



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	CF0073_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO ACCESSO FERROVIARIO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI CALCOLO	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	F	C	0	0	V	I	X	2	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2010	EMISSIONE FINALE	R.CAFFARENA	G.SCIUTO	F.COLLA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 e cordoli	14
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate e baggioli	14
3.2 Acciaio per cemento armato.....	15
3.3 Acciaio per carpenteria metallica	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	31
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	39
4.4.1 Durabilità delle opere	39
4.4.2 Definizione della larghezza collaborante	40
4.4.3 Definizione del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clc	42
4.4.4 Classificazione delle sezioni in acciaio.....	43
5 FASI COSTRUTTIVE	44
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO	45
7 ANALISI LONGITUDINALE D’IMPALCATO	46
7.1 ANALISI DEI CARICHI.....	46
7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1).....	46

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.2	Carichi permanenti portati (g_3).....	46
7.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ε_1).....	46
7.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ε_2).....	47
7.1.5	Variazione termica uniforme (ε_3)	49
7.1.6	Treni di carico (q_1)	50
7.1.6.1	Treno di carico LM71	51
7.1.6.2	Treno di carico SW	52
7.1.6.3	Numero di treni contemporanei	53
7.1.7	Incremento dinamico (q_2)	54
7.1.8	Azione di avviamento e frenatura (q_3)	57
7.1.9	Azione centrifuga (q_4)	57
7.1.10	Azione laterale (serpeggio)	57
7.1.11	Azione del vento (q_5)	58
7.1.12	Azione sismica (q_6).....	60
7.2	MODELLO DI CALCOLO	61
7.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	61
7.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	64
7.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	65
7.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	68
7.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.	78
7.3.2	Combinazioni per lo stato limite di fatica	81
7.3.3	Combinazioni per gli S.L.S.	82
7.4	VERIFICA DELLE SEZIONI	84
7.4.1	Verifiche di resistenza agli SLU.....	84
7.4.2	Verifiche dell'instabilità dell'anima soggetta a taglio (SHEAR BUCKLING)	88
7.4.3	Verifica a fatica	89
7.4.4	Verifica della connessione dei pioli	94
7.4.5	Verifica agli S.L.S. per deformabilità	99
7.4.5.1	Schema di contromonta.....	103
7.4.5.2	Verifica agli S.L.S. per la sicurezza del traffico ferroviario	103
7.4.5.3	Verifica agli S.L.S. per il comfort dei passeggeri	104
7.4.6	Verifica di stabilità globale per deragliamenti del treno sopra l'impalcato	107
8	ANALISI TRASVERSALE D'IMPALCATO.....	110

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	110
8.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	110
8.1.2	Carichi permanenti portati (g_3).....	110
8.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ε_1).....	110
8.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ε_2).....	110
8.1.5	Variazione termica uniforme (ε_3)	111
8.1.6	Carichi mobili (q_1)	111
8.1.7	Incremento dinamico (q_2)	111
8.1.8	Azione di frenamento (q_3).....	111
8.1.9	Azione centrifuga (q_4).....	111
8.1.10	Azione laterale (serpeggio)	112
8.1.11	Azione del vento (q_5)	112
8.1.12	Azione sismica (q_6).....	112
8.1.13	Deragliamenti al di sopra del ponte (q_8).....	112
8.2	MODELLO DI CALCOLO	114
8.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	114
8.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	114
8.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	115
8.2.4	Modello con vincoli rigidi	116
8.2.5	Modello con vincoli cedevoli.....	119
8.2.6	Disamina dei modelli di calcolo implementati.....	121
8.2.7	Combinazioni per gli S.L.U.....	122
8.2.8	Combinazioni per gli S.L.S.	122
8.3	VERIFICA DELLE SEZIONI	122
8.3.1	Sezione del traverso.....	122
8.3.2	Sezione della soletta in c.a. sp=30 cm.....	124
9	VERIFICA DEL TRAVERSO DI SPALLA	125
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	125
9.2	MODELLO DI CALCOLO	125
9.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	125
9.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	125
9.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI	126
9.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	127

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.3.1	Combinazioni per gli S.L.U.....	128
9.3.2	Combinazioni per gli S.L.S.....	128
9.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	128
9.4.1	Sezione del traverso.....	128
10	VERIFICA DELLE PREDALLES.....	131
10.1	ANALISI DEI CARICHI.....	131
10.2	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	131
10.2.1	Verifica dello sbalzo.....	132
10.2.2	Verifica in campata.....	134
11	ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO.....	137
11.1	ANALISI DEI CARICHI.....	137
11.1.1	Carichi permanenti strutturali (g_1).....	137
11.1.2	Carichi permanenti portati (g_3).....	137
11.1.3	Distorsioni e/o presollecitazioni (ε_1).....	137
11.1.4	Ritiro differenziale del calcestruzzo (ε_2).....	137
11.1.5	Variazione termica uniforme (ε_3).....	138
11.1.6	Treni di carico e incremento dinamico (q_1+q_2).....	138
11.1.7	Azione di avviamento e frenatura (q_3).....	138
11.1.8	Azione centrifuga (q_4).....	139
11.1.9	Azione laterale (serpeggio).....	140
11.1.10	Azione del vento (q_5).....	140
11.1.11	Azione sismica (q_6).....	140
11.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	141
11.3	CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI VINCOLAMENTO E DEI GIUNTI.....	143
12	ANALISI SOTTOSTRUTTURE.....	145
12.1	ANALISI DELLA SPALLA A.....	145
12.1.1	ANALISI DEI CARICHI.....	145
12.1.1.1	Carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato.....	145
12.1.1.2	Carichi permanenti strutturali e permanenti portati ($g_1 - g_3$).....	145
12.1.1.3	Carichi dovuti alle spinte a tergo della spalla (g_3).....	148
12.1.1.4	Azione sismica (q_6).....	150
12.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	152
12.1.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO.....	152

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.1.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	152
12.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI “MODELLO SEMPLIFICATO”	155
12.1.3.1	Sollecitazioni base paraghiaia	155
12.1.3.2	Sollecitazioni base muri andatori.....	156
12.1.3.3	Sollecitazioni base muro frontale.....	157
12.1.4	VERIFICA DELLE SEZIONI “MODELLO SEMPLIFICATO”	159
12.1.4.1	Verifica base paraghiaia	160
12.1.4.2	Verifica base muri andatori.....	162
12.1.4.3	Verifica base muro frontale.....	165
12.1.5	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI “MODELLO AGLI EF”	167
12.1.6	DISAMINA DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE NEI MODELLI DI CALCOLO	171
13	ANALISI DELLE FONDAZIONI	172
13.1	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A	172
13.1.1	ANALISI DEI CARICHI.....	176
13.1.2	MODELLO DI CALCOLO	176
13.1.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	176
13.1.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	176
13.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	176
13.1.4	Combinazioni per gli S.L.U.	178
13.1.4.1	Condizione azione verticali massime (Fz-max).....	180
13.1.4.2	Condizione azione verticali minime (Fz-min).....	184
13.1.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	188
13.1.5.1	Verifica a scorrimento.....	188
13.1.5.2	Verifica a ribaltamento.....	190
13.1.5.3	Verifica di capacità portante	192
13.1.5.4	Calcolo dei cedimenti indotti.....	199

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 0+273 denominato "Viadotto di Accesso Ferroviario" (altezza max. trave 240 cm e luce 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 – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [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”
- [NT_21]. RFI DTC-ICI-PO SP INF 001 A - Istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari
- [NT_22]. ISTRUZIONE 44 A -- Istruzioni tecniche per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle sulla sede ferroviaria
- [NT_23]. ISTRUZIONE 44 B -- Istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- [NT_24]. ISTRUZIONE N. 44 D -- Istruzione tecnica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio t incorporate nel calcestruzzo
- [NT_25]. ISTRUZIONE N. 44 E -- Istruzione tecnica per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia
- [NT_26]. ISTRUZIONE N. 44 F -- Verifiche a fatica dei ponti ferroviari
- [NT_27]. ISTRUZIONE N. 44G – Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.08 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 SABBARELLA [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		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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> CF0073_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> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Conglomerato cementizio

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

3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

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

3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

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

3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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 e cordoli

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 e baggioli

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> CF0073_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

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> CF0073_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.

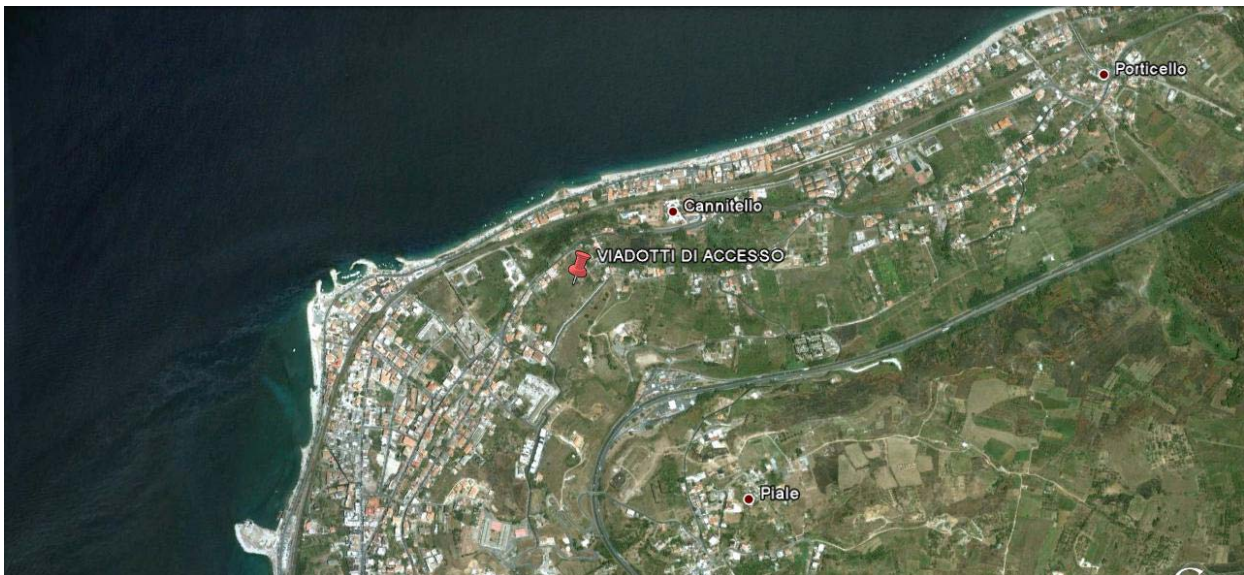
Dove non diversamente specificato, si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 38,231286 e Longitudine di 15,644657.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza complessiva $B = 12,60$ m (dei quali 4,00 m occupati da 2 binari di corsa) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della linea; 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 1 campata con luce di calcolo pari a 40 m:

Campata	Lunghezza [m]
Spalla A – Asse appoggi viadotto terminale	40,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 3 travi metalliche doppio T 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> CF0073_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 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)	2400
Piattabanda sup. (mm)	1000x60
Anima (mm)	30
Piattabanda inf. (mm)	1200x80

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 8,00 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla è in c.a. di tipo tradizionale con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione di tipo diretto. La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 2,30 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 50 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 150 cm. Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele alla direzione di scorrimento del corso d'acqua interferito.

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

- su spalla A = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su struttura terminale (asse appoggi viadotto terminale) = 2 appoggi multidirezionali +1 appoggio unidirezionale longitudinale

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.

Gli elementi di sostegno ai quali vengono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo.

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 interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le fondazioni si attestano a una profondità media da p.c. di circa 10 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia uniforme caratterizzata dai "conglomerati di pezzo".

Più in dettaglio tale litologia presenta le seguenti caratteristiche:

γ (kN/m ³)	20÷22
c'_{picco} (kPa)	0÷100 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella seguente
φ'_{picco} (°)	38-42 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella seguente
C_{residuo} (kPa)	vedi tabella seguente
Φ_{residuo} (°)	vedi tabella seguente
k_o (-)	0.7-0.9
V_s (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
G'_o (MPa)	$G_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.50}$
E' (MPa) *	E'=150-300 (0 -20m) E'=300-500 (20 - 35m) E'=500-900 (35 - 65m)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	$E'=900 -1500^* (>65m)$
ν' (-)	0.2-0.3
$K(m/s)$	10^{-7}

Gli involucri di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

- del valore GSI;
- dei valori della resistenza alla compressione semplice σ_c determinata in laboratorio (30MPa) e del parametro m_i della roccia intatta pari a 33.

I risultati che si otterrebbero, per GSI = 40 sono riportati nella tabella, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza residua ("disturbed rock mass") per tensioni normali corrispondenti a profondità massime di circa 20m.

copertura (m)	$\sigma_n(Mpa)$	Picco		Residuo	
		c' (MPa)	φ' (°)	c' (MPa)	φ' (°)
10.00	0.22	0.14	59	0.10	46
20.00	0.44	0.23	53	0.16	40
30.00	0.66	0.32	50	0.22	36
40.00	0.88	0.39	47	0.27	33
50.00	1.10	0.47	45	0.33	31
60.00	1.32	0.54	44	0.37	29
70.00	1.54	0.60	42	0.42	28
80.00	1.76	0.67	41	0.46	26
90.00	1.98	0.73	40	0.51	25
100.00	2.20	0.79	39	0.55	24

Per le zone tettonizzate o alterate si assume GSI=20 (classe IV-V RMR) e quindi si ottiene:

copertura (m)	$\sigma_n(Mpa)$	Picco		Residuo	
		c' (MPa)	φ' (°)	c' (MPa)	φ' (°)
10.00	0.22	0.11	53	0.07	36
20.00	0.44	0.19	47	0.12	29
30.00	0.66	0.27	44	0.17	26
40.00	0.88	0.33	41	0.21	23

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

50.00	1.10	0.39	39	0.25	21
60.00	1.32	0.45	37	0.28	20
70.00	1.54	0.51	36	0.32	19
80.00	1.76	0.56	34	0.35	18
90.00	1.98	0.62	33	0.38	17
100.00	2.20	0.67	32	0.41	16

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = 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

La posizione della falda è individuata a -19 m da piano campagna. Nel proseguo della relazione si

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

considererà quindi assente la falda in quanto ininfluenza nei dimensionamenti, in quanto le calcolazioni saranno effettuate assumendo i parametri di calcolo minimi nei range proposti (vedi §13).

Per un maggior dettaglio della caratterizzazione geotecnica dei suoli si rimanda alla relazione generale CG0800PRBDCSBC8G000000001.

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

Profilo geologico-geotecnico - Tav. 1/2 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 TF 00 00 00 01
Profilo idrogeologico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 TF 00 00 00 02

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

Descrizione delle litologie prevalenti

La litologia prevalente è costituita dalla formazione del Conglomerato di Pezzo.

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

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

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

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

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

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo. La prova sismica nel vicino sondaggio CS103 fornisce una Vs30 di cat. B.

Indagini previste

Si considerano i sondaggi e le prove localmente disponibili.

- prove di carico su piastra (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500)
- 3 prove sismiche (CS103,C423BIS,OTCCH1501)
- Prove pressiometriche e dilatometriche (C403BIS, C404, C423, C423BIS,OTCSPT504)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici e meccanici (CS103,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

FCBH1512, OTCLPT1505, FCCH2509, OTCSPT504, FCBH1501, OTCLPT2503

Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Conglomerato di Pezzo

Per quanto riguarda gli spezzoni di roccia o di conglomerato prelevati nei sondaggi il peso di volume totale γ è risultato mediamente pari a 23 kN/m³ con i valori più bassi di 20 -21 kN/m³ rappresentativi degli spezzoni conglomeratici:

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

Per i parametri di resistenza al taglio nell'ambito dello strato superficiale più alterato ($z<25\div 30m$), si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica generale che si basa sull'esito delle prove di carico su piastra, ritenute maggiormente rappresentative del comportamento d'insieme dell'ammasso: si considerano quelle ubicate in prossimità del blocco di ancoraggio lato Calabria (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500) ed al proposito si è ripreso lo studio effettuato nel Progetto preliminare ("Le basi del progetto – Geotecnica" – Elab. PP2RA24) (Vd.Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001).

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

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

Per i parametri di deformabilità nel contesto in esame le simiche di riferimento sono CS103, C423bis, OTCCH1501che evidenziano una certa variabilità, si può porre: $G_0=400-800$ MPa e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

quindi $E_0=960-1920\text{MPa}$.

Le pressiometriche nei fori C403bis (carico), C404 (carico e scarico-ricarico), C423 (carico e scarico-ricarico), C423bis (carico), OTCSPT504 (scarico-ricarico) forniscono un range di valori variabilissimo fra 15m e 35m di profondità compreso fra 75 e 220 MPa, mediamente pari a 150 MPa.

Facendo riferimento all'esito delle prove sismiche ed al valore medio dei valori scaturiti dalle prove dilatometriche e pressiometriche si ritiene che il range $E'=150\div 300\text{MPa}$, nei primi 20m di spessore del Conglomerato di Pezzo, possa considerarsi adeguato per la tratta in esame.

In particolare il valore minimo di $E'=150\text{MPa}$ si ritiene mediamente rappresentativo del contesto geotecnico in esame in cui sono previste opere che mobilitano medie e grandi deformazioni.

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

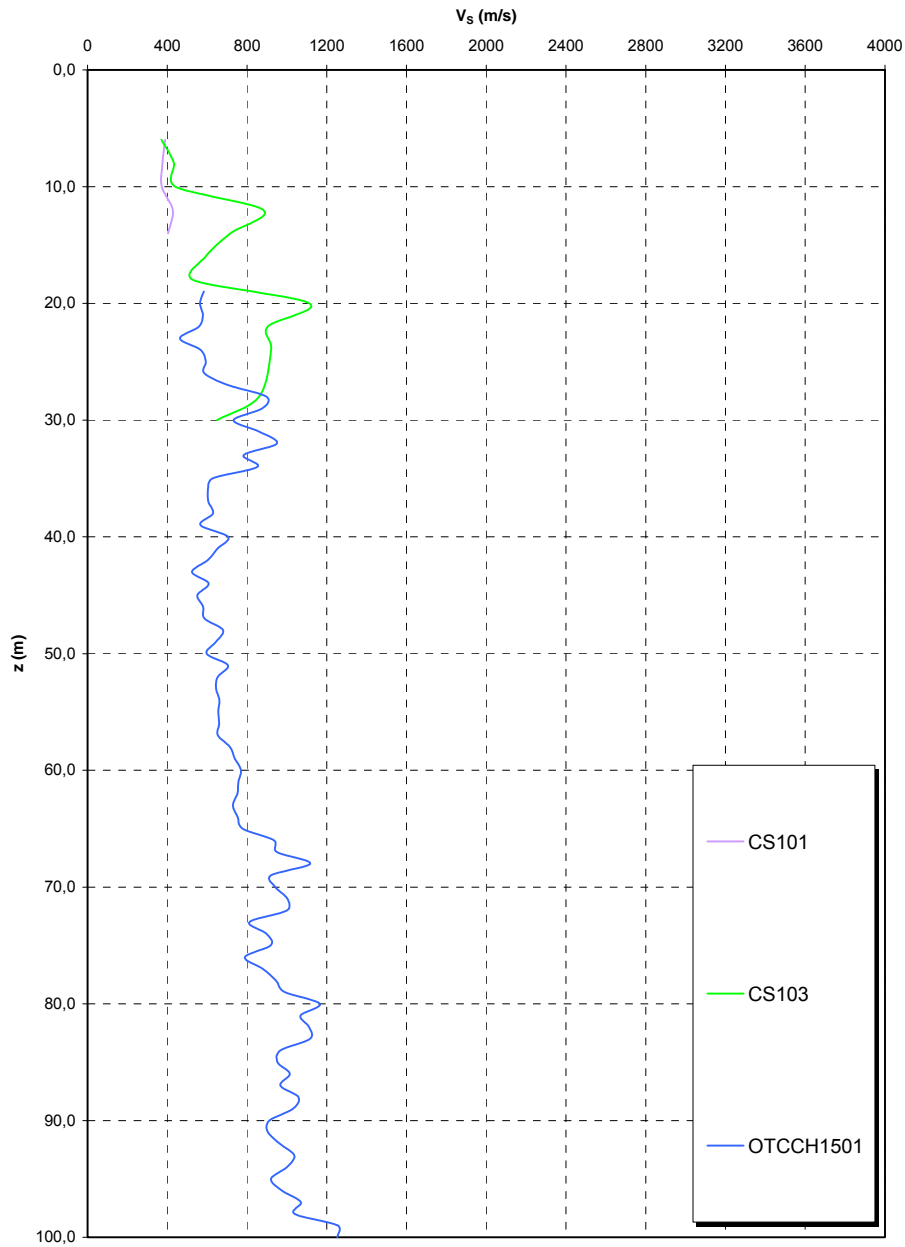
SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	γ (kN/m ³)	γ _d (KN/m ³)
FCBH6	4-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	50,65	26,60	26,60
FCBH6	4-2	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia	51,00	26,50	26,50
FCBH6	5-1	Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500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

