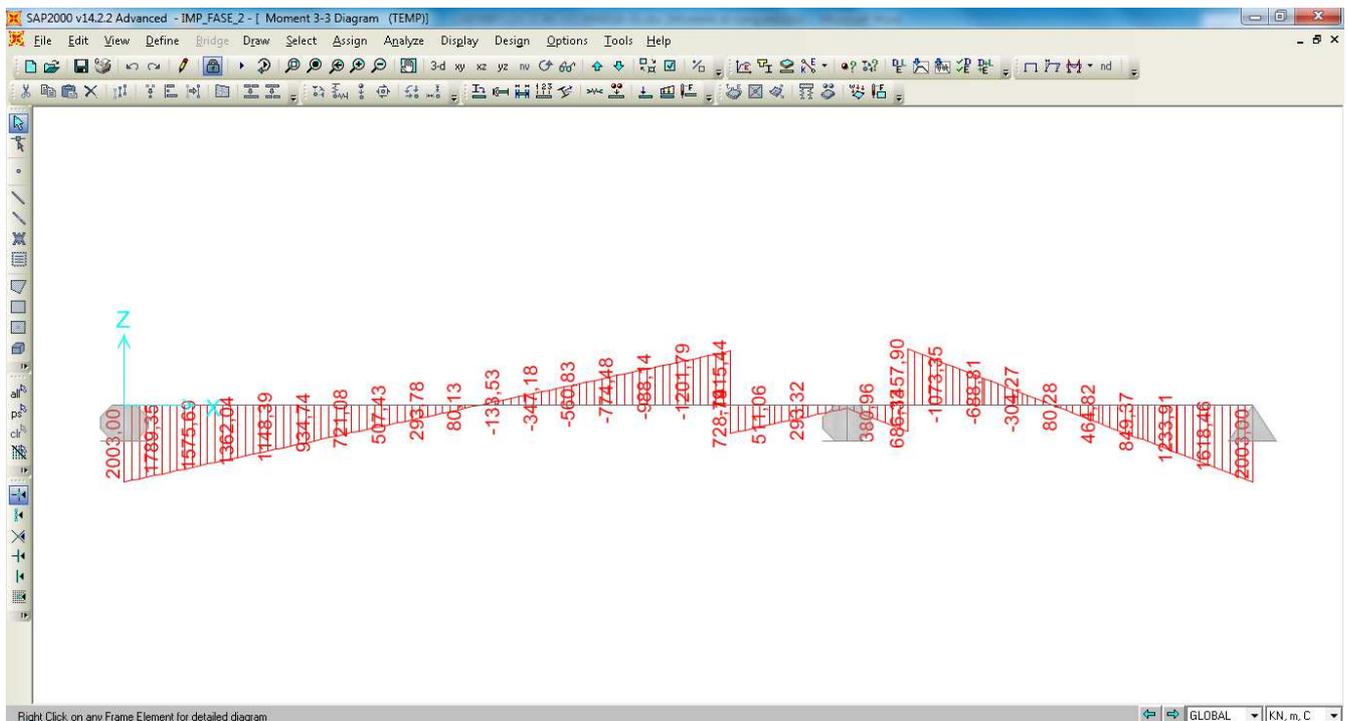
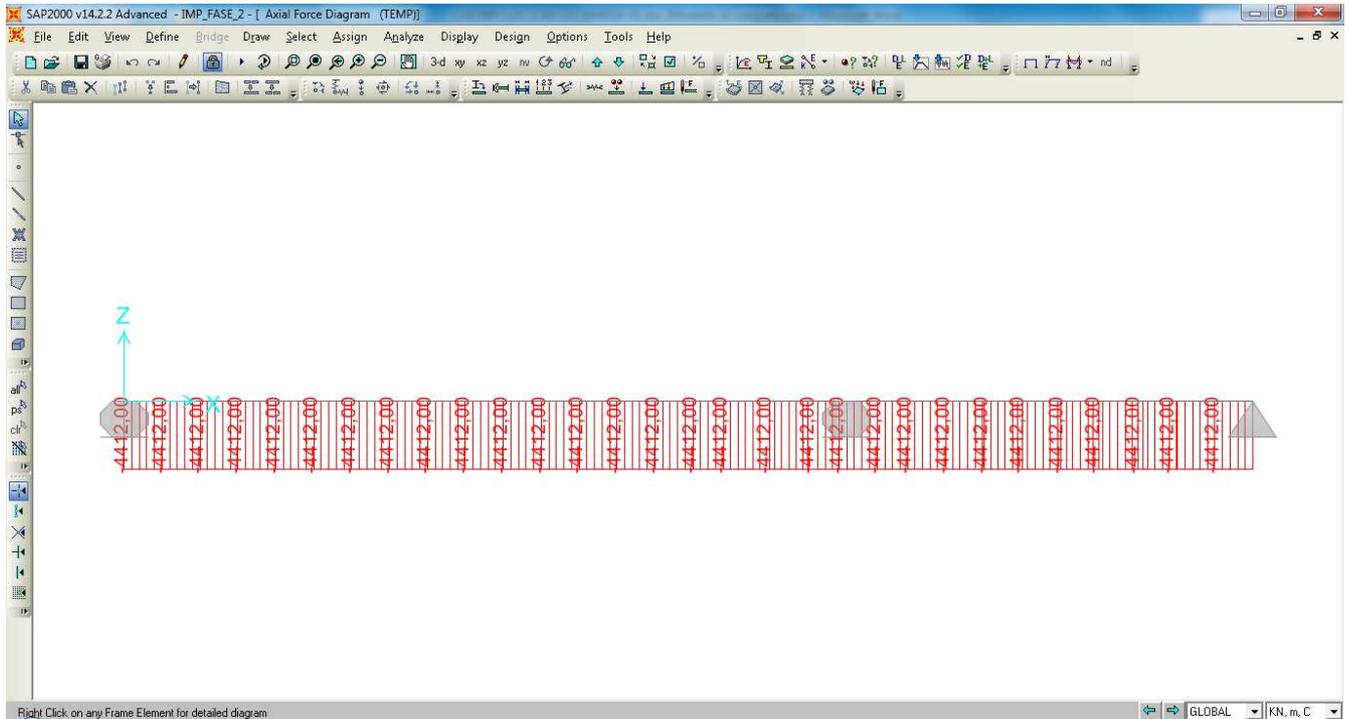
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_3 ” positivo (vedi § 7.1.5)

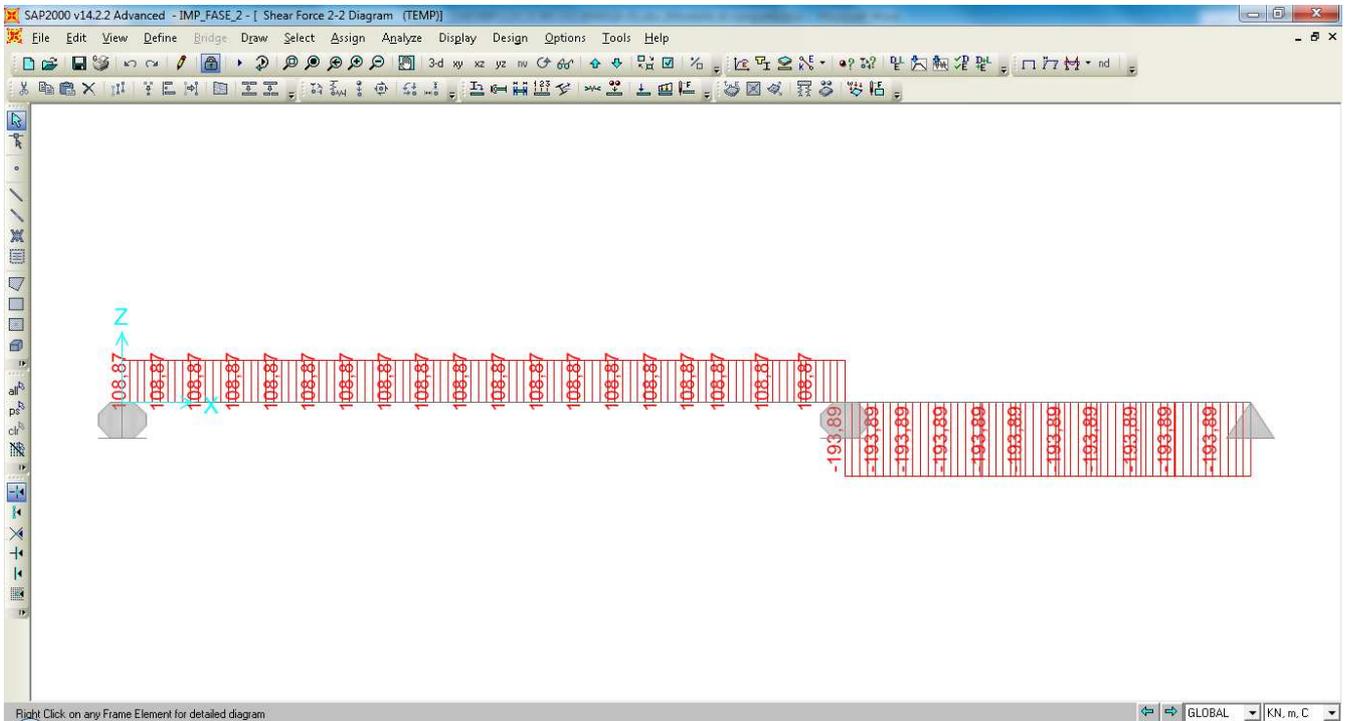




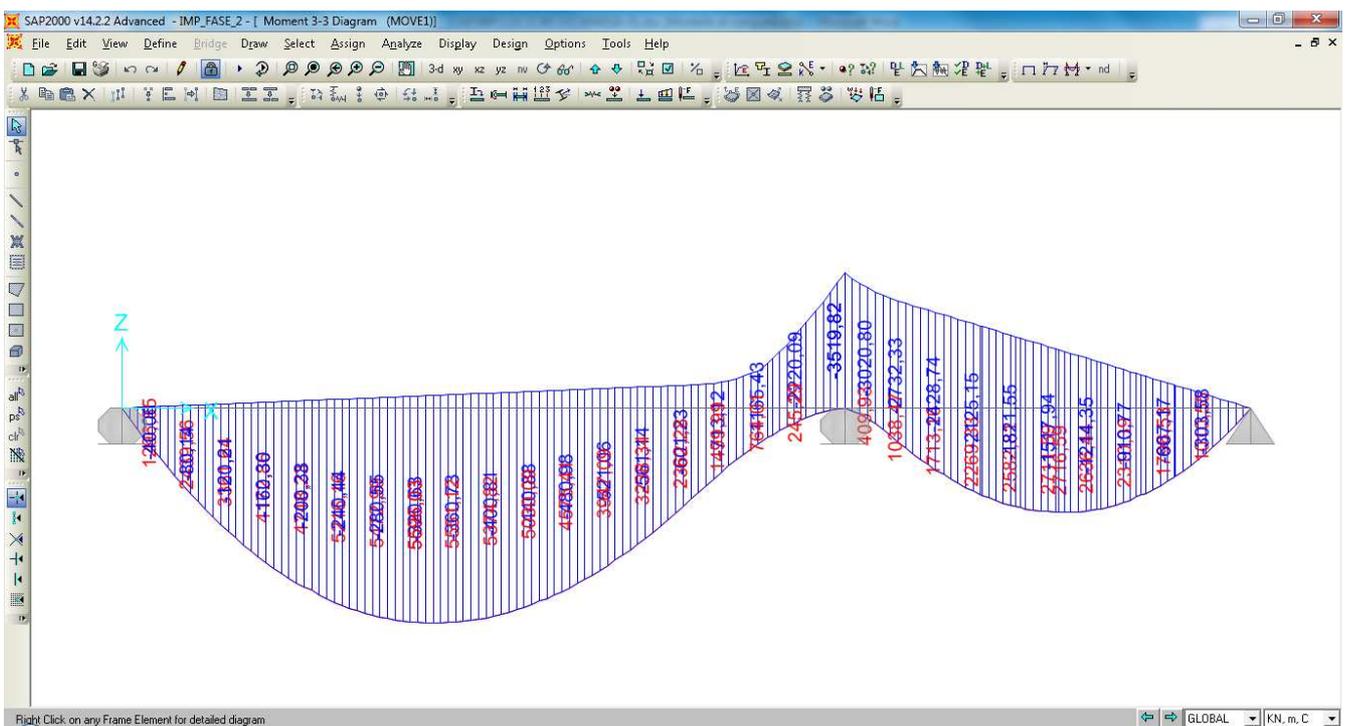
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

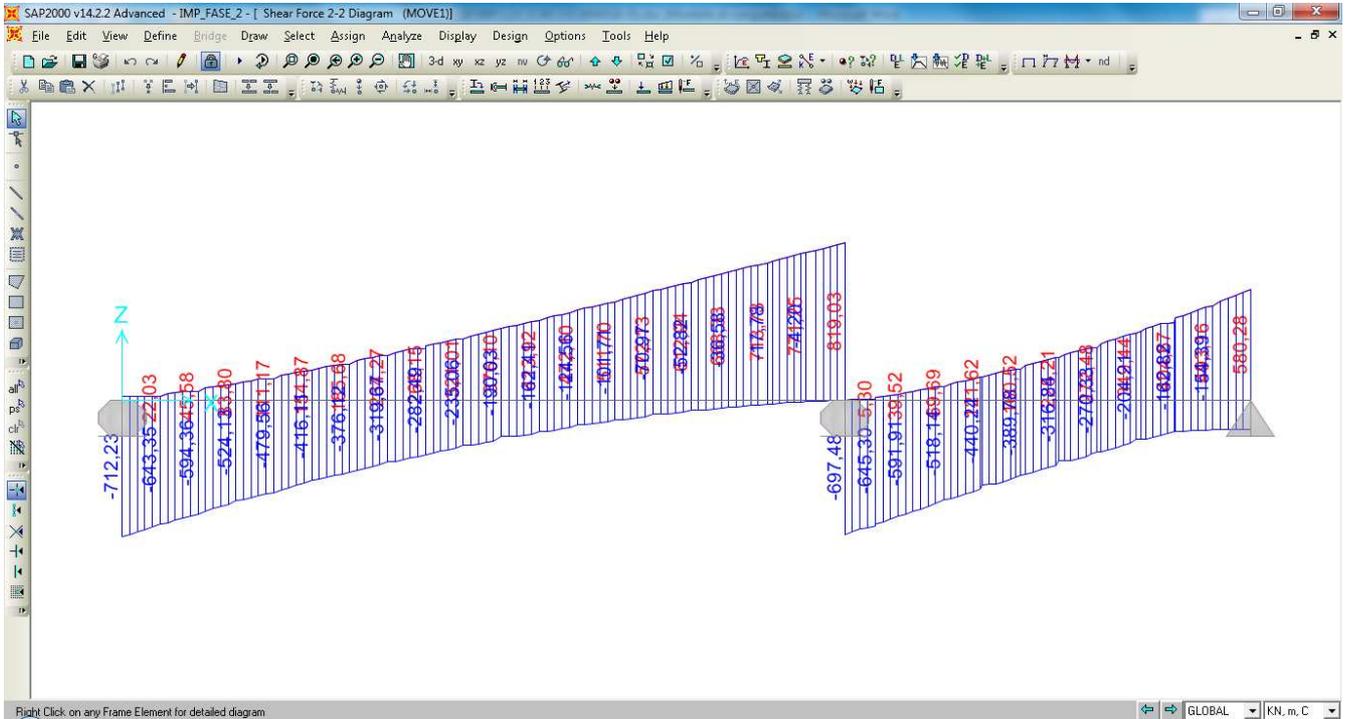
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ϵ_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)



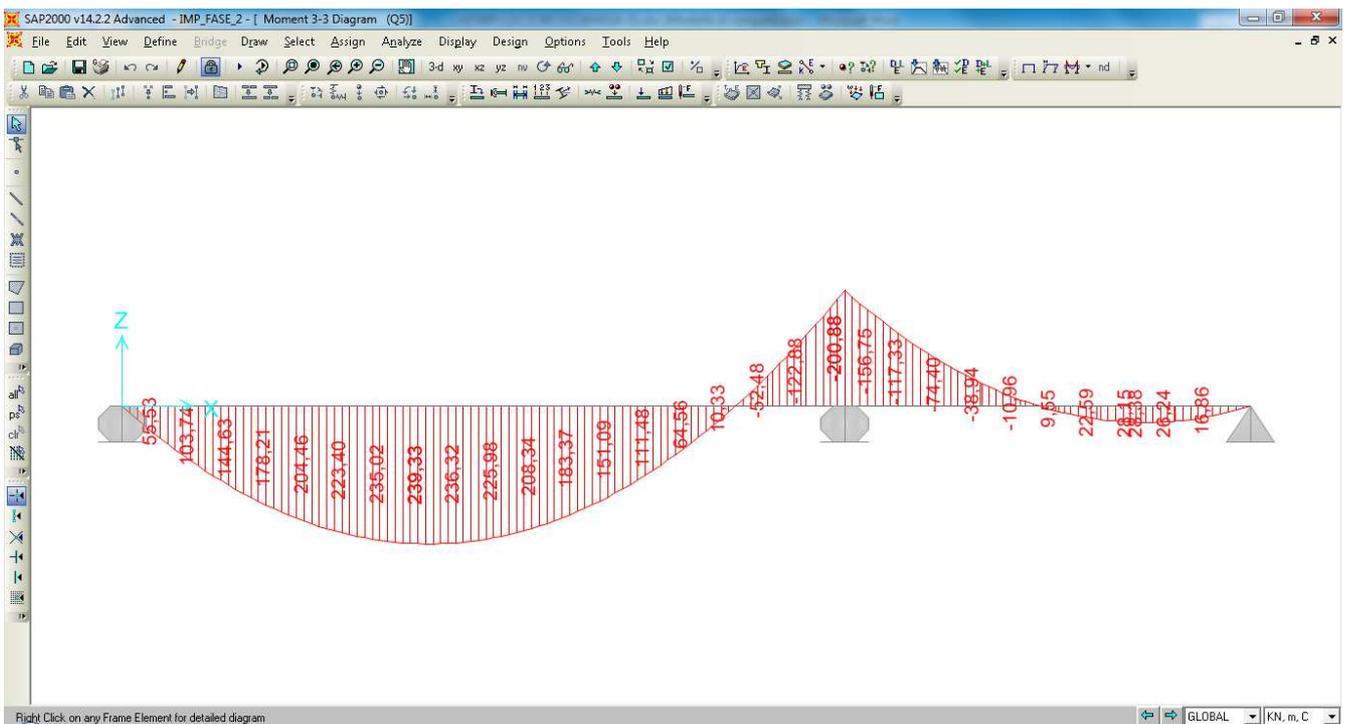


Involuppo dei diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ q_1 ” (vedi § 7.1.6)





Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₅” (vedi § 7.1.10)

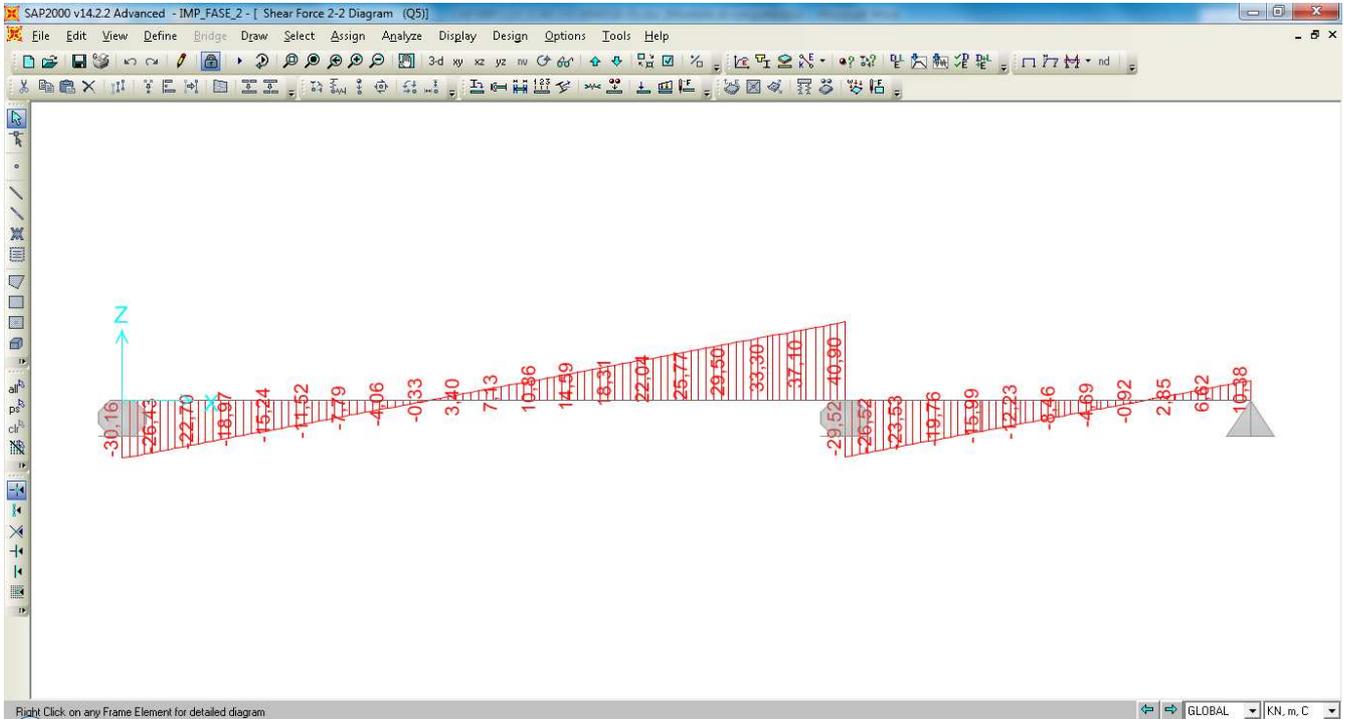


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.3.1 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>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali	
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^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (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 q_5</i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $SLU1 = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLU2 = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)

Q_k carichi mobili (q_1)

Q_5 azione compatibile del vento

ε_1 distorsioni e cedimenti

ε_2 ritiro del calcestruzzo

ε_{3-} (-10 °C) variazione termica differenziale

ε_{3+} (+10 °C) variazione termica differenziale

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.

7.3.2 Combinazioni per lo stato limite di fatica

Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse dalla relazione seguente:

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

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

ψ_1 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche allo stato limite di fatica sono le seguenti:

- $SLF1 = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLF2 = G_k + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

G_k	pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
Q_k	carichi mobili di fatica
ε_2	ritiro del calcestruzzo
ε_{3-}	(-10 °C) variazione termica differenziale
ε_{3+}	(+10 °C) variazione termica differenziale

7.3.3 Combinazioni per gli S.L.S.

Essendo la struttura del tipo misto, le verifiche agli S.L.S. risultano superflue in quanto la struttura deve rimanere al di sotto del limite di snervamento per azioni di tipo S.L.U.; pertanto rimangono verificati anche gli S.L.S. relativi alle limitazioni di tensione. Per le travi principali dell'impalcato è deve essere considerato lo stato limite di servizio di "respiro delle anime" (vedi § 7.4 di UNI EN 1993-2:2007). Le verifiche associate a tale stato limite sono eseguite in funzione delle combinazioni di carico **frequente** espresse dalla relazione seguente:

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

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

ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Per la struttura in esame, essendo $b / t = 1400/25 = 56 \leq 30+4 \cdot L=263$ (con "b" altezza del pannello d'anima, "t" spessore del pannello d'anima, "L" lunghezza di impalcato) **la verifica a respiro delle anime risulta soddisfatta.**

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

7.4.1 Verifiche di resistenza agli SLU

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 6.2.1.5 di UNI EN 1994-2:2006, assumendo un'analisi elastica per il calcolo delle tensioni agenti nella struttura. Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono (vedi § 3):

- Acciaio da carpenteria S355:
 per elementi di spessore $t \leq 40$ mm $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 355 / 1,05 = 338$ MPa
 per elementi di spessore $t > 40$ mm $f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_a = 319$ MPa

- Calcestruzzo C 32 / 40:
 resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 18,13$ MPa

- Acciaio per armature B 450 C:
 resistenza di progetto $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391$ MPa

La resistenza di calcolo della sezione in acciaio nei confronti delle tensioni normali è funzione della classificazione della sezione trasversale (vedi § 4.4). Nel caso in esame tale resistenza è valutata in campo elastico, essendo la sezione di classe 3.

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_{yk} \cdot A / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

con

- N_{Ed} e M_{Ed} sollecitazioni assiali e flessionali di progetto;
- A e W_{el} proprietà elastiche della sezione trasversale;
- γ_{M0} coefficiente parziale di sicurezza, pari ad 1,05.

La resistenza di progetto a taglio è definita come:

$$V_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove:

- A_v è l'area resistente a taglio;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- γ_{M0} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1,05;

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per valori di $\bar{\eta}_3$ (vedere sotto) inferiori a 0,5 non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali; per valori superiori si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui

- $M_{f,Rd}$ è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;
- $M_{Pl,Rd}$ è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Si riportano nel seguito le verifiche in corrispondenza delle sezioni critiche per l'opera in progetto.