RELAZIONE DI CALCOLO

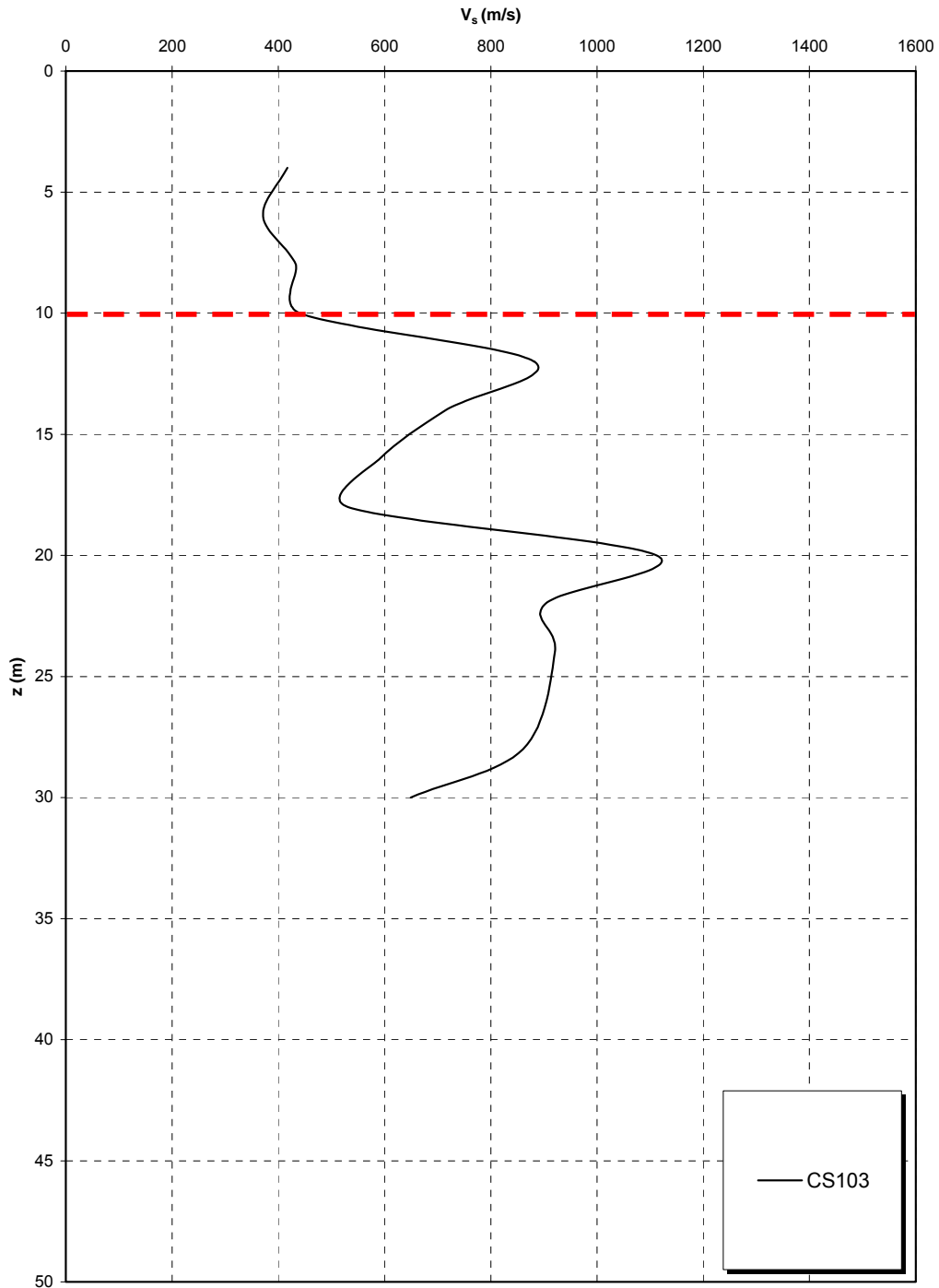
Codice documento
CF0073_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

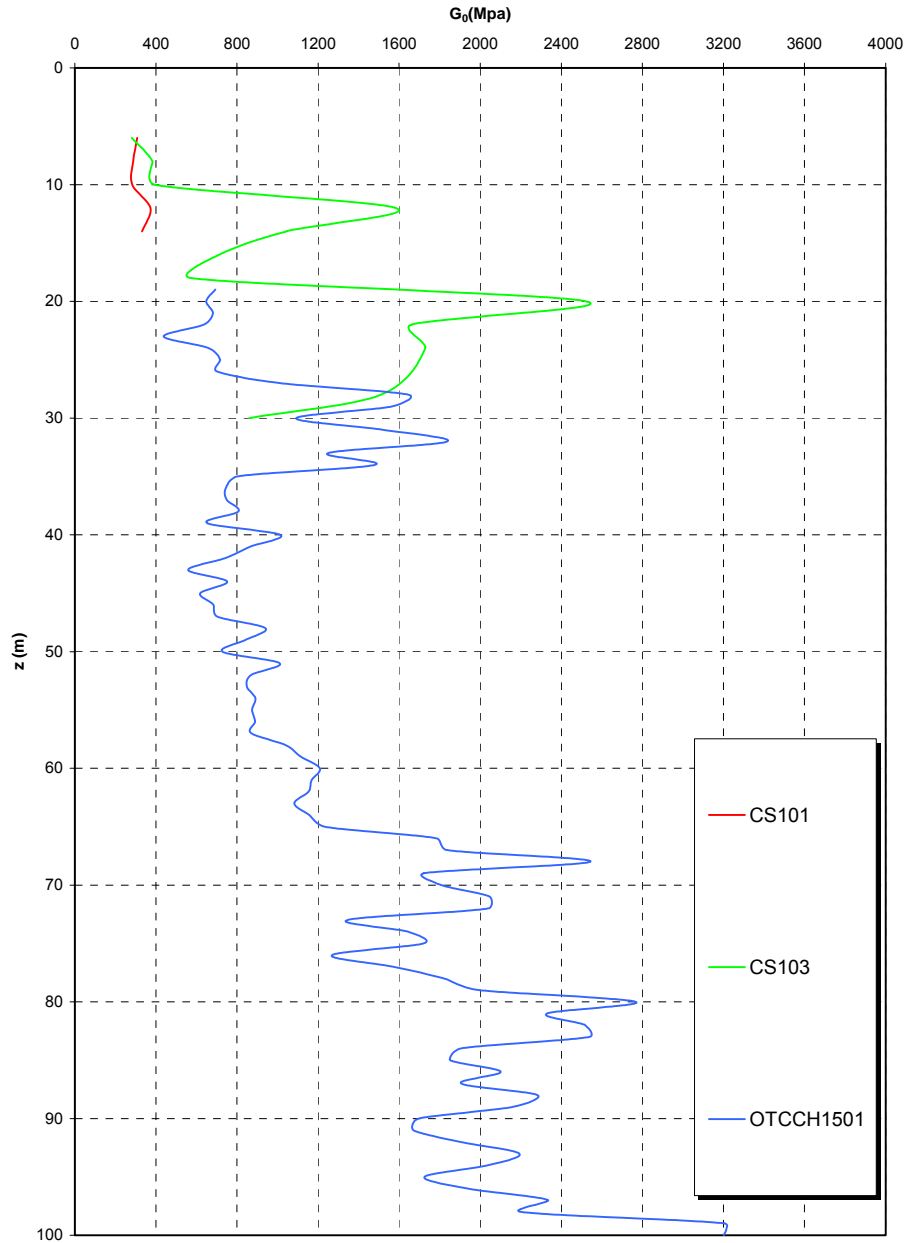
**Prove sismiche
CONGLOMERATO DI PEZZO**



**Prove sismiche
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**



**Prove sismiche
CONGLOMERATO DI PEZZO**

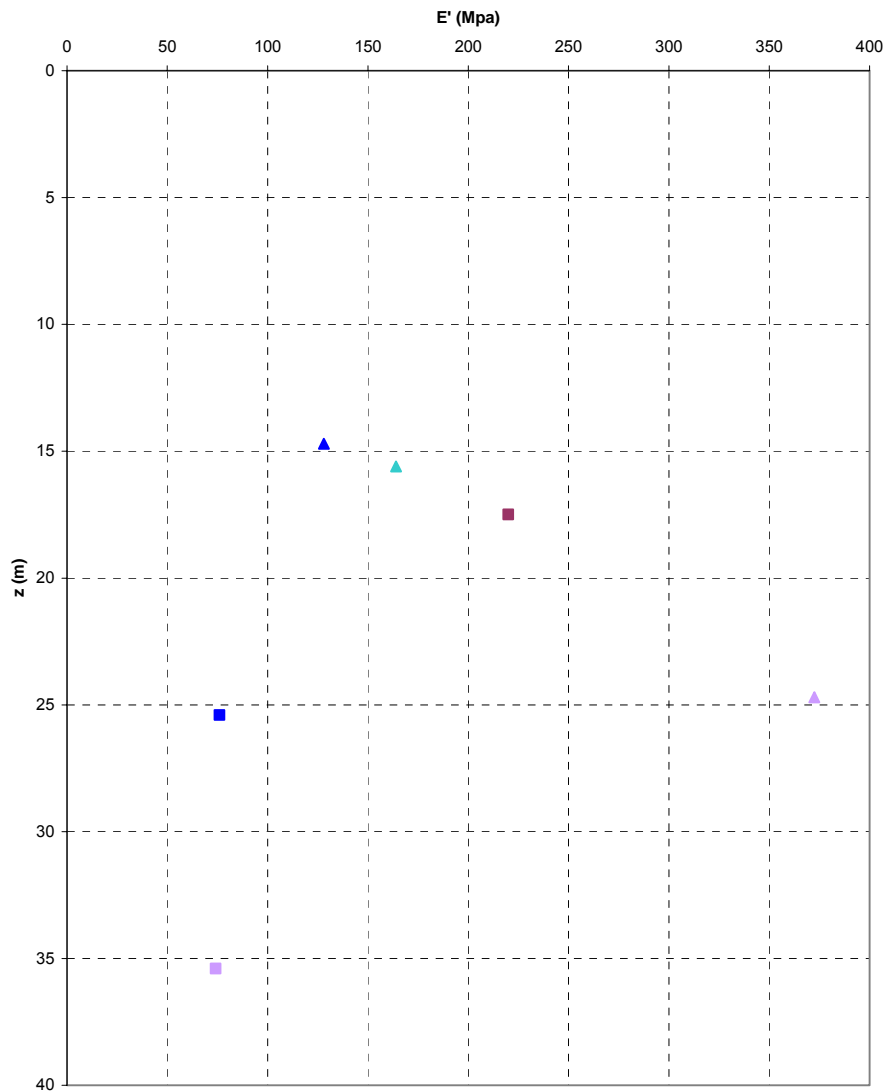


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

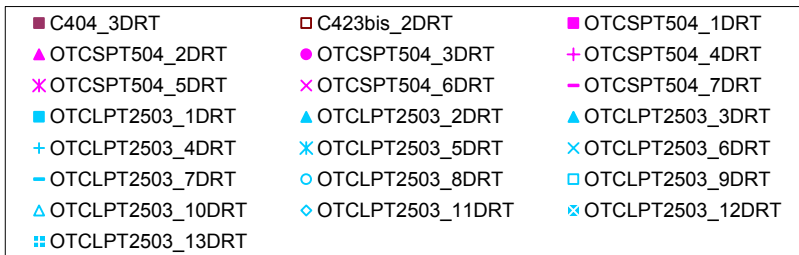
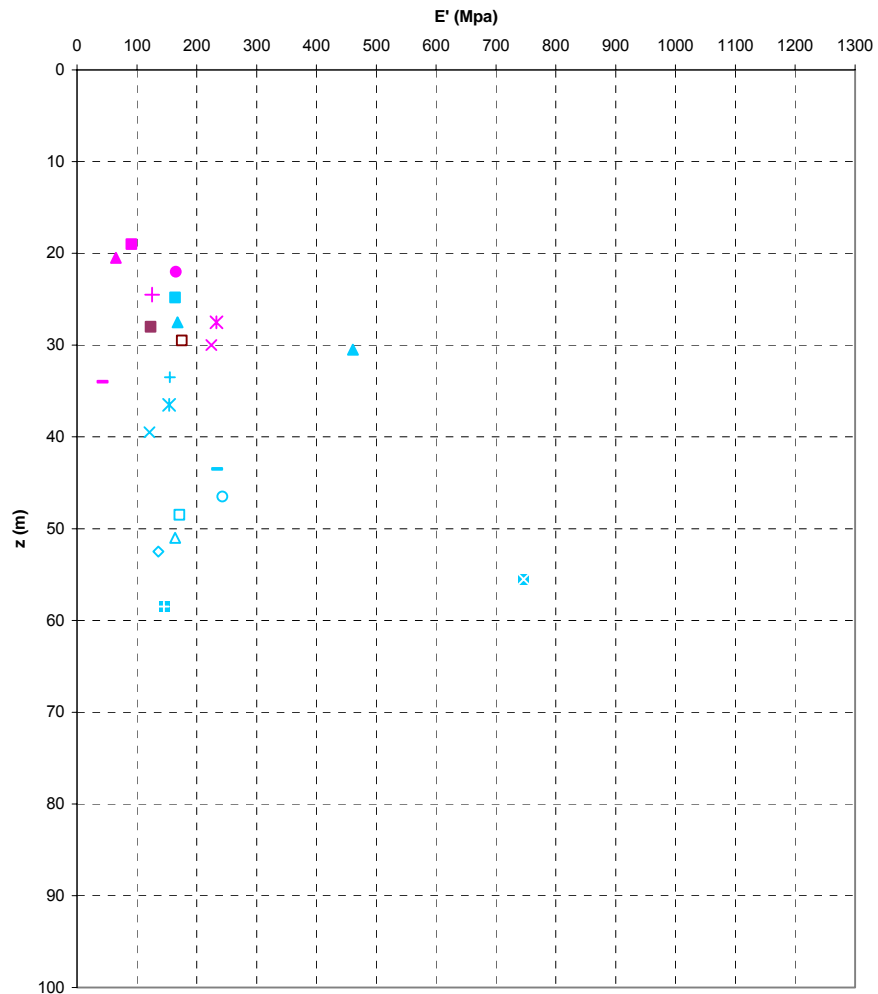
Rev	Data
F0	20/06/2011

**Prove pressimetriche
CONGLOMERATO DI PEZZO**



▲ C403bis_1MPT ■ C403bis_2MPT ■ C404_2MPT ▲ C423_1MPT ▲ C423bis_1MPT ■ C423bis_2MPT

**Prove dilatometriche
CONGLOMERATO DI PEZZO**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 [NT_1].

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per SLD → ($a_g=0,168g$; $F_0=2,359$; $T_c^*=0,337s$)

Per SLV → ($a_g=0,433g$; $F_0=2,488$; $T_c^*=0,421s$)

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLD) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,241 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(SLD) = 1,2$$

$$S_s(SLV) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,969 \text{ essendo il valore } < 1 \text{ si assume } S_s(SLV) = 1,0$$

L'opera è collocata in una zona che presenta un pendio con pendenza maggiore di 15° , e pertanto le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T2 per la classificazione sismica; la sommità del pendio presenta una quota assoluta di circa 82 m s.l.m., mentre il piede è a una quota di circa 42 m s.l.m.

L'opera si colloca a un'altezza sul livello del mare di circa 62 m; il rapporto h/H tra la quota di progetto dell'opera e la sommità del pendio è quindi circa 0,5.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>		<p><i>Codice documento</i> CF0073_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

Il valore di amplificazione topografica risulta $S_T = 1,1$; in via cautelativa si adotta $S_T = 1,2$.

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,168g = 0,242g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,433g = 0,520g$$

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,168 g
F_0	2,359
T_C	0,337 s
S_S	1,200
C_C	1,367
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,440
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,461 s
T_D	2,272 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo 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	0,242
T_B ←	0,154	0,571
T_C ←	0,461	0,571
	0,547	0,481
	0,633	0,415
	0,719	0,365
	0,806	0,326
	0,892	0,295
	0,978	0,269
	1,064	0,247
	1,151	0,228
	1,237	0,213
	1,323	0,199
	1,409	0,187
	1,496	0,176
	1,582	0,166
	1,668	0,158
	1,754	0,150
	1,841	0,143
	1,927	0,136
	2,013	0,131
	2,099	0,125
	2,186	0,120
T_D ←	2,272	0,116
	2,354	0,108
	2,436	0,101
	2,519	0,094
	2,601	0,088
	2,683	0,083
	2,766	0,078
	2,848	0,074
	2,930	0,070
	3,012	0,066
	3,095	0,062
	3,177	0,059
	3,259	0,056
	3,342	0,053
	3,424	0,051
	3,506	0,049
	3,589	0,046
	3,671	0,044
	3,753	0,042
	3,835	0,041
	3,918	0,039
	4,000	0,037

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{qv}	0,093 g
S_S	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,305
S	1,200
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	0,111
T_B ←	0,050	0,263
T_C ←	0,150	0,263
	0,235	0,168
	0,320	0,123
	0,405	0,097
	0,490	0,081
	0,575	0,069
	0,660	0,060
	0,745	0,053
	0,830	0,048
	0,915	0,043
T_D ←	1,000	0,039
	1,094	0,033
	1,188	0,028
	1,281	0,024
	1,375	0,021
	1,469	0,018
	1,563	0,016
	1,656	0,014
	1,750	0,013
	1,844	0,012
	1,938	0,011
	2,031	0,010
	2,125	0,009
	2,219	0,008
	2,313	0,007
	2,406	0,007
	2,500	0,006
	2,594	0,006
	2,688	0,005
	2,781	0,005
	2,875	0,005
	2,969	0,004
	3,063	0,004
	3,156	0,004
	3,250	0,004
	3,344	0,004
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,003
	3,719	0,003
	3,813	0,003
	3,906	0,003
	4,000	0,002

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,433 g
F_o	2,488
T_C	0,421 s
S_S	1,000
C_C	1,308
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,184 s
T_C	0,551 s
T_D	3,332 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)

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

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

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

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

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	0,520
T_B ←	0,184	1,293
T_C ←	0,551	1,293
	0,683	1,042
	0,816	0,873
	0,948	0,751
	1,081	0,659
	1,213	0,587
	1,345	0,529
	1,478	0,482
	1,610	0,442
	1,743	0,409
	1,875	0,380
	2,008	0,355
	2,140	0,333
	2,273	0,313
	2,405	0,296
	2,537	0,281
	2,670	0,267
	2,802	0,254
	2,935	0,243
	3,067	0,232
	3,200	0,223
T_D ←	3,332	0,214
	3,364	0,210
	3,396	0,206
	3,427	0,202
	3,459	0,198
	3,491	0,195
	3,523	0,191
	3,555	0,188
	3,587	0,184
	3,618	0,181
	3,650	0,178
	3,682	0,175
	3,714	0,172
	3,746	0,169
	3,777	0,166
	3,809	0,164
	3,841	0,161
	3,873	0,158
	3,905	0,156
	3,936	0,153
	3,968	0,151
	4,000	0,148

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,385 g
S_S	1,000
S_T	1,200
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	2,210
S	1,200
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	0,462
$T_B \leftarrow$	0,050	1,148
$T_C \leftarrow$	0,150	1,148
	0,235	0,733
	0,320	0,538
	0,405	0,425
	0,490	0,352
	0,575	0,300
	0,660	0,261
	0,745	0,231
	0,830	0,208
	0,915	0,188
$T_D \leftarrow$	1,000	0,172
	1,094	0,144
	1,188	0,122
	1,281	0,105
	1,375	0,091
	1,469	0,080
	1,563	0,071
	1,656	0,063
	1,750	0,056
	1,844	0,051
	1,938	0,046
	2,031	0,042
	2,125	0,038
	2,219	0,035
	2,313	0,032
	2,406	0,030
	2,500	0,028
	2,594	0,026
	2,688	0,024
	2,781	0,022
	2,875	0,021
	2,969	0,020
	3,063	0,018
	3,156	0,017
	3,250	0,016
	3,344	0,015
	3,438	0,015
	3,531	0,014
	3,625	0,013
	3,719	0,012
	3,813	0,012
	3,906	0,011
	4,000	0,011

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 $\beta = 0,35$).

L'assunzione del β ridotto è supportata dalla "nota tecnica viadotti" (vedi elaborato CS0288).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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.

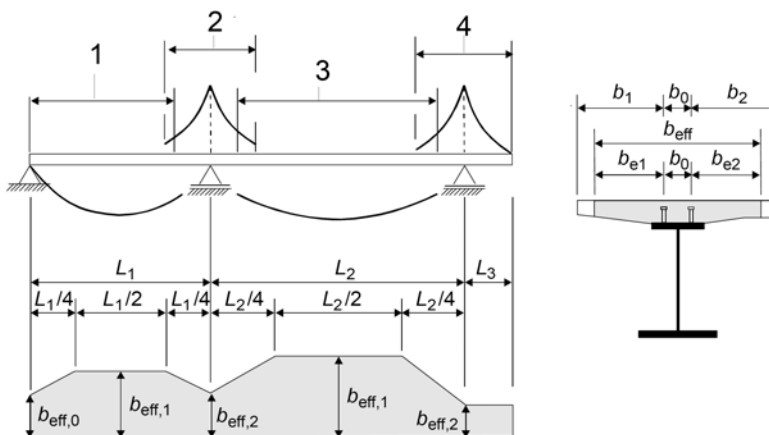
La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

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

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 $b_{eff,2}$

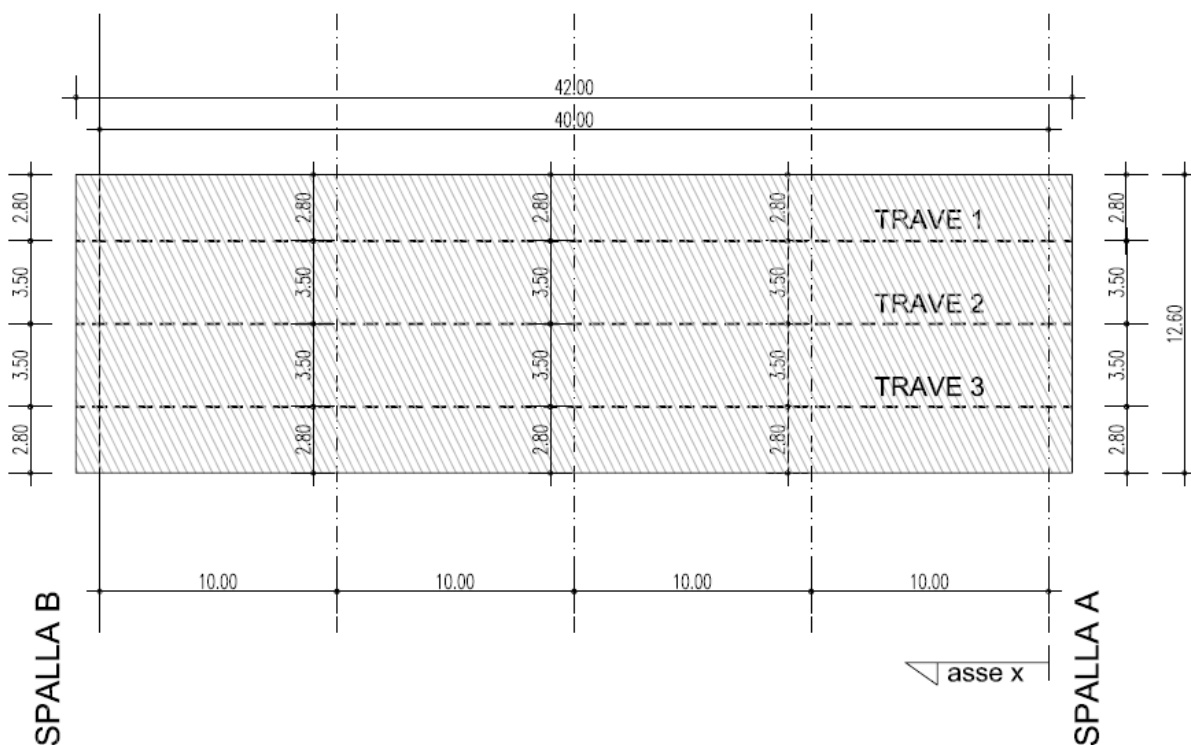
Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

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

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:

LARGHEZZA COLLABORANTE SECONDO UNI EN 1994-2 [DIMENSIONE IN m]			
N° TRAVE	TRAVE 1	TRAVE 2	TRAVE 3
x = 0 m	4,47 m	3,50 m	4,47 m
x = 10 m	4,55 m	3,50 m	4,55 m
x = 20 m	4,55 m	3,50 m	4,55 m
x = 30 m	4,55 m	3,50 m	4,55 m
x = 40 m	4,47 m	3,50 m	4,47 m



F2. Disposizione schematica travi longitudinali e loro interasse

A favore di sicurezza si adotterà nella modellazione e nell'analisi una larghezza collaborante per ciascuna trave pari a **3,50 m**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 $n = 17,59$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

I coefficienti di omogeneizzazione 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 $f_{cm}=40 \text{ N/mm}^2$, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 33346 \text{ N/mm}^2$$

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:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi) = 17,59 \quad \text{con} \quad \psi_L = 0,8$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

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 di **classe 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{2260}{30} = 75,3 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

Si riporta nel seguito le caratteristiche geometrico inerziali della sezione:

H2400_FS		$N_{by,Rd}$ [kN]	64.914	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	57.029	?	Classe Sezione Compressione 4 Flessione My 3 Flessione Mz 2 Presso-Flessione 3
g (Kg/m):	1.757	$N_{bz,Rd}$ [kN]	64.914	?	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	14.980	
h (mm):	2.400	$V_{ply,Rd}$ [kN]	13.352	!	$V_{plz,Rd}$ [kN]	23.424	
b_1 (mm):	1.000	r (mm):	0	$w_{pl,y}$ (cm ³):	209.427		
b_2 (mm):	1.200	A (cm ²):	2.238	i_y (cm):	102,0		
t_w (mm):	30	i_y (cm ⁴):	23.292.294	i_z (cm):	27,17		
t_{f1} (mm):	60	w_{y1} (cm ³):	168.677	w_z (cm ³):	27.542	I_T (cm ⁴):	29.714
t_{f2} (mm):	80	w_{y2} (cm ³):	228.554	$w_{pl,z}$ (cm ³):	44.309	I_w (cm ⁶):	17.814.062,5
							Verifiche Presso Flessione Svergolamento

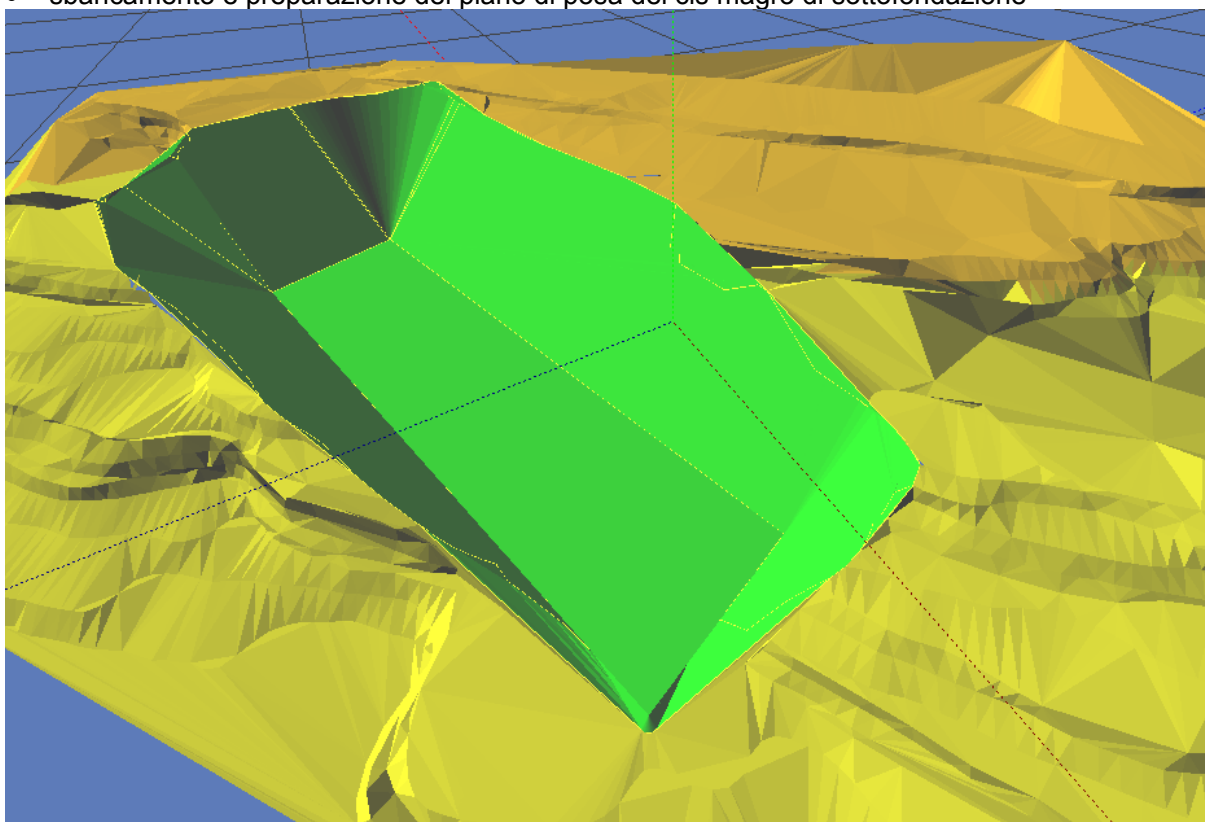
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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. della spalla successivamente al disarmo dei casseri;
- eseguire il riempimento dello scavo fino alla quota di +50cm dall'estradosso della fondazione in c.a.;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- installazione degli apparecchi di appoggio;
- rimodellazione del terreno antistante la spalla allo scopo di ottenere un piano di lavoro a quota costante per lo stoccaggio delle travi

ESECUZIONI DI TERZA FASE

- assemblaggio degli elementi metallici costituenti l'impalcato;
- posizionamento della gru
- varo dell'impalcato
- sistemazione dei rilevati come da elaborato CG0700PPZDCFC00VIX2000001

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 FC 00 VI X2 00 00 01
Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera	CG0700 P SH D C FC 00 VI X2 00 00 01
Relazione di calcolo	CG0700 P CL D C FC 00 VI X2 00 00 01
relazione geotecnica	CG0700 P RB D C FC 00 VI X2 00 00 01
Planimetria di progetto	CG0700 P PZ D C FC 00 VI X2 00 00 01
Profilo longitudinale di progetto	CG0700 P F8 D C FC 00 VI X2 00 00 01
Planimetria di tracciamento	CG0700 P P9 D C FC 00 VI X2 00 00 01
Sezione longitudinale e pianta fondazioni	CG0700 P ZZ D C FC 00 VI X2 00 00 01
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali	CG0700 P PZ D C FC 00 VI X2 00 00 02
Carpenteria spalla A	CG0700 P BA D C FC 00 VI X2 00 00 01
Carpenteria impalcato	CG0700 P BZ D C FC 00 VI X2 00 00 01
Particolari costruttivi impalcato	CG0700 P SA D C FC 00 VI X2 00 00 01
Fasi costruttive dell'opera d'arte	CG0700 P SZ D C FC 00 VI X2 00 00 01

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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/m ³
- acciaio:	78,5 kN/m ³
- massicciata+armamento+impermeabilizzazione:	20 kN/m ³

7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g₁)

Carpenteria metallica	=	78,50 x (0,23 x 3) x 1,15 =	62,28 kN/m
Soletta in c.a.	=	25,00 x (12,60 x 0,30) =	94,50 kN/m

Totale carichi permanenti strutturali ≈ 165 kN/m.

7.1.2 Carichi permanenti portati (g₃)

Massicciata+armamento	=	20,00 x (8,5 x 0,70) =	119,00 kN/m
Cordoli	=	25,00 x (0,18+0,18) x 0,20 =	1,80 kN/m
Cordoli bara ballast	=	25,00 x 0,16 x 2 =	8,00 kN/m
Barriere di sicurezza	=	2 x 2,00 =	4,00 kN/m
Portali elettrificazione	=		10,00 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 ≈ 150,00 kN/m.

7.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ε₁)

Essendo la struttura in semplice appoggio e priva di ogni tipo di presollecitazione, tale contributo non è presente su tale opera.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

$A_c =$	3780000	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	\leq	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:

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

Ricordando che il modulo elastico del conglomerato di resistenza caratteristica $f_{ck} = 32$ N/mm² per fenomeni di lunga durata vale:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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:

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

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:

$$N_R = - (3,357 \cdot 7000 \cdot 240) \cong - 5640 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per il ritiro $b_R = 7000 \text{ mm}$ e uno spessore di soletta pari allo spessore totale a cui si è detratta la presenza delle coppelle (spessore 6 cm), e al momento flettente di trasporto:

$$M_R = N_R \cdot (z_{G, sol} - z_G) = - 5640 \cdot (2,58 - 1,471) \cong - 6255 \text{ kNm}$$

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 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

$$N_{\Delta T} = (4,202 \cdot 7000 \cdot 300) \cong 8824 \text{ kN}$$

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per la variazione termica $b_R = 7000 \text{ mm}$, e al momento flettente di trasporto:

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot (z_{G, \text{sol}} - z_G) = 8824 \cdot (2,55 - 1,844) \cong 6230 \text{ kNm}$$

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 Treni di carico (q_1)

La disposizione del carico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.2.3.1 D.M. 14 -01-2008 e § 6.3 UNI EN 1991-2:2005).

Per analogia alla modalità "classica" di definizione di queste azioni, adottata anche nelle norme internazionali, si definiscono dei modelli di carico "teorici": LM71, SW/0 ed SW/2, e dei modelli convenzionali di carico di tipo "treno reale". I modelli di carico "teorici" sono composti da carichi uniformemente distribuiti, di varia estensione; fra essi, il solo modello LM71 prevede, simultaneamente, la presenza di 4 carichi concentrati "assi". I modelli di carico di tipo "treno reale" sono costituiti da carichi concentrati, variamente spazati, che schematizzano la successione degli assi di convogli realmente o potenzialmente circolanti; ciascuno di essi è caratterizzato da una velocità massima e da una determinata lunghezza complessiva. I modelli di carico definiti nel

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

seguito sono stati individuati in modo che i loro effetti, amplificati dai relativi incrementi dinamici, definiti separatamente, siano rappresentativi dell'involuppo degli effetti prodotti dai treni realmente circolanti portando in conto gli effetti della velocità e delle eventuali imperfezioni della rotaia, delle ruote e del sistema di sospensione. Come vedremo nel seguito, nella progettazione di alcune tipologie di strutture è sufficiente considerare i soli modelli di carico "teorici"; per altre, occorrerà considerare anche i modelli di carico convenzionali di tipo "treno reale".

Per l'opera in oggetto si utilizzeranno esclusivamente **treni di carico di tipo "teorico"**.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due modelli di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (modello di carico LM71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (modello di carico SW).

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico devono moltiplicarsi per un coefficiente di adattamento " α ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura secondo quanto indicato nella tabella seguente in base alle indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura. Per l'opera in oggetto si adotterà la **categoria A**.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/0	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/2	1.0	0.83 ⁽¹⁾

(1) per velocità di progetto ≥ 200 km/h si dovrà assumere il valore di $\alpha = 1.0$

Tabella 1 - Coefficiente di adattamento " α " in funzione del modello e della categoria del ponte

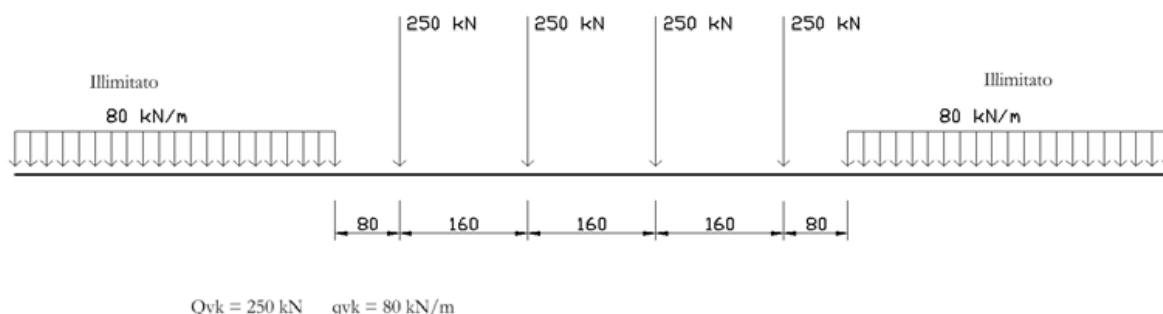
7.1.6.1 Treno di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

d'estremità e per una lunghezza illimitata



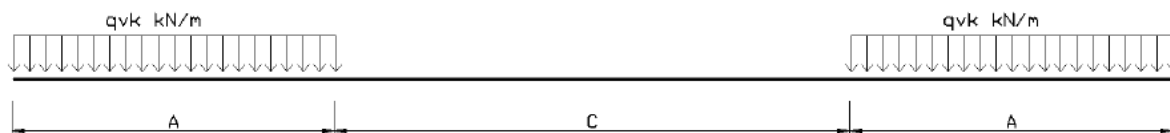
F3. Treno di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse: $Q_{v2}/Q_{v1}=1.25$, essendo Q_{v1} e Q_{v2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18$ con $s= 1435 \text{ mm}$; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

7.1.6.2 Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).



F4. Treno di carico SW

L'articolazione dei due modelli individuati (SW/0 ed SW/2) viene esplicitata nella tabella seguente:

Tipo di carico	Q_{vk} [kN/m]	A [m]	C [m]
Sw/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.6.3 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella tabella seguente e in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008 § 5.2.3.1.2, considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante:

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 (LM 71"+SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 (LM 71"+SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

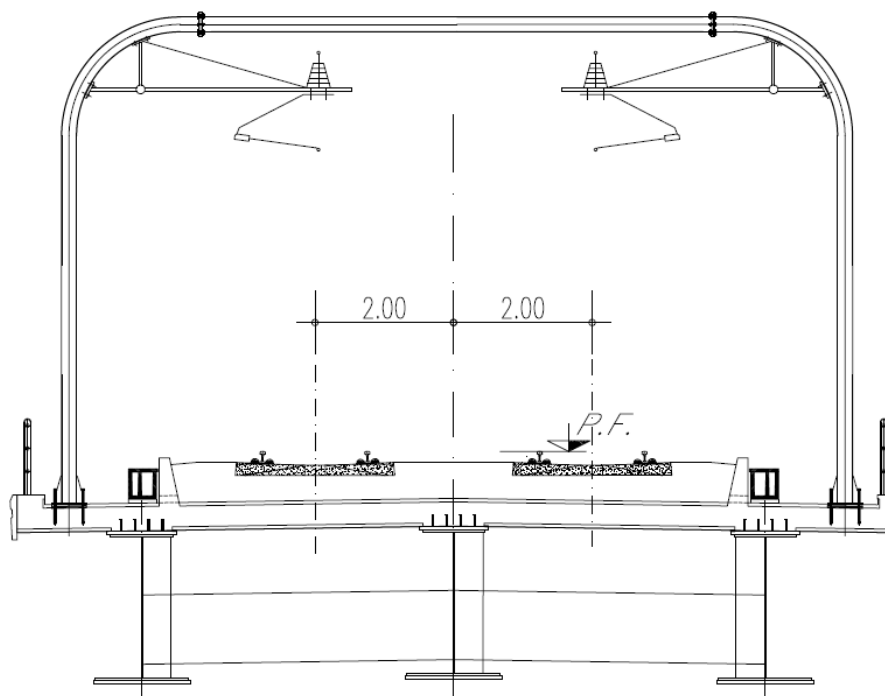
⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per la sezione dell'impalcato in oggetto (larghezza complessiva 12,60 m) si considerano 2 binari. La ripartizione trasversale dei possibili carichi eccentrici sulle varie travi, e di conseguenza il valore del coefficiente di ripartizione per ogni trave ρ_{ij} (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.

I treni di carico hanno le seguenti eccentricità trasversale rispetto al baricentro del gruppo di travi nel punto più sfavorevole (vedi figura successiva):

asse binario 1 = +2,00 m

asse binario 2 = -2,00 m



F5. Eccentricità dei binari rispetto al baricentro del gruppo di travi

Dai dati riportati, i coefficienti di Courbon-Albenga relativi alle travi, riferiti ai suddetti treni di carico sono i seguenti:

TRAVE 1 (TRAVE DI BORDO)	TRAVE 2	TRAVE 3
$\rho_{1,I} = 0,619$	$\rho_{2,I} = 0,333$	$\rho_{3,I} = 0,048$
$\rho_{1,II} = 0,048$	$\rho_{2,II} = 0,333$	$\rho_{3,II} = 0,619$

7.1.7 Incremento dinamico (q_2)

Nel seguito sono da intendersi richiamati integralmente i contenuti del par. 5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008 i quali sono integrati da ulteriori considerazioni tecniche necessarie per l'allineamento alle norme europee. Le sollecitazioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

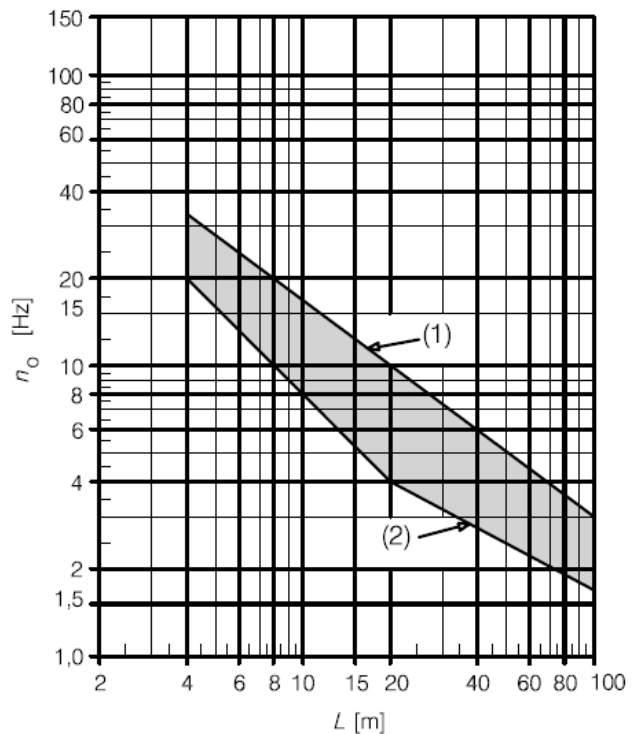
inerziali indotti sulla struttura;

- le variazioni degli effetti dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

Il passaggio ripetuto di carichi spaziali ad interassi approssimativamente costanti possono eccitare la struttura e, in circostanze particolari, creare fenomeni di risonanza (ove la frequenza dell'azione eccitante è prossima alla frequenza propria della struttura, c'è la possibilità che le vibrazioni causate dal transito di assi successivi sulla struttura siano eccessive).