In particolare, avendo la trave caratteristiche geometrico\inerziali costanti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato, si sono considerate come sezioni critiche:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione in Mezzeria campata da 37,4 m – $x = 18,5$ m (massime azioni flettenti positive)
3. Sezione in asse pila 1 – $x = 37,4$ m (massime azioni flettenti negative)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **1500** mm SEZIONE N°: **1** ASCISSA x = **0 m**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	50	850	42500
piattabanda inferiore =	50	850	42500
anima =	1400	25	35000
soletta collaborante =	300	2400	720000
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²]	0,1200000	0,2342857	0,1610745
y [m]	0,7500000	1,1890244	0,9795028
J [m ⁴]	0,0504125	0,0986843	0,0755069
$W_{a,ii}$ [m ³]	0,0672167	0,0829960	0,0770869
$W_{a,i}$ [m ³]	0,0720179	0,0866393	0,0812336
$W_{a,s}$ [m ³]	-0,0720179	-0,3781360	-0,1604832
$W_{a,ss}$ [m ³]	-0,0672167	-0,3173377	-0,1450668
$W_{c,i}$ [m ³]	-	-1,9992274	-2,5428937
$W_{\phi,i}$ [m ³]	-	-0,2590304	-0,1278700
$W_{\phi,s}$ [m ³]	-	-0,1791082	-0,0992862
$W_{c,s}$ [m ³]	-	-1,0175708	-1,6131304
$S_{a,i}$ [m ³]	0,0308125	0,0494710	0,0405664
$S_{a,s}$ [m ³]	0,0308125	0,0648369	0,0485990
S_{cis} [m ³]	-	0,0526829	0,0275403

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	0	0	745,2
FASE II n=6,3	0	0	990,45
FASE III n=17,53	0	0	630,45
FASE II (delta T) n=6,3	1442,16	-2980,8	139,68
FASE III (ritiro) n=17,53	2352	-3384	181,2

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{td} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	4,653	9,502	14,155	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	3,923	7,945	11,867	101,713
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	-16,537	-35,665	-52,201	-130,122
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²]	0,000	0,000	0,000	-17,267	-37,222	-54,490	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	1,399	2,577	3,976	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	-18,290	-39,403	-57,693	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	-20,775	-44,698	-65,473	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²]	-	0,000	0,000	0,703	2,043	2,747	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²]	18,219	19,861	13,548	2,801	3,894	58,323	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²]	18,219	26,030	16,231	3,671	4,665	68,816	
$S_{scorr.sol}$ [kN/m]	-	528,755	229,950	74,569	66,091	899,364	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,161 \leq 1$

$\eta_3 = 0,118 \leq 1$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **1500** mm SEZIONE N°: **2** ASCISSA x = **18,5 m**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	50	850	42500
piattabanda inferiore =	50	850	42500
anima =	1400	25	35000
soletta collaborante =	300	2400	720000
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²] =	0,1200000	0,2342857	0,1610745
y [m] =	0,7500000	1,1890244	0,9795028
J [m ⁴] =	0,0504125	0,0986843	0,0755069
$W_{a,ii}$ [m ³] =	0,0672167	0,0829960	0,0770869
$W_{a,i}$ [m ³] =	0,0720179	0,0866393	0,0812336
$W_{a,s}$ [m ³] =	-0,0720179	-0,3781360	-0,1604832
$W_{a,ss}$ [m ³] =	-0,0672167	-0,3173377	-0,1450668
$W_{c,i}$ [m ³] =	-	-1,9992274	-2,5428937
$W_{\phi,i}$ [m ³] =	-	-0,2590304	-0,1278700
$W_{\phi,s}$ [m ³] =	-	-0,1791082	-0,0992862
$W_{c,s}$ [m ³] =	-	-1,0175708	-1,6131304
$S_{a,i}$ [m ³] =	0,0308125	0,0494710	0,0405664
$S_{a,s}$ [m ³] =	0,0308125	0,0648369	0,0485990
S_{cis} [m ³] =	-	0,0526829	0,0275403

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	5668,65	0	0
FASE II n=6,3	7770,6	0	396,9
FASE III n=17,53	3825,7	0	65
FASE II (delta T) n=6,3	0	3176,64	139,68
FASE III (ritiro) n=17,53	0	0	0

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	$\Delta T_{termico}$	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²] =	84,334	93,626	49,628	13,559	0,000	241,147	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²] =	78,712	89,689	47,095	13,559	0,000	229,055	230,020
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²] =	-78,712	-20,550	-23,839	13,559	0,000	-109,541	-112,898
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²] =	-84,334	-24,487	-26,372	13,559	0,000	-121,634	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²] =	-	-3,887	-1,504	-2,260	0,000	-7,651	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²] =	-	-29,999	-29,919	13,559	0,000	-46,359	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²] =	-	-43,385	-38,532	13,559	0,000	-68,358	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²] =	-	-7,636	-2,372	-2,260	0,000	-12,268	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²] =	0,000	7,959	1,397	2,801	0,000	12,156	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²] =	0,000	10,431	1,673	3,671	0,000	15,775	
$S_{scorr.sol.}$ [kN/m] =	-	211,886	23,708	74,569	0,000	310,163	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,713 \leq 1$

$\eta_3 = 0,027 \leq 1$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = 1500 mm SEZIONE N°: 3 ASCISSA x = 37,4 m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	50	850	42500
piattabanda inferiore =	50	850	42500
anima =	1400	25	35000
soletta collaborante =	0	0	0
armatura lenta superiore =	-	-	0,00
armatura lenta inferiore =	-	-	0,00

CARATTERISTICHE INERZIALI DELLA SEZIONE

	sezione in acciaio	sezione con soletta n=6,3	sezione con soletta n=17,53
A_{tot} [m ²]	0,1200000	0,1200000	0,1200000
y [m]	0,7500000	0,7500000	0,7500000
J [m ⁴]	0,0504125	0,0504125	0,0504125
$W_{a,ii}$ [m ³]	0,0672167	0,0672167	0,0672167
$W_{a,i}$ [m ³]	0,0720179	0,0720179	0,0720179
$W_{a,s}$ [m ³]	-0,0720179	-0,0720179	-0,0720179
$W_{a,ss}$ [m ³]	-0,0672167	-0,0672167	-0,0672167
$W_{c,i}$ [m ³]	-	-	-
$W_{\phi,i}$ [m ³]	-	-0,0614787	-0,0614787
$W_{\phi,s}$ [m ³]	-	-0,0509217	-0,0509217
$W_{c,s}$ [m ³]	-	-	-
$S_{a,i}$ [m ³]	0,0308125	0,0308125	0,0308125
$S_{a,s}$ [m ³]	0,0308125	0,0308125	0,0308125
S_{cis} [m ³]	-	-	-

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	-6367,95	0	1085,4
FASE II n=6,3	-4932,9	0	1143,9
FASE III n=17,53	-4478,25	0	570,9
FASE II (delta T) n=6,3	72	-3176,64	139,68
FASE III (ritiro) n=17,53	-597,6	-3384	181,2

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²]	-94,738	-73,388	-66,624	-25,401	-37,091	-297,241	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²]	-88,422	-68,496	-62,182	-25,472	-36,498	-281,070	-310,593
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²]	88,422	68,496	62,182	-27,472	-19,902	171,726	216,696
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²]	94,738	73,388	66,624	-27,543	-19,309	187,897	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²]	-	-	-	-	-	-	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²]	-	80,238	72,842	-27,643	-18,480	106,957	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²]	-	96,872	87,944	-27,886	-16,464	140,466	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²]	-	-	-	-	-	-	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²]	26,536	27,966	13,958	3,415	4,430	76,305	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²]	26,536	27,966	13,958	3,415	4,430	76,305	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\gamma_1 = 0,879 \leq 1$
 $\gamma_3 = 0,130 \leq 1$

(si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.4.2 Verifiche dell'instabilità dell'anima soggetta a taglio (SHEAR BUCKLING)

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 4.2.4.1.2 del D.M. 14.01.2008 e § 5 di UNI EN 1993-1-5:2006. Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono (vedi § 3):

- Acciaio da carpenteria S355:

per elementi di spessore $t \leq 40$ mm	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1,05$	= 338 MPa
per elementi di spessore $t > 40$ mm	$f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_{M0}$	= 319 MPa

- | | | |
|---|--|-----------|
| per elementi di spessore $t \leq 40$ mm | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 355 / 1,10$ | = 323 MPa |
| per elementi di spessore $t > 40$ mm | $f_{yd} = (f_{yk} - 20) / \gamma_{M1}$ | = 303 MPa |

La resistenza di progetto a taglio è definita come somma di due contributi (anima $V_{bw,Rd}$, e piattabande $V_{bf,Rd}$):

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

dove:

- h_w e t sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;
- γ_{M1} è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1,10;
- η è un coefficiente assunto pari a 1,20.

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove V_{Ed} è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per una trattazione dettagliata di tutti i termini presenti nella relazione di verifica e nelle successive pagine si rimanda alla normativa UNI EN 1993-1-5:2006, paragrafi 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e APPENDICE A.

Si riportano nel seguito le verifiche in corrispondenza delle sezioni critiche per l'opera in progetto. In particolare, avendo la trave caratteristiche geometrico\inerziali costanti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato, si sono considerate come sezioni critiche:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione in asse pila 1 – $x = 37,4$ m (massime azioni taglianti)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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 style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">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						

ALTEZZA TRAVE =	1500	mm	SEZIONE N°: 1	ASCISSA x = 0 m
-----------------	-------------	----	----------------------	------------------------

$h_w/t =$	56,0000	rapporto tra spessore e altezza dell'anima
$h_w/t \leq 72\varepsilon / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima non irrigidita)
$h_w/t \leq 31\varepsilon \sqrt{k_\tau / \eta} \rightarrow$		non occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima irrigidita)
a [mm] =	2.100,00	passo degli irrigidimenti in direzione longitudinale al ponte
h_w [mm] =	1.400,00	altezza dell'anima della trave
t [mm] =	25,00	spessore dell'anima della trave
b_f [mm] =	850,00	larghezza flangia inf.
t_f [mm] =	50,00	altezza flangia inf.
C =	670,71	
$\eta =$	1,20	
$\alpha =$	1,50	rapporto fra il passo degli irrigidimenti trasversali e l'altezza dell'anima
I_{sl} [mm ⁴] =	0,00	somma dei momenti di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_{\tau sl} =$	0,000	
$k_\tau =$	7,118	coefficiente di shear buckling
σ_E [N/mm ²] =	60,587	
τ_{cr} [N/mm ²] =	431,24	
$\lambda_w =$	0,690	parametro di snellezza
end support =	NO END POST <input type="button" value="▼"/>	
$\chi_w =$	1,200	coefficiente del contributo dell'anima allo shear buckling
$M_{f,Rd}$ [kNm] =	19.888,07	momento resistente della sezione
$\eta_{rid} =$	0,7785	coefficiente riduttivo da considerare in presenza di azione assiale
$V_{bw,Rd}$ [kN] =	7.825,72	contributo dell'anima allo shear buckling
$V_{bf,Rd}$ [kN] =	961,09	contributo delle flange allo shear buckling
VERIFICA $\eta_3 =$	0,31	≤ 1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

ALTEZZA TRAVE =	1500	mm	SEZIONE N°:	2	ASCISSA x =	37,4 m
-----------------	-------------	----	-------------	----------	-------------	---------------

$h_w/t =$	56,0000	rapporto tra spessore e altezza dell'anima
$h_w/t \leq 72 \varepsilon / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima non irrigidita)
$h_w/t \leq 31 \varepsilon \sqrt{k_\tau / \eta} \rightarrow$		non occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima irrigidita)
a [mm] =	2.100,00	passo degli irrigidimenti in direzione longitudinale al ponte
h_w [mm] =	1.400,00	altezza dell'anima della trave
t [mm] =	25,00	spessore dell'anima della trave
b_f [mm] =	850,00	larghezza flangia inf.
t_f [mm] =	50,00	altezza flangia inf.
C =	670,71	
$\eta =$	1,20	
$\alpha =$	1,50	rapporto fra il passo degli irrigidimenti trasversali e l'altezza dell'anima
I_{sl} [mm ⁴] =	0,00	somma dei momenti di inerzia degli irrigidimenti longitudinali
$k_{\tau sl} =$	0,000	
$k_\tau =$	7,118	coefficiente di shear buckling
σ_E [N/mm ²] =	60,587	
τ_{cr} [N/mm ²] =	431,24	
$\lambda_w =$	0,690	parametro di snellezza
end support =	NO END POST	<input type="button" value="▼"/>
$\chi_w =$	1,200	coefficiente del contributo dell'anima allo shear buckling
$M_{f,Rd}$ [kNm] =	19.888,07	momento resistente della sezione
$n_{rid} =$	0,7717	coefficiente riduttivo da considerare in presenza di azione assiale
$V_{bw,Rd}$ [kN] =	7.825,72	contributo dell'anima allo shear buckling
$V_{bf,Rd}$ [kN] =	0,00	contributo delle flange allo shear buckling
VERIFICA $\eta_3 =$	0,40	≤ 1

7.4.3 Verifica a fatica

I ponti a sezione composta sono soggetti ad azioni dinamiche variabili nel tempo, e possono manifestare, in tempi più o meno lunghi, problemi legati alla fatica, con conseguente limitazione della funzionalità in esercizio e, nelle situazioni più critiche, il collasso della struttura.

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura.

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{MF}=1,00$	$\gamma_{MF}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{MF}=1,15$	$\gamma_{MF}=1,35$

Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- criterio del danneggiamento accettabile per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.
- criterio della vita utile a fatica per strutture sensibili alla rottura per fatica.

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per "Vita Illimitata") oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell'opera (verifica a "Danneggiamento").

I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono (vedi § 5.1.4.3 di [NT_1]):

- il modello di carico LM1 costituito da dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)
- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata)
- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)
- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}=(\sigma_{max}-\sigma_{min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato. La verifica per vita illimitata deve soddisfare:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma}{\gamma_{Mf}}$$

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera. La verifica a danneggiamento deve soddisfare:

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.). La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N.

Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ o $\Delta\tau_c$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa. per $N = 2 \cdot 10^6$ cicli.

Assumendo un dettaglio costruttivo 12 della tabella C4.2.XIII di [NT_2], si adotta una classe di dettaglio pari a $\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$.

Con le impostazioni definite in precedenza, si ottiene una $\Delta\sigma_{\max} \approx 35 \text{ N/mm}^2$.

Risulta quindi: $\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} = 35 \leq \frac{\Delta\sigma}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,25 \rightarrow$ la verifica è soddisfatta

7.4.4 Verifica della connessione dei pioli

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 4.3.4.3.1 del D.M. 14-01-2008 e con il § 6.6.3, § 6.6.4 e § 6.6.5 di UNI EN 1994-2:2006.

CARATTERISTICHE E LIMITAZIONI DIMENSIONALI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

della trave di acciaio. I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

Pioli $\Phi = 19 \text{ mm}$ – area $A_p = 284 \text{ mm}^2$ – altezza $h_p = 200 \text{ mm}$

Le caratteristiche geometriche della piolatura sono:

interasse trasversale i_t

= 20 cm (3 pioli nelle zone di campata)

= 20 cm (5 pioli nelle zone di testata – primi 8 m)

interasse longitudinale i_L

= 20 cm

= 15 cm (nelle zone di testata – primi 8 m)

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$16 \text{ mm} \leq \Phi \leq 25 \text{ mm}$

$\Phi \leq 2,5 \cdot t_s$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale $i_t \geq 2,5 \cdot \Phi$

interasse longitudinale $3\Phi \leq i_L \leq \min(4 \cdot h_c ; 800 \text{ mm})$

distanza dal bordo della flangia $> 25 \text{ mm}$

Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

altezza complessiva $h_p \geq 3 \cdot \Phi$

Limitazioni inerenti la testa dei connettori:

altezza $\geq 0,4 \cdot \Phi$

diametro $\geq 1,5 \cdot \Phi$

L'altezza h_{sc} efficace dei pioli (altezza oltre la saldatura) è da assumersi pari a:

$h_{sc} = h_p - t_s = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$ con t_s spessore della piattabanda superiore

CRITERI DI CALCOLO E AZIONI RESISTENTI

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

Per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ all'estradosso della trave d'acciaio. Lo scorrimento in corrispondenza di una

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sezione generica, per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1$ m, varrà pertanto $S = \tau \cdot b \cdot \Delta x$, dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle coppelle e degli eventuali fori delle giunzioni, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

Per azioni da ritiro e variazioni termiche differenziali (uniformi in soletta) si produce alle estremità delle travi uno sforzo di scorrimento di segno contrario a quello prodotto dai carichi esterni. Esso risulta pari globalmente alla risultante delle tensioni normali della sola sezione di acciaio (o per equilibrio, della sola sezione di soletta) e lo si suppone distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza della estremità della trave e nulla a distanza b_{eff} da tale estremità (con b_{eff} valutato come indicato al § 6.6.2.4 di UNI EN 1994-2:2006).

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\Phi = 19$ mm, di altezza efficace 160 mm, con un calcestruzzo di classe $f_{ck} = 32$ N/mm², per un acciaio di tipo S355J0 ($f_{yk} = 355$ N/mm²) risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = [0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{(32 \cdot 33346)}] / 1,25 = 86,51 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4}{\gamma_v} = (0,8 \cdot 470 \cdot 3,14 \cdot 19^2 / 4) / 1,25 = 85,24 \text{ kN}$$

Nella valutazione della resistenza delle piolature utilizzate per solidarizzare le strutture da ponte (travi principali con soletta collaborante), l'azione resistente deve essere moltiplicata per il coefficiente $k_s=0,75$.

SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

Le verifiche sono eseguite nelle sezioni più significative dell'impalcato:

1. Sezione in asse Spalla – $x = 0$ m
2. Sezione fine primo concio – $x = 8$ m
3. Sezione in asse pila 1 – $x = 37,4$ m (massime azioni taglianti)

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 1 – $x = 0$ m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.4.1):

$$S = 760 \cdot 0,15 \approx 114 \text{ kN}$$

$$T_1 = 114 / 5 = 22,8 \text{ kN} < k_s \cdot P_{Rd} = 63,93 \text{ kN}$$

Scorrimento dovuto esclusivamente ad azioni termiche e ritiro (vedi tensioni § 7.4.1):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

lunghezza efficace $b_{\text{eff}} = 2,40 \text{ m}$
 altezza acciaio $h = 1500 \text{ mm}$
 area trave acciaio $A_{\text{met}} = 0,120 \text{ m}^2$
 quota baricentro acciaio $y_{\text{GA}} = 750 \text{ mm}$
 tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'intradosso acciaio $\sigma_i = 14,155 \text{ N/mm}^2$
 tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'estradosso acciaio $\sigma_e = - 54,490 \text{ N/mm}^2$
 tensione a quota baricentro acciaio

$$\sigma_{\text{GA}} = \sigma_e - [(h - y_g) \cdot (\sigma_e - \sigma_i) / h] = - 20,16 \text{ N/mm}^2$$

La risultante delle tensioni nella sezione di acciaio

$$F = \sigma_{\text{GA}} \cdot A_{\text{met}} \cdot 10^3 = 2420 \text{ kN}$$

Considerando la distribuzione triangolare dello scorrimento unitario τ sulla lunghezza b_{eff} , l'ordinata τ_{max} in corrispondenza dell'estremità della trave risulta:

$$\tau_{\text{max}} = 2 \cdot F / b_{\text{eff}} = 2 \cdot 2420 / 2,40 = 2016 \text{ kN/m}$$

Da cui:

$$S = 2016 \cdot 0,15 \approx 303 \text{ kN}$$

$$T_1 = 303 / 5 = 60,50 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

La piolatura sull'appoggio è sviluppata per tutto il concio d'appoggio, dunque, essendo soddisfatta la verifica a scorrimento per ritiro sull'appoggio, lo sarà anche nelle sezioni successive (distribuzione triangolare dello scorrimento).

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 2 – x = 8 m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.3):

$$S = 625 \cdot 0,2 \approx 125 \text{ kN}$$

$$T_1 = 125 / 3 = 42,00 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 3 – x = 37,4 m

Scorrimento dovuto ad azioni permanenti e accidentali (vedi sollecitazioni § 7.3):

$$S = 818 \cdot 0,2 \approx 164 \text{ kN}$$

$$T_1 = 164 / 3 = 54,50 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A FATICA SEZIONE 1 – x = 0 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 199 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 199 \cdot 10^3 / (25 \cdot A_{\text{piolo}}) = 28,20 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 28,20 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

VERIFICA A FATICA SEZIONE 2 – x = 8 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 128 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 128 \cdot 10^3 / (15 \cdot A_{\text{piolo}}) = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 30 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A FATICA SEZIONE 3 – x = 37,4 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo a vita illimitata** utilizzando il **carico LM1** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.5).

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. La curva S-N per i connettori a piolo sollecitati a taglio è riportata nella figura C4.2.24 di [NT_2], dove si definisce il valore della classe pari a $\Delta\tau_C = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 218 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{\max} = 218 \cdot 10^3 / (15 \cdot A_{\text{piolo}}) = 51,20 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:

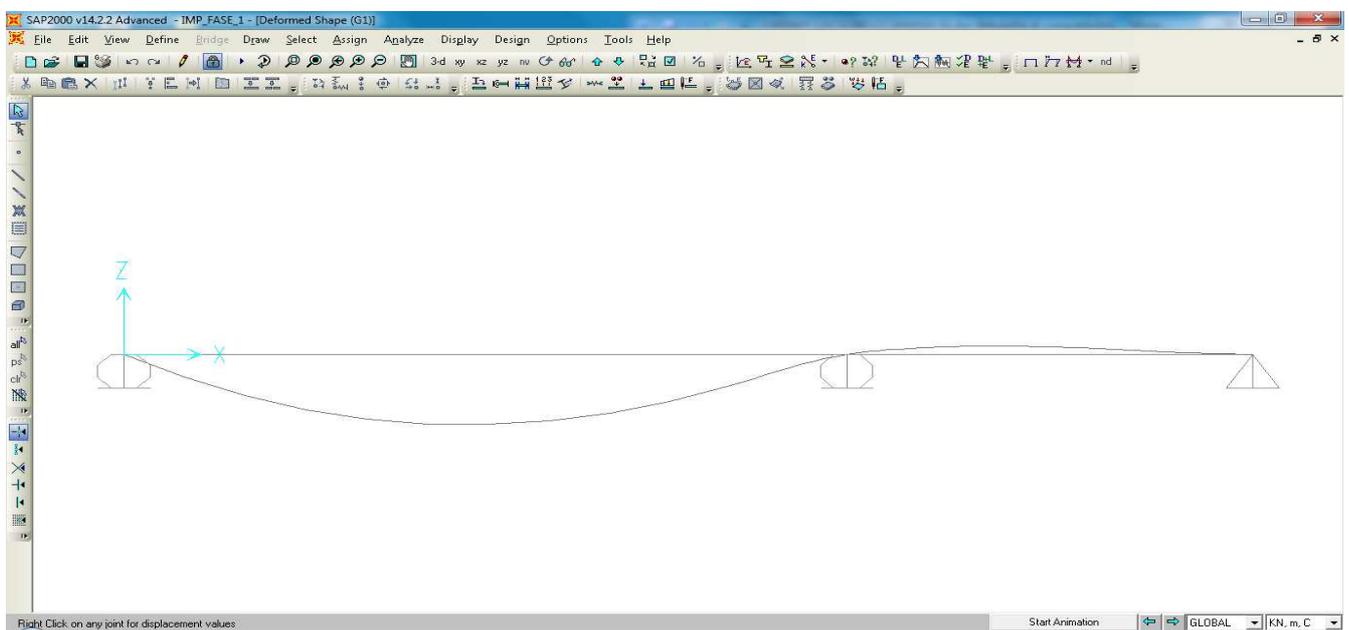
$$\gamma_F \cdot \Delta\tau_{\max} = 51,20 \leq \frac{\Delta\tau}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

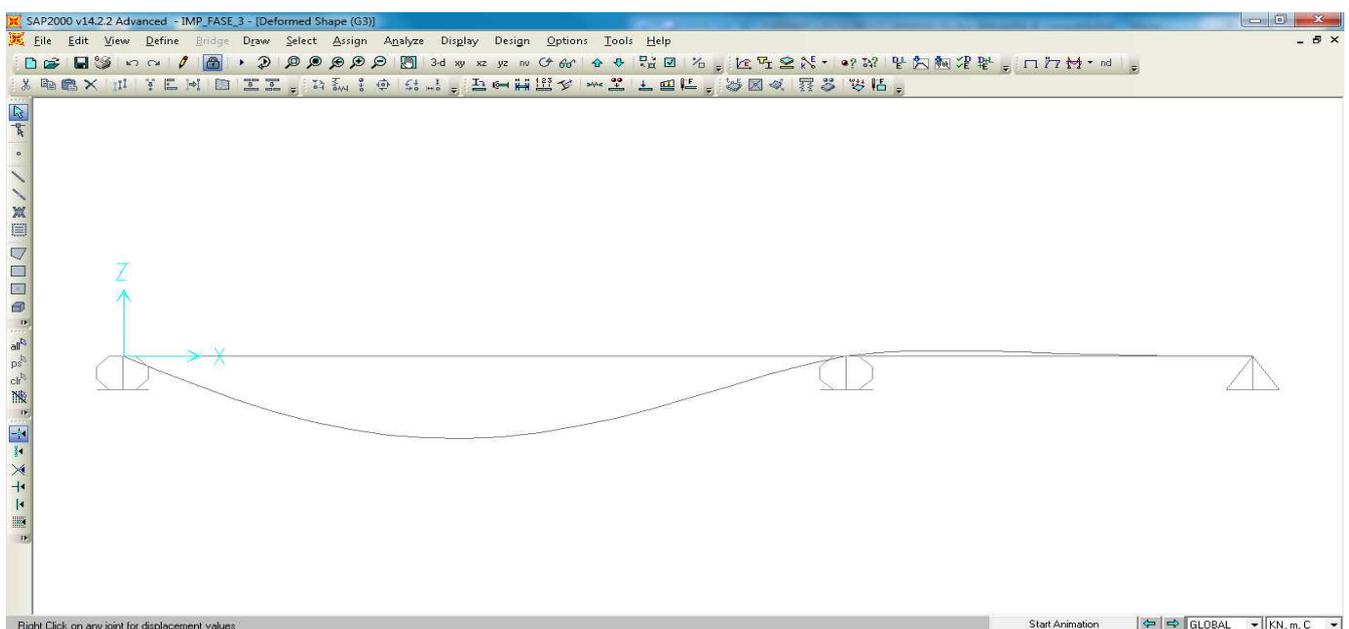
7.4.5 Verifica agli S.L.S. per deformabilità

Si riportano nel seguito le massime deformazioni d'impalcato (per l'opera in oggetto si considerano le deformazioni valutate in mezzeria) conseguenti a ogni singola condizione elementare definite come al § 7.1.