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato nella figura a lato, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato nella figura a lato e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Per una trave semplicemente appoggiata, come l'opera in oggetto, la prima frequenza flessionale e la prima torsionale possono valutarsi con le formule:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]} ; n_T = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{GJ_p}{mp^2}} \text{ [Hz]}$$

Dove

- δ_0 rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti;
- GJ_p è la rigidezza torsionale della sezione trasversale;
- m è la massa per unità di lunghezza media del ponte;
- ρ è il raggio giratorio.

Per l'opera in oggetto, la deformazione massima dovuta alle azioni permanenti è valutabile secondo la nota relazione (vedi [B6]) per determinare l'abbassamento in mezzeria di una trave doppiamente appoggiata sollecitata da carico uniforme (per le caratteristiche della trave vedi §7.4.1):

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \frac{105 \cdot 40^4}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,399} \cong 41 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17.75}{\sqrt{41}} \cong 2,77 > n_{0,\min} = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 2,65$$

Pertanto si può eseguire un'analisi statica incrementando i treni di carico del coefficiente dinamico. I coefficienti dinamici Φ si applicano ai modelli di carico teorici LM71, SW/0 e SW/2 e tengono in conto le amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, con le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati.

Nella definizione dell'Incremento dinamico si considerano linee con **elevato standard manutentivo**. L'incremento dinamico risulta così definito:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con limitazione } 1 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

Si definisce L_ϕ "lunghezza caratteristica in metri", come la luce nella direzione delle travi principali (vedi Tabella 5.2.II del D.M. 14.01.2008), ovvero per la struttura in esame $L_\phi=40$ m, da cui si ottiene:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{40} - 0,2} + 0,82 = 1,055$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.8 Azione di avviamento e frenatura (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 § 5.2.2.4.1 D.M. 14 -01-2008), nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F.. I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

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

Tale azione si applica come carico uniformemente distribuito sulla lunghezza dell'opera.

7.1.10 Azione laterale (serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN.

Tale valore deve essere moltiplicato per α , ma non per il coefficiente Φ .

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale, 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 sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave mista acciaio-calcestruzzo. Il momento che ne consegue risulta:

$$m_s = Q_{sk} * (H_{tot} - z_G) / L = 100 * (3,50 - 1,877) / 40 = 4,06 \text{ kNm/m.}$$

dove:

H_{tot} e z_G sono rispettivamente la quota della rotaia più alta misurata dall'intradosso della trave e 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> CF0073_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 3 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:

$$q_{s,1} = \frac{3,50 \cdot 4,06}{2 \cdot 3,50^2} = 0,58 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla A})$$

$$q_{s,2} = \frac{3,50 \cdot 4,06}{2 \cdot 3,50^2} = 0,58 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla B})$$

Essendo tale forza verticale di entità trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco, non verrà presa in considerazione nel proseguo delle successive analisi.

7.1.11 Azione del vento (q_s)

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 4 m a partire dal piano stradale.

Nel caso in esame, le azioni dovute al vento dei casi d'impalcato scarico e carico coincidono, dato che sono presenti elementi marginali di altezza pari a 4 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

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

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

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

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

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:

$$\text{Altezza dell'impalcato} \quad H_{\text{imp}} = 2,40 + 0,30 + 0,75 = 3,40 \text{ m}$$

$$\text{Altezza totale della superficie esposta campata} \quad H_{\text{tot}} = 3,40 + 4,00 = 7,40 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Azione del vento campata tipica

$$F_{w,x} = 7,40 \cdot 2,545 = 18,83 \text{ kN/m}$$

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:

$$m_v = F_{w,x} \cdot (H_{tot}/2 - z_G) = 18,83 \cdot (7,40/2 - 1,877) = 34,33 \text{ kNm/m.}$$

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.

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 3 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:

$$q_{v,1} = \frac{3,50 \cdot 34,33}{2 \cdot 3,50^2} = 4,89 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla A})$$

$$q_{v,2} = \frac{3,50 \cdot 34,33}{2 \cdot 3,50^2} = 4,89 \text{ kN/m} \quad (\text{valore ottenuto in corrispondenza della Spalla B})$$

A favore di sicurezza si considera un carico uniformemente distribuito pari a 4,90 kN/m applicato sull'intera trave.

7.1.12 Azione sismica (q_6)

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.2 MODELLO DI CALCOLO

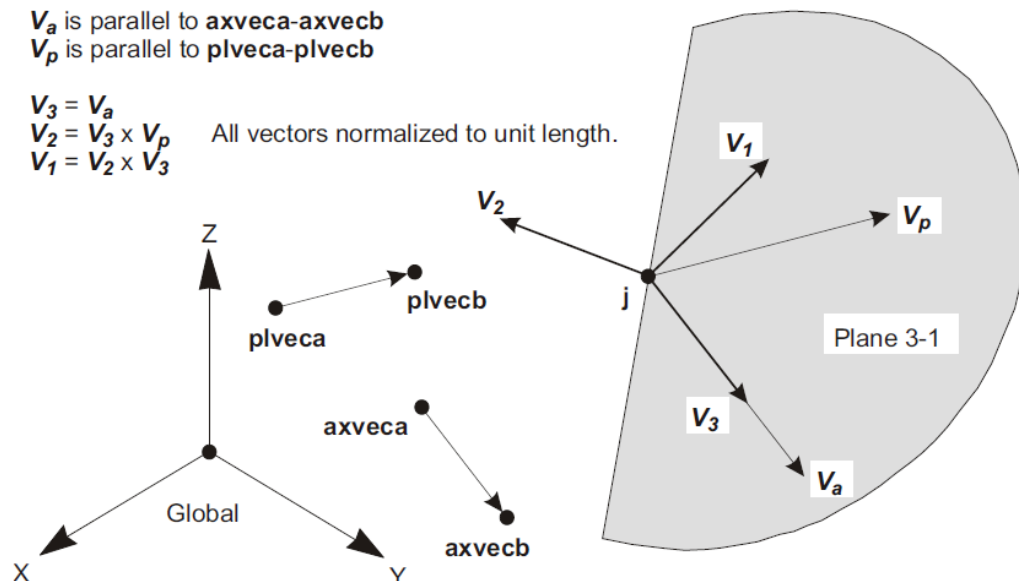
7.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice 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:

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



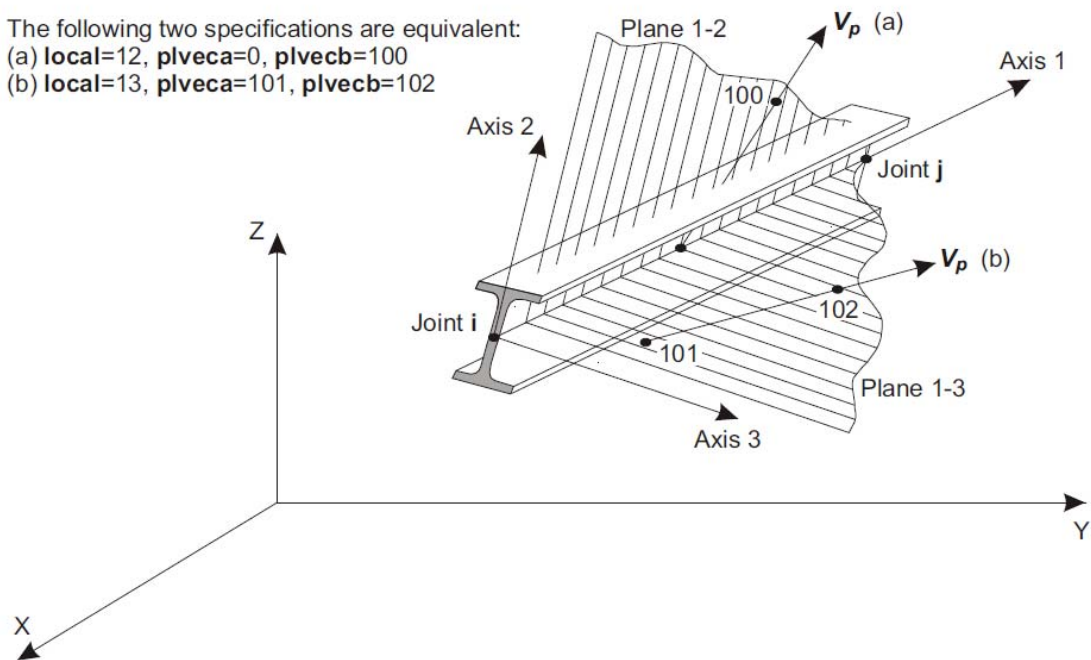
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **“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:

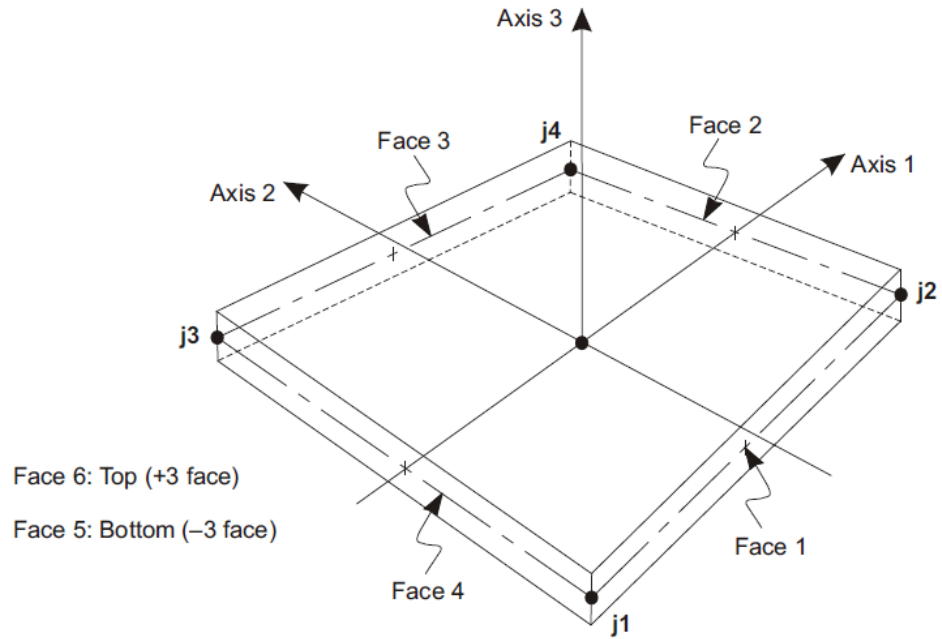
The following two specifications are equivalent:

(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

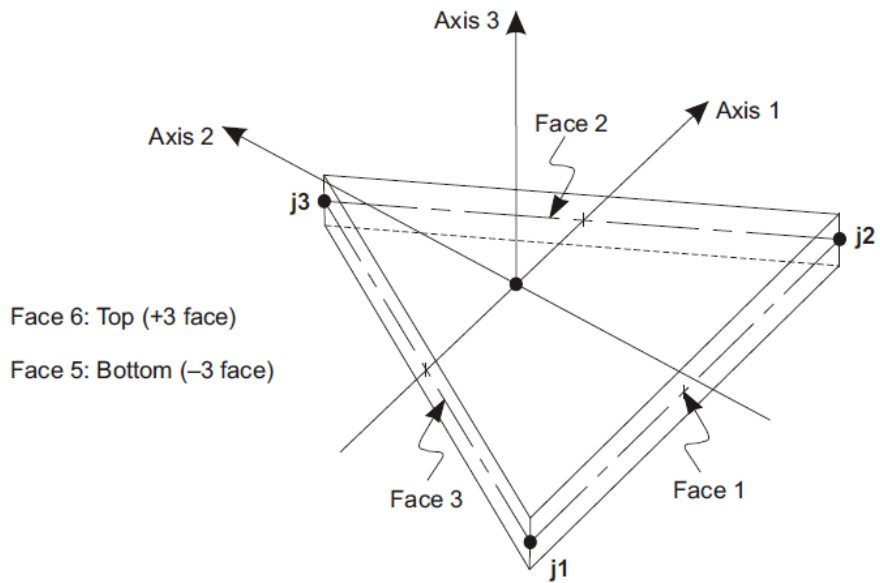
(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**



- **“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> CF0073_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 a singola campata ad asse rettilineo con luce di calcolo pari a 40 m. Longitudinalmente sono disposte 3 travi metalliche a doppio “T” a sezione costante, a interasse costante pari a 3,50 m; trasversalmente sono disposti dei traversi metallici a doppio T atti a irrigidire torsionalmente l'impalcato e ad agevolare la ripartizione dei carichi sulle singole travi metalliche.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e alle azioni variabili verticali.

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> CF0073_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:

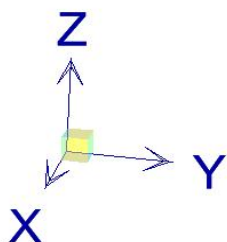
Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.

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.

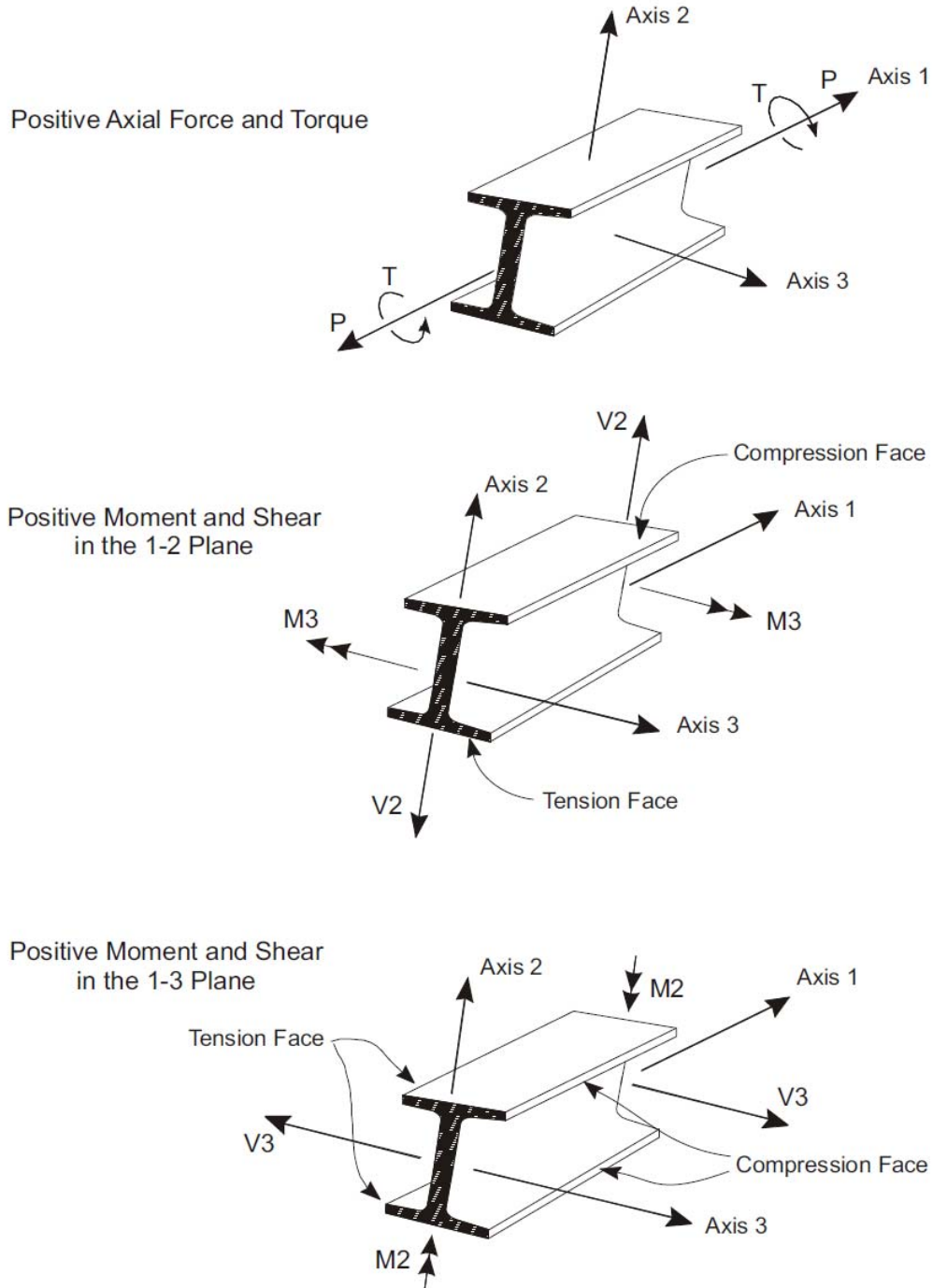
7.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

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":

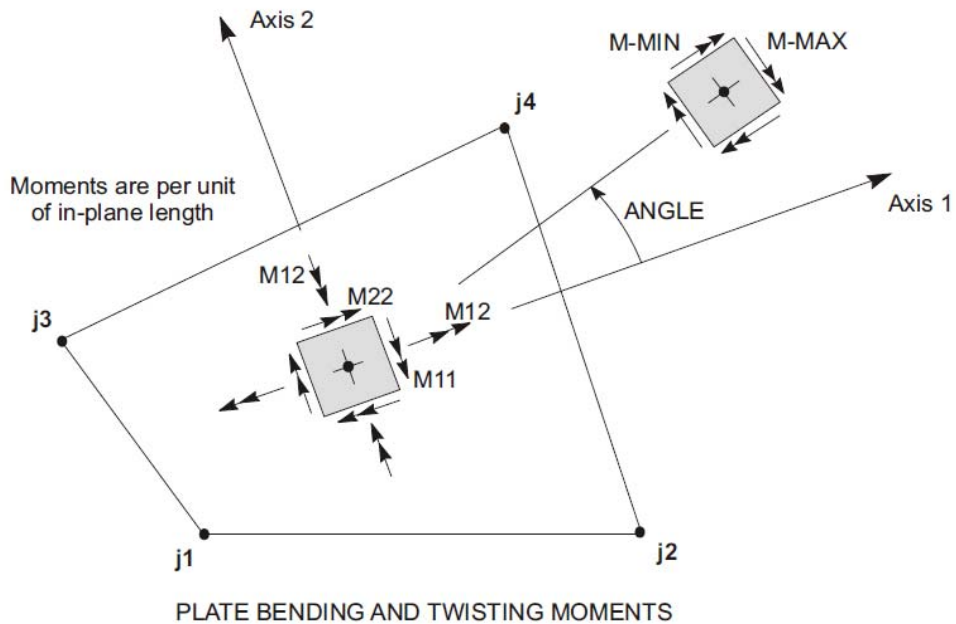
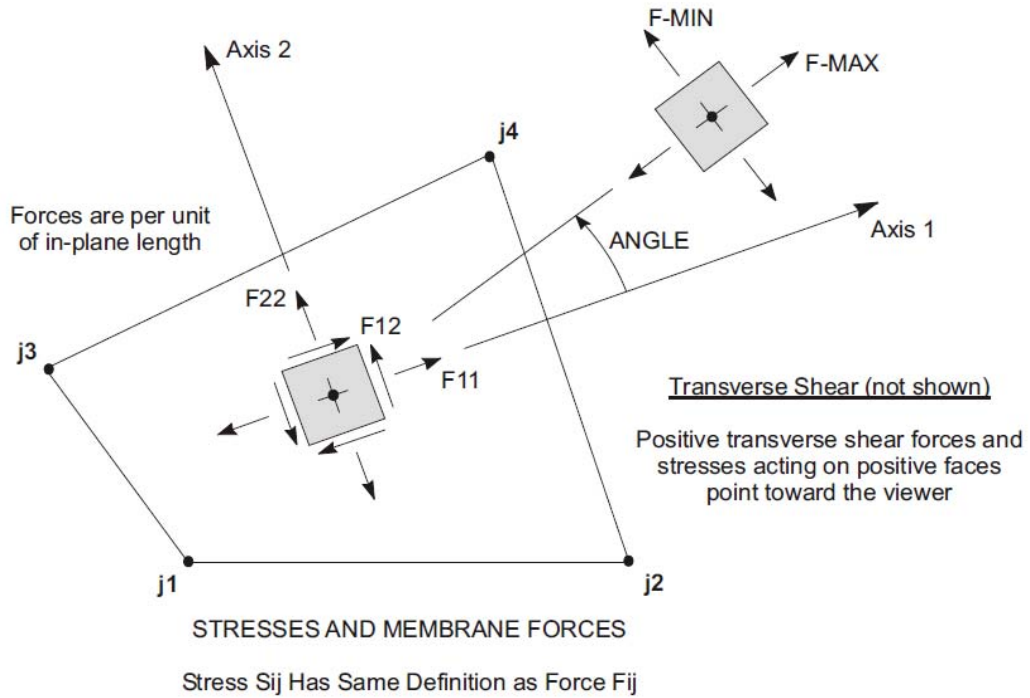


- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale dell'impalcato, positivo dalla Spalla A verso la Spalla B;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale, positivo verso destra;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

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



F6. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "line"