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₁" (vedi § 7.1.1)

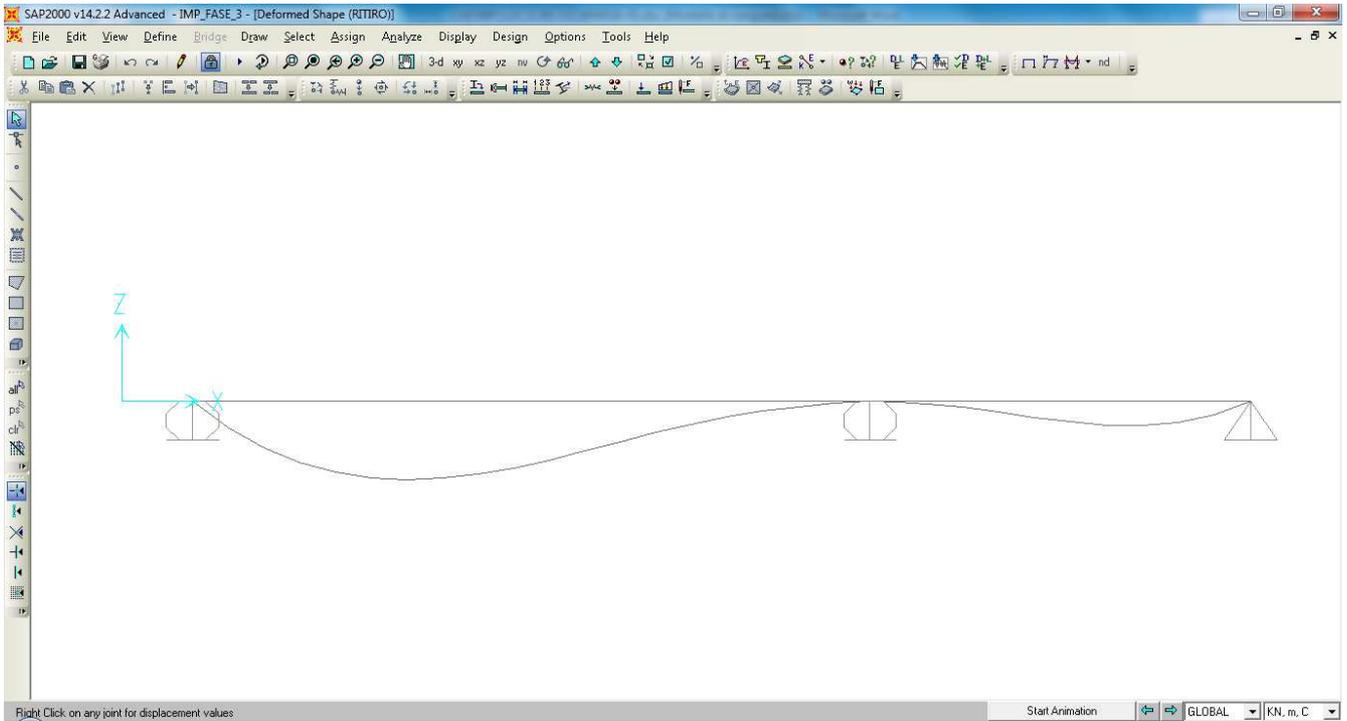


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₃" (vedi § 7.1.2)

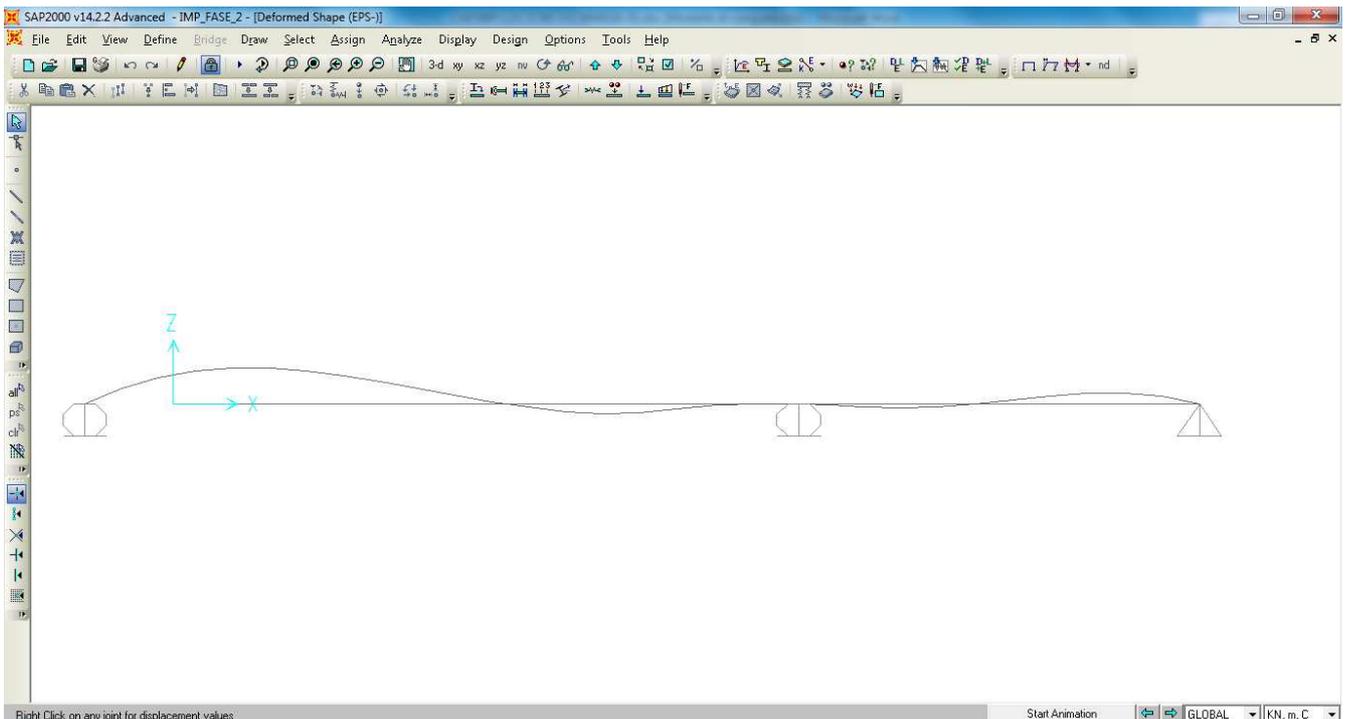


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_2 ” (vedi § 7.1.4)

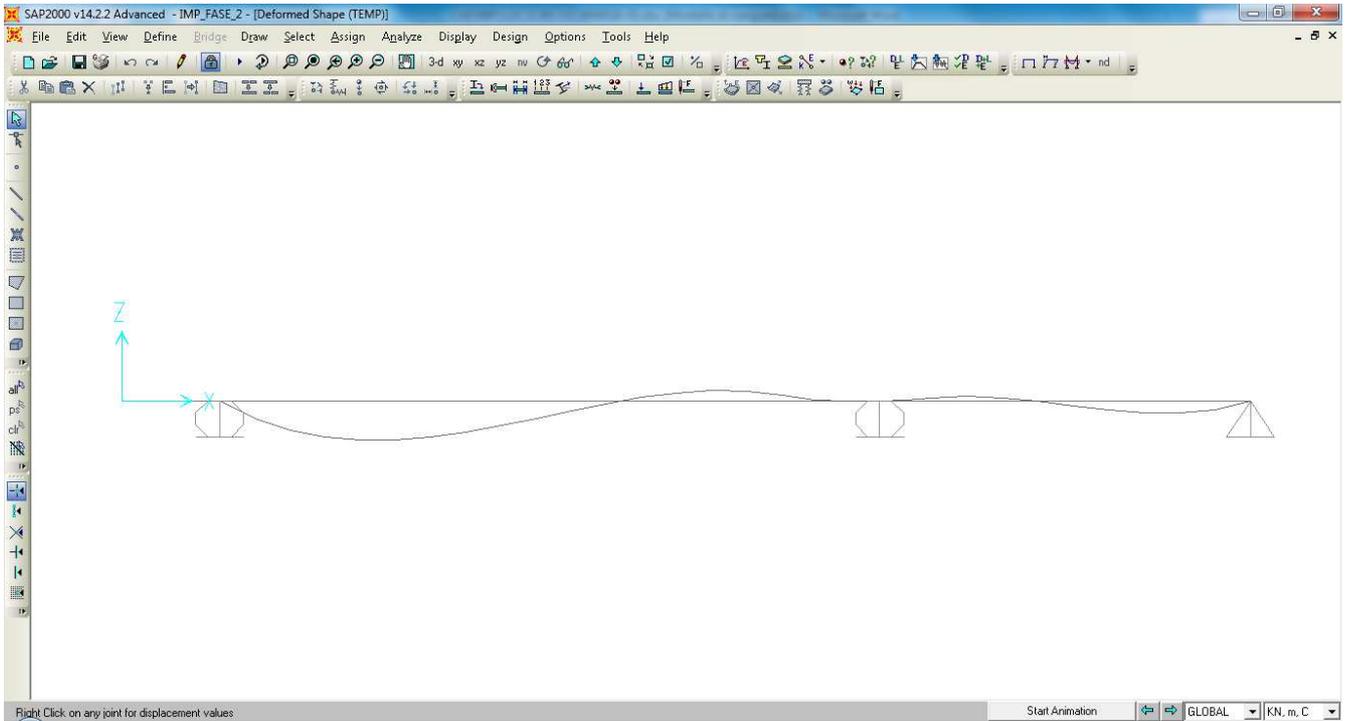


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_3 ” positivo (vedi § 7.1.5)

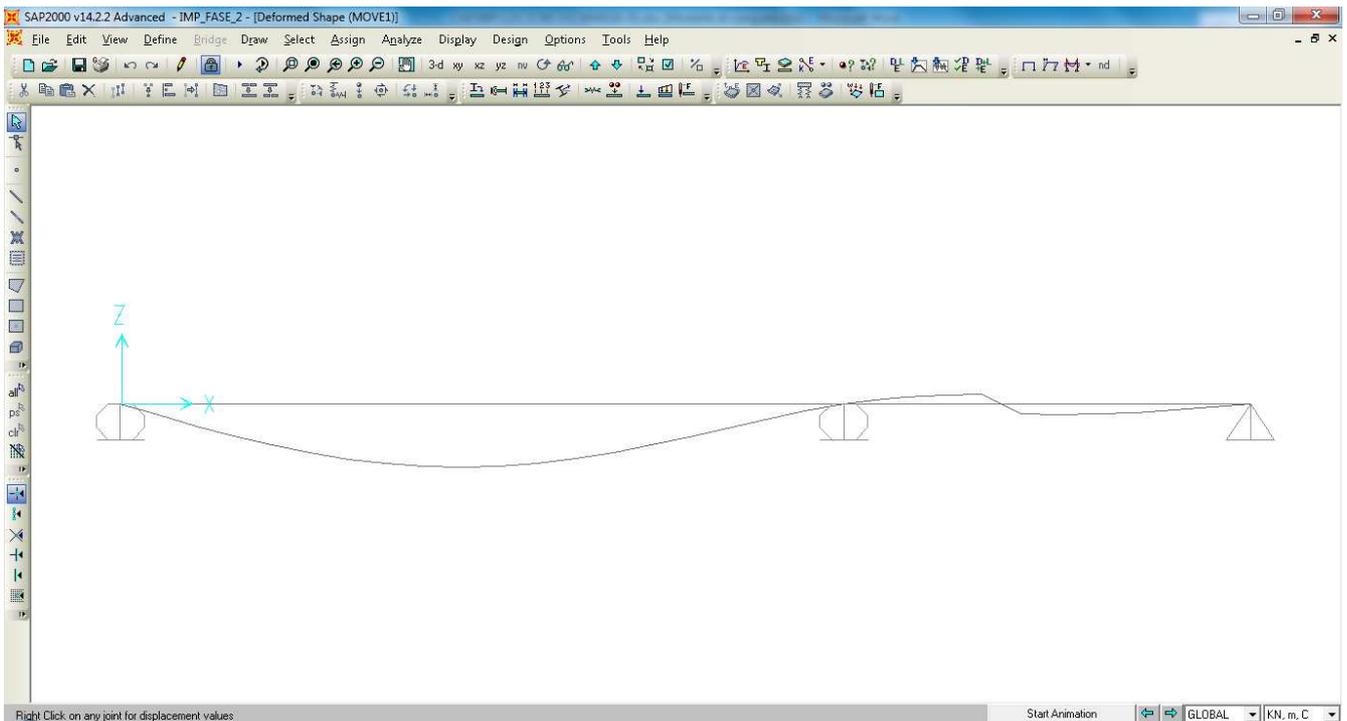


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)

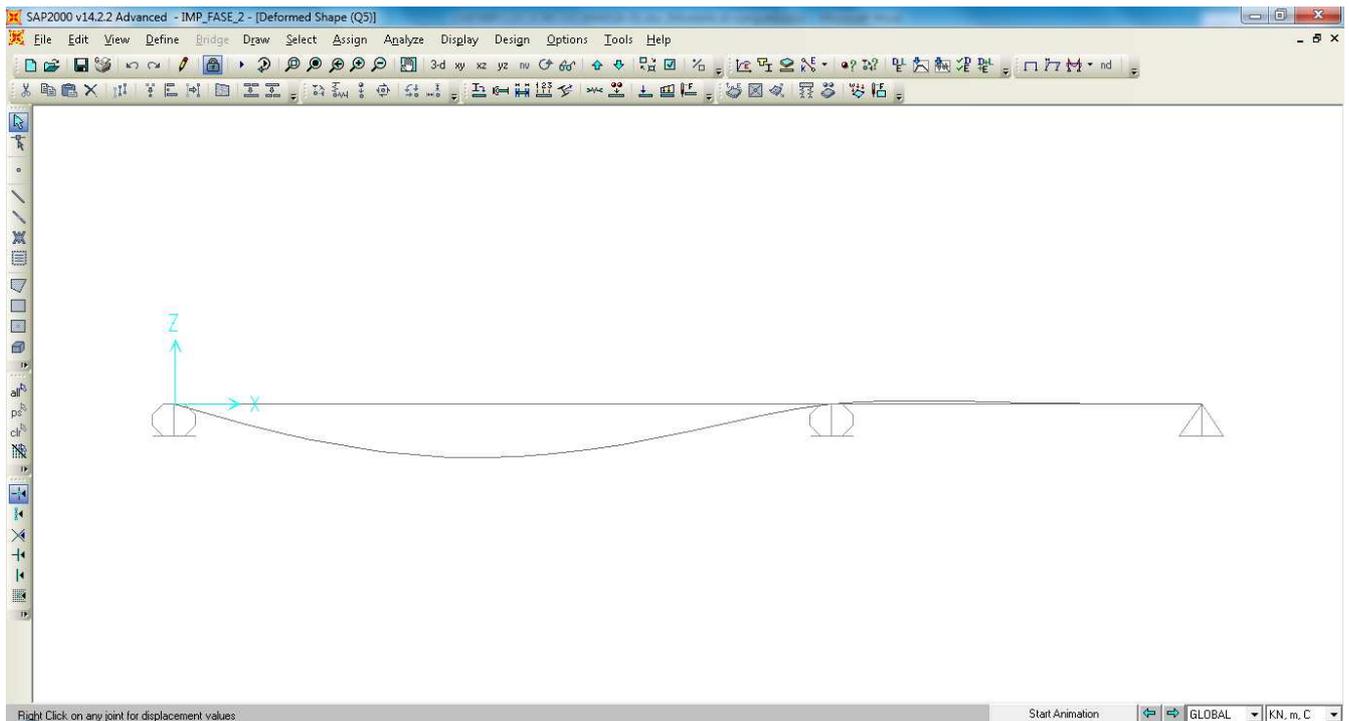


Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ q_1 ” (vedi § 7.1.6)



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “q₅” (vedi § 7.1.10)

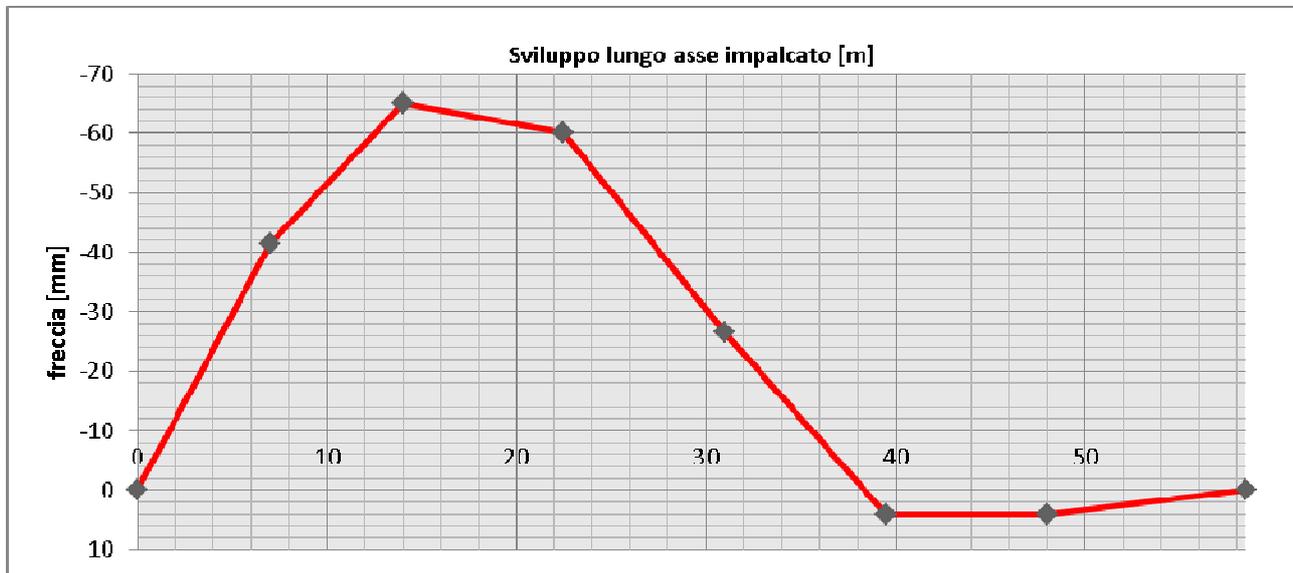


7.4.5.1 Schema di contromonta

Per limitare le deformazioni verticali e non avere quindi eccessive “frecce” di tipo permanente si prescrive in fase di costruzione l’adozione di uno schema di contromonta che annulli le deformazioni dovute alle azioni permanenti.

Si riporta nel seguito (in via grafica) il valore di contromonta da predisporre nei punti di giunzione dei conci d’impalcato individuati a 6, 14, 22.5, 31, 39.5 , 48 m dall’asse appoggi:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



7.4.5.2 Verifica di deformabilità agli S.L.S.

INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

A favore di sicurezza, si considera una limitazione della freccia verticale in accordo con le indicazioni previste per i ponti ferroviari. In accordo con le normative vigenti (vedi §5.2.3.3.2.1 del DM 14.1.2008) il massimo valore di inflessione per effetto dei carichi mobili non deve eccedere il valore $L/600$.

Dai valori riportati nei paragrafi precedenti di deformabilità si evince la massima deformazione in presenza dei carichi mobili pari a circa 33 mm, nettamente inferiore rispetto al limite previsto pari a $L/600 = 62$ mm.

INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO

Tale verifica si rimanda a una fase successiva della progettazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI TRASVERSALE D'IMPALCATO

8.1 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.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- acciaio: 78,5 kN/m³

8.1.1 Carichi permanenti strutturali (g₁)

Carpenteria metallica = (il calcolo viene eseguito in automatico dal programma di calcolo utilizzato attribuendo il peso specifico ad ogni elemento resistente)

Soletta in c.a. = 25,00 x 0,30 = 7,5 kN/mq

8.1.2 Carichi permanenti portati (g₃)

Pavimentazione = 3,00 = 3,00 kN/mq

Cordoli = 25,00 x 0,18 = 4,50 kN/mq

Barriere di sicurezza = 2,00 = 2,00 kN/m

Barriere laterali = 4,00 = 4,00 kN/m

Elementi di bordo = 2,00 = 2,00 kN/m

Impianti = 1,00 = 1,00 kN/m

8.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ε₁)

Non sono presenti azioni di questo tipo.

8.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ε₂)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

8.1.6 Carichi mobili (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) come già dettagliatamente descritto al §7.1.6.

Il 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.

Sulla sezione dell'impalcato in oggetto (larghezza complessiva 13,40 m – carreggiata larga 9,00 m) devono essere considerate 3 colonne di carico di larghezza 3,00 m sulla carreggiata autostradale; la parte rimanente ($q_{RK} = 2,5 \text{ kN/m}^2$) misura nel punto di larghezza massima 0,00 m.

8.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

8.1.8 Azione di frenamento (q_3)

L'azione non è dimensionante per la verifica trasversale d'impalcato.

8.1.9 Azione centrifuga (q_4)

Per l'opera oggetto di studio, il raggio di curvatura è pari a $R = \infty$, da cui si ottiene $q_4=0 \text{ kN}$.

8.1.10 Azione del vento (q_5)

Come già calcolato in maniera dettagliata al §7.1.10 (a cui si rimanda per maggior dettaglio), l'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005) l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,527 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui si ottiene l'azione del vento come carico distribuito per unità di lunghezza applicato al

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

baricentro della superficie verticale esposta al vento:

Altezza dell'impalcato $H_{imp} = 1,50 + 0,30 + 0,18 = 1,98 \text{ m}$

Altezza totale della superficie esposta campata $H_{tot} = 1,98 + 3,50 = 5,48 \text{ m}$

Azione del vento campata tipica $F_{w,x} = 5,48 \cdot 2,545 = 14,00 \text{ kN/m}$

8.1.11 Azione sismica (q_6)

L'azione non è dimensionante per la verifica dell'impalcato.

8.1.12 Urto di veicolo in svio (q_8)

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.10 e § 3.6.3.3.2 del D.M. 14 -01-2208) le forze causate da collisioni accidentali su barriere di sicurezza sono simulate mediante una forza pari a 100 kN applicate all'altezza h sopra il piano viabile pari al $\min[1 \text{ m}; H - 0,1 \text{ m}]$ con H sommità dell'elemento di barriera resistente. Questa forza deve essere applicata su una linea di lunghezza 0,5 m.

Per l'opera in oggetto, presentando barriere di tipo H4 bordo ponte, l'altezza minore è assunta pari a 1 m dal piano viabile, pertanto vengono applicati alla base del sicurvia una forza orizzontale pari a 200 kN/m e un momento di asse vettore longitudinale pari a 200 kNm/m (entrambe applicate su una linea di lunghezza 50 cm).

L'azione q_8 deve essere considerata in concomitanza del 2° schema di carico da traffico verticale isolato, costituito da due impronte di carico pari a 35x60 cmq a interasse 2 m su ciascuna delle quali insiste una forza verticale pari a 200 kN (vedi §5.1.3.3.3 del D.M. 14.01.2008).

8.2 MODELLO DI CALCOLO

8.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

8.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello un insieme di travi (vedi elaborati grafici) realizzato mediante un solutore agli Elementi Finiti (vedi figura sottostante F4).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

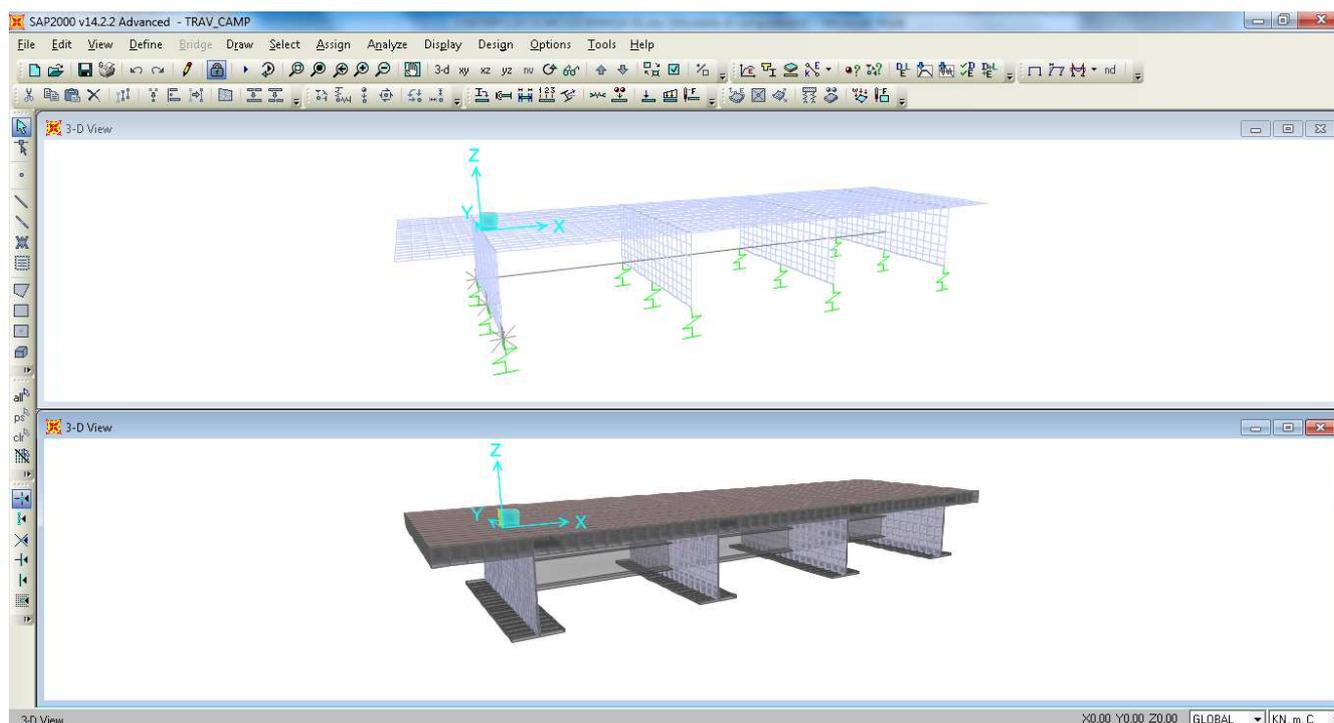
Le travi longitudinali sono modellate mediante 3 elementi:

- le due piattabande sono modellate mediante elementi di tipo “line” delle adeguate dimensioni
- le anime sono modellate mediante elementi di tipo “area” (shell thick) delle adeguate dimensioni

I traversi sono modellati mediante elementi di tipo “line” delle adeguate dimensioni.

La soletta in c.a. gettata in opera modellata mediante elementi di tipo “area” (shell thick) adottando il modulo di deformazione secante del calcestruzzo.

Poiché trasversalmente i traversi metallici sono disposti a interasse di 4,20 m, il modello analizzerà una lunghezza pari alla lunghezza di influenza di ciascun traverso.



F4. Modello trasversale dell'impalcato agli EF

Il sistema di vincolamento del concio analizzato, sarà sviluppato ipotizzando due condizioni limite:

- disposizione di appoggi verticalmente rigidi atti a simulare le zone prossime agli appoggi terminali della struttura
- disposizione di appoggi verticalmente cedevoli atti a simulare le zone in campata della struttura; il valore della deformabilità degli appoggi è valutato mediante le note formule di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

scienza delle costruzioni (vedi riferimento bibliografico [B6]) ipotizzando una trave doppiamente appoggiata, caricata da una carico uniforme (si trascura la variabilità del valore di deformabilità all'interno del concio di lunghezza 4,2 m)

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo 8.1.

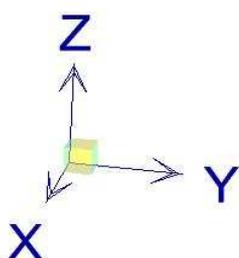
Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine), situazioni più critiche per gli elementi costituenti i traversi.

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Il traverso di pila è invece analizzato nella condizione più critica, ovvero la situazione di sostituzione degli appoggi (sollevamento dell'impalcato), nella quale si considerano assenti i carichi da traffico (vedi §9).

8.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sul ciglio interno dell'impalcato, coincidente con il valore di ascissa $x=0$ del modello. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



- l'asse X è diretto secondo l'asse trasversale dell'impalcato, positivo dall'interno verso l'esterno;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse longitudinale;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

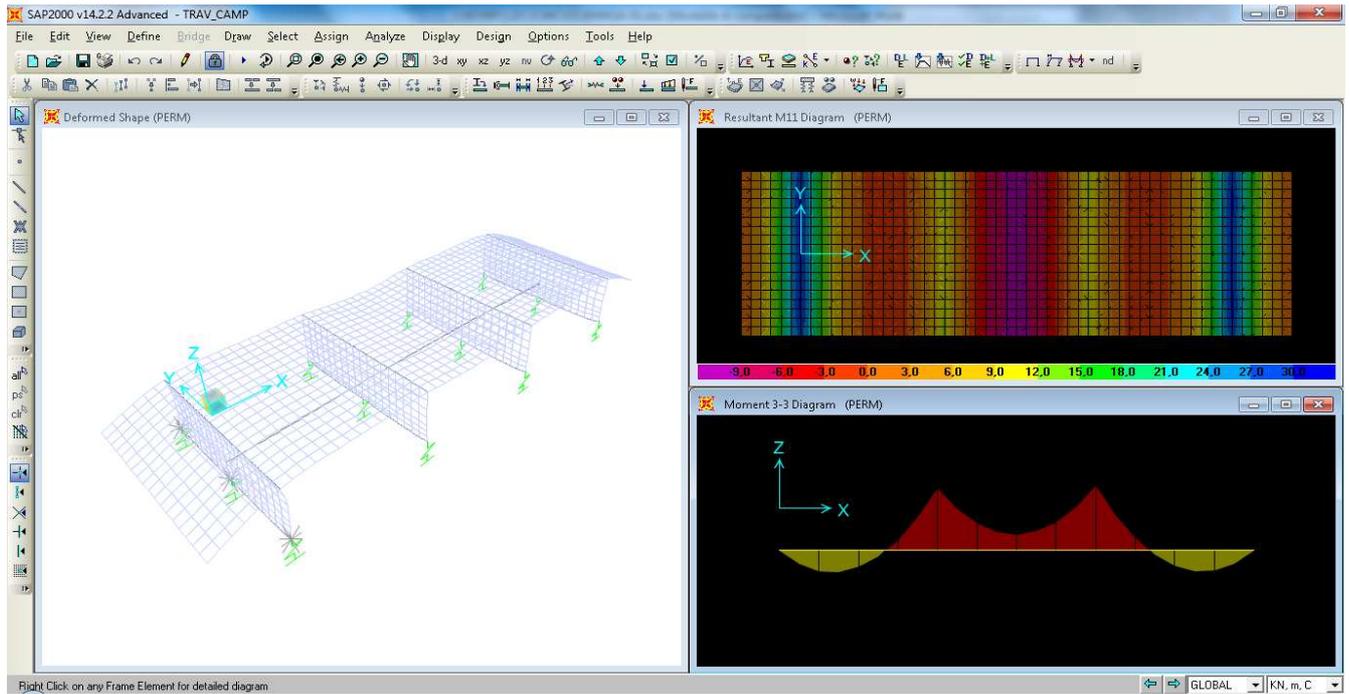
8.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 8.1).

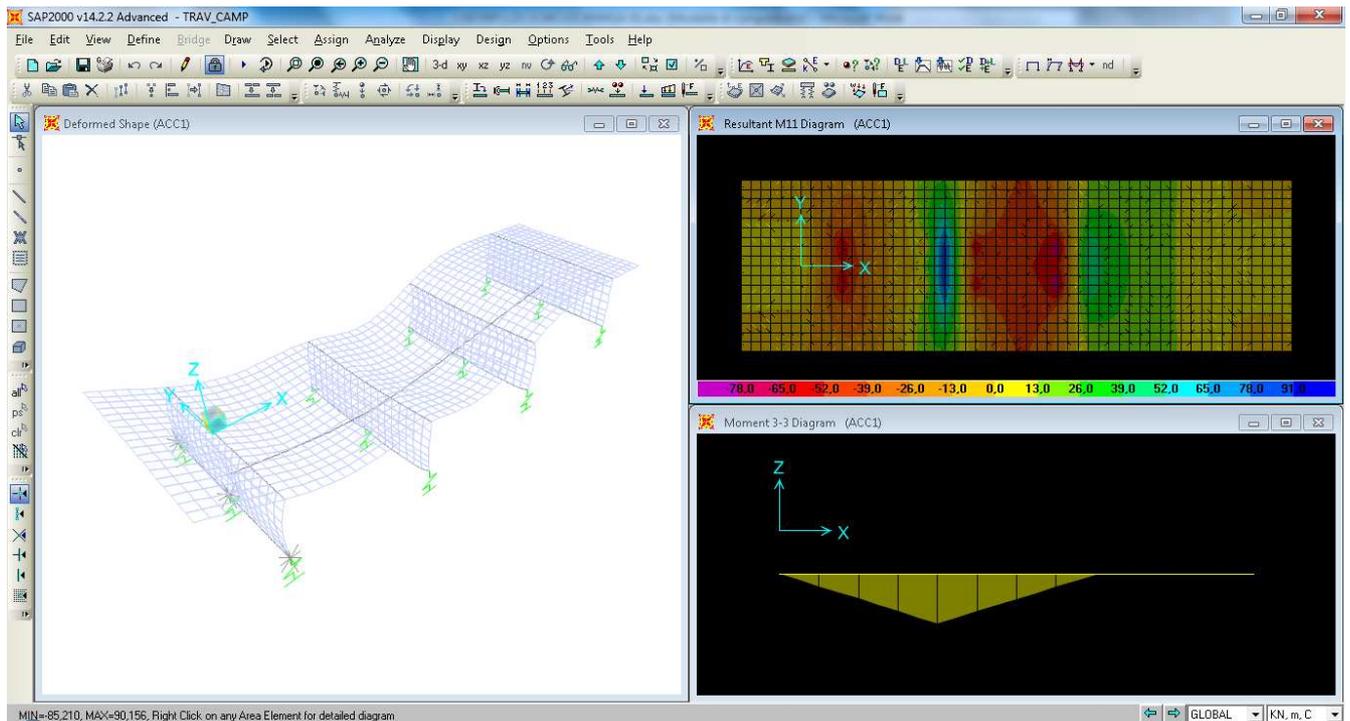
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.3.1 Modello con vincoli rigidi

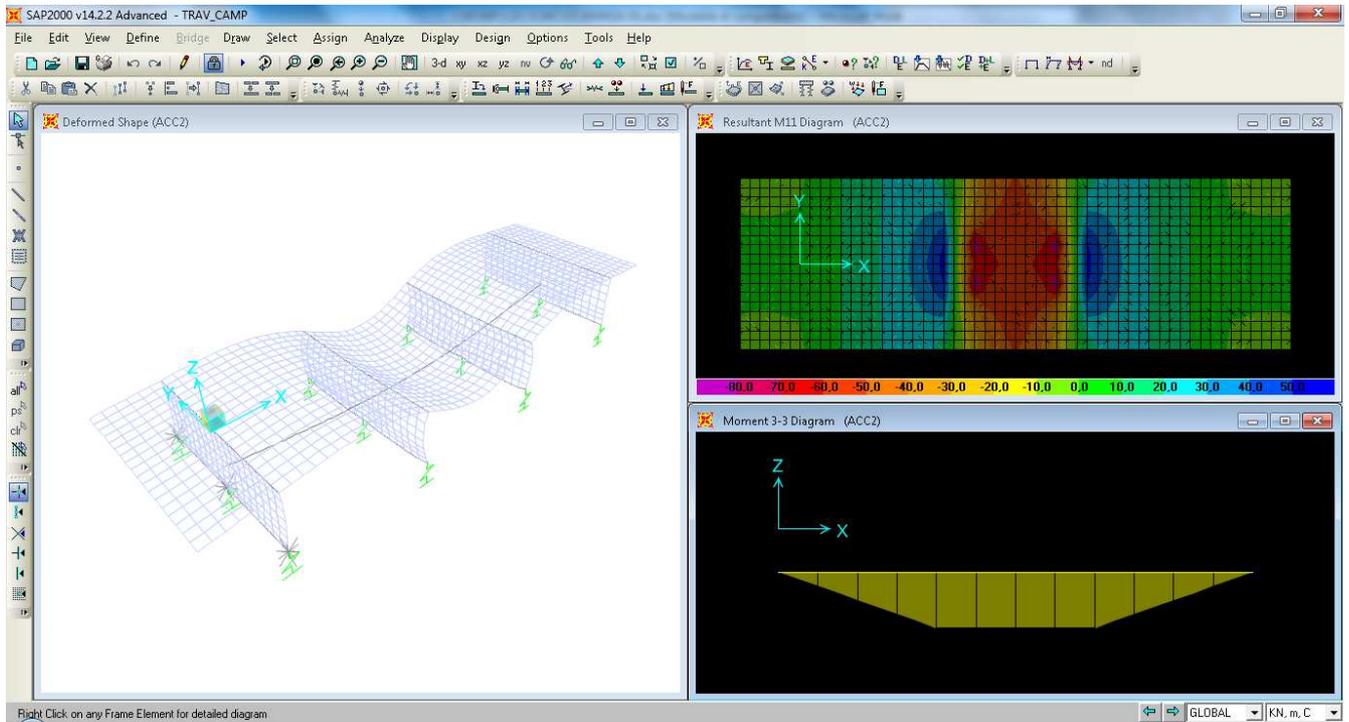
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi perm.



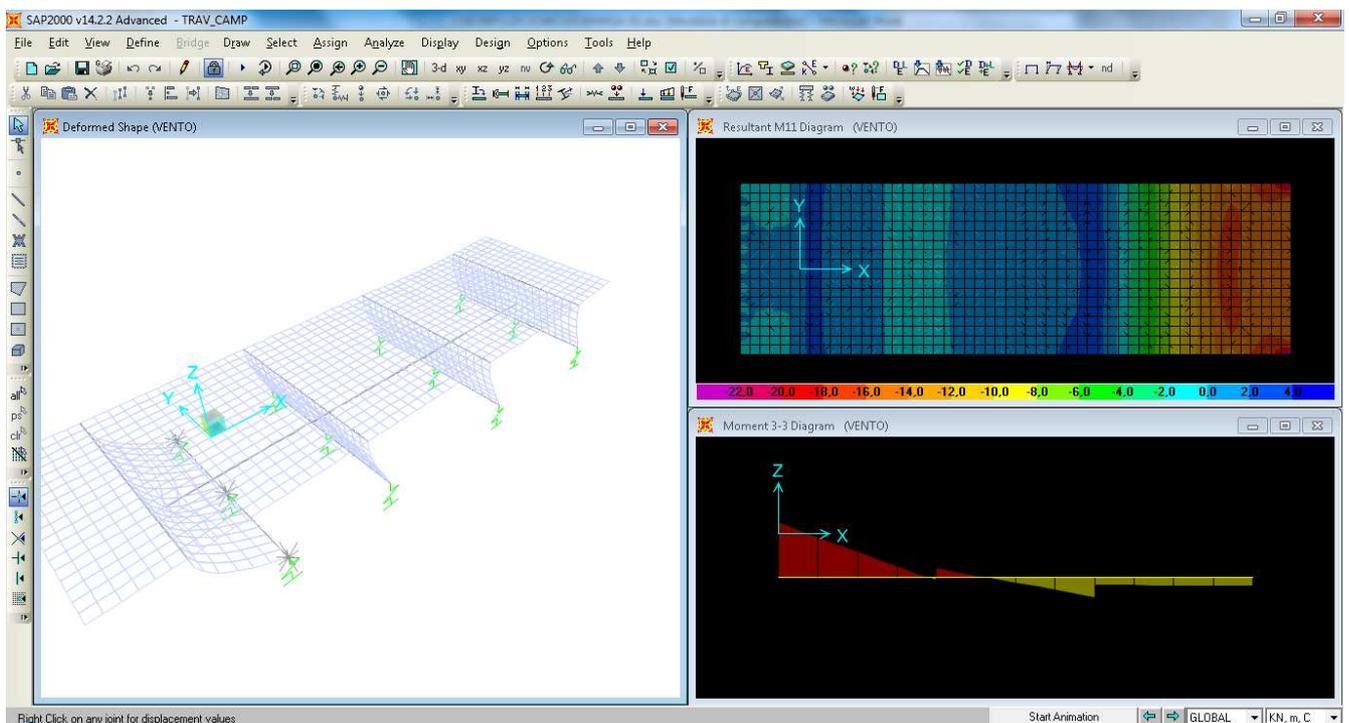
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 1



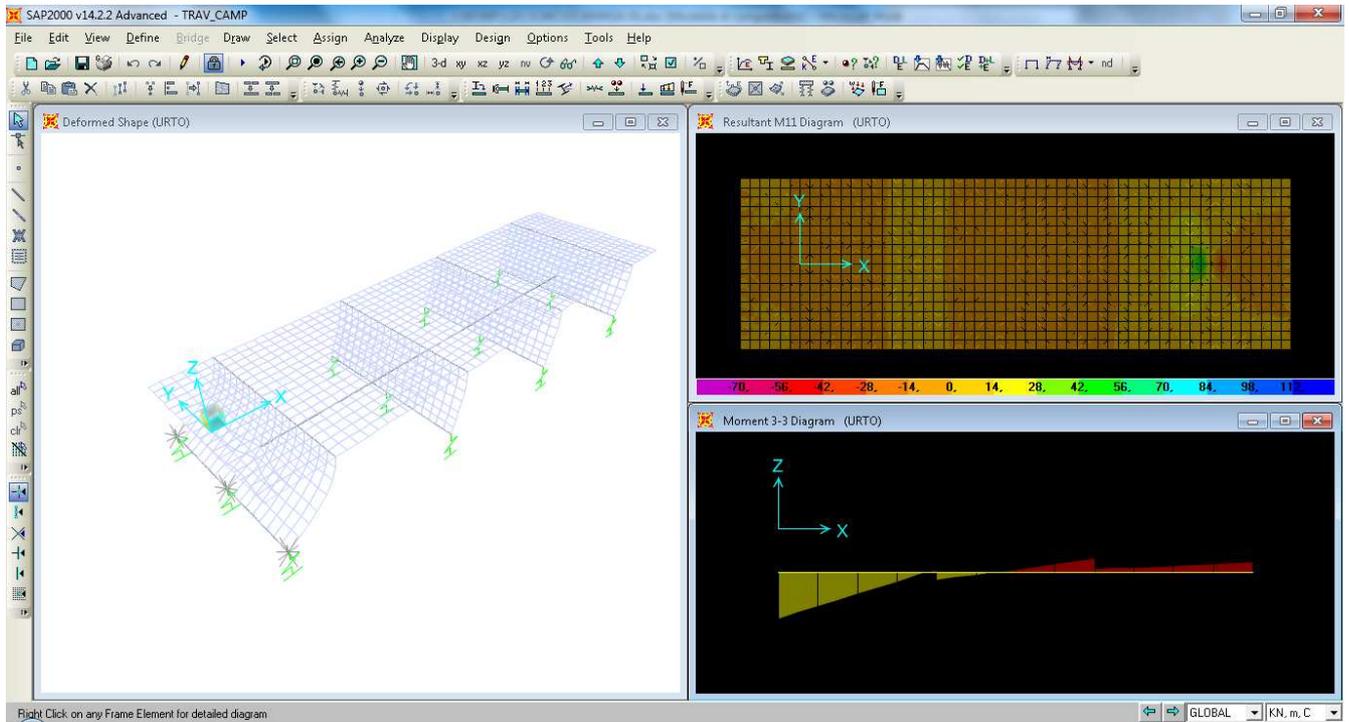
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 2



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - vento

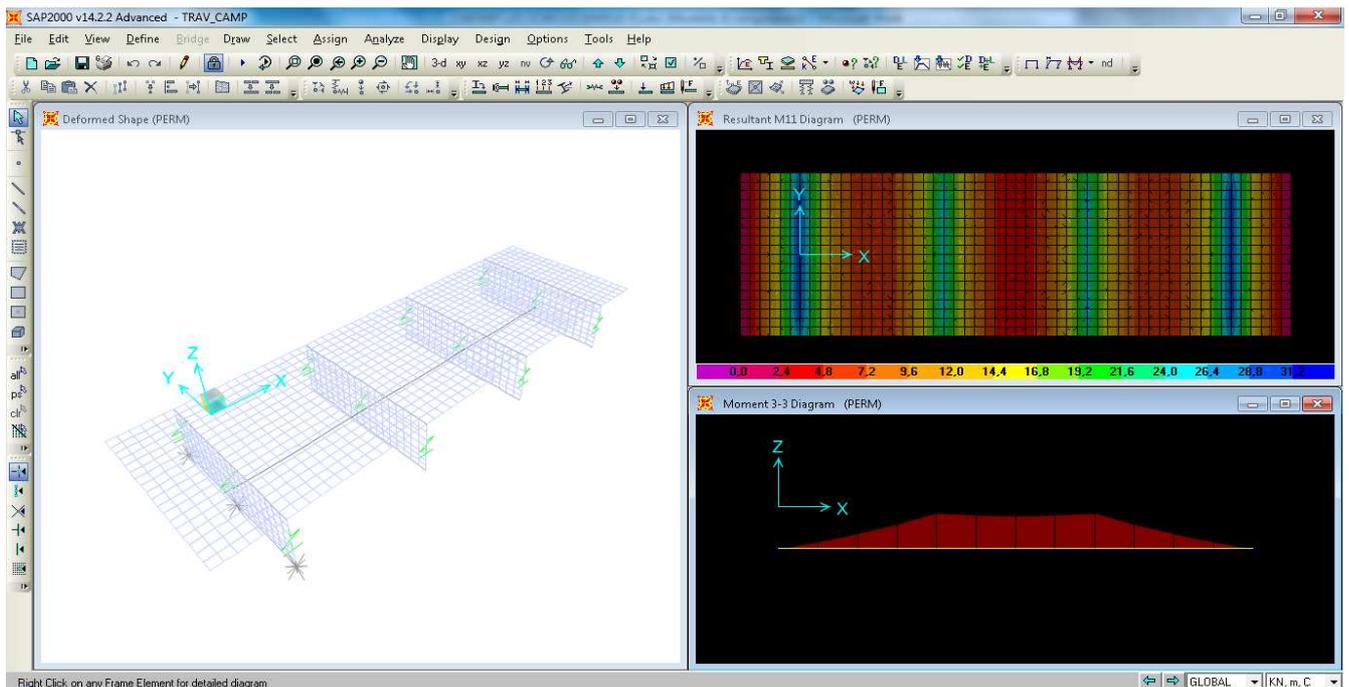


Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - urto

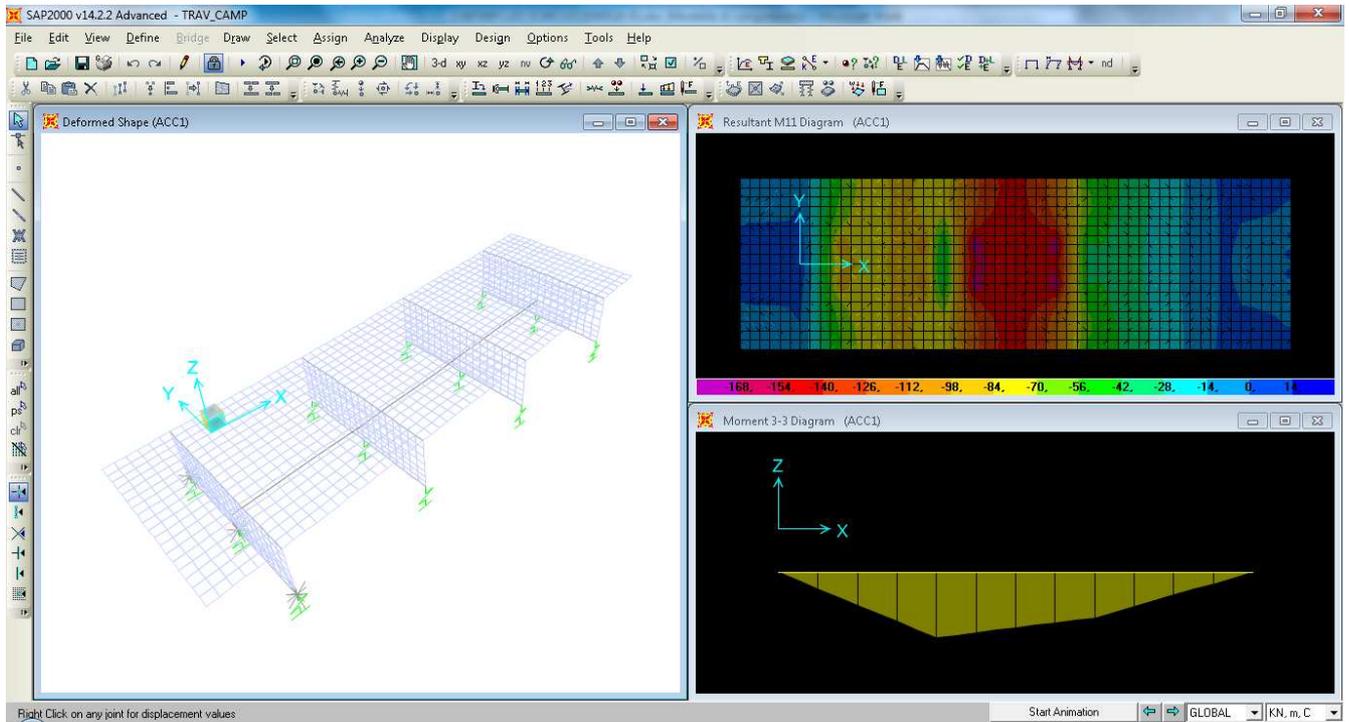


8.3.2 Modello con vincoli cedevoli

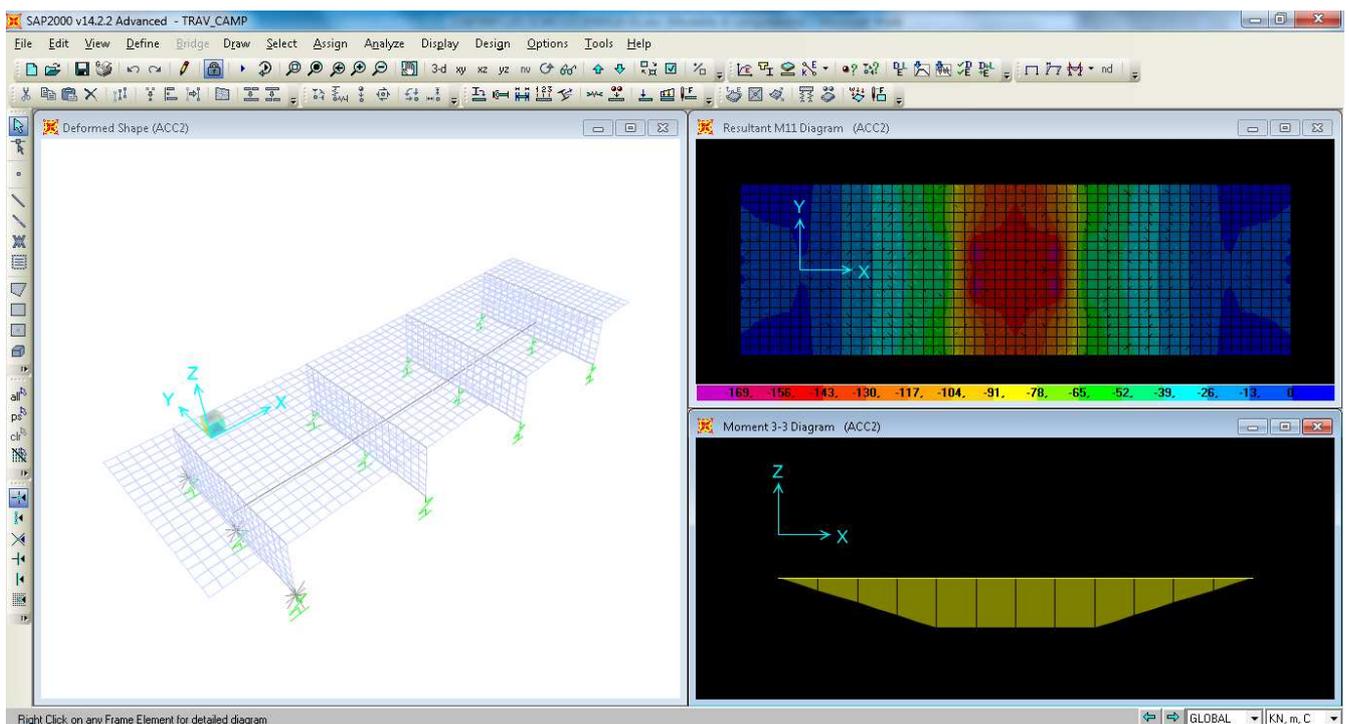
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi perm.