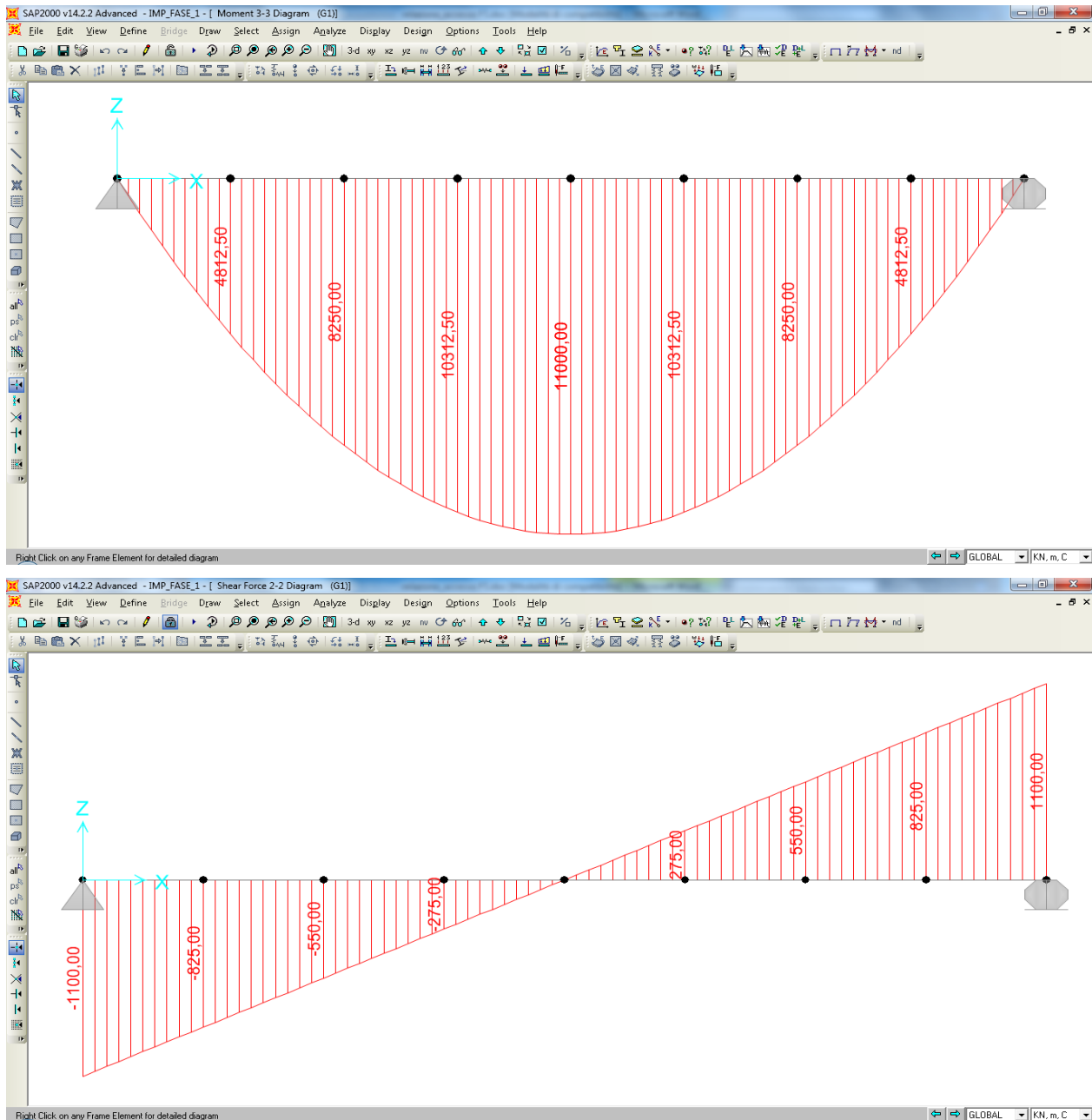
F7. Azioni e Sollecitazioni positive negli elementi tipo "Area"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

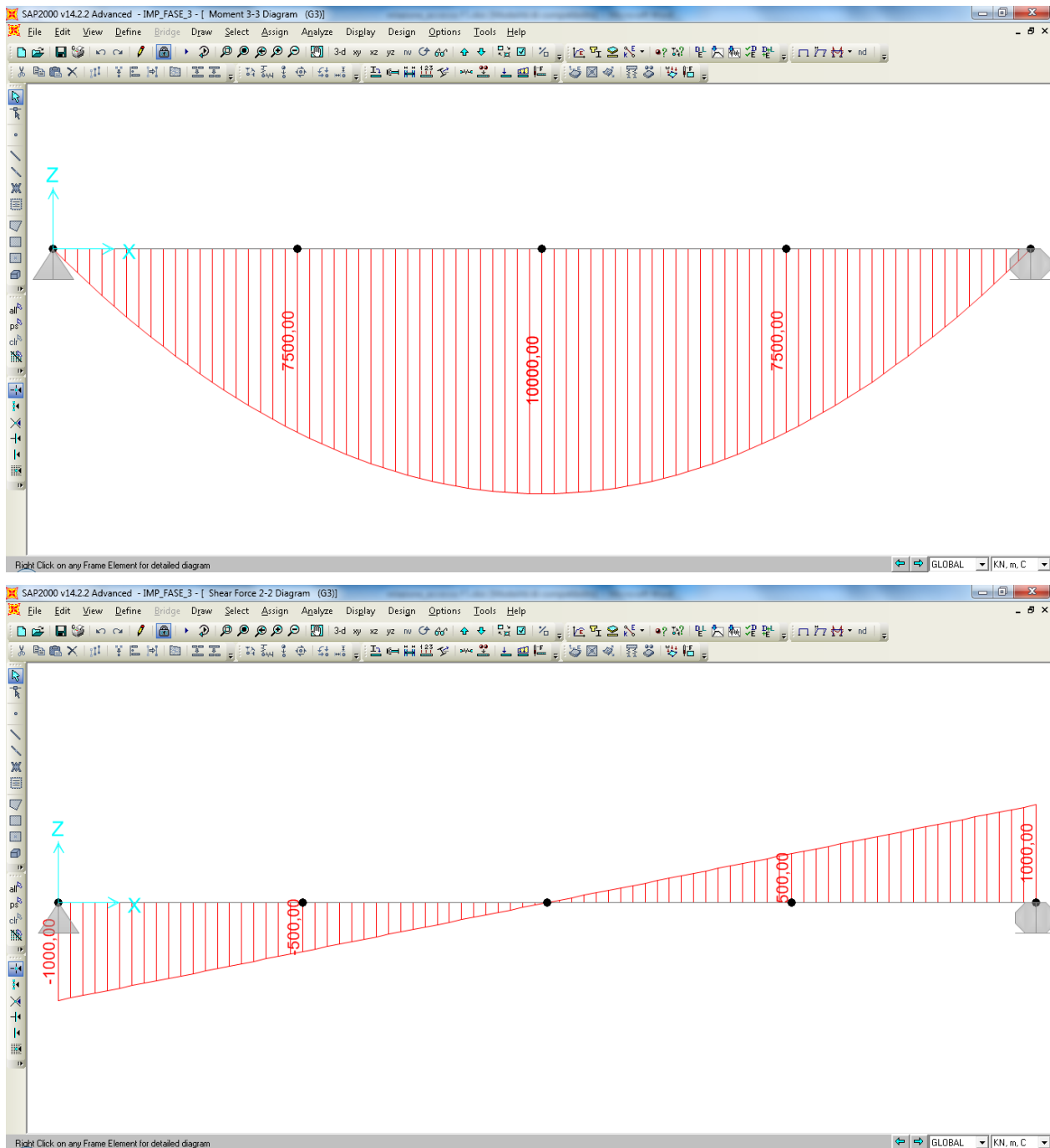
7.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

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

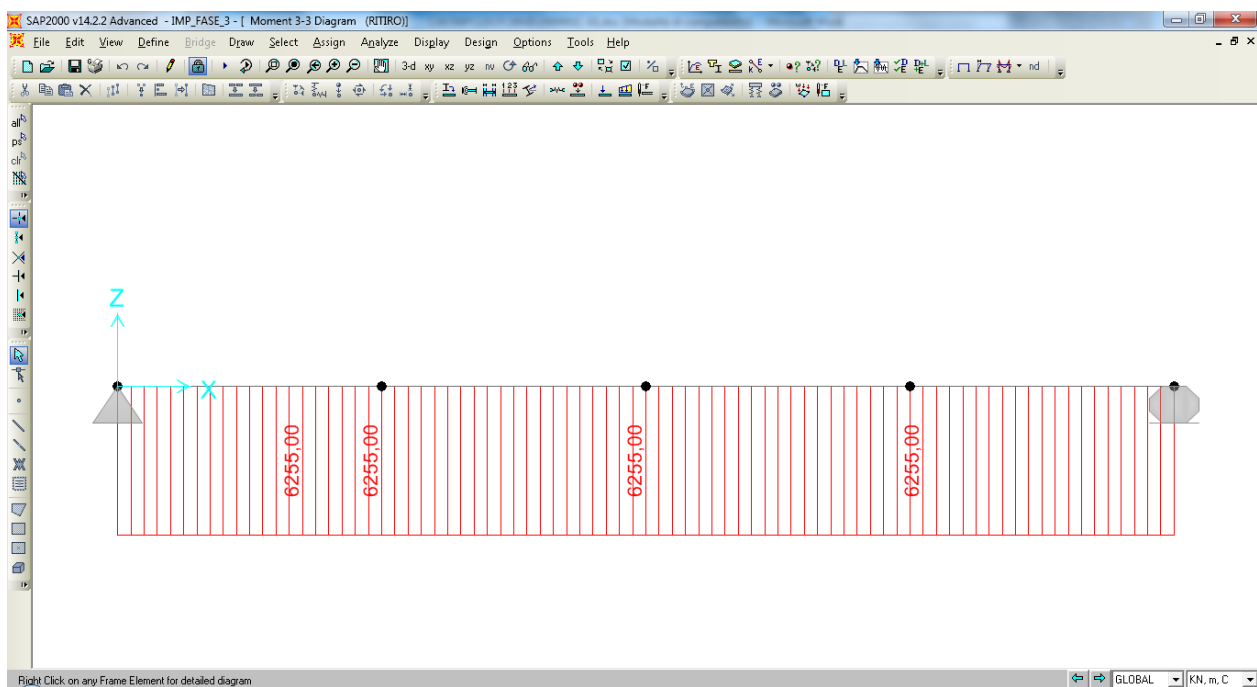
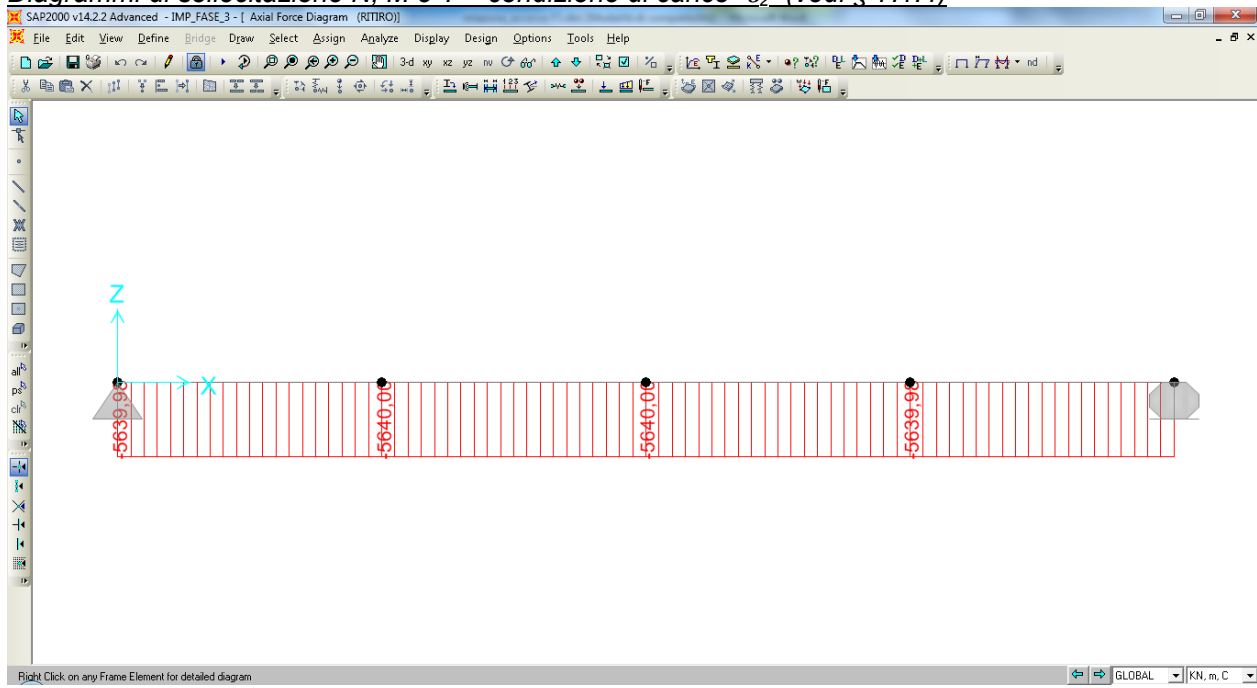
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₁” (vedi § 7.1.1)

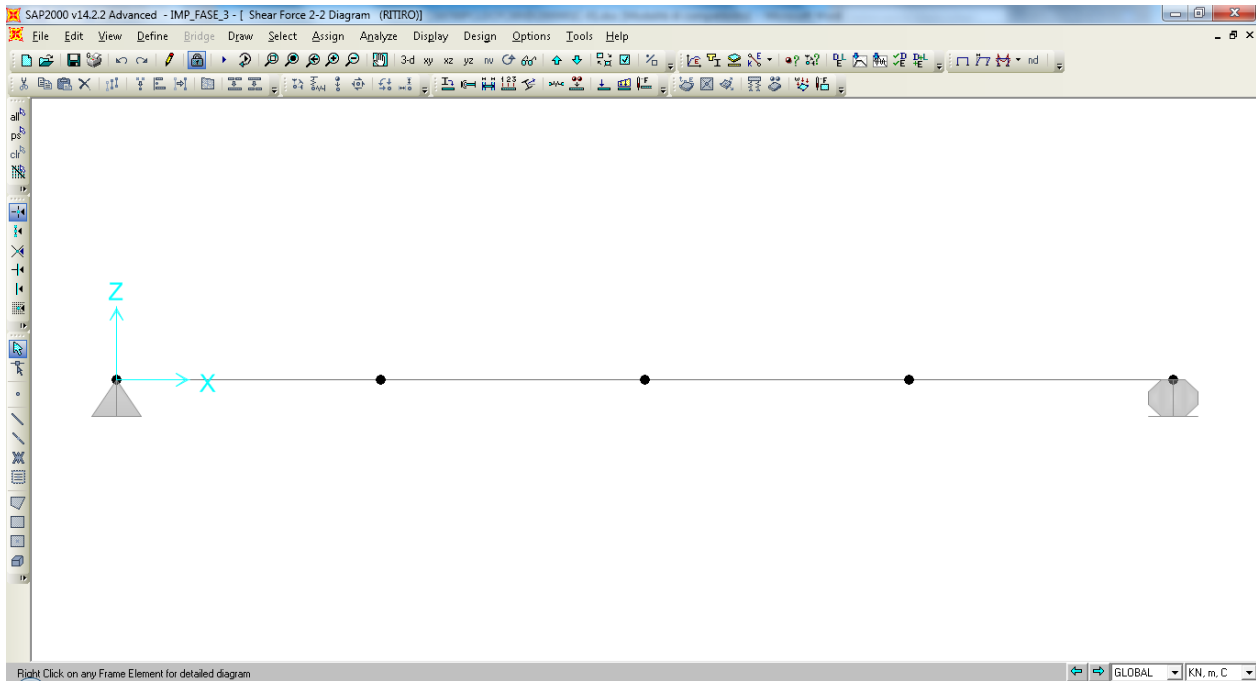


Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “ q_3 ” (vedi § 7.1.2)

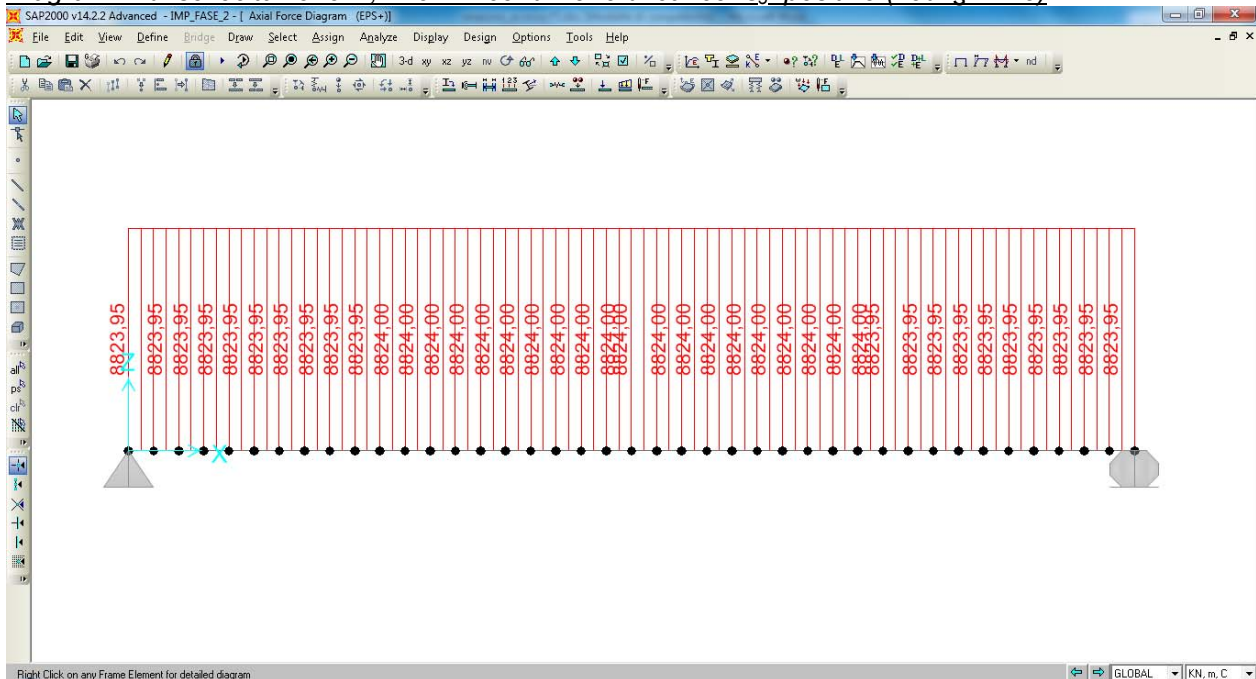


Diagrammi di sollecitazione N , M e T – condizione di carico “ ε_2 ” (vedi § 7.1.4)