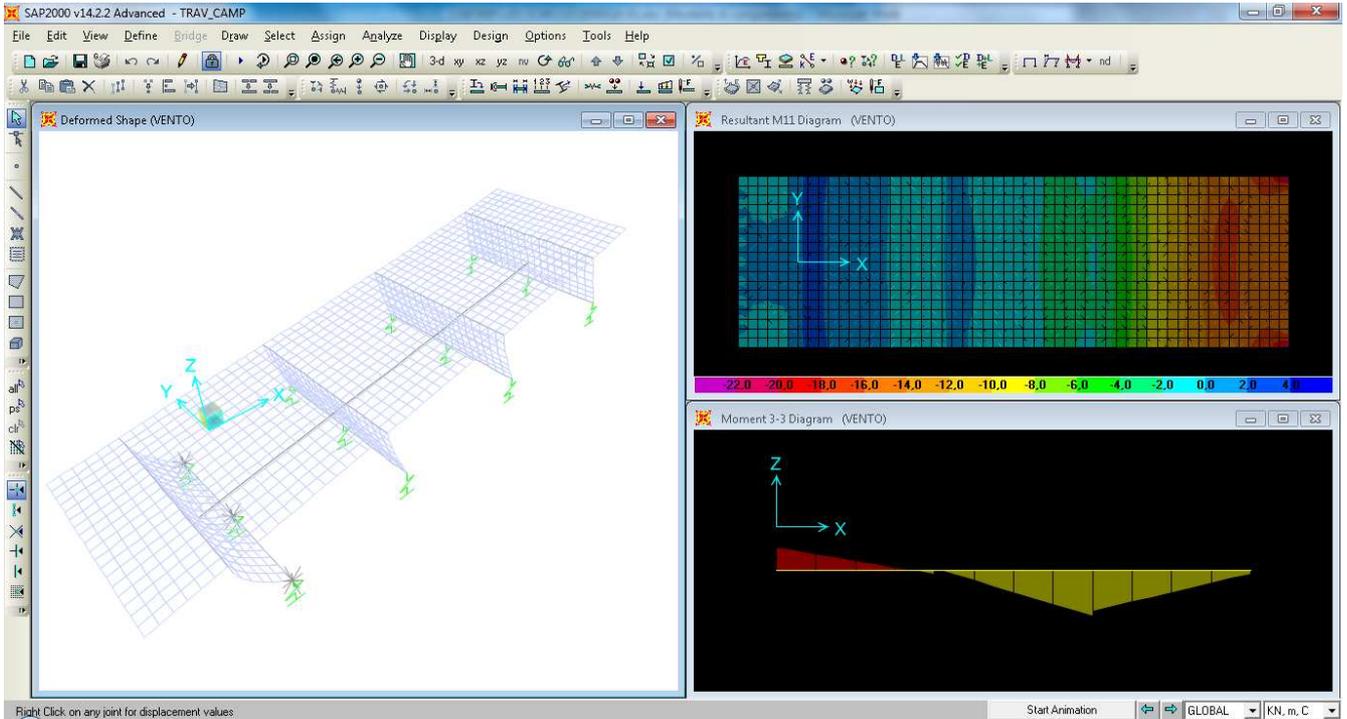
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 1



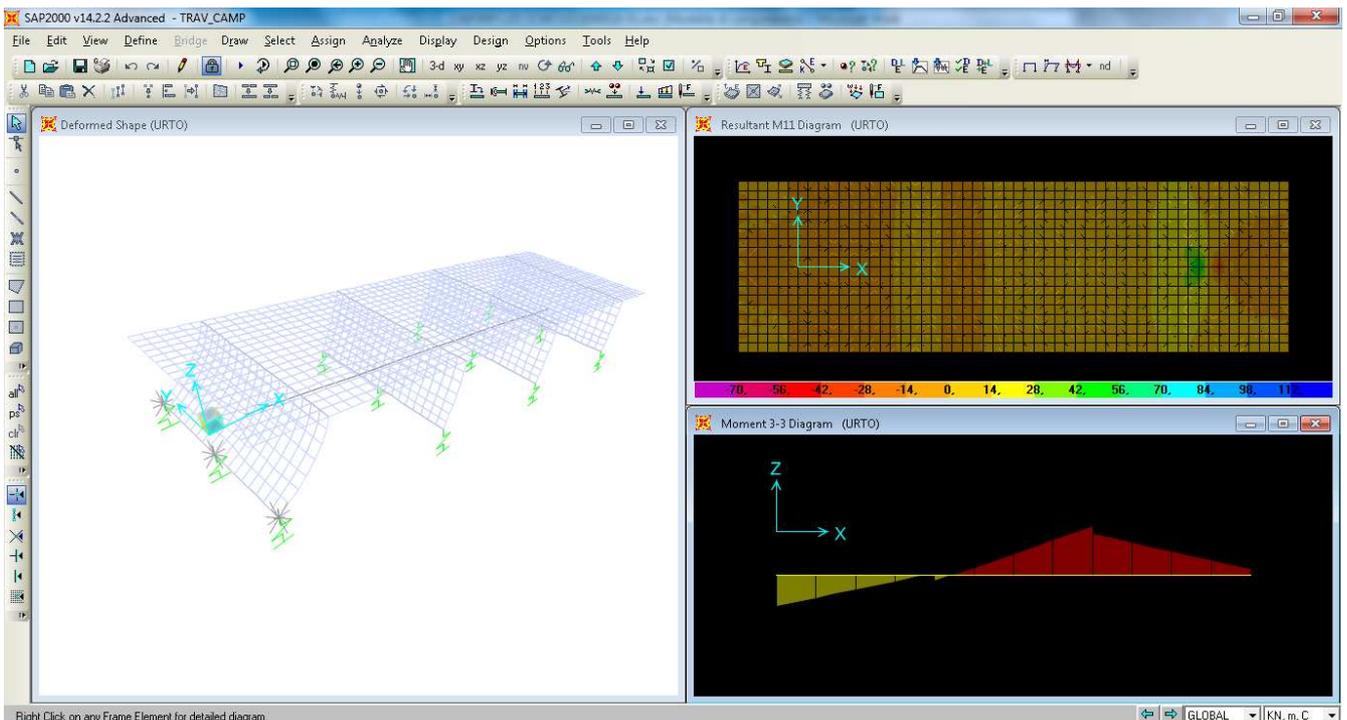
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - carichi q_1 caso 2



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - vento



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - urto



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.3.3 Disamina dei modelli di calcolo implementati

Dall'analisi dei due modelli di calcolo si è dedotto che:

- la condizione di vincolo rigido massimizza le sollecitazioni indotte in soletta che tendono le fibre superiori; il dato osservato è corretto in quanto le travi longitudinali non cedono e quindi tutte le sollecitazioni “rimangono” in soletta;
- la condizione di vincolo cedevole massimizza gli sforzi normali nelle aste dei traversi e le sollecitazioni indotte in soletta che tendono le fibre inferiori; il dato osservato è corretto in quanto le travi longitudinali si deformano e gli elementi trasversali devono supplire alla mancanza di rigidità verticale delle travi, inducendo quindi maggiori sollecitazioni negli elementi resistenti;
- L'effetto del vento risulta dimensionante rispetto alle azioni da traffico sia per i momenti negativi di soletta che per le azioni nei controventi;
- E' stata valutata la corretta ripartizione dei carichi mobili sulle travi longitudinali (per validare l'assunzione fatta nel calcolo longitudinale d'impalcato §7.1.6) confrontando le reazioni vincolari del modello agli EF con vincoli cedevoli con i valori desunti dalla ripartizione del carico secondo Courbon-Albenga; la discrepanza tra i risultati è dell'ordine dello 0,001 (ordine del 1‰) confermando quindi l'ottima validità della ripartizione trasversale effettuata per questo tipo di strutture.

Nel seguito si riportano le verifiche degli elementi strutturali, valutando le sezioni più sollecitate.

8.3.4 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

8.3.5 Combinazioni per gli S.L.S.

Si rimanda a una fase successiva della progettazione, in quanto non dimensionanti per le strutture in esame.

8.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

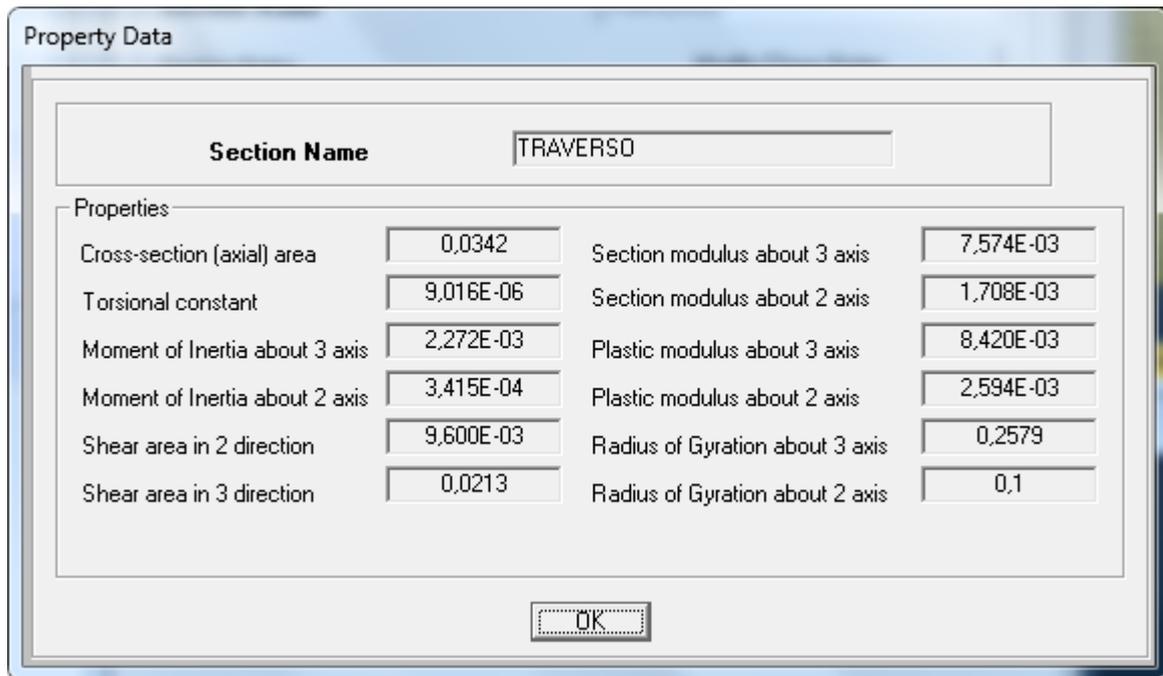
8.4.1 Sezione traverso doppio T

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni assiali agli SLU per la sezione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$M^+ = +641$ kN (considerando la 1 condizione di carico mobile)

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:



The screenshot shows a 'Property Data' dialog box with the following fields and values:

Section Name		TRAVERSO	
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0342	Section modulus about 3 axis	7,574E-03
Torsional constant	9,016E-06	Section modulus about 2 axis	1,708E-03
Moment of Inertia about 3 axis	2,272E-03	Plastic modulus about 3 axis	8,420E-03
Moment of Inertia about 2 axis	3,415E-04	Plastic modulus about 2 axis	2,594E-03
Shear area in 2 direction	9,600E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,2579
Shear area in 3 direction	0,0213	Radius of Gyration about 2 axis	0,1

OK

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione viene classificata come di **classe 1**:

$$\frac{c}{t} = \frac{536}{16} = 33,5 \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58,3$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 14-01-2008).

VERIFICA DI RESISTENZA

$$\frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} = \frac{641}{W \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{641}{7574000 \cdot 338 \cdot 10^{-6}} = 0,250 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.4.2 Sezione della soletta in c.a. sp=30 cm

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni flettenti agli SLU per la sezione sono:

$M^+ = +128 \text{ kNm}$ (considerando la condizione 3 di carico mobile)

$M^- = -168 \text{ kN}$ (considerando la condizione 2 di carico mobile)

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 16$ passo 10 cm a 4 cm da estradosso

$\phi 16$ passo 10 cm a 7 cm da intradosso

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 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,0 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)= 20,1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 20,1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	12800	21	19925	1,557	25,0	0,19	0,70
2	S	0	-16800	21	-19925	1,186	5,0	0,19	0,70

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,0 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,0 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,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00238	-0,00374	30,0	0,00048	26,0	-0,01000	4,0
2	0,00238	-0,00374	0,0	0,00048	4,0	-0,01000	26,0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9 VERIFICA DEL TRAVERSO DI PILA

In questo paragrafo si conduce la verifica del traverso di pila. Tale elemento viene considerato a parte nell'analisi dell'impalcato perché riveste una funzione particolare durante le lavorazioni di manutenzione dell'opera.

Risulta infatti dimensionante la situazione durante la fase di manutenzione in cui, mediante martinetti, viene sollevato l'impalcato per la sostituzione degli appoggi.

Il traverso viene realizzato mediante una trave doppio T che trasferisce le azioni puntuali dei martinetti agli elementi più resistenti quali le travi principali e la soletta in c.a.

9.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli SLU.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- acciaio: 78,5 kN/m³

Le azioni agenti sono esclusivamente i pesi propri del traverso e gli scarichi delle azioni permanenti d'impalcato, assumendo quindi di effettuare la sostituzione durante una finestra di lavoro in assenza di traffico.

I valori degli scarichi d'impalcato dovute alle azioni permanenti si desumono dal paragrafo 7.3 e si assumono, per ogni appoggio, pari a 2023 kN.

9.2 MODELLO DI CALCOLO

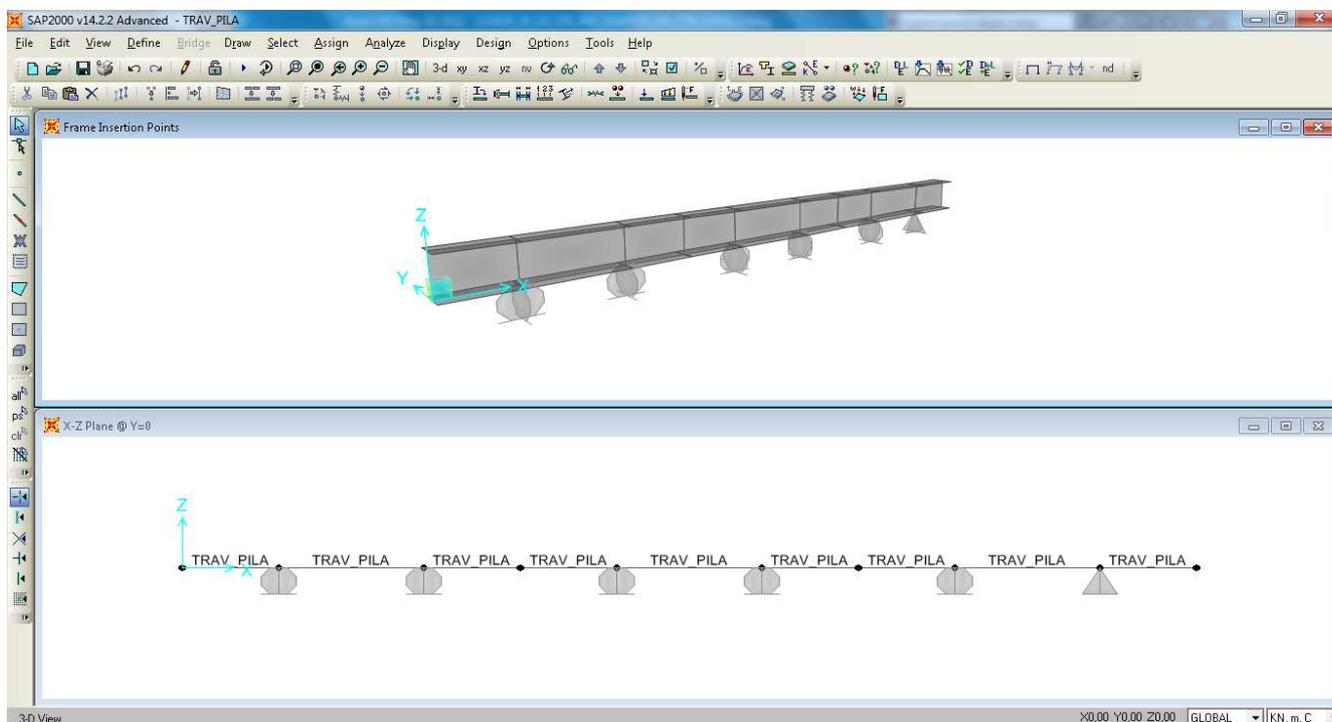
9.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

9.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello trave su due appoggi (vedi elaborati grafici) realizzata mediante un solutore agli Elementi Finiti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

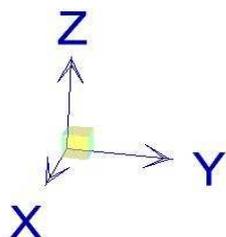


F5. Modello agli EF del traverso di pila

Gli elementi costituenti il traverso sono modellati mediante elementi di tipo “line”. I vincoli esterni sono costituiti da appoggi disposti nei punti in cui l’impalcato viene sollevato; nel caso in esame si tratta di una reticolare su 2 appoggi. Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo precedente.

9.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

Il sistema di riferimento viene assunto con origine sul ciglio interno dell’impalcato, coincidente con il valore di ascissa $x=0$ del modello. La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:



- l’asse X è diretto secondo l’asse trasversale dell’impalcato, positivo dall’interno verso l’esterno;
- l’asse Z è diretto verso l’alto, positivo verso l’alto.

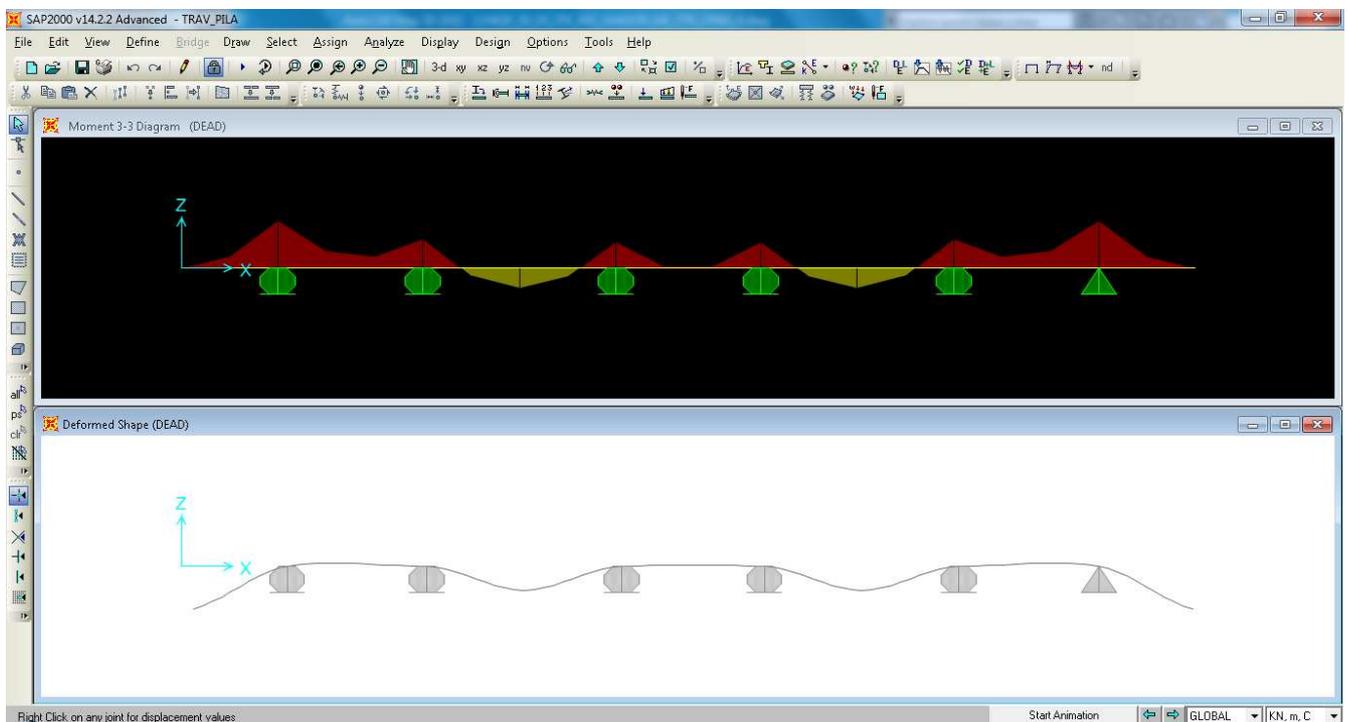
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

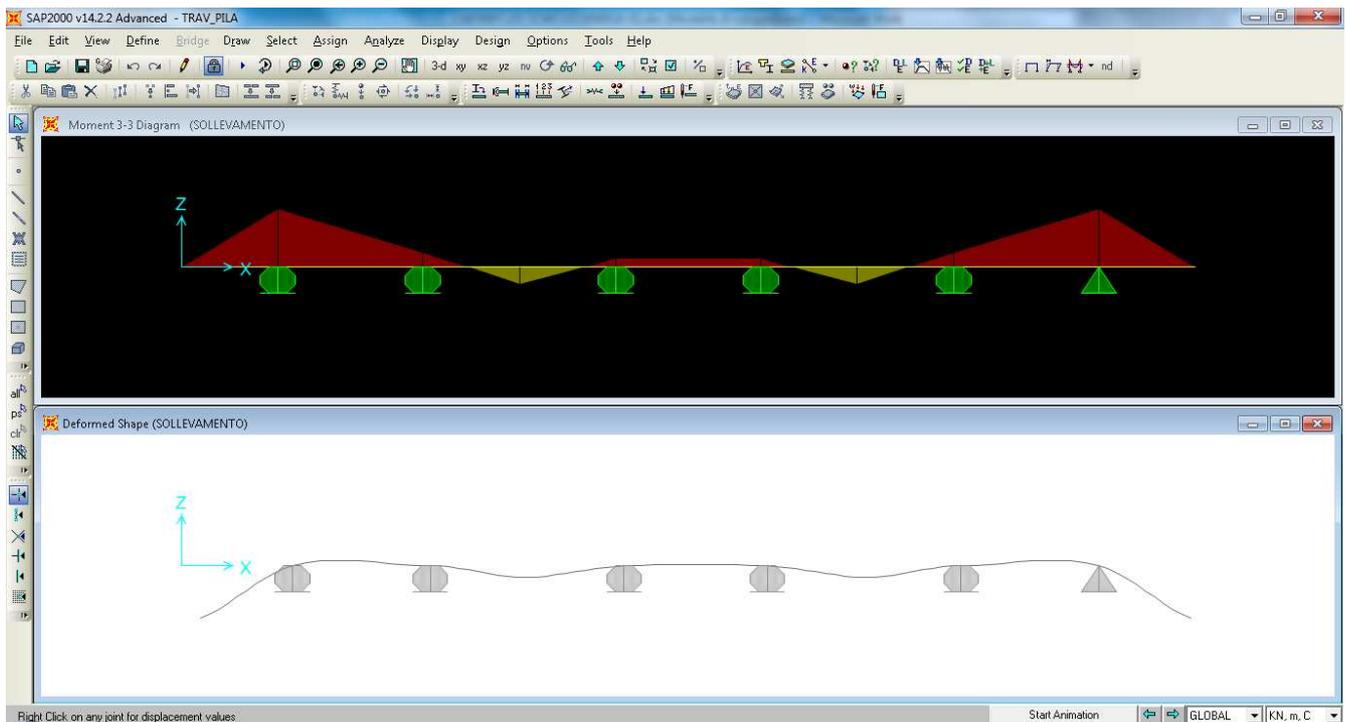
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per la condizione per le 2 condizioni di carico elementare precedentemente individuate.

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – peso proprio



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – sollevamento



9.3.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

9.3.2 Combinazioni per gli S.L.S.

Si rimanda a una fase successiva della progettazione, in quanto non dimensionanti per le strutture in esame.

9.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

Dalle analisi svolte nei modelli di calcolo, le massime azioni assiali agli SLU per la sezione sono:

$$M^- = -2733 \text{ kN}$$

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0488_F0	Rev F0

H600	$N_{by,Rd}$ [kN]	22.568	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	5.616	<div style="border: 1px solid purple; padding: 5px;"> Classe Sezione Compressione <input type="text" value="1"/> Flessione My <input type="text" value="1"/> Flessione Mz <input type="text" value="1"/> Presso-Flessione <input type="text" value="1"/> </div>
g (Kg/m): 524,0	$N_{bz,Rd}$ [kN]	22.568	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	2.766	
h (mm): 600	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.489	$V_{plz,Rd}$ [kN]	10.541	
b (mm): 600	A (cm ²): 667,5	i_y (cm): 25,80	i_z (cm): 15,58		
tw (mm): 25	I_y (cm ⁴): 444.381	I_z (cm ⁴): 162.066	IT (cm ⁴): 3.911		<div style="border: 1px solid blue; padding: 5px;"> Verifiche <input type="button" value="Presso Flessione"/> <input type="button" value="Svergolamento"/> </div>
tf (mm): 45	W_y (cm ³): 14.813	W_z (cm ³): 5.402	I_w (cm ⁶): 124.801.264		
r (mm): 0	$W_{pl,y}$ (cm ³): 16.611	$W_{pl,z}$ (cm ³): 8.180			

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 4.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 e § 5.5 di EN 1993-1-1:2005) la sezione viene classificata come di **classe 1**:

$$\frac{c}{t} = \frac{510}{25} = 20,40 \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58,3$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 14-01-2008).

VERIFICA DI STABILITA'

L'elemento risulta quindi prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$, con M_{Ed} sforzo normale di progetto e $M_{b,Rd}$ la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{2733}{\chi \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2733}{0,617 \cdot 14813000 \cdot 323 \cdot 10^{-6}} = 0,925 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\beta = 1$$

$$\chi = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \cdot \lambda^2}} = 0,617$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - K_c) \cdot [1 - 0,20 \cdot (\bar{\lambda} - 0,8)^2] = 1,000$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \beta \cdot \lambda^2] = 1,098$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,967$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10 VERIFICA DELLE PREDALLES

In questo paragrafo si conduce una verifica della prima fase della soletta in c.a., quando le lastre tralicciate devono sostenere il getto di completamento della soletta.

Le predalles tralicciate hanno spessore 6 cm, tessute trasversalmente tra due travi successive, sulle quali viene eseguito il getto in opera dei rimanenti 24 cm.

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” (assunto pari a 1 kN/mq).

Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell’impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralici. In particolare sull’appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5 cm).