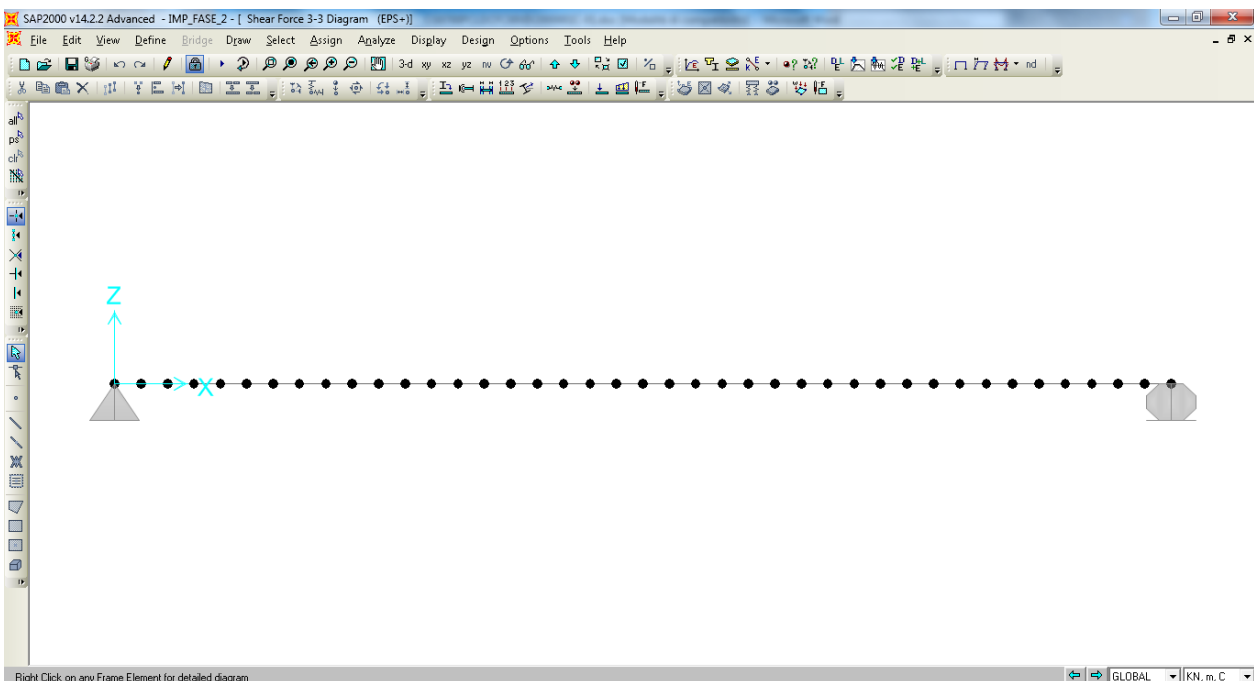
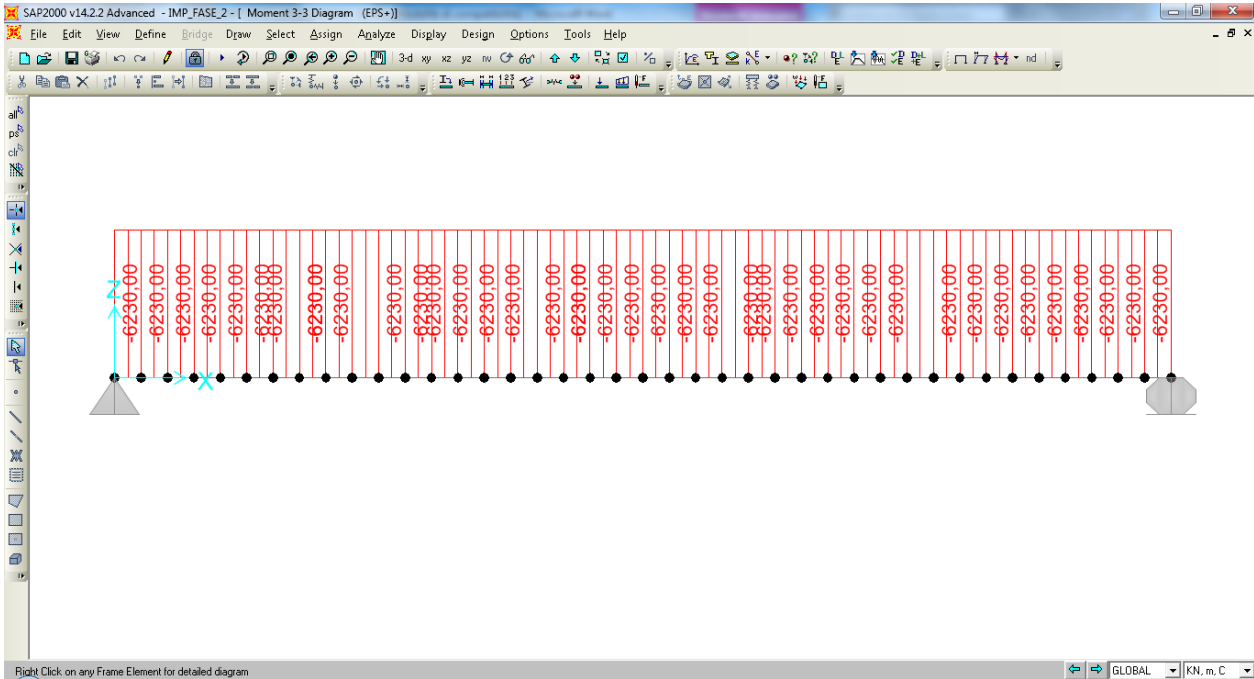
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ε_3 ” positivo (vedi § 7.1.5)



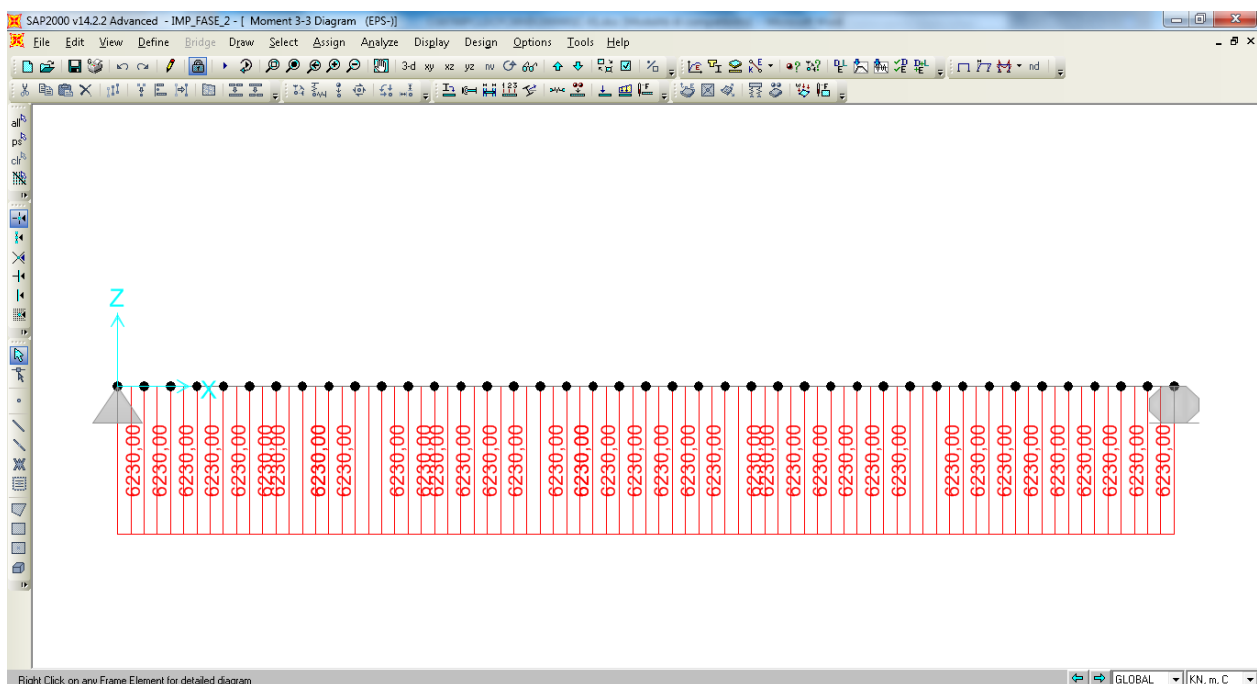
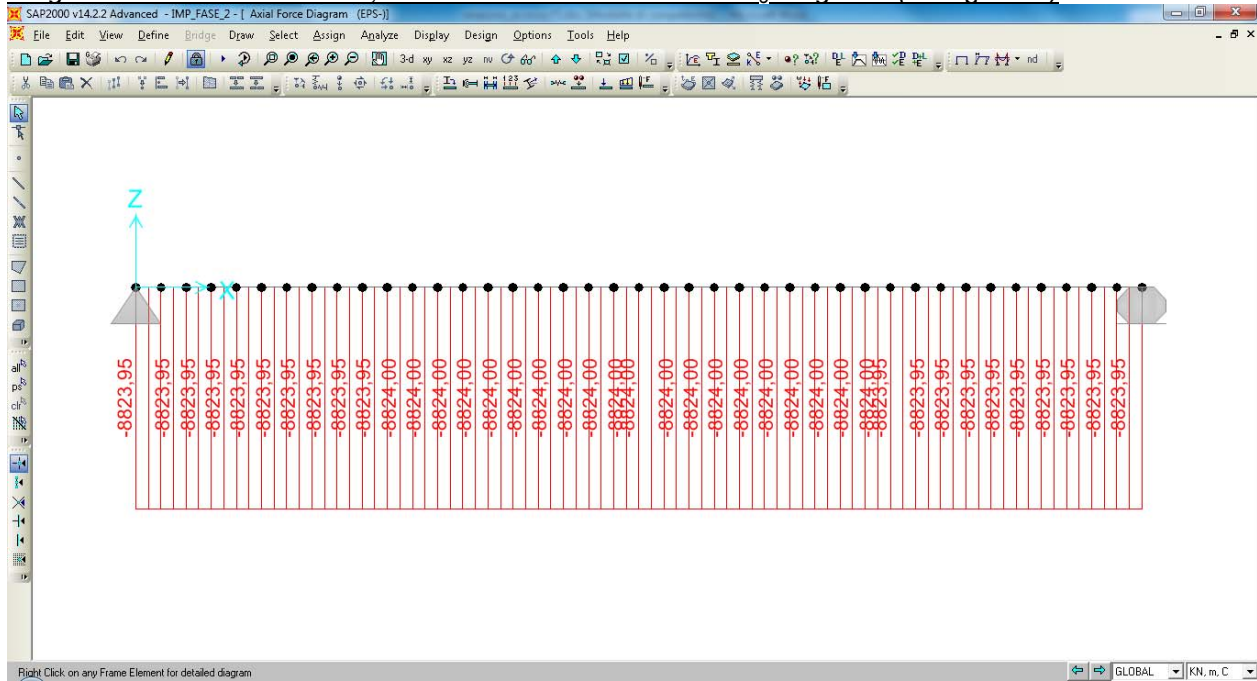
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

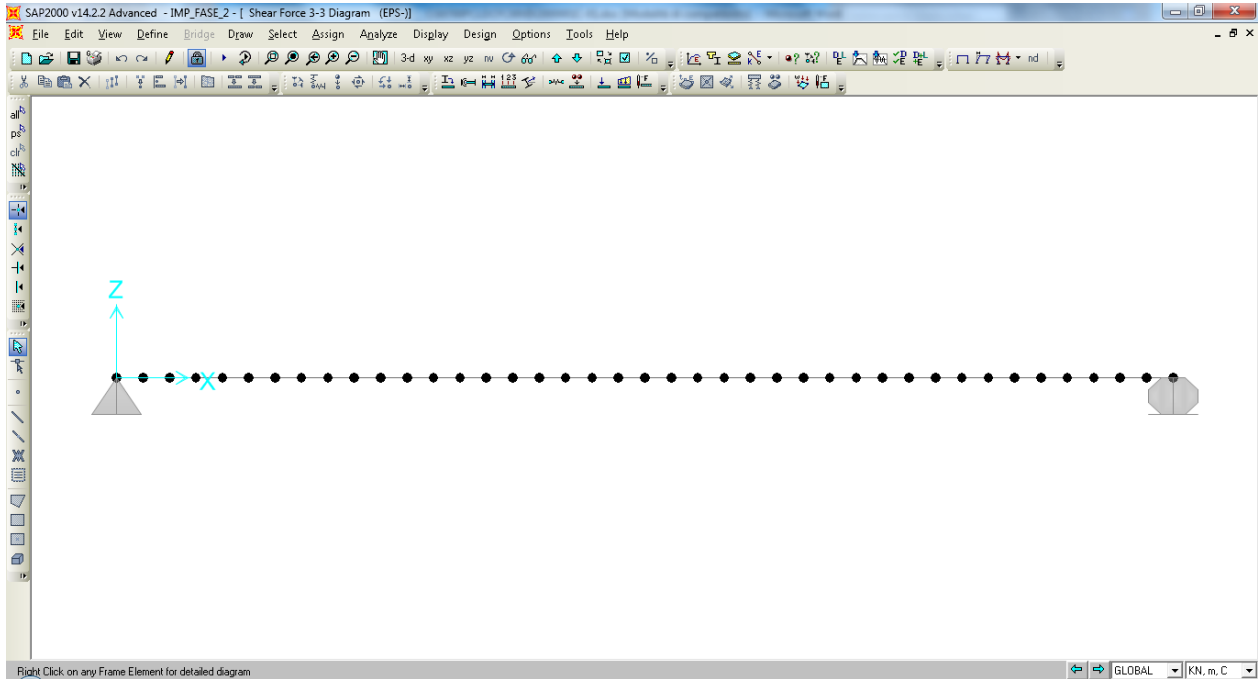
Rev	Data
F0	20/06/2011



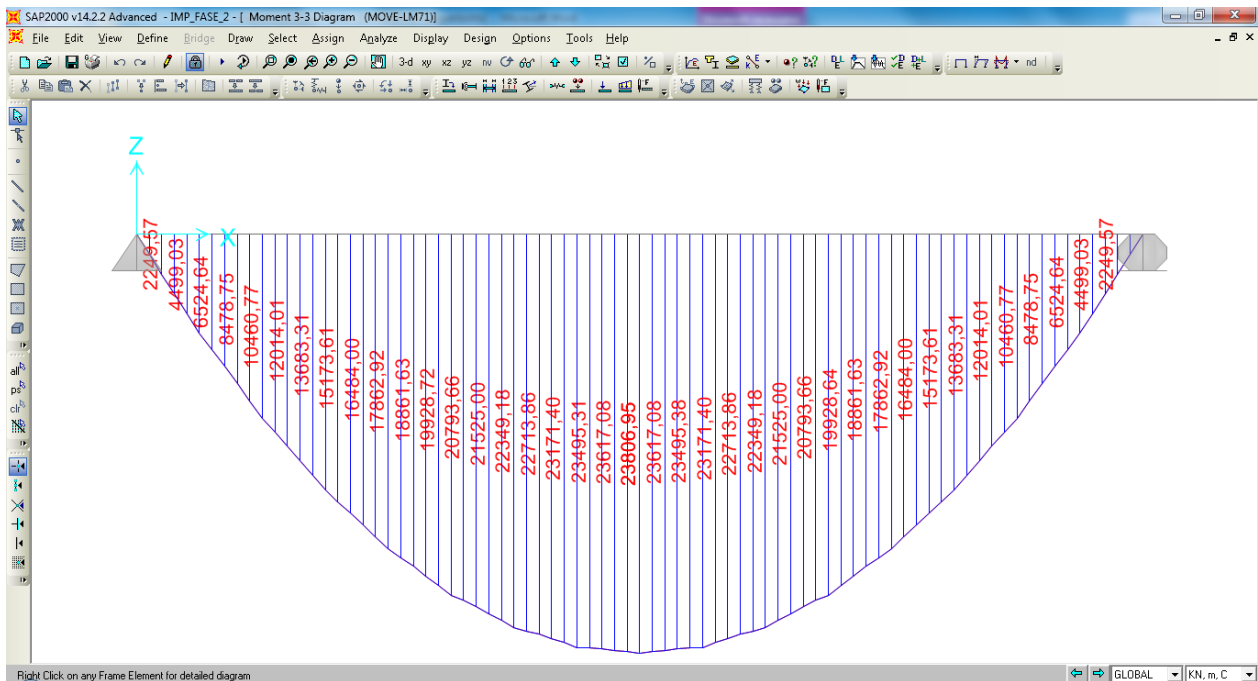
Diagrammi di sollecitazione N, M e T – condizione di carico “ ε_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)



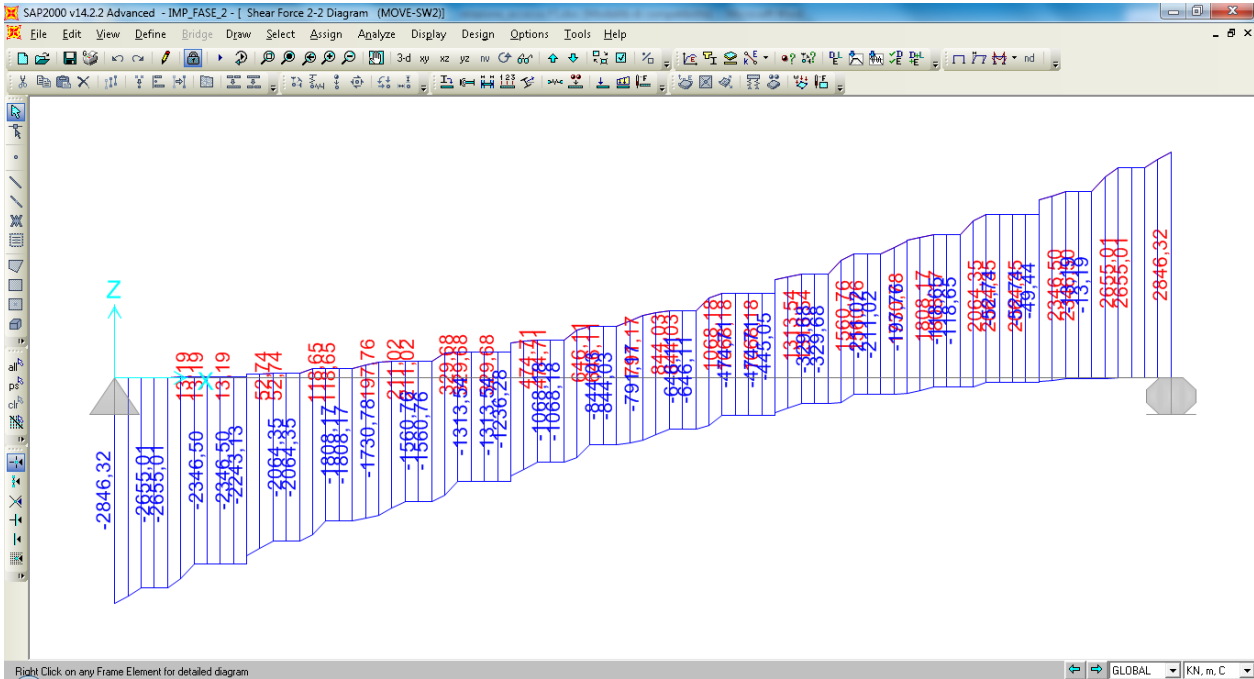
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Inviluppo dei diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “LM71” (vedi § 7.1.6)

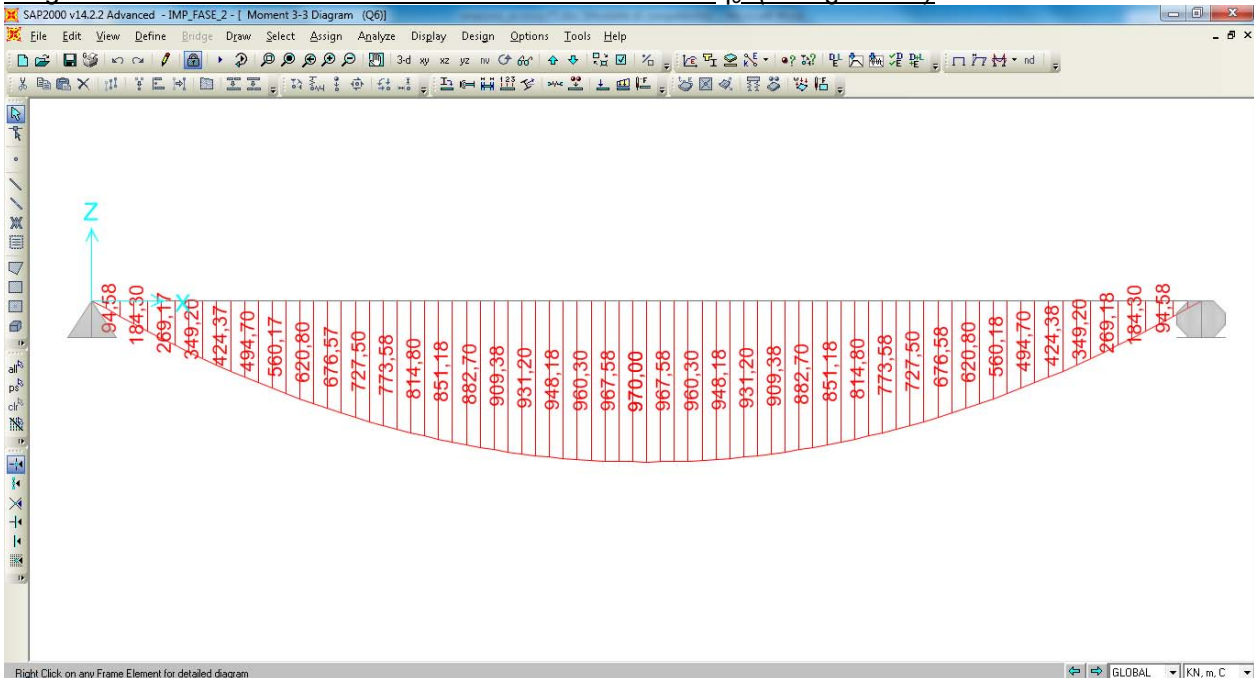


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0



Le sollecitazioni M e T ottenute devono essere ripartite fra le travi secondo quanto indicato al §7.1.6.3

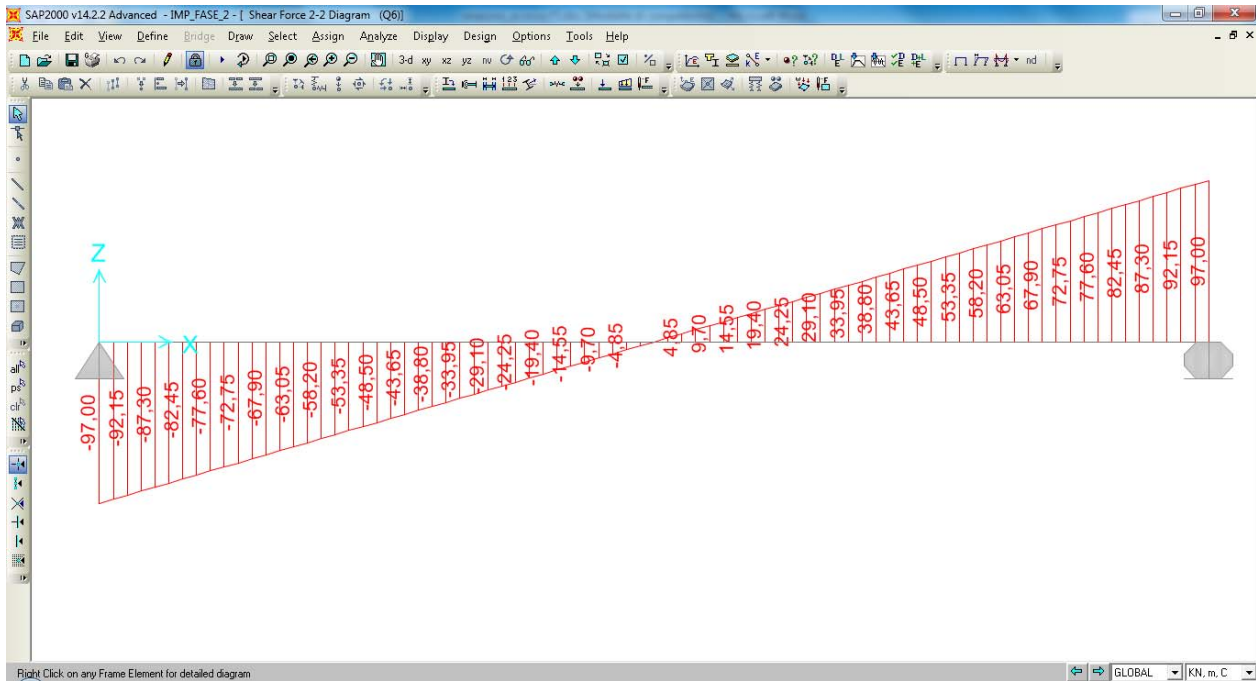
Diagrammi di sollecitazione M e T – condizione di carico “q₅” (vedi § 7.1.11)



RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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. 5.2.IV di [NT_1].

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1.00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1.00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1.00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

La Tab. 5.2.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 $\gamma_P = 1$.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 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. 5.2.VI e 5.2.VII di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	FWk	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	Tk	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $SLU1 = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLU2 = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

G_{k1}	pesi propri (g_1)
G_{k2}	carichi permanenti (g_3)
Q_k	carichi mobili (q_1)
Q_5	azione compatibile del vento
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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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). Per la struttura in esame, essendo $b / t = 2260/30 = 76 \leq 30+4 \cdot L=190$ (con "b" altezza del pannello d'anima, "t" spessore del pannello d'anima, "L" lunghezza d'impalcato) **la verifica a respiro delle anime risulta soddisfatta.**

Essendo la struttura del tipo misto, le verifiche agli S.L.S. con limitazione delle tensioni 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.

Rimangono invece da verificare le massime deformazioni sia nel piano orizzontale che verticale, per garantire la sicurezza al traffico ferroviario e perseguire un adeguato comfort per i passeggeri (in accordo con le "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" §1.8.3.2.2).

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

- $SLS1 = G_{k1} + G_{k2} + 0,8 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLS2 = G_{k1} + G_{k2} + 0,8 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3+}$

essendo:

G_{k1}	pesi propri (g_1)
G_{k2}	carichi permanenti (g_3)
Q_k	carichi mobili (q_1)
ε_{3-}	(-10 °C) variazione termica differenziale
ε_{3+}	(+10 °C) variazione termica differenziale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- A_v è l'area resistente a taglio;
- 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 (massime azioni taglianti)
2. Sezione in Mezzera – $x = 20$ m (massime azioni flettenti)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **2400** 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 =	60	1000	60000
piattabanda inferiore =	80	1200	96000
anima =	2260	30	67800
soletta collaborante =	300	3500	1050000
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=17,59
A_{tot} [m ²] =	0,2238000	0,3904667	0,2835115
y [m] =	1,0191153	1,6725576	1,3415410
J [m ⁴] =	0,2329229	0,4580501	0,3438377
$W_{a,ii}$ [m ³] =	0,2285541	0,2738621	0,2563006
$W_{a,i}$ [m ³] =	0,2480238	0,2876192	0,2725537
$W_{a,s}$ [m ³] =	-0,1763386	-0,6862767	-0,3443684
$W_{a,ss}$ [m ³] =	-0,1686766	-0,6296720	-0,3248474
$W_{c,i}$ [m ³] =	-	-3,9669339	-5,7122991
$W_{\phi,i}$ [m ³] =	-	-0,5743990	-0,3046967
$W_{\phi,s}$ [m ³] =	-	-0,4734650	-0,2648044
$W_{c,s}$ [m ³] =	-	-2,8086401	-4,4508037
$S_{a,i}$ [m ³] =	0,0939951	0,1567255	0,1249479
$S_{a,s}$ [m ³] =	0,0810531	0,1880869	0,1338664
S_{cis} [m ³] =	-	0,1462404	0,0721589

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	0	0	1485
FASE II n=6,3	0	0	2814,11925
FASE III n=17,59	0	0	1500
FASE II (delta T) n=6,3	5607	-7941,6	0
FASE III (ritiro) n=17,59	7506	-6768	0

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²] =	0,000	0,000	0,000	0,135	5,414	5,549	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²] =	0,000	0,000	0,000	-0,844	3,667	2,823	121,694
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²] =	0,000	0,000	0,000	-28,509	-45,668	-74,177	-149,906
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²] =	0,000	0,000	0,000	-29,243	-46,978	-76,222	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²] =	-	0,000	0,000	2,922	3,774	6,696	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²] =	-	0,000	0,000	-30,100	-48,506	-78,607	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²] =	-	0,000	0,000	-32,181	-52,217	-84,399	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²] =	-	0,000	0,000	2,339	3,402	5,740	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²] =	19,976	32,096	18,170	0,000	0,000	70,241	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²] =	17,225	38,518	19,467	0,000	0,000	75,210	
$S_{scorr.sol}$ [kN/m] =	-	898,456	314,795	0,000	0,000	1213,251	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,225 \leq 1$
 $\eta_3 = 0,128 \leq 1$ (si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

ALTEZZA TRAVE = **2400** mm SEZIONE N°: **2** ASCISSA x = **20 m**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

ELEMENTI	dimensione in direzione y [mm]	dimensione in direzione x [mm]	A_{xy} [mm ²]
piattabanda superiore =	60	1000	60000
piattabanda inferiore =	80	1200	96000
anima =	2260	30	67800
soletta collaborante =	300	3500	1050000
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=17,59
A_{tot} [m ²] =	0,2238000	0,3904667	0,2835115
y [m] =	1,0191153	1,6725576	1,3415410
J [m ⁴] =	0,2329229	0,4580501	0,3438377
$W_{a,ii}$ [m ³] =	0,2285541	0,2738621	0,2563006
$W_{a,i}$ [m ³] =	0,2480238	0,2876192	0,2725537
$W_{a,s}$ [m ³] =	-0,1763386	-0,6862767	-0,3443684
$W_{a,ss}$ [m ³] =	-0,1686766	-0,6296720	-0,3248474
$W_{c,i}$ [m ³] =	-	-3,9669339	-5,7122991
$W_{\phi,i}$ [m ³] =	-	-0,5743990	-0,3046967
$W_{\phi,s}$ [m ³] =	-	-0,4734650	-0,2648044
$W_{c,s}$ [m ³] =	-	-2,8086401	-4,4508037
$S_{a,i}$ [m ³] =	0,0939951	0,1567255	0,1249479
$S_{a,s}$ [m ³] =	0,0810531	0,1880869	0,1338664
S_{cis} [m ³] =	-	0,1462404	0,0721589

SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
FASE I n=0	14850	0	0
FASE II n=6,3	26958,58	0	762,51
FASE III n=17,59	15000	0	0
FASE II (delta T) n=6,3	5607	-7941,6	0
FASE III (ritiro) n=17,59	7506	-6768	0

TENSIONI AGENTI NELLA SEZIONE

	FASE I	FASE II	FASE III	ΔT_{ermico}	RITIRO	TOTALE	$ \sigma_{id} $
$\sigma_{a,ii}$ [N/mm ²] =	64,974	98,439	58,525	0,135	5,414	227,486	
$\sigma_{a,i}$ [N/mm ²] =	59,873	93,730	55,035	-0,844	3,667	211,462	211,997
$\sigma_{a,s}$ [N/mm ²] =	-84,213	-39,282	-43,558	-28,509	-45,668	-241,231	-241,907
$\sigma_{a,ss}$ [N/mm ²] =	-88,038	-42,814	-46,176	-29,243	-46,978	-253,249	
$\sigma_{c,i}$ [N/mm ²] =	-	-6,796	-2,626	2,922	3,774	-2,726	
$\sigma_{\phi,i}$ [N/mm ²] =	-	-46,934	-49,229	-30,100	-48,506	-174,769	
$\sigma_{\phi,s}$ [N/mm ²] =	-	-56,939	-56,646	-32,181	-52,217	-197,983	
$\sigma_{c,s}$ [N/mm ²] =	-	-9,598	-3,370	2,339	3,402	-7,228	
$\tau_{a,i}$ [N/mm ²] =	0,000	8,697	0,000	0,000	0,000	8,697	
$\tau_{a,s}$ [N/mm ²] =	0,000	10,437	0,000	0,000	0,000	10,437	
$S_{scorr.sol}$ [kN/m] =	-	243,444	0,000	0,000	0,000	243,444	

VERIFICA DELLA SEZIONE

$\eta_1 = 0,749 \leq 1$

$\eta_3 = 0,018 \leq 1$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 (massime azioni taglianti)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ALTEZZA TRAVE =	2400	mm	SEZIONE N°: 1	ASCISSA x = 0 m
-----------------	-------------	----	----------------------	------------------------

$h_w/t =$	75,3333	rapporto tra spessore e altezza dell'anima
$h_w/t \leq 72\varepsilon / \eta \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima non irrigidita)
$h_w/t \leq 31\varepsilon \sqrt{k_\tau / \eta} \rightarrow$		occorrono irrigidimenti ai supporti (valido per anima irrigidita)
a [mm] =	2.500,00	passo degli irrigidimenti in direzione longitudinale al ponte
h_w [mm] =	2.260,00	altezza dell'anima della trave
t [mm] =	30,00	spessore dell'anima della trave
b_f [mm] =	1.000,00	larghezza flangia sup.
t_f [mm] =	60,00	altezza flangia sup.
C =	718,98	
$\eta =$	1,20	
$\alpha =$	1,11	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	
$k_\tau =$	8,609	coefficiente di shear buckling
σ_E [N/mm ²] =	33,480	
τ_{cr} [N/mm ²] =	288,22	
$\lambda_w =$	0,819	parametro di snellezza
end support =	NO END POST	<input type="button" value="▼"/>
$\chi_w =$	1,013	coefficiente del contributo dell'anima allo shear buckling
$M_{f,Rd}$ [kNm] =	42.575,45	momento resistente della sezione
$\eta_{rid} =$	0,7045	coefficiente riduttivo da considerare in presenza di azione assiale
$V_{bw,Rd}$ [kN] =	12.076,08	contributo dell'anima allo shear buckling
$V_{bf,Rd}$ [kN] =	1.233,41	contributo delle flange allo shear buckling
VERIFICA $\eta_3 =$	0,44	≤ 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 dall'accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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”).

Vengono presi a riferimento i modelli di carico “treni reali” riportati nella UNI EN 1991-2, richiamati nell’Istruzione n. 44 F “Verifiche a fatica dei ponti ferroviari” all’Allegato 1.

Per i ponti a semplice binario si assume la combinazione di carico “standard” della Tabella 1.1-1 di detta norma (riportata nel seguito), in base al quale risultano circolanti 67 treni al giorno per un traffico annuo di circa 24,95 milioni ($24,95 \times 10^6$) di tonnellate.

Tipo di treno	Numero di treni al giorno	Massa del treno [t]	Volume di traffico [10^6 t/anno]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Tab. 1.1-1 – Combinazione di traffico normale con assi ≤ 225 kN

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per le linee a scarso traffico (< 24,95 milioni t/anno) si assume lo stesso spettro, con i valori delle sollecitazioni indotte opportunamente corrette mediante un coefficiente funzione del volume di traffico annuo previsto sul corso di vita dell'opera.

Nel caso di ponti a doppio binario, si dovrà tener conto delle possibilità d'incrocio dei treni sul ponte per la verifica degli elementi delle pareti principali e delle travi trasversali. In tal caso, i dati tensionali andranno calcolati considerando ambedue i binari caricati, ma apportando ai valori numerici di $\Delta\sigma$ il fattore correttivo λ_4 di seguito riportato:

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n] \cdot [a^5 \cdot (1 - a)^5]}$$

Dove:

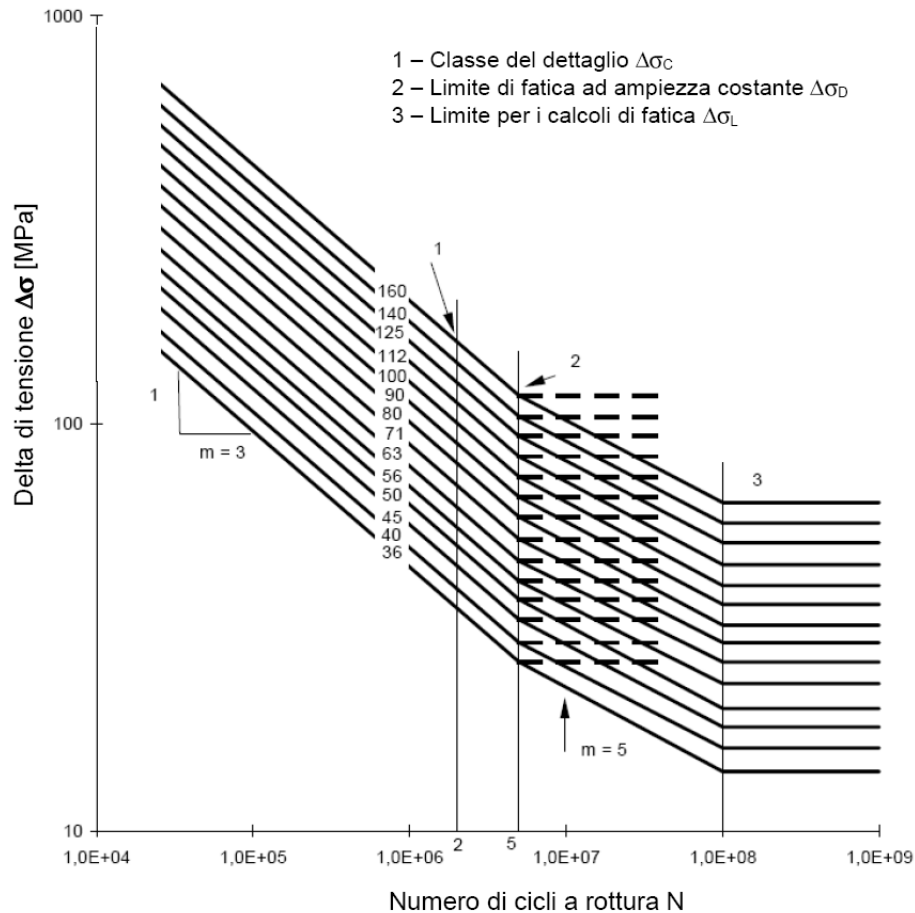
$a = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}$ rapporto tra il delta di tensione prodotto con il modello su un solo binario e il delta di tensione prodotto con il modello su due binari, per l'opera in oggetto vale 0,93

n si assume pari a 33,3% sul ponte nel caso che tal evento generi effetto in termini tensionali sul particolare elemento strutturale che si sta verificando.

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

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_c$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N = 5 \times 10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N = 10^8$ cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate nella figura seguente.



F8. Curve S-N per dettagli /elementi soggetti a tensioni normali

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”).

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. La verifica per vita illimitata deve soddisfare:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

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

Sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, $\Delta\sigma_{d,eq}$ in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, $n_{tot} = \sum n_i$ un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$ in grado di produrre, in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

E' possibile ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza (metodo dei coefficienti λ), confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto $\Delta\sigma_{E,d}$ con la classe del particolare $\Delta\sigma_c$. La verifica col metodo dei coefficienti deve soddisfare:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

dove:

λ è un fattore di correzione

$\Delta\sigma_{71}$ la differenza di tensione tra i valori estremi σ_{max} e σ_{min} dovuti al sovraccarico teorico di calcolo adottato per il ponte (LM71) posto nella posizione più sfavorevole

$\Delta\sigma_c$ è la resistenza alla fatica corrispondente a 2×10^6 cicli da ricavare sulle curve S-N

Φ_2 è il coefficiente d'incremento dinamico del sovraccarico teorico, definito come al § 7.1.7

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il metodo dei coefficienti λ utilizzando il **carico LM71** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), 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.), e all'Istruzione n. 44 F "Verifiche a fatica dei ponti ferroviari".

La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{Mf} = 1,35$ e $\gamma_F = 1$. Il fattore di correzione λ è definito come:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max} = 1,4$$

Dove:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- λ_1 è un fattore per differenti tipi di travature che prende in conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico e dipende dalla lunghezza (campata) della linea o della superficie d'influenza, per l'opera in esame si assume pari a 0,64;
- λ_2 è un fattore che porta in conto il volume di traffico, per l'opera in esame si assume pari a 1;
- λ_3 è un fattore che porta in conto la vita di progetto del ponte, per l'opera in esame assunto pari a 1;
- λ_4 è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario, per l'opera in esame vale 0,81.

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

Dalle analisi eseguite ai paragrafi precedenti (vedi § 7.3), si ottiene $\Delta\sigma_{71} \approx 53 \text{ N/mm}^2$.

Risulta quindi:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 0,52 \cdot 1,055 \cdot 76 = 41,56 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \quad \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

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

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

Le caratteristiche geometriche della piolatura sono:

interasse trasversale i_t

= 20 cm (4 pioli nelle zone di campata)

= 15 cm (6 pioli tra la sezione $x=0$ m e $x=8$ m)

interasse longitudinale i_L

= 20 cm

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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	$\geq 0,4 \cdot \Phi$
diámetro	$\geq 1,5 \cdot \Phi$

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

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

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 sezione generica, per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1 \text{ m}$, 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 $\Phi = 19 \text{ mm}$, di altezza efficace 160 mm, con un calcestruzzo di classe $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$, per un acciaio di tipo S355J0 ($f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$) risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 (massime azioni taglianti)
2. Sezione fine primo concio – $x = 10$ m

VERIFICA S.L.U. SEZIONE 1 – $x = 0$ m

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

$$S = 1395 \cdot 0,2 \approx 277 \text{ kN}$$

$$T_1 = 277 / 6 = 46,16 \text{ kN} < k_s \cdot P_{Rd} = 63,93 \text{ kN}$$

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

lunghezza efficace

$$b_{eff} = 3,50 \text{ m}$$

altezza acciaio

$$h = 2400 \text{ mm}$$

area trave acciaio

$$A_{met} = 0,224 \text{ m}^2$$

quota baricentro acciaio

$$y_{GA} = 1,019 \text{ mm}$$

tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'intradosso acciaio

$$\sigma_i = 10,74 \text{ N/mm}^2$$

tensione prodotta da (ritiro+ ΔT) all'estradosso acciaio

$$\sigma_e = -61,62 \text{ N/mm}^2$$

tensione a quota baricentro acciaio

$$\sigma_{GA} = \sigma_e - [(h - y_g) \cdot (\sigma_e - \sigma_i) / h] = -10,71 \text{ N/mm}^2$$

La risultante delle tensioni nella sezione di acciaio

$$F = \sigma_{GA} \cdot A_{met} \cdot 10^3 = 2399 \text{ kN}$$

Considerando la distribuzione triangolare dello scorrimento unitario τ sulla lunghezza b_{eff} ,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

l'ordinata τ_{\max} in corrispondenza dell'estremità della trave risulta:

$$\tau_{\max} = 2 \cdot F / b_{\text{eff}} = 2 \cdot 2399 / 3,50 = 1371 \text{ kN/m}$$

Da cui:

$$S = 1371 \cdot 0,2 \approx 275 \text{ kN}$$

$$T_1 = 275 / 6 = 45,83 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

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 = 10 m

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

$$S = 762 \cdot 0,2 \approx 153 \text{ kN}$$

$$T_1 = 153 / 4 = 38,25 \text{ kN} < k_s \cdot P_{\text{Rd}} = 63,93 \text{ kN}$$

VERIFICA A FATICA SEZIONE 1 – x = 0 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo dei coefficienti λ** utilizzando il **carico LM71** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), 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.), e all'Istruzione n. 44 F "Verifiche a fatica dei ponti ferroviari". La verifica è poi condotta con il **criterio della vita utile** (Safe Life) assumendo $\gamma_{\text{Mf}} = 1,35$ e $\gamma_{\text{F}} = 1$.

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 $\Delta\tau_{\text{C}} = 90 \text{ N/mm}^2$.