10.1 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.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³

Permanenti + Accidentali:

peso proprio =	0,06 x 25 = 1,5 kN/m ²	si assume	1,50 kN/m ²
getto integrativo =	0,24 x 25 = 6,0 kN/m ²	si assume	6,00 kN/m ²
sovraccarico =		si assume	1,00 kN/m ²
Elemento di bordo =		si assume	1,00 kN/m

10.2 VERIFICA DELLE SEZIONI

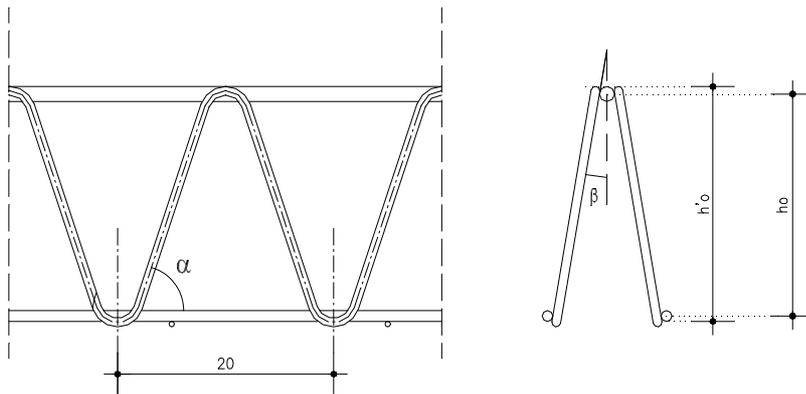
Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

risultati soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: h'_0

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2$

10.2.1 Verifica dello sbalzo

La lunghezza della coppella della predalles risulta, nel punto più sfavorevole, pari a 2,70 m, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2,70 - 0,05 = 2,65 \text{ m}$$

Si considera a favore di sicurezza lo schema di mensola incastrata.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

Carichi			
	peso proprio predalle	1,50	kN/mq
	getto integrativo	6,00	kN/mq
	sovraccarico	1,00	kN/mq
	elemento di bordo	1,00	kN/m
Geometria tralicci			
	larghezza lastra	2,5	m
	interasse tralicci	0,50	m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

corr. Sup.	ø corrente superiore traliccio	22	mm
	area correnti sup. / lastra	1901	mmq
corr. Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	20	mm
	area corrente inf.	314	mmq
	area correnti inf. / lastra	3142	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	5,00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40,00	
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
corr. Inferiore integrativo	ø corrente inf. integrativo	20	mm
	area corrente inf. Integrativo	314	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	5,00	mmc
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
	altezza totale traliccio	19,00	cm
	altezza utile traliccio	16,90	cm
staffe	ø staffa traliccio	8	mm
	area staffa	50	mmq
	area staffe / lastra	503	mmq
	momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	2,00	mmc
	lunghezza libera di inflessione	17,62	cm
	lambda staffe	88	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	coeff. Omega	2,19		
	alfa	1,33	rad	
	beta	0,1526	rad	
	lunghezza sbalzo	2,65	m	
	lunghezza del tratto gettato	2,65	m	
	Sollecitazioni unitarie			
	M	32,50	kNm/m	
	T	23,53	kN/m	
	Sollecitazioni sulla lastra			
	M	81,24	kNm/lastra	
	T	58,81	kN/lastra	
	S staffe	61,31	kN/lastra	
	Tensioni sugli elementi			
	Trazione sui correnti sup.	341,43	N/mm ²	OK
	Compressione nei correnti inf.	249,95	N/mm ²	OK
	Compressione nelle staffe	360,64	N/mm ²	OK

10.2.2 Verifica in campata

La lunghezza della coppella della predalle risulta 3,50, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 3,50 - 2 \cdot 0,05 = 3,40 \text{ m.}$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Carichi	peso proprio predalle	1,50	kN/mq		
	getto integrativo	6,00	kN/mq		
	sovraccarico	1,00	kN/mq		
	numero di tralicci nella lastra	6	m		
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	20	mm		
	area corrente sup.	314	mmq		
	area correnti sup. / lastra	1885	mmq		
	momento di inerzia corrente sup.	7854	mmq x mmq		
	raggio di inerzia corrente sup.	5,00	mm		
	lunghezza libera di inflessione	20	cm		
	lambda correnti sup.	40			
	coeff. Omega	1,21			
Corrente Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	20	mm		
	area corrente inf.	314	mmq		
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0			
	∅ ferri inf. aggiuntivi	0	mm		
	area ferri aggiuntivi	0	mmq		
	altezza totale traliccio	19,00	cm		
	altezza utile traliccio	17,00	cm		
staffe	∅ staffa traliccio	8	mm		
	area staffa	50	mmq		
	area staffe / lastra	603	mmq		
	momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq		
	raggio di inerzia correnti inf.	2,00	mmc		
	lunghezza libera di inflessione	17,73	cm		
	lambda staffe	89			
	coeff. Omega	2,22			
		alfa	1,33	rad	
		beta	0,1518	rad	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11 ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO

11.1 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. Il sistema di vincolamento previsto è di tipo tradizionale, scaricando le azioni orizzontali longitudinali sulla spalla B, mentre le azioni trasversali sono ripartite su tutte le sottostrutture.

Poiché il sistema di vincolamento dovrà sempre rimanere in campo elastico, anche in situazioni di SLU, vengono riportate le caratteristiche prestazionali del sistema esclusivamente per le condizioni di SLU e di Sisma.

11.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.1 e §7.3).

I carichi permanenti strutturali inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -156 kN
- appoggio di pila ≈ -1410 kN

11.1.2 Carichi permanenti portati (g_3)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.2 e §7.3).

I carichi permanenti portati inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -82 kN
- appoggio di pila ≈ -614 kN

11.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi § 7.1.3 e §7.3).

I inducono inducono su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -116 kN

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- appoggio di pila ≈ -145 kN

11.1.4 Ritiro differenziale del calcestruzzo (ϵ_2)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.4 e §7.3).

Il ritiro differenziale tra soletta e trave induce su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla $\approx +150$ kN
- appoggio di pila ≈ -235 kN

11.1.5 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.5 e §7.3).

La variazione termica della soletta induce su ogni appoggio un'azione verticale di:

- appoggio di spalla ≈ -194 kN
- appoggio di pila ≈ -303 kN

Oltre all'azione termica differenziale tra soletta e trave, deve essere considerata una variazione termica uniforme da applicare all'intero impalcato, per definire i massimi spostamenti che possono subire gli appoggi sia in senso trasversale che longitudinale.

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 6 di UNI EN 1991-1-5:2004, si assume un coefficiente termico pari ad $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ e una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 30$ °C. Da cui si ottengono, per l'opera in oggetto, i seguenti valori di progetto:

$$\epsilon_{\Delta T, \text{long}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_O = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 58400 = \pm 21,10 \text{ mm massima deformazione longitudinale}$$

$$\epsilon_{\Delta T, \text{trasv}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_B = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 13400 = \pm 4,82 \text{ mm massima deformazione trasversale}$$

con

L_O dimensione longitudinale dell'opera

L_B dimensione trasversale dell'opera

11.1.6 Carichi mobili (q_1)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.6 e §7.3).

I carichi mobili inducono sull'appoggio più sollecitato un'azione verticale di:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- appoggio di spalla ≈ -581 kN
- appoggio di pila ≈ -1140 kN

11.1.7 Incremento dinamico (q_2)

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

11.1.8 Azione di frenamento (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.

Per la struttura in esame l'azione di frenamento, applicata a livello del piano viabile, vale:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 58,40 = 518 \text{ kN}$$

In direzione longitudinale vengono disposti sulla Spalla A i seguenti appoggi:

- 2 appoggio fisso
- 2 appoggi unidirezionali trasversali

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $Q_{ik,i} = 518 / 4 = 130$ kN.

11.1.9 Azione centrifuga (q_4)

La struttura è in rettifilo.

11.1.10 Azione del vento (q_5)

Dalle analisi svolte nei paragrafi precedenti si sono ottenuti i valori di massimo taglio all'appoggio per ciascuna trave (vedi §7.1.10 e §7.3).

L'effetto torcente del vento sull'impalcato induce sull'appoggio più sollecitato un'azione verticale di:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- appoggio di spalla ≈ -11 kN
- appoggio di pila ≈ -71 kN

Oltre all'azione verticale, bisogna considerare sugli appoggi fissi trasversali, l'azione orizzontale dovuta al carico applicato come definito al §7.1.10.

L'azione trasversale da considerare (e di conseguenza per ogni appoggio resistente trasversalmente) è pari a:

$$H_{w,x-SPALLA} = \pm 76 \text{ kN}$$

$$H_{w,x-PILA} = \pm 519 \text{ kN}$$

11.1.11 Azione sismica (q_6)

Per il tipo di vincolamento pensato, l'azione sismica deve essere "scaricata" alle sottostrutture mediante un sistema tradizionale (mediante la "resistenza" del sistema di vincolamento).

Per definire le sollecitazioni da trasmettere durante un evento sismico si fa ricorso al metodo "pseudostatico", ovvero valutando le azioni secondo la relazione:

$$F_{\text{sis}} = S \cdot a_g \cdot M$$

dove

S è il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g è il valore di accelerazione al suolo caratteristica del sito dell'opera definita come al §4.3;

M è la massa di impalcato costituita da tutti i contributi derivanti dalle azioni permanenti (peso propri e permanenti portati) e trascurando le masse dovute a carichi mobili.

L'opera oggetto di questa relazione, possiede una massa M pari a:

$$M = (g_1 + g_2) \cdot L / g = (145 + 65) \cdot 58,4 / 9,81 = 1250 \text{ t}$$

Con

L luce di calcolo;

g accelerazione di gravità in m/sec^2 .

L'azione sismica sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale è pari a $F_{\text{sis}} = S \cdot a_g \cdot M$
 $= 1,03 \cdot 0,443 \cdot 9,81 \cdot 1250 = 5641 \text{ kN}$

In direzione longitudinale vengono disposti sulla Spalla B i seguenti appoggi:

- 2 appoggio fisso
- 2 appoggi unidirezionali trasversali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $F_{\text{sis},X} = 5641 / 4 = 1411$ kN.

In direzione trasversale vengono disposti i seguenti appoggi:

- 2 appoggio fisso su spalla B
- 2 appoggio unidirezionale longitudinali su pila 1
- 2 appoggio unidirezionale longitudinali su spalla A

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $F_{\text{sis},Y} = 5641 / 6 = 941$ kN.

11.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Come già ampiamente descritto al §7.3, le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite sono definite in accordo al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008. In particolare si definisco le combinazioni agli SLU come:

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

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

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

γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per definire le massime azioni sugli appoggi sono le seguenti:

- SLU1 = $1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$.
- SLU2 = $1,50 \cdot Q_3$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- $SLU3 = 1,50 \cdot Q_5$
- $SISX = 1,00 \cdot E_X$
- $SISY = 1,00 \cdot E_Y$

essendo:

G_k	pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
Q_k	carichi mobili (q_1)
Q_3	azione di frenamento
Q_5	azione compatibile del vento
ε_1	distorsioni e cedimenti
ε_2	ritiro del calcestruzzo
ε_{3-}	(-10 °C) variazione termica differenziale
ε_{3+}	(+10 °C) variazione termica differenziale

In particolare ciascuna combinazione agli SLU considerata dimensiona una componente di sollecitazione:

- SLU1 massimizza le azioni verticali in condizione ultima
- SLU2 massimizza le azioni orizzontali longitudinali in condizione ultima
- SLU3 massimizza le azioni orizzontali trasversali in condizione ultima
- SISX massimizza le azioni orizzontali longitudinali in condizione sismica
- SISY massimizza le azioni orizzontali trasversali in condizione sismica

11.3 CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI VINCOLAMENTO E DEI GIUNTI

Dalle analisi condotte ai paragrafi precedenti e combinando le azioni elementari secondo quanto indicato al paragrafo 11.2, si ottengono le seguenti azioni e deformazioni massime (esprese in kN o mm) per ogni tipo di appoggio impiegato. In particolare, per le azioni orizzontali, si considerano dimensionanti le azioni in combinazione sismica in quanto superiori di circa 3 volte le azioni agli stati limite ultimi.

11.3.1 Appoggi relativi alla pila

▪ APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE

$$F_x = 0 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_Y = \pm 941 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-1410-614) + (-145) + 1,20 \cdot (-235) + 1,35 \cdot (-1140) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-71) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-303) \approx -4981 \text{ kN}$$

Spostamenti $s_x \approx \pm 25 \text{ mm}$

Spostamenti $s_y = 0 \text{ mm}$

▪ **APPOGGI MULTIDIREZIONALI**

F_x e $F_y = 0 \text{ kN}$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-1410-614) + (-145) + 1,20 \cdot (-235) + 1,35 \cdot (-1140) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-71) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-303) \approx -4981 \text{ kN}$$

Spostamenti $s_x \approx \pm 25 \text{ mm}$

Spostamenti $s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$

11.3.2 Appoggi relativi alle spalle

▪ **APPOGGIO FISSO**

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 1411 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 941 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-156-82) + (-116) + 1,20 \cdot (-0) + 1,35 \cdot (-581) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-11) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-194) \approx -1372 \text{ kN}$$

Spostamenti s_x e $s_y = 0 \text{ mm}$

▪ **APPOGGI UNIDIREZIONALI TRASVERSALI**

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 1411 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-156-82) + (-116) + 1,20 \cdot (-0) + 1,35 \cdot (-581) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-11) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-194) \approx -1372 \text{ kN}$$

Spostamenti $s_x = 0 \text{ mm}$

Spostamenti $s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$

▪ **APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE**

$$F_x = 0 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 941 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-156-82) + (-116) + 1,20 \cdot (-0) + 1,35 \cdot (-581) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-11) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-194) \approx -1372 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \approx \pm 25 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y = 0 \text{ mm}$$

▪ **APPOGGI MULTIDIREZIONALI**

$$F_x \text{ e } F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_k + \varepsilon_1 + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 = 1,35 \cdot (-156-82) + (-116) + 1,20 \cdot (-0) + 1,35 \cdot (-581) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-11) + 1,2 \cdot 0,6 \cdot (-194) \approx -1372 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamenti } s_x \approx \pm 25 \text{ mm}$$

$$\text{Spostamenti } s_y \approx \pm 10 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda i giunti di dilatazione trasversali (da prevedere in corrispondenza delle spalle), si prescrivono giunti in gomma armata con capacità di dilatazione longitudinale superiore a ± 25 mm.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 ANALISI SOTTOSTRUTTURE

12.1 ANALISI DELLE SPALLA B e DEL PARAGHIAIA SPALLA A

12.1.1 ANALISI DEI CARICHI

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

12.1.1.1 Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

Dalle analisi eseguiti ai paragrafi precedenti (vedi §7e 11) si sono ottenute le azioni applicate agli appoggi della spalla. Per completezza si riporta di seguito un riepilogo di tutte le azioni trasmesse dall'impalcato non fattorizzate.

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1			-624,00			
permanenti non strutturali	g_2						
permanenti portati	g_3			-328,00			
distorsioni e presollecitazioni	ε_1			-116,00			
ritiro	ε_2						
variazioni termiche	ε_3			-776,00			
viscosità	ε_4						
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$			-2.324,00			
frenamento	q_3	518,00					
azione centrifuga	q_4						
vento	q_5		76,00		315,00		
sisma (direzione X)	q_6	5.641,00					
sisma (direzione Y)	q_6		2.820,50				
sisma (direzione Z)	q_6			-378,90			
resistenze parassite	q_7						
veicoli in svio	q_8						
altre azioni variabili	q_9						

12.1.1.2 Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)

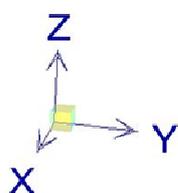
Per definire in maniera corretta la geometria della spalla, considerando tutti gli elementi che concorrono a completare il "corpo spalla", si discretizza la stessa in elementi rettangolari. Ciascuna

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

elemento rettangolare è dotato di 3 dimensioni geometriche (x, y ,z) che definiscono la forma dell'elemento e di 3 quote (x_G, y_G ,z_G) che identificano la posizione del baricentro dell'elemento rispetto al sistema di riferimento locale adottato.

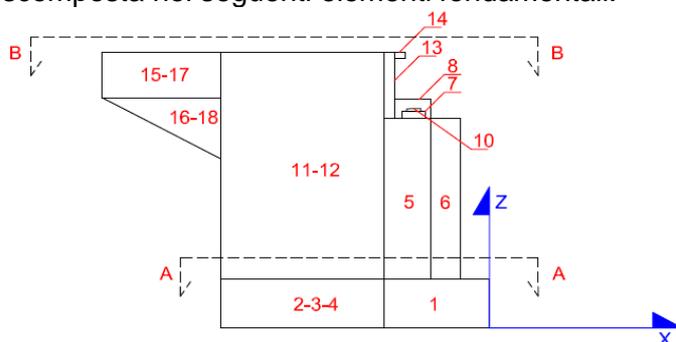
Con questa discretizzazione è possibile definire, mediante le note formule di geometria delle masse, la posizione del baricentro della spalla e di conseguenza le forze applicate ad esso.

Il sistema di riferimento adottato per la scomposizione della spalla è:

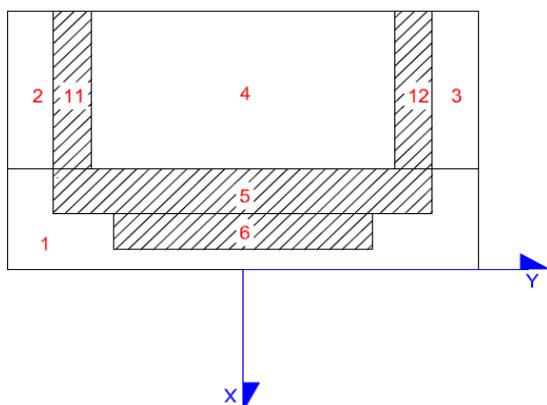


- **asse X** diretto lungo l'asse di tracciamento;
- **asse Y** ortogonale all'asse di tracciamento;
- **asse Z** diretto verso l'alto;
- L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della spalla in direzione X, in asse di tracciamento in direzione Y, a quota intradosso fondazione in direzione Z.

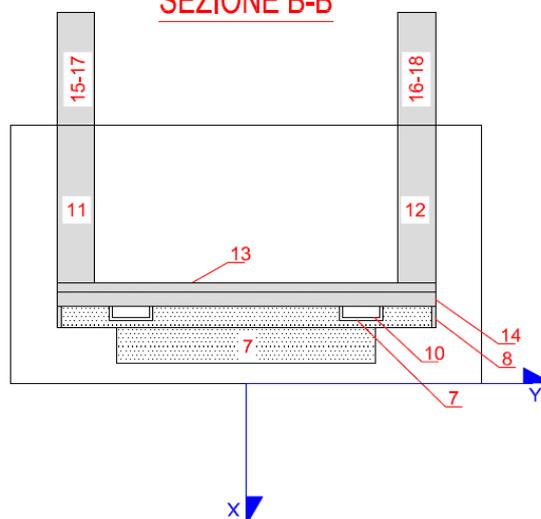
La spalla rimane scomposta nei seguenti elementi fondamentali:



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Dove con ogni numero si sono indicate le parti costituenti la spalla (se un elemento non è presente nella spalla oggetto di questa relazione, presenta dimensioni nulle):

ELEMENTO	Descrizione
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y>0)
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y<0)
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE
5	MURO FRONTALE
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)
7	BAGGIOLI
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI
10	APPARECCHI DI APPOGGIO
11	MURO DI RISVOLTO (Y > 0)
12	MURO DI RISVOLTO (Y < 0)
13	MURO PARAGHIAIA
14	MARTELLO
15	ORECCHIA parte rettangolare (Y>0)
16	ORECCHIA parte triangolare (Y>0)
17	ORECCHIA parte rettangolare (Y<0)
18	ORECCHIA parte triangolare (Y<0)
19	MARCIAPIEDE (y > 0)
20	MARCIAPIEDE (y < 0)
21	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y > 0)
22	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y < 0)
23	TERRENO A TERGO
24	TERRENO A TERGO (PORZIONE LONGITUDINALE FONDAZIONE)
25	RIVESTIMENTO (FRONTALE)
26	RIVESTIMENTO (y > 0)
27	RIVESTIMENTO (y < 0)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
1	2,10	12,20	1,50	38,43	25	-960,75	-1,05	0,00	0,75	1.008,79	0,00	-720,56
2	5,90	6,10	1,50	53,99	25	-1.349,63	-5,05	3,05	0,75	6.815,61	-4.116,36	-1.012,22
3	5,90	6,10	1,50	53,99	25	-1.349,63	-5,05	-3,05	0,75	6.815,61	4.116,36	-1.012,22
4				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
5				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
6				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
7	0,80	0,80	0,15	0,38	25	-9,60	-0,80	0,00	1,58	7,68	0,00	-15,12
8	1,70	0,20	1,00	0,68	25	-17,00	-0,85	0,00	2,00	14,45	0,00	-34,00
9				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
10						-40,00	-0,80	0,00	1,75	32,00	0,00	-70,00
11	5,90	0,40	2,03	4,79	25	-119,77	-5,05	5,90	2,52	604,84	-706,64	-301,22
12	5,90	0,40	2,03	4,79	25	-119,77	-5,05	-5,90	2,52	604,84	706,64	-301,22
13	0,40	12,20	2,10	10,25	25	-256,20	-1,90	0,00	2,55	486,78	0,00	-653,31
14				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
15				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
16				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
17				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
18				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
19				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
20				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
21						0,00				0,00	0,00	0,00
22						0,00				0,00	0,00	0,00
23	5,90	11,40	2,10	141,25	19	-2.683,67	-5,05	0,00	2,55	13.552,55	0,00	-6.843,37
24				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
25				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
26				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
27				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00

TOTALE =	-6.906,01	29.943,14	0,00	-10.963,24
-----------------	------------------	------------------	-------------	-------------------

Da cui si ottiene la posizione del baricentro della spalla, rispetto al sistema di riferimento adottato, secondo le seguenti relazioni:

$$F_z = \sum F_{z_i}$$

$$S_x = \sum F_{z_i} \cdot x_{g,i} \quad X_G = S_x / F_z = \mathbf{-4,34 \text{ m}}$$

$$S_y = \sum F_{z_i} \cdot y_{g,i} \quad Y_G = S_y / F_z = \mathbf{0,00 \text{ m}}$$

$$S_z = \sum F_{z_i} \cdot z_{g,i} \quad Z_G = S_z / F_z = \mathbf{1,59 \text{ m}}$$

12.1.1.3 Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g₃)

Il rinterro a ridosso della spalla verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,271$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,426$.

Per le verifiche in condizione GEO, EQU e SIS, si riducono i parametri geotecnici secondo i coefficienti γ_m , ottenendo quindi:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 29,26^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,343$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,511$.

Essendo la struttura progettata su fondazione diretta, capace quindi di subire spostamenti di tipo roto-traslazionale, viene considerata la spinta della terra in condizione di spinta attiva.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = \lambda_a \gamma_t z$ e con il consueto diagramma triangolari delle pressioni orizzontali.

Oltre alla spinta dovuta al rinterro, viene considerata inoltre la spinta del terreno dovuto alla presenza di un possibile sovraccarico (assunto in via cautelativa pari a $q=20 \text{ kN/mq}$, trascurando la diffusione delle tensioni) a tergo della spalla, a quota del piano viabile. Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = q \cdot z$ e con il consueto diagramma uniforme delle pressioni orizzontali.

Per le verifiche locali del paraghiaia in accordo con quanto riportato nella circolare n°17 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito su un superficie di dimensioni $3 \times 2,2 \text{ mq}$.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore $600/(3 \times 2,2) = 90,91 \text{ kN/m}^2$, mentre il carico uniformemente distribuito $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$ viene sommato al carico tandem distribuito. Si ottiene quindi il valore complessivo di $\approx 100 \text{ kN/mq}$ da applicare a tergo del paraghiaia assumendo, a favore di sicurezza, un diagramma uniforme delle pressioni orizzontali.

Per le verifiche locali del paraghiaia viene considerata anche l'azione di tipo frenante, equivalente a un carico orizzontale in testa paraghiaia di 180 kN e un'azione verticale di 300 kN .

Caratteristiche del sistema muro-terreno:

peso per unità di volume terreno	$\gamma_{\text{terreno}} =$	19	kN/m ³
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	35	°

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: center;"><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						

inclinazione del paramento	$\psi =$	90	°
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	°
angolo di inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	°
coefficiente di spinta attiva secondo Coulomb	$K_a =$	0,271	
altezza del paramento + fondazione	$h_{\text{paramento}} =$	3,60	m
larghezza del paramento	$b_{\text{paramento}} =$	12,20	m

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$$F_{X_{sp,terr}} = 1/2 * \gamma_{\text{terreno}} * h_{\text{paramento}}^2 * b_{\text{paramento}} * K_a = 407,04 \quad \text{kN}$$

applicata a $z_F = h_{\text{paramento}} / 3 = 1,20 \quad \text{m}$

$$F_{X_{sp,sovracc}} = q_{\text{sovraccarico}} * h_{\text{paramento}} * b_{\text{paramento}} * K_a = 238,04 \quad \text{kN}$$

applicata a $z_F = h_{\text{paramento}} / 2 = 1,80 \quad \text{m}$

Per le verifiche in condizione GEO, EQU e SIS, le spinte sono le seguenti:

Caratteristiche del sistema muro-terreno:

peso per unità di volume terreno	$\gamma_{\text{terreno}} =$	19	kN/m ³
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	29,26	°
inclinazione del paramento	$\psi =$	90	°
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	°
angolo di inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	°
coefficiente di spinta attiva secondo Coulomb	$K_a =$	0,343	
altezza del paramento + fondazione	$h_{\text{paramento}} =$	3,60	m
larghezza del paramento	$b_{\text{paramento}} =$	12,20	m

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$$F_{X_{sp,terr}} = 1/2 * \gamma_{\text{terreno}} * h_{\text{paramento}}^2 * b_{\text{paramento}} * K_a = 515,79 \quad \text{kN}$$

applicata a $z_F = h_{\text{paramento}} / 3 = 1,20 \quad \text{m}$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

$$F_{X_{sp,sovracc}} = q_{sovraccarico} \cdot h_{paramento} \cdot b_{paramento} \cdot K_a = 301,63 \quad \text{kN}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{paramento} / 2 = 1,80 \quad \text{m}$$

12.1.1.4 Azione sismica (q_6)

L'applicazione delle azioni sismiche dovute a inerzia degli elementi strutturali, inerzia del terreno presente sulla platea di fondazione e alla sovra spinta del terreno a tergo, viene affrontata mediante il metodo 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 definiti al §4.3.

Per quanto riguarda l'azione sismica dovuta all'incremento di spinta del terreno, essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione viene valutata in accordo con UNI EN 1998-5:2005 secondo la relazione di Mononobe-Okabe:

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

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui:

- ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè: $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$;
- ψ e β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno, come mostrato in figura E.1;
- δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro, cioè: $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$;
- θ è l'angolo definito sotto nei punti da E.5 a E.7.

Il punto di applicazione della spinta è posto $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del muro di sostegno.

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a 0,460g;

g accelerazione di gravità;

β parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT_1] (cautelativamente si assumerà $\beta = 1,00$).

Per quanto premesso e in accordo con il §7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008, si ottengono le seguenti forze sismiche applicate al sistema "spalla":

Forze inerziali orizzontali e verticali

$$F_{x,y} = W \cdot k_h = 6.906,01 \cdot 0,460 = 3.176,77 \text{ kN}$$

$$F_z = W \cdot k_v = 6.906,01 \cdot 0,230 = 1.588,38 \text{ kN}$$

con

W peso complessivo del sistema "corpo spalla" espresso in kN

Sovra spinta del terreno a tergo della spalla

$$\tan\Theta = kh / (1 + kv) = 0,374$$

$$\Theta = 0,358 \text{ rad}$$

$$K = 0,678$$

$$\Delta K = (1+kv) \cdot K - K_a = 0,490 \text{ (incremento di spinta sismica)}$$

$$F_{X_{sis,terr}} = 1/2 \cdot \gamma_{terreno} \cdot h_{paramento}^2 \cdot b_{paramento} \cdot \Delta K = 736,21 \text{ kN}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{paramento} / 2 = 1,80 \text{ m}$$

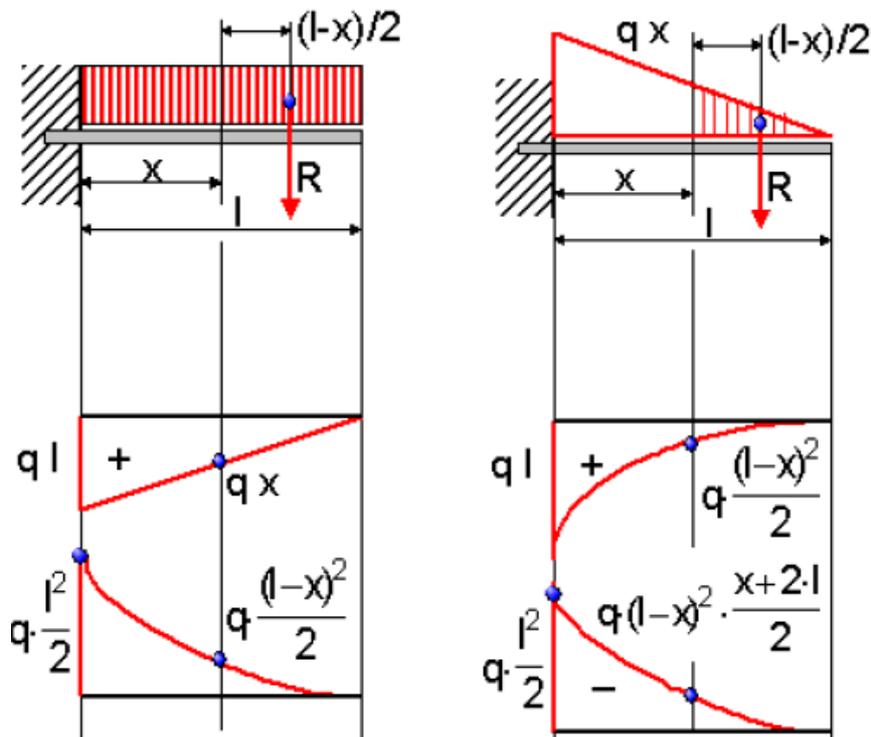
12.1.2 MODELLO DI CALCOLO

12.1.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

E' un modello semplificato che schematizza gli elementi verticali, costituenti la spalla come mensole di profondità unitaria, incastrate alla platea di fondazione e soggette ai carichi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

precedentemente analizzati (ridotti per unità di profondità):



12.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

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]. Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate si rimanda al §7.3.

Si riportano nel seguito i valori di sollecitazione N, M e T per ogni condizione e combinazione di carico precedentemente individuata (vedi §12.1.1).

12.1.3.1 Sollecitazioni base paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni e conseguentemente le verifiche del paraghiaia è valido sia per la Spalla A che per la Spalla B, in quanto le caratteristiche geometrico-inerziali sono le medesime su entrambe le spalle.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PARAGHIAIA e AZIONI ALLA BASE

$H =$	2,10	m		altezza paraghiaia	
$b_0 =$	0,40	m		spessore paraghiaia	
$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_a \cdot H^2 =$			11,35	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_a \cdot H =$			56,91	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$S_{\text{fren}} =$			180,00	kN/m	azione orizzontale dovuta al frenamento
$S_i = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$			3,29	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
$S_{ts} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$			9,55	kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_t = S_t \cdot H/3 =$			7,95	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del terreno
$M_q = S_q \cdot H/2 =$			59,75	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$M_{\text{fren}} = S_{\text{fren}} \cdot H/2 =$			189,00	kNm/m	azione flettente dovuta al frenamento
$M_i = S_i \cdot H/2 =$			3,46	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$			10,03	kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$N_g = 25 \cdot b_0 \cdot H =$			-21,00	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{\text{fren}} =$			-300,00	kN/m	azione verticale dovuta al frenamento
$N_{g,\text{sis}} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$			-1,65	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

$M_y =$	374,90	kNm/m
$F_z =$	-478,35	kN/m
$F_x =$	362,15	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - sisma

$M_y =$	21,43	kNm/m
$F_z =$	-22,65	kN/m
$F_x =$	24,20	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

$M_y =$	52,76	kNm/m
$F_z =$	-21,00	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

My = 7,95 kNm/m
Fz = -21,00 kN/m

12.1.3.2 Sollecitazioni base muri andatori

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MURI ANDATORI e AZIONI ALLA BASE

$H =$	2,10	m		altezza muro laterale
$b_0 =$	0,50	m		spessore muro laterale
$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_a \cdot H^2 =$	11,35		kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_a \cdot H =$	11,38		kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$S_i = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$	4,12		kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
$S_{ts} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	9,55		kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_t = S_t \cdot H/3 =$	7,95		kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del terreno
$M_q = S_q \cdot H/2 =$	11,95		kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$M_i = S_i \cdot H/2 =$	4,32		kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$	10,03		kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$N_g = 25 \cdot b_0 \cdot H =$	-26,25		kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{g, \text{sis}} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-2,06		kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

My = 26,86 kNm/m
Fz = -35,44 kN/m
Fx = 30,69 kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - SISMA

My = 22,30 kNm/m
Fz = -28,31 kN/m
Fx = 25,02 kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

My = 16,91 kNm/m
Fz = -26,25 kN/m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

My = **7,95** kNm/m
Fz = **-26,25** kN/m

12.1.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

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 σ_{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 $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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 tensioni in esercizio per combinazione rara, perché non dimensionante.

12.1.4.1 Verifica base paragonata

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 12.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	375,00	-478,00	363,00
SIS	22,00	-22,00	24,00
FR	53,00	-21,00	-
QP	8,00	-21,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 18 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 20 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevedono n° 12,5 braccia/mq ϕ 12 (ciascun braccio a interasse orizzontale 20 cm e a interasse verticale 40 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)								
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)= 31,4 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12,7 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	47800	37500	47791	42215	1,124	29,4		
2	S	2200	2200	2189	37371	16,832	31,4		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

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	-0,00219	40,0	0,00085	32,0	-0,00711	8,0
2	0,00350	-0,00344	40,0	0,00026	32,0	-0,00946	8,0

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/cm²]
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/cm²]
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/cm²]
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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	18,0	40,0	-15,9	40,0	-137	32,0	0,0	0	0,0	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/cm²]
ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
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	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

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	3,1	40,0	-2,1	40,0	-15	32,0	0,0	0	0,0	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	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} = 32$ Mpa
 $d = 360$ mm altezza utile

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">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						

$A_{sl} =$	3140	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	360000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,7454	≤ 2	
$\rho_1 =$	0,008722222	≤ 0,02	
$\sigma_{cp} =$	0,0000	< 3,6267	
$V_{min} =$	0,4565		
$V_{Rd,c} =$	228,71	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	164,35	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
$d =$	360	mm	altezza utile
$z =$	324	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282,6	mm ²	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		
$v_1 =$	0,5232		
$f_{cd} =$	18,13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	447,89	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1059,91	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,553	≤	4,74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

12.1.4.2 Verifica base muri andatori

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 12.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	27,00	-35,40	31,00
SIS	23,00	-28,31	25,00
FR	17,00	-26,00	-
QP	7,95	-26,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 16 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ϕ 16 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:
non occorrono armature a taglio

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 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)= 20,1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 10,1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	3540	2700	3542	35557	13,054	43,0		
2	S	2831	2300	2841	35415	15,270	43,0		

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	0,00190	-0,00390	50,0	0,00027	44,0	-0,01000	6,0
2	0,00189	-0,00390	50,0	0,00027	44,0	-0,01000	6,0

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 ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6,2	50,0	0,0	50,0	-155	44,0	17,2	1674	20,1	9,8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3 Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
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	4,1	-3,0	-0,6	0,148	0,5	0,000031	203	0,011

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	2,9	50,0	0,0	50,0	-45	44,0	16,7	1411	20,1	9,8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	2,2	-1,2	0,0	0,130	0,5	0,000009	182	0,003

Elementi che non richiedono armatura a taglio

f _{ck} =	32	Mpa	
d =	450	mm	altezza utile
A _{sl} =	2009,6	mm ²	armatura longitudinale tesa
b _w =	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
A _c =	450000	mm ²	area sezione calcestruzzo
N _{ed} =	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
C _{rd,c} =	0,12		
k ₁ =	0,15		
k =	1,6667	≤	2
ρ ₁ =	0,004465778	≤	0,02
σ _{cp} =	0,0000	<	3,6267
V _{min} =	0,4260		
V _{Rd,c} =	218,40	kN	formula estesa
V _{Rd,c} =	191,70	kN	valore minimo di resistenza

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.2 ANALISI DELLA PILA

12.2.1 ANALISI DEI CARICHI

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

12.2.1.1 Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

Dalle analisi eseguiti ai paragrafi precedenti (vedi §7e 11) si sono ottenute le azioni applicate agli appoggi della pila. Per completezza si riporta di seguito un riepilogo di tutte le azioni trasmesse dall'impalcato non fattorizzate.

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1			-5.640,00			
permanenti non strutturali	g_2						
altre azioni permanenti	g_3			-2.456,00			
distorsioni e presollecitazioni	ε_1			-580,00			
ritiro	ε_2			-940,00			
variazioni termiche	ε_3			-1.212,00			
viscosità	ε_4						
carichi mobili	q_1+q_2			-3.085,00	4.257,75		
frenamento	q_3						
azione centrifuga	q_4						
vento	q_5		519,00		630,00		
sisma (direzione X)	q_6						
sisma (direzione Y)	q_6		1.882,00				
sisma (direzione Z)	q_6			-3.222,21			
resistenze parassite	q_7	289,16					
veicoli in svio	q_8						
altre azioni variabili	q_9						

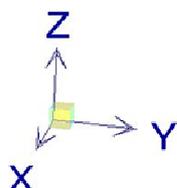
12.2.1.2 Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$)

Per definire in maniera corretta la geometria della spalla, considerando tutti gli elementi che concorrono a completare il "corpo pila", si discretizza la stessa in elementi rettangolari. Ciascuna elemento rettangolare è dotato di 3 dimensioni geometriche (x, y ,z) che definiscono la forma dell'elemento e di 3 quote (x_G, y_G, z_G) che identificano la posizione del baricentro dell'elemento rispetto al sistema di riferimento locale adottato.

Con questa discretizzazione è possibile definire, mediante le note formule di geometria delle masse, la posizione del baricentro della spalla e di conseguenza le forze applicate ad esso.

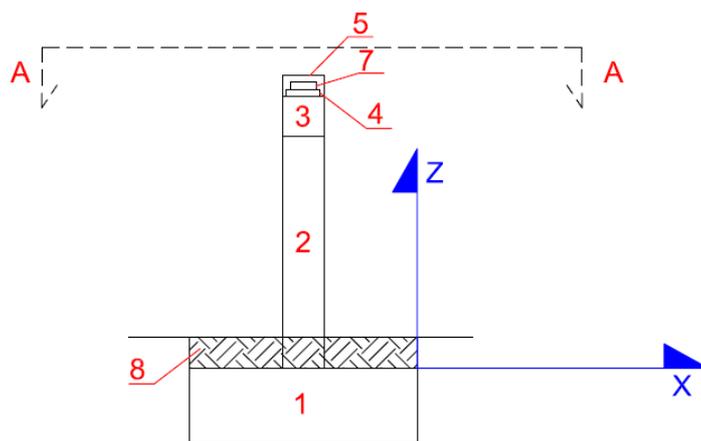
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il sistema di riferimento adottato per la scomposizione della pila è:

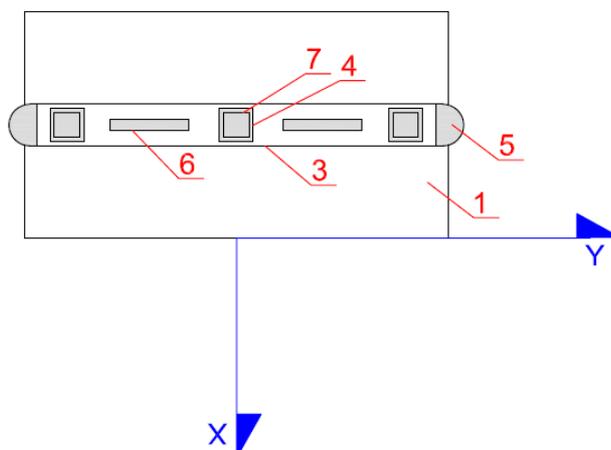


- **asse X** diretto lungo l'asse di tracciamento;
- **asse Y** ortogonale all'asse di tracciamento;
- **asse Z** diretto verso l'alto;
- L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della spalla in direzione X, in asse di tracciamento in direzione Y, a quota intradosso fondazione in direzione Z.

La pila rimane scomposta nei seguenti elementi fondamentali:



SEZIONE A-A



Dove con ogni numero si sono indicate le parti costituenti la spalla (se un elemento non è presente nella spalla oggetto di questa relazione, presenta dimensioni nulle):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

ELEMENTO	Descrizione
1	PLINTO DI FONDAZIONE
2	FUSTO PILA
3	PULVINO
4	BAGGIOLI
5	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI
6	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI
7	APPARECCHI DI APPOGGIO
8	TERRENO DI RICOPRIMENTO

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
1	1,50	13,40	1,20	24,12	25	-603,00	0,00	0,00	-1,20	0,00	0,00	723,60

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	Volume	ρ [kN/m ³]	Peso [kN]	x _G [m]	y _G [m]	z _G [m]	S _x [kN*m]	S _y [kN*m]	S _z [kN*m]
2			7,76	24,37	25	-609,16	0,00	0,00	3,88	0,00	0,00	-2.363,54
3	1,00	11,50	1,00	11,50	25	-287,50	0,00	0,00	8,26	0,00	0,00	-2.374,75
4			0,20	0,63	25	-15,71	0,00	0,00	8,86	0,00	0,00	-139,17
5	1,00	1,60	0,35	0,56	25	-14,00	0,00	0,00	8,94	0,00	0,00	-125,09
6				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
7			0,30	0,60	78,5	-47,35	0,00	0,00	9,11	0,00	0,00	-431,36
8						0,00				0,00	0,00	0,00

TOTALE =						-973,72				0,00	0,00	-5.433,91
-----------------	--	--	--	--	--	----------------	--	--	--	-------------	-------------	------------------

Da cui si ottiene la posizione del baricentro della spalla, rispetto al sistema di riferimento adottato, secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
F_z &= \sum F_{z_i} \\
S_x &= \sum F_{z_i} \cdot x_{g,i} & X_G &= S_x / F_z = \mathbf{0,00} \text{ m} \\
S_y &= \sum F_{z_i} \cdot y_{g,i} & Y_G &= S_y / F_z = \mathbf{0,00} \text{ m} \\
S_z &= \sum F_{z_i} \cdot z_{g,i} & Z_G &= S_z / F_z = \mathbf{5,58} \text{ m}
\end{aligned}$$

12.2.1.3 Carichi dovuti all'azione del vento (q₅)

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente e longitudinalmente rispetto all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008 e § 8 UNI EN 1991-1-4:2005) l'azione del vento sull'impalcato si valuta tramite l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico

Come già ampiamente dettagliato al § 7.1.10, la pressione del vento assume il valore di:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,567 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

Da cui, per l'opera in oggetto si ottengono le seguenti azioni agenti:

Calcolo delle forze agenti in direzione trasversale:

area resistente in direzione trasversale (y)	$A_{ref,y} =$	8,76 m ²
pressione del vento	$p =$	2,545 kN/m ²
punto di applicazione della risultante rispetto alla base fusto	$Z_{g,A} =$	4,38 m
$F_{w,y} = p \cdot A_{ref,y} =$ 22,29 kN		

Calcolo delle forze agenti in direzione longitudinali:

area resistente in direzione longitudinale (x)	$A_{ref,x} =$	42,54 m ²
pressione del vento	$p =$	2,545 kN/m ²
punto di applicazione della risultante rispetto alla base fusto	$Z_{g,A} =$	4,38 m
$F_{w,x} = p \cdot A_{ref,x} =$ 108,26 kN		

12.2.1.4 Azione sismica (q_6)

L'applicazione delle azioni sismiche dovute a inerzia degli elementi strutturali, viene affrontata mediante il metodo 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="0"> <tr> <td style="text-align: right;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: left;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">F0</td> <td style="text-align: left;">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						

prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici definiti al §4.3.

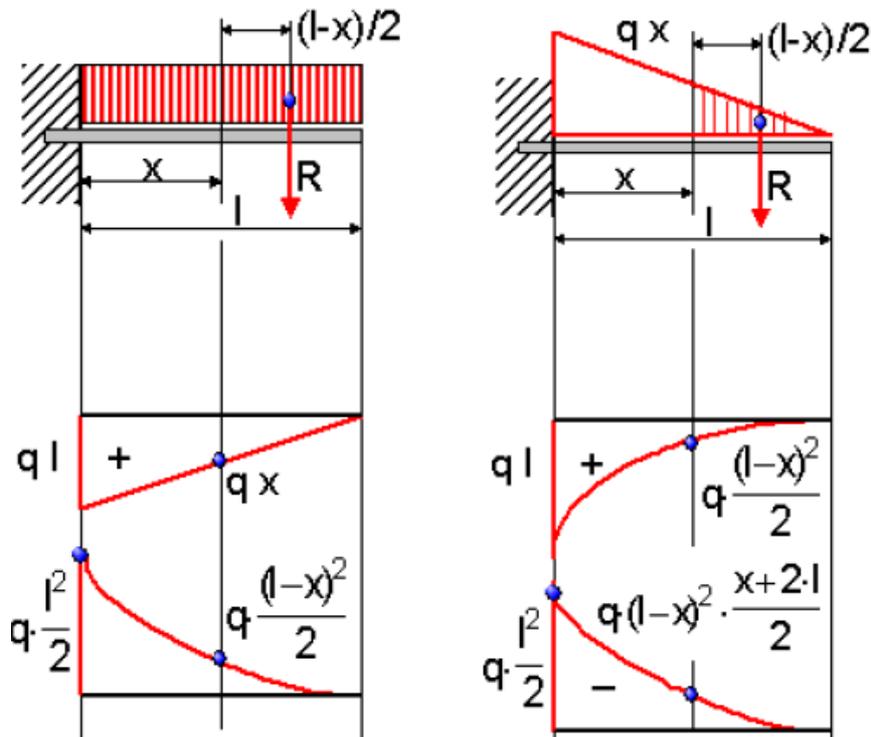
Per quanto premesso e in accordo con il §7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008, si ottengono le seguenti forze sismiche applicate al sistema "pila":

massa inerziale della pila	$M =$	49,63	ton
altezza pila	$L =$	8,76	m
ordinata spettrale (direzione x)	$S_{d,x} =$	0,460000	m/sec ²
	$F_{e,x} =$	22,83	kN
ordinata spettrale (direzione y)	$S_{d,y} =$	0,460000	m/sec ²
	$F_{e,y} =$	22,83	kN

12.2.2 MODELLO DI CALCOLO

12.2.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

E' un modello semplificato che schematizza gli elementi verticali, costituenti la pila come mensole incastrate alla fondazione e soggette ai carichi precedentemente analizzati:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.2.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

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]. Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate si rimanda al §7.3.

Si riportano nel seguito i valori di sollecitazione N, M e T, alla base della pila, per ogni condizione e combinazione di carico precedentemente individuata (vedi §12.1.1).

Si riportano i valori delle sollecitazioni sia considerando la situazione in cui le azioni verticali sono massimizzate sia la condizione per cui le azioni verticali sono minimizzate.

Si è considerata la condizione sismica assumendo come dimensionante la combinazione 1,00 Ex + 0,3 Ey + 0,3 Ez.

12.2.3.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-1.212,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.085,00	4.257,75	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	64,96	324,78	0,00	-2.517,44	284,52	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	216,87	0,00	0,00	0,00	1.975,65	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
-----------	----	----	----	----	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-606,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.313,75	3.193,31	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-606,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
------------------------	----------------	------	------	------	------	------	------

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.275,09	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.701,60	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-1.128,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-872,64	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.164,75	5.747,96	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	97,44	487,16	0,00	-3.776,16	426,78	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	292,77	0,00	0,00	0,00	2.667,13	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-8.928,52	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-3.315,60	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-1.128,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-872,64	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-4.164,75	5.747,96	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	97,44	487,16	0,00	-3.776,16	426,78	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	292,77	0,00	0,00	0,00	2.667,13	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-727,20	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	-3.547,75	4.896,41	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	84,45	422,21	0,00	-3.272,68	369,87	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	249,40	0,00	0,00	0,00	2.272,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-606,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	22,83	0,00	0,00	0,00	199,99	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	571,45	0,00	-17.345,01	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-966,66	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	281,82	324,78	-14.886,72	1.740,31	2.260,17	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-13.509,47	3.193,31	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-11.195,72	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	390,21	487,16	-16.722,08	1.971,80	3.093,91	0,00
COMBINAZIONE STR	390,21	487,16	-18.989,51	1.971,80	3.093,91	0,00
COMBINAZIONE GEO	333,84	422,21	-14.864,67	1.623,74	2.641,87	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	22,83	571,45	-12.162,38	-17.345,01	199,99	0,00

12.2.3.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.085,00	4.257,75	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

vento	q ₅	64,96	324,78	0,00	-2.517,44	284,52	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	216,87	0,00	0,00	0,00	1.975,65	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.313,75	3.193,31	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-5.952,35	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.210,40	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-522,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-4.164,75	5.747,96	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	97,44	487,16	0,00	-3.776,16	426,78	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	292,77	0,00	0,00	0,00	2.667,13	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
		RELAZIONE DI CALCOLO				<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1 - q_2	0,00	0,00	-4.164,75	5.747,96	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	97,44	487,16	0,00	-3.776,16	426,78	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	292,77	0,00	0,00	0,00	2.667,13	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q_1 - q_2	0,00	0,00	-3.547,75	4.896,41	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	84,45	422,21	0,00	-3.272,68	369,87	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	249,40	0,00	0,00	0,00	2.272,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-6.613,72	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-2.456,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-580,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	-940,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-606,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	22,83	0,00	0,00	0,00	199,99	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	571,45	0,00	-17.345,01	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	966,66	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

12.2.3.3 Azioni agenti in ogni elemento costituente l'elevazione

La pila presenta quattro fusti del diametro di 1,00m disposti, al di sotto di ciascuna trave costituente l'impalcato, all'interasse di 3,50m e collegati in sommità da un pulvino di sezione quadrata 1,00x1,00m.

Vista la geometria della pila, si ottengono le seguenti sollecitazioni in ogni colonna costituenti l'elevazione. In particolare si considera che:

- Le azioni taglianti F_x e F_y si ripartiscono in egual misura sulle colonne resistenti
- Le azioni normali F_z si ripartiscono in egual misura sulle colonne resistenti
- Le azioni flettenti M_y si ripartiscono in egual misura sulle colonne resistenti (in quanto sono chiamate a reagire simultaneamente rispetto alle azioni di asse vettore y)
- Le azioni flettenti M_x si ripartiscono fra le colonne e possono essere ricavati secondo la relazione:

$$F_{z,i} = \frac{y_i \cdot M_x}{\sum_j y_j^2}$$

dove :

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

M_x = azione flettente agente

y_i = eccentricità del singola colonna

Per quanto indicato si ottengono, per la colonna soggetta a massimo sforzo assiale, i seguenti valori di sollecitazione:

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	70,46	81,19	-3.572,51	0,00	565,04	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-3.103,65	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-2.798,93	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	97,55	121,79	-4.011,51	0,00	773,48	0,00
COMBINAZIONE STR	97,55	121,79	-4.578,37	0,00	773,48	0,00
COMBINAZIONE GEO	83,46	105,55	-3.576,99	0,00	660,47	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	5,71	142,86	-4.527,31	0,00	50,00	0,00

Per quanto indicato si ottengono per la colonna soggetta a minimo sforzo assiale i seguenti valori di sollecitazione:

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	70,46	81,19	-3.187,85	0,00	565,04	0,00
COMBINAZIONE FR	0,00	0,00	-3.119,58	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE QP	0,00	0,00	-2.267,43	0,00	0,00	0,00
COMBINAZIONE EQU	97,55	121,79	-3.381,39	0,00	773,48	0,00
COMBINAZIONE STR	97,55	121,79	-3.622,63	0,00	773,48	0,00
COMBINAZIONE GEO	83,46	105,55	-3.438,54	0,00	660,47	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	5,71	142,86	-1.070,55	0,00	50,00	0,00

12.2.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

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).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 σ_{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. II. 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 trascurano le combinazioni frequente e quasi permanente, perché non dimensionanti.

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 18 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (14 ϕ 18 disposti radialmente)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si prevede un'armatura a taglio pari a:
non occorrono armature a taglio

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 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)= 35,6 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	457800	77400	457788	168292	2,174	5,2		
2	S	338100	77400	338094	151981	1,964	12,5		
3	S	107055	5000	107051	97631	19,526	27,5		

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	0,00015	50,0	0,00303	44,0	-0,00384	-44,0
2	0,00350	-0,00050	50,0	0,00294	44,0	-0,00528	-44,0
3	0,00315	-0,00284	50,0	0,00232	44,0	-0,01000	-44,0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
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/cm²])
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/cm²]
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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	91,6	-50,0	0,0	-50,0	-155	44,0	18,6	364	2,5	0,0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3 Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
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	90,1	-14,1	0,0	0,125	1,0	0,000031	270	0,014

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	900	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	1406,72	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	900000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4714	≤	2
$\rho_1 =$	0,001563022	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$V_{min} =$	0,3534		
$V_{Rd,c} =$	271,77	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	318,04	kN	valore minimo di resistenza

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13 ANALISI DELLE FONDAZIONI

13.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA B

In accordo con il D.M. 14.01.2008 § 6.4 e con la C.M. 02.02.2009 vengono condotte le analisi di tipo geotecnico del complesso terreno\spalla.

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con un muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno..

Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione. Per l'opera in oggetto, a favore di sicurezza, si trascura sia il contributo del terreno a valle della spalla, sia del terreno lungo le pareti laterali

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC).

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza (c_d' , ϕ_d') sono impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante, N_c , N_q , N_γ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

intervengano.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

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

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

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

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

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno, inclusi eventuali ancoraggi. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi.

Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, o dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Per l'opera in oggetto si esegue la verifica secondo l'**Approccio 1** come precedentemente descritto.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono quelli già indicati al §7.3.1 e che vengono riportati di seguito per completezza (vedi tabella 5.1.V).

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0488_F0	Rev F0

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Per l'opera in oggetto si procederà alla definizione delle resistenze di progetto come definito al punto a), sulla base dei parametri geotecnici desunti dalle indagini in sito e in laboratorio e riportati in sintesi al § 4.2.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Infine si riportano nel seguito i valori dei coefficienti parziali γ_R per le opere di sostegno quali muri o spalle da ponte in funzione del tipo di verifica e del tipo di approccio considerato.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

13.1.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture; pertanto si rimanda al § 12.1.1 per l'analisi di dettaglio.

13.1.2 MODELLO DI CALCOLO

13.1.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

13.1.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Vedi paragrafo 12.1.2.1

13.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

Nel paragrafo 12.1.1 è stata condotta l'analisi dei carichi per il sistema "corpo spalla".

Si riporta nel seguito il valore di ogni condizione elementare considerata a quota intradosso fondazione; più in particolare si adotta come origine delle azioni applicate il baricentro della pianta della platea di fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	-0,34	0,00	1,59	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	407,04	0,00	0,00			1,20	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	238,04	0,00	0,00			1,80	0,00	428,47	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	736,21	0,00	0,00			1,80	0,00	1.325,18	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00				0,00	410,15	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-776,00				0,00	2.743,79	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.324,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	7.436,80	0,00
frenamento	q ₃	518,00	0,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	906,50	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	76,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	182,00	0,00	243,20
sisma (direzione X)	q ₆	8.817,77	0,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	14.914,84	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	1.799,18	0,00	-0,34	0,00	1,59	-3.314,54	0,00	9.368,57
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-590,18	-0,34	0,00	1,59	0,00	1.141,52	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	-0,34	0,00	1,59	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00

Le azioni sismiche sono già state moltiplicate per i fattori di rotazione, assumendo come dimensionante la combinazione 1,00 Ex + 0,3 Ey + 0,3 Ez.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13.1.4 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008.

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:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (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 q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Neve q_5</i>	5	0,0	0,0	0,0
	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

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni a intradosso fondazione per ogni combinazione di carico considerata, sia considerando la situazione in cui le azioni verticali sono massimizzate sia la condizione per cui le azioni verticali sono minimizzate.

13.1.4.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g_3	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	178,53	0,00	0,00	0,00	321,35	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-776,00	0,00	2.743,79	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-2.324,00	0,00	7.436,80	0,00
frenamento	q_3	388,50	0,00	0,00	0,00	679,88	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	45,60	0,00	109,20	0,00	145,92
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g_3	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	178,53	0,00	0,00	0,00	321,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-388,00	0,00	1.371,89	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-1.743,00	0,00	5.577,60	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g_3	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-388,00	0,00	1.371,89	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-10.165,52	0,00	-435,08	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-442,80	0,00	1.416,96	0,00
spinta del terreno	g_3	549,51	0,00	0,00	0,00	659,41	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	321,35	0,00	0,00	0,00	578,43	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-558,72	0,00	1.975,53	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-3.137,40	0,00	10.039,68	0,00
frenamento	q_3	524,48	0,00	0,00	0,00	917,83	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	68,40	0,00	163,80	0,00	218,88
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0488_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-8.283,02	0,00	-354,51	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-360,80	0,00	1.154,56	0,00
spinta del terreno	g ₃	567,37	0,00	0,00	0,00	680,84	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	407,20	0,00	0,00	0,00	732,97	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-558,72	0,00	1.975,53	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-3.137,40	0,00	10.039,68	0,00
frenamento	q ₃	524,48	0,00	0,00	0,00	917,83	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	68,40	0,00	163,80	0,00	218,88
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	515,79	0,00	0,00	0,00	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	346,88	0,00	0,00	0,00	624,38	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-465,60	0,00	1.646,27	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-2.672,60	0,00	8.552,32	0,00
frenamento	q ₃	446,78	0,00	0,00	0,00	781,86	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	59,28	0,00	141,96	0,00	189,70
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	515,79	0,00	0,00	0,00	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	736,21	0,00	0,00	0,00	1.325,18	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-388,00	0,00	1.371,89	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-464,80	0,00	1.487,36	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	8.817,77	0,00	0,00	0,00	14.914,84	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	1.799,18	0,00	-3.314,54	0,00	9.368,57
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-590,18	0,00	1.141,52	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	974,07	45,60	-11.074,01	109,20	12.807,73	145,92
COMBINAZIONE FR	585,57	0,00	-10.105,01	0,00	8.896,77	0,00
COMBINAZIONE QP	407,04	0,00	-8.362,01	0,00	2.997,82	0,00
COMBINAZIONE STR	1.395,34	68,40	-14.420,44	163,80	15.562,91	218,88
COMBINAZIONE EQU	1.499,05	68,40	-12.455,94	163,80	15.557,05	218,88
COMBINAZIONE GEO	1.309,44	59,28	-11.112,21	141,96	13.361,24	189,70
COMBINAZIONE SISMICA	10.069,77	1.799,18	-9.417,00	-3.314,54	21.997,21	9.368,57

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

13.1.4.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	178,53	0,00	0,00	0,00	321,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	388,50	0,00	0,00	0,00	679,88	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	45,60	0,00	109,20	0,00	145,92
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	178,53	0,00	0,00	0,00	321,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	407,04	0,00	0,00	0,00	488,45	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	549,51	0,00	0,00	0,00	659,41	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	321,35	0,00	0,00	0,00	578,43	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

frenamento	q ₃	524,48	0,00	0,00	0,00	917,83	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	68,40	0,00	163,80	0,00	218,88
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-6.777,01	0,00	-290,06	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-295,20	0,00	944,64	0,00
spinta del terreno	g ₃	567,37	0,00	0,00	0,00	680,84	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	407,20	0,00	0,00	0,00	732,97	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-104,40	0,00	369,14	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	524,48	0,00	0,00	0,00	917,83	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	68,40	0,00	163,80	0,00	218,88
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g ₃	515,79	0,00	0,00	0,00	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	346,88	0,00	0,00	0,00	624,38	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	446,78	0,00	0,00	0,00	781,86	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	59,28	0,00	141,96	0,00	189,70
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-7.530,01	0,00	-322,28	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	-328,00	0,00	1.049,60	0,00
spinta del terreno	g_3	515,79	0,00	0,00	0,00	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	736,21	0,00	0,00	0,00	1.325,18	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-116,00	0,00	410,15	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-388,00	0,00	1.371,89	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-464,80	0,00	1.487,36	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	8.817,77	0,00	0,00	0,00	14.914,84	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	1.799,18	0,00	-3.314,54	0,00	9.368,57
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	590,18	0,00	-1.141,52	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	974,07	45,60	-7.858,01	109,20	2.216,99	145,92
COMBINAZIONE FR	585,57	0,00	-7.858,01	0,00	1.537,12	0,00
COMBINAZIONE QP	407,04	0,00	-7.858,01	0,00	1.215,77	0,00
COMBINAZIONE STR	1.395,34	68,40	-7.974,01	163,80	3.293,14	218,88
COMBINAZIONE EQU	1.499,05	68,40	-7.176,61	163,80	3.355,36	218,88
COMBINAZIONE GEO	1.309,44	59,28	-7.974,01	141,96	3.162,65	189,70
COMBINAZIONE SISMICA	10.069,77	1.799,18	-8.236,63	-3.314,54	19.714,18	9.368,57

13.1.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 13.1 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

- Verifica a scorrimento
- Verifica a ribaltamento
- Verifica di capacità portante

13.1.5.1 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è soddisfatta se:

$$E_d = V \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{F_z \cdot \tan \varphi}{\gamma_R}$$

dove:

V è l'azione massima di scorrimento pari a $\sqrt{F_x^2 + F_y^2}$;

Fz è l'azione verticale gravante a intradosso fondazione nella combinazione considerata;

$\tan \varphi$ è la tangente dell'angolo di attrito terreno/fondazione, che per l'opera in oggetto è assunto pari a $\varphi' = 38^\circ$.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

Massime azioni verticali Fz-max

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	ϕ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ_R -
SLS	RARA	975,14	11.074,01	38	8.651,97	8,87	1,00
	FR	585,57	10.105,01	38	7.894,90	13,48	1,00
	QP	407,04	8.362,01	38	6.533,12	16,05	1,00
SLU	STR	1.397,01	14.420,44	38	11.266,48	8,06	1,00
	EQU	1.500,61	12.455,94	32	7.783,33	5,19	1,10
	GEO	1.310,78	11.112,21	32	6.943,68	5,30	1,10
SISMICA	SISMICA	10.229,24	9.417,00	32	5.884,39	0,58	1,10

Minime azioni verticali Fz-min

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	ϕ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ_R -
SLS	RARA	975,14	7.858,01	38	6.139,35	6,30	1,00
	FR	585,57	7.858,01	38	6.139,35	10,48	1,00
	QP	407,04	7.858,01	38	6.139,35	15,08	1,00
SLU	STR	1.397,01	7.974,01	38	6.229,98	4,46	1,00
	EQU	1.500,61	7.176,61	32	4.484,45	2,99	1,10
	GEO	1.310,78	7.974,01	32	4.982,72	3,80	1,10
SISMICA	SISMICA	10.229,24	8.236,63	32	5.146,82	0,50	1,10

Come emerge dalle analisi svolte, le verifiche non risultano soddisfatte, pertanto viene inserito un dente di fondazione a tergo della spalla (spessore 100 cm e profondo 200 cm), in modo tale da mobilitare la spinta passiva in caso di evento sismico, incrementando quindi la forza resistente.

La quota di impostazione della fondazione risulta a una profondità media da p.c. di circa 3,5 m.

A favore di sicurezza si trascura la resistenza passiva del terreno antistante la spalla, mentre si considera al 100% la spinta passiva prodotta dal terreno antistante il dente di fondazione, in quanto il cuneo di spinta passiva attivabile rimane tutto al di sotto della platea di fondazione.

Si riportano di seguito le analisi svolte (considerando la condizione più sfavorevole derivante dalle azioni Fmin).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ	20,00	kN/mc	peso del terreno
ϕ	32,00	°	angolo di attrito del terreno in condizione M2
kp	3,25		coefficiente di spinta passiva in condizione M2
h	2,00	m	altezza del dente di fondazione
H'	3,50	m	altezza di terreno rispetto al p.c. a quota intradosso fondazione
H''	5,50	m	altezza di terreno rispetto al p.c. a quota intradosso dente di fondazione
p'	227,82	kN/mq	pressione del terreno alla quota H'
p''	358,00	kN/mq	pressione del terreno alla quota H''
F1	0,00	kN/m	forza di resistenza prodotta dal terreno antistante la fondazione
F2	585,83	kN/m	forza di resistenza prodotta dal terreno antistante il dente di fondazione
L	12,20	m	larghezza della fondazione

COMBO	V kN	Fz kN	ϕ °	Rd kN	Rd / V -	γ_R -
SISMICA	10.229,24	8.236,63	32,0	12.293,89	1,20	1,10

Le verifiche risultano soddisfatte.

13.1.5.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento è soddisfatta se:

$$E_d = M_{INST} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{M_{STAB}}{\gamma_R}$$

dove:

M_{INST} è l'azione massima di ribaltamento (Momento instabilizzante) rispetto al piede della fondazione;

M_{STAB} è l'azione massima resistente (Momento stabilizzante) rispetto al piede della fondazione.

Si riportano di seguito le sole combinazioni SLU, essendo le combinazioni più sfavorevoli per l'opera in esame. Inoltre verrà preso in esame il caso per cui le azioni verticali sono minime (Fz-min), essendo la situazione più critica.

AZIONI DERIVANTI DALL'IMPALCATO		Fx	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	-624,00	-0,80	1,75	0,00	499,20

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	-328,00	-0,80	1,75	0,00	262,40
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	-116,00	-0,80	1,75	0,00	92,80
ritiro	ε_2	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	-776,00	-0,80	1,75	0,00	620,80
viscosità	ε_4	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
carichi mobili	q_1+q_2	0,00	-2.324,00	-0,80	1,75	0,00	1.859,20
frenamento	q_3	518,00	0,00	-0,80	1,75	906,50	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	5.641,00	0,00	-0,80	1,75	9.871,75	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	113,67	-0,80	1,75	0,00	-90,94
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	-0,80	1,75	0,00	0,00

		FX	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1		-6.906,01	-4,34	1,59	0,00	29.943,14
spinta del terreno	g_3	407,04			1,20	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	238,04			1,80	542,94	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	736,21			1,80	1.325,18	0,00
sisma (direzione X)	q_6	3.176,77			1,59	5.043,09	0,00
sisma (direzione Z)	q_6		476,51	-4,34		0,00	-2.066,08

Per le combinazioni EQU, GEO e SIS è stato adottato l'approccio A2+M2, mentre per le combinazioni STR si è adottato l'approccio A1+M1.

Azioni elementari		STR		EQU		GEO		SIS	
		Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	30.442,34	0,00	27.398,11	0,00	30.442,34	0,00	30.442,34
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	262,40	0,00	236,16	0,00	262,40	0,00	262,40
spinta del terreno	g_3	659,41	0,00	680,84	0,00	618,95	0,00	618,95	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	578,43	0,00	732,97	0,00	624,38	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1.325,18	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	92,80	0,00	83,52	0,00	92,80	0,00	92,80

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	310,40
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	371,84
frenamento	q_3	917,83	0,00	917,83	0,00	781,86	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14.914,84	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-2.157,01
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STATO LIMITE	COMBO	M_{INST} [kNm]	M_{STAB} [kNm]	M_{STAB} / M_{INST} -	γ_R -
SLU	STR	2.155,67	30.797,54	14,29	1,00
	EQU	2.331,64	27.717,79	11,89	1,00
	GEO	2.025,18	30.797,54	15,21	1,00
SISMICA	SISMICA	16.858,97	29.322,77	1,74	1,00

La verifica risulta soddisfatta.

13.1.5.3 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante è soddisfatta se:

$$E_d = q_{\max} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{q_{adm}}{\gamma_R}$$

dove:

q_{\max} è la pressione sul terreno per effetto dei carichi agenti;

q_{adm} è la portanza ammissibile che il terreno può garantire, valutata come di seguito indicato.

La portanza del terreno viene valutata in accordo con la teoria di Brinch-Hansen (vedi riferimento bibliografico [B32]), mettendo in conto anche l'eccentricità dei carichi e la possibilità di parzializzazione della fondazione.

Essa deriva dallo studio teorico del meccanismo della rottura generale condotto inizialmente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Rev</th> <th style="text-align: left;">Data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

da Terzaghi, ma i singoli parametri sono stati ricavati dall'osservazione di casi reali e, quindi, essa può essere generalizzata anche a meccanismi diversi.

La formulazione analitica della teoria di Brinch-Hansen è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c d'_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$\text{se } \phi=0, q_{ult} = 5,14s_u(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1)\tan\phi$$

$$s'_c = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\phi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d'_c = 0,4k \quad d_c = 1 + 0,4k \quad d_q = 1 + 2 \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c}} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c \cot\phi}\right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c \cot\phi}\right)^5 \quad \text{se } \eta = 1$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta/450)H}{V + A_f c \cot\phi}\right)^5 \quad \text{se } \eta \geq 1$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147} \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan\beta)^5$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147} \quad b_c = 1 - \frac{\eta}{147} \quad b_q = \exp(-2\eta \tan\phi) \quad b_\gamma = \exp(-2,7\eta \tan\phi)$$

Af è l'area efficace di base

c è l'aderenza di base

D è la profondità della fondazione rispetto a piano campagna

B è la dimensione minore della fondazione

L è la dimensione maggiore della fondazione

H è il carico orizzontale trasmesso dalla fondazione

V è il carico verticale trasmesso dalla fondazione

η è l'inclinazione del piano della fondazione sull'orizzontale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

β è l'inclinazione del pendio

La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3,5 m da p.c. (riferita alla sezione a tergo della spalla), riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -5,0 da p.c.

Il terreno di fronte all'opera presenta la sede dell'attuale autostrada A3; pertanto deve essere messa in conto l'effettiva inclinazione del terreno antistante la fondazione.

A favore di sicurezza si considera un'inclinazione del terreno a valle di 30° rispetto all'orizzontale (positiva verso il basso).

Per le analisi A1+M1, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 38°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa misurato in corrispondenza del filo esterno della fondazione lato valle = -1,5 m da p.c.

Per le analisi A2+M2, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 32°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa misurato in corrispondenza del filo esterno della fondazione lato valle = -1,5 m da p.c.

Si riportano nel seguito le sole verifiche di capacità portante significative; in particolare si riportano le verifiche nella combinazione GEO, STR e SIS.

Per ogni combinazione di verifica sono indicati i parametri geometrici della fondazione, i parametri geotecnici, le azioni agenti e i parametri resistenti.

COMBINAZIONE GEO

B = 8 m dimensione della fondazione lungo l'asse x
 L = 12,2 m dimensione della fondazione lungo l'asse y

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

D =	1,5	m	profondità della fondazione		
ϕ' =	32	°	angolo di attrito del terreno,	0,559	rad
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno		
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno		
β =	30	°	inclinazione del pendio, positiva verso il bas so		
η =	-2	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto		
Fz =	11.112,21	kN	azione verticale agente		
Fx =	1.309,44	kN	azione orizzontale agente lungo B		
Mxx =	141,96	kNm	momento di asse vettore x		
Myy =	13.361,24	kNm	momento di asse vettore y		
ex =	1,202	m	eccentricità del carico lungo x		
ey =	0,013	m	eccentricità del carico lungo y		
B' =	5,595	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x		
L' =	12,174	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y		
Af =	68,119	mq	area della fondazione efficace		
qmax =	163,130	kPa	massima pressione agente		
qult =	6253,33	kPa	capacità portante agente		
γ =	38,333		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante		

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

Nq =	23,177
Nc =	35,490
N γ =	20,786

FATTORI DI FORMA

s'c =	0,0919
sc =	1,3001
sq =	1,2872
s γ =	0,8162

FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,1072
dc =	1,1072

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: center;"><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						

dq = 1,0740
dy = 1,0000
k = 0,2681

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic = 0,7263
iq = 0,7381
iy = 0,6484

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c = 0,2041
gc = 0,7959
gq = gγ = 0,1821

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c = -0,0136
bc = 1,0136
bq = 12,1761
bγ = 29,2037

COMBINAZIONE STR

B = 8 m dimensione della fondazione lungo l'asse x
L = 12,2 m dimensione della fondazione lungo l'asse y
D = 1,5 m profondità della fondazione

φ' = 38 ° angolo di attrito del terreno, 0,663 rad
c' = 0 kPa coesione efficace del terreno
γ = 20 kN/mc peso specifico del terreno
β = 30 ° inclinazione del pendio, positiva verso il bas so
η = -2 ° inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto

Fz = 14.420,44 kN azione verticale agente
Fx = 1.395,34 kN azione orizzontale agente lungo B
Mxx = 163,80 kNm momento di asse vettore x
Myy = 15.562,91 kNm momento di asse vettore y
ex = 1,079 m eccentricità del carico lungo x
ey = 0,011 m eccentricità del carico lungo y
B' = 5,842 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
L' = 12,177 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
Af = 71,134 mq area della fondazione efficace

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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						

$q_{max} = 202,722$ kPa massima pressione agente
 $q_{ult} = 38495,52$ kPa capacità portante agente
 $\gamma = 189,893$ fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_q = 48,933$
 $N_c = 61,352$
 $N_\gamma = 56,174$

FATTORI DI FORMA

$s'_c = 0,0959$
 $s_c = 1,3826$
 $s_q = 1,3748$
 $s_\gamma = 0,8081$

FATTORI DI PROFONDITA'

$d'_c = 0,1027$
 $d_c = 1,1027$
 $d_q = 1,0593$
 $d_\gamma = 1,0000$
 $k = 0,2568$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

$i_c = 0,7758$
 $i_q = 0,7804$
 $i_\gamma = 0,7026$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

$g'_c = 0,2041$
 $g_c = 0,7959$
 $g_q = g_\gamma = 0,1821$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

$b'_c = -0,0136$
 $b_c = 1,0136$
 $b_q = 22,7631$
 $b_\gamma = 67,9616$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_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: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">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						

COMBINAZIONE SIS

B =	8	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x		
L =	12,2	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y		
D =	1,5	m	profondità della fondazione		
ϕ' =	32	°	angolo di attrito del terreno,	0,559	rad
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno		
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno		
β =	30	°	inclinazione del pendio, positiva verso il bas so		
η =	-2	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto		
Fz =	9.417,00	kN	azione verticale agente		
Fx =	6.496,77	kN	azione orizzontale agente lungo B		
Mxx =	3.314,54	kNm	momento di asse vettore x		
Myy =	21.997,21	kNm	momento di asse vettore y		
ex =	2,336	m	eccentricità del carico lungo x		
ey =	0,352	m	eccentricità del carico lungo y		
B' =	3,328	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x		
L' =	11,496	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y		
Af =	38,261	mq	area della fondazione efficace		
qmax =	246,125	kPa	massima pressione agente		
qult =	527,49	kPa	capacità portante agente		
γ =	2,143		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante		

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

Nq =	23,177
Nc =	35,490
N γ =	20,786

FATTORI DI FORMA

s'c =	0,0579
sc =	1,1891

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: center;"><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						

sq = 1,1809
 sγ = 0,8842

FATTORI DI PROFONDITA'

d'c = 0,1803
 dc = 1,1803
 dq = 1,1245
 dγ = 1,0000
 k = 0,4507

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic = 0,0810
 iq = 0,1206
 iγ = 0,0359

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c = 0,2041
 gc = 0,7959
 gq = gγ = 0,1821

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c = -0,0136
 bc = 1,0136
 bq = 12,1761
 bγ = 29,2037

13.1.5.4 Calcolo dei cedimenti indotti

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo di Burland-Burbidge (vedi riferimento bibliografico [B38]).

Il metodo per la stima del cedimento di fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) dai risultati di prove SPT si basa su un'analisi statistica di un grande numero casi osservati.

Sia w il cedimento esprimibile con la relazione:

$$\frac{w}{Z_1} = q' \cdot I_c$$

dove

$Z_1 = B^{0,7}$ zona di influenza del carico che si estende fino ad una profondità dove il cedimento è pari a 25% del cedimento superficiale;

$I_c = 1,7 / N^{1,4}$ indice di compressibilità (anche definibile come variazione d'indice di vuoti su variazione di tensioni efficaci);

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

q' carico uniforme trasmesso da una fondazione quadrata

Esplicitando i termini, si ottiene il cedimento w (in mm) di una sabbia normalconsolidata:

$$w = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

Se la fondazione si trova ad una profondità da p.c. ove è presente una tensione litostatica σ'_{v0} , l'equazione diventa, nella sua forma generalizzata:

$$w = \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

Dove il primo termine si riferisce al tratto di ricompressione caratteristico di un comportamento elastico del terreno (finché non raggiunge lo stato tensionale pari a quello litostatico in sito), mentre il secondo termine si riferisce alla curva di carico (per carichi applicati superiori a quelli litostatici a parità di profondità). Se il terreno è sovraconsolidato, l'equazione sopra si mantiene valida, con l'unico accorgimento che al posto di σ'_{v0} si troverà σ'_p , tensione di preconsolidazione (si ricordi il diagramma semilogaritmico delle prove edometriche).

Si riporta nel seguito il calcolo condotto per la determinazione del cedimento indotto per l'opera in esame, assumendo come carico agente, la pressione massima in fondazione conseguente all'applicazione dei carichi nella combinazione allo Stato Limite di Servizio "RARA"; le valutazioni dei cedimenti nelle combinazioni FR e QP risultano superflue in quanto le azioni sono inferiori rispetto alla combinazione RARA. Cautelativamente si assume la condizione che massimizza le azioni verticali.

L'azione verticale agente è pari a circa 11.075 kN, pertanto la pressione media agente in fondazione è pari a 0,16 Mpa.

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G00000001B si sono valutati i valori di N_{spt} riferendosi ai sondaggi C416; si sono osservati valori di N_{spt} che oscillano tra 57 e 78 nei primi 25 m; si assume nel calcolo dei cedimenti il valor medio di lettura pari a 65 N_{spt} :

$$N_{spt(DICALCOLO)} = \frac{70 + 63 + 57 + 78 + 68}{5} \approx 65$$

La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3,5 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -5,0 m da p.c.

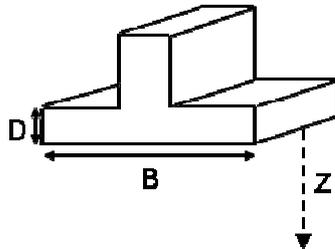
Da cui si ottiene:

$$S = F_s \cdot F_h \cdot F_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0

Caratteristiche fondali:

B = 8,00 [m]
 L = 12,20 [m]
 D = 3,50 [m]



Litologia e carichi e prove:

Z = 10,00 [m]
 $\gamma = 2,00$ [t/m³]
 $q' = 16,00$ [t/m²]
 Nspt = 65,00 media
 Carichi Statici Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

$\sigma'_{vo} = 7,00$ [t/m²]

$l_c = 0,0049$

$Z_i = 4,6176$ $F_h = 1,0000$ $F_s = 1,1534$

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

CEDIMENTI:

S [mm]	2,716	3,651	3,815	4,074	4,194	4,274	4,319	4,358
----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

LEGENDA:

B = Larghezza fondale
 L = Lunghezza fondale
 D = Profondità del piano di posa
 Z = Spessore strato compressibile
 γ = Peso di volume dello strato
 q' = Pressione efficace lorda
 Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)
 σ'_{vo} = Tensione verticale efficace
 l_c = Indice di compressibilità
 Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
 Z_i = Profondità significativa

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 0,5 cm, valore accettabile per le assunzioni fatte.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0488_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

E' da precisare che tale valore di cedimento è un valore assoluto, che non tiene conto dello sviluppo nel tempo dei cedimenti; per questo tipo di terreni infatti, la parte maggiore dei cedimenti viene scontata in fase di costruzione della spalla, a favore di sicurezza per le analisi svolte in questa fase progettuale.