Lo scorrimento prodotto dai carichi mobili, applicati in conformità a quanto già definite al § 7.3.2, vale $S = 554 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{71} = 554 \cdot 10^3 / (30 \cdot A_{\text{piolo}}) = 65,0 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:

$$\Delta\tau_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\tau_{71} = 0,52 \cdot 1,055 \cdot 65 = 35,65 \leq \frac{\Delta\tau_{\text{C}}}{\gamma_{\text{Mf}}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \quad \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A FATICA SEZIONE 2 – x = 10 m

Per l'opera in esame si eseguiranno le verifiche a fatica con il **metodo dei coefficienti λ** utilizzando il **carico LM71** in conformità al D.M. 14/01/2008 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), 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.), e all'Istruzione n. 44 F "Verifiche a fatica dei ponti ferroviari". 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 $S = 168 \text{ kN/m}$, da cui l'incremento di tensione tangenziale:

$$\Delta\tau_{71} = 168 \cdot 10^3 / (20 \cdot A_{\text{piolo}}) = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

Risulta quindi:

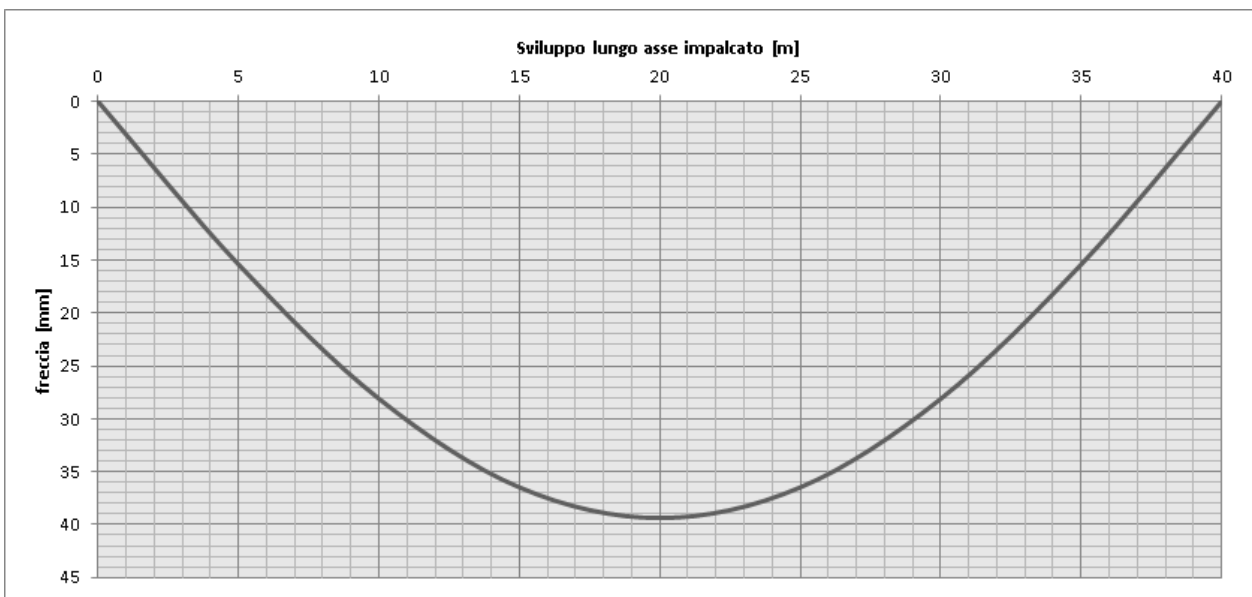
$$\Delta\tau_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\tau_{71} = 0,52 \cdot 1,055 \cdot 30 = 16,5 \leq \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{90}{1,35} = 66,67 \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

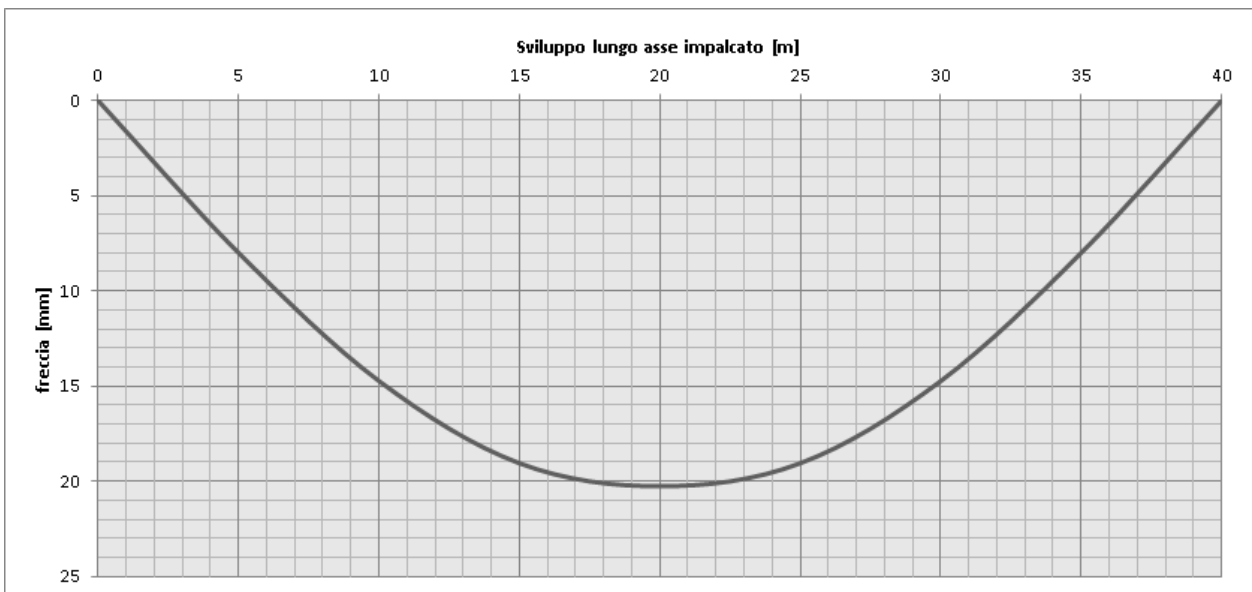
7.4.5 Verifica agli S.L.S. per deformabilità

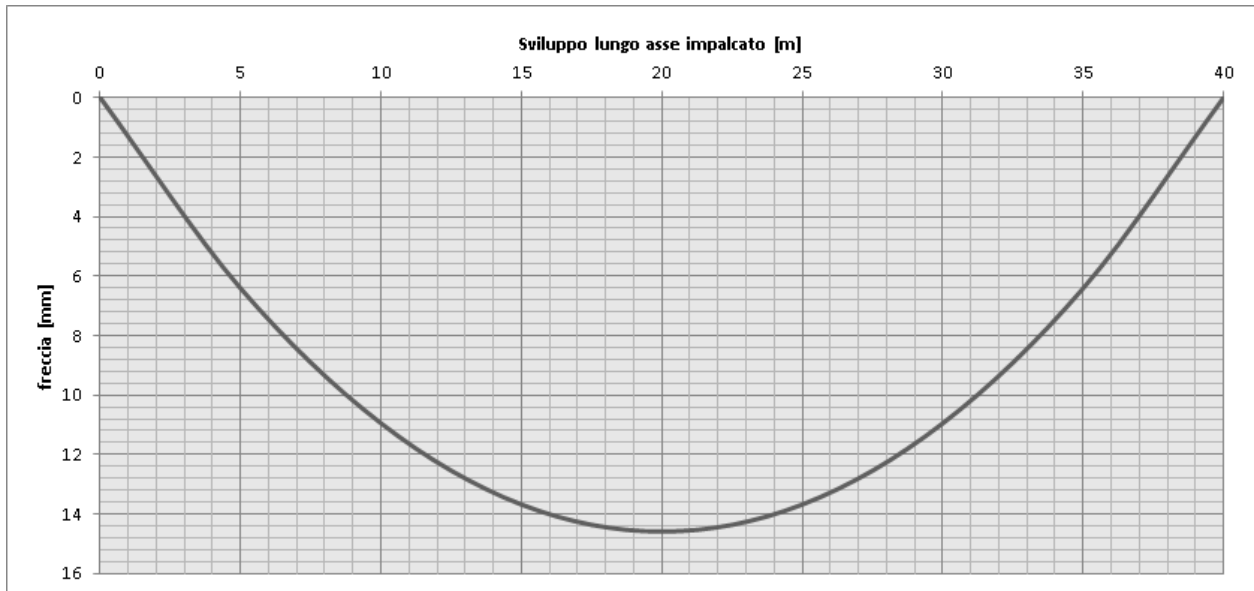
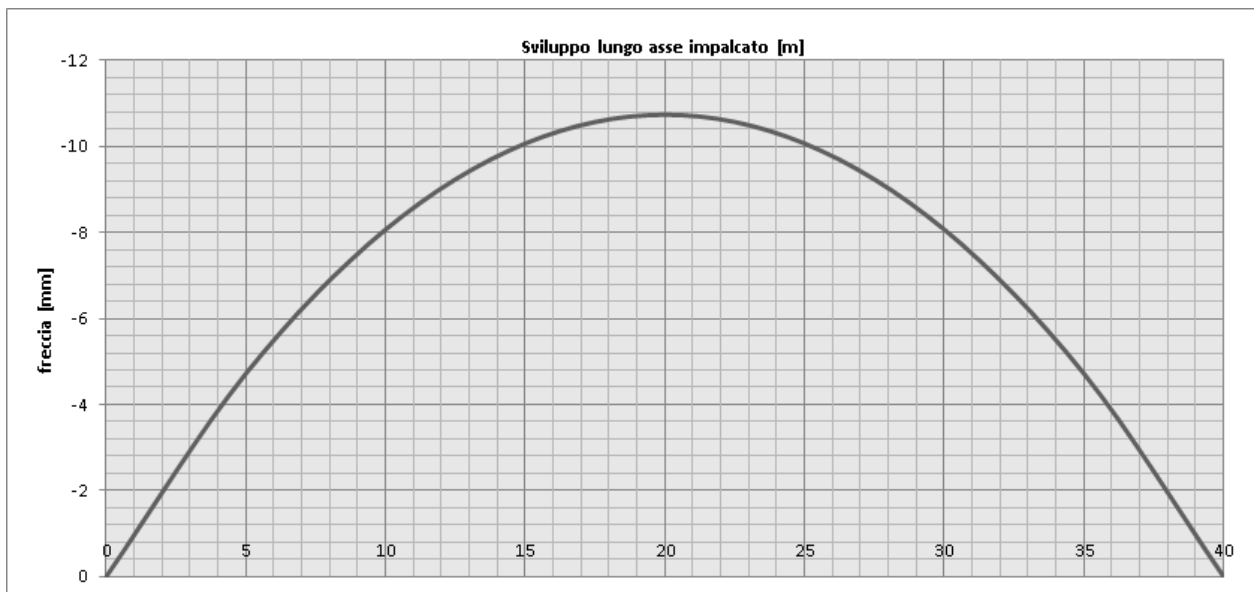
Si riportano nel seguito le massime deformazioni d'impalcato (pe l'opera in oggetto si considerano le deformazioni valutate in mezzeria) conseguenti a ogni singola condizione elementare definite come al § 7.1.

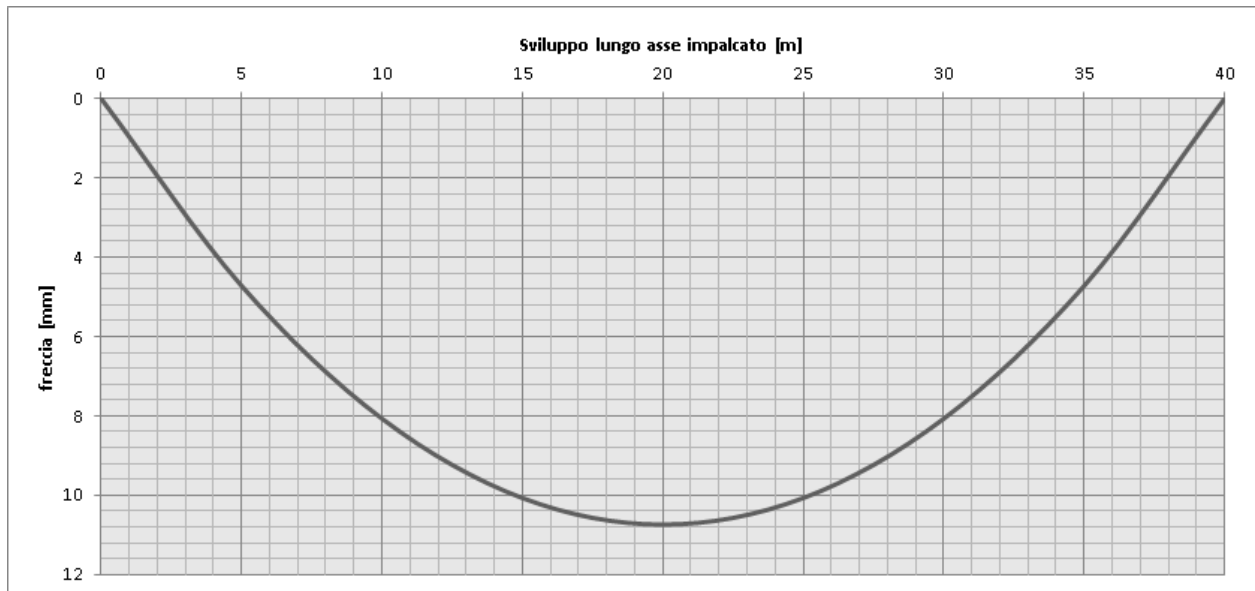
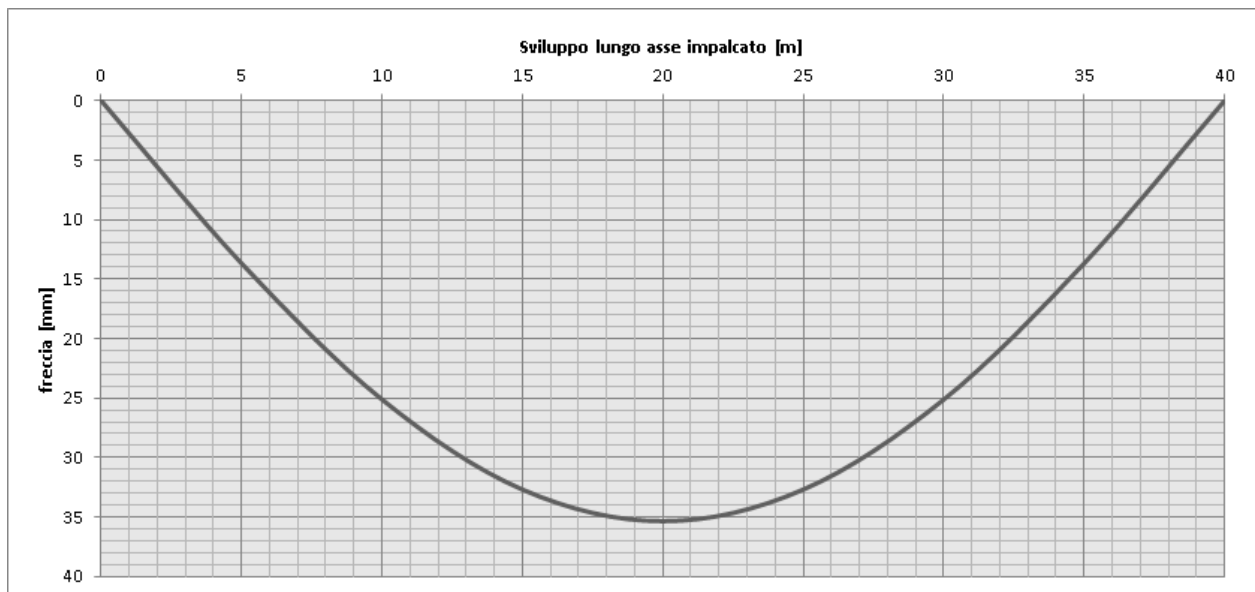
Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₁" (vedi § 7.1.1)



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



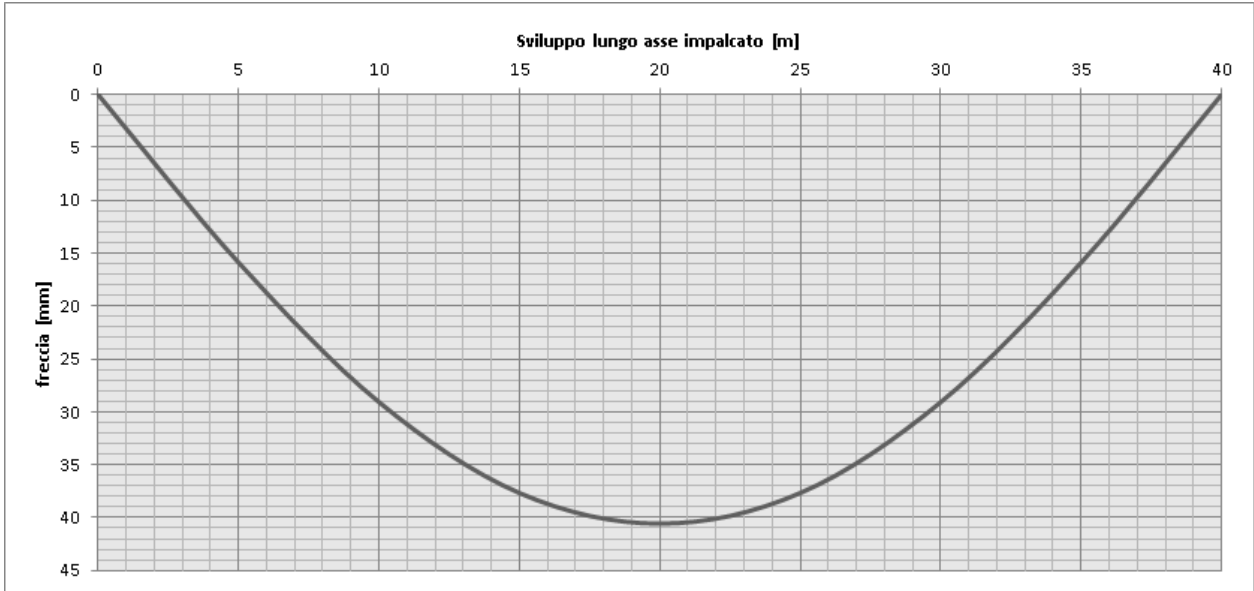
Deformazioni conseguenti alla condizione di carico " ε_2 " (vedi § 7.1.4)Deformazioni conseguenti alla condizione di carico " ε_3 " positivo (vedi § 7.1.5)

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “ ε_3 ” negativo (vedi § 7.1.5)Deformazioni conseguenti alla condizione di carico “LM71” (vedi § 7.1.6)

Le deformazioni devono essere ripartite fra le travi secondo quanto indicato al §7.1.6.3

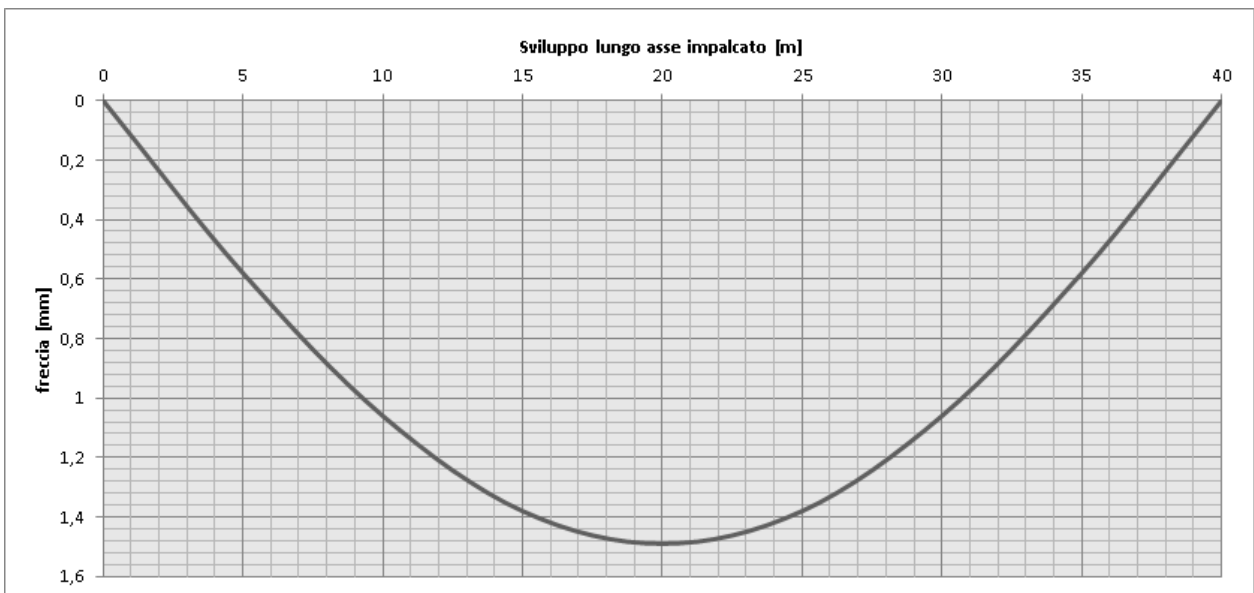
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "SW-2" (vedi § 7.1.6)



Le deformazioni devono essere ripartite fra le travi secondo quanto indicato al §7.1.6.3

Deformazioni conseguenti alla condizione di carico "q₅" (vedi § 7.1.11)



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 8, 16, 24, 32 m dall’asse appoggi:



7.4.5.2 Verifica agli S.L.S. per la sicurezza del traffico ferroviario

INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

In accordo con le normative vigenti (vedi §5.2.3.3.2.1 del DM 14.1.2008) e con le “Istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (vedi §1.8.3.2.2.2) il massimo valore d’inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore $L/600$, considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

Dai valori riportati nei paragrafi precedenti di deformabilità, si evince la massima deformazione in presenza dei treni di carico. Si riporta nel seguito la verifica eseguita in forma grafica, riportando in grigio l’andamento della deformazione della trave maggiormente caricata (ripartendo il carico come al § 7.1.6.3) e in rosso il limite previsto da normativa (per l’opera in oggetto pari a 67 mm):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



La verifica risulta quindi soddisfatta.

INFLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE DELL'IMPALCATO

Tale verifica si rimanda a una fase successiva della progettazione.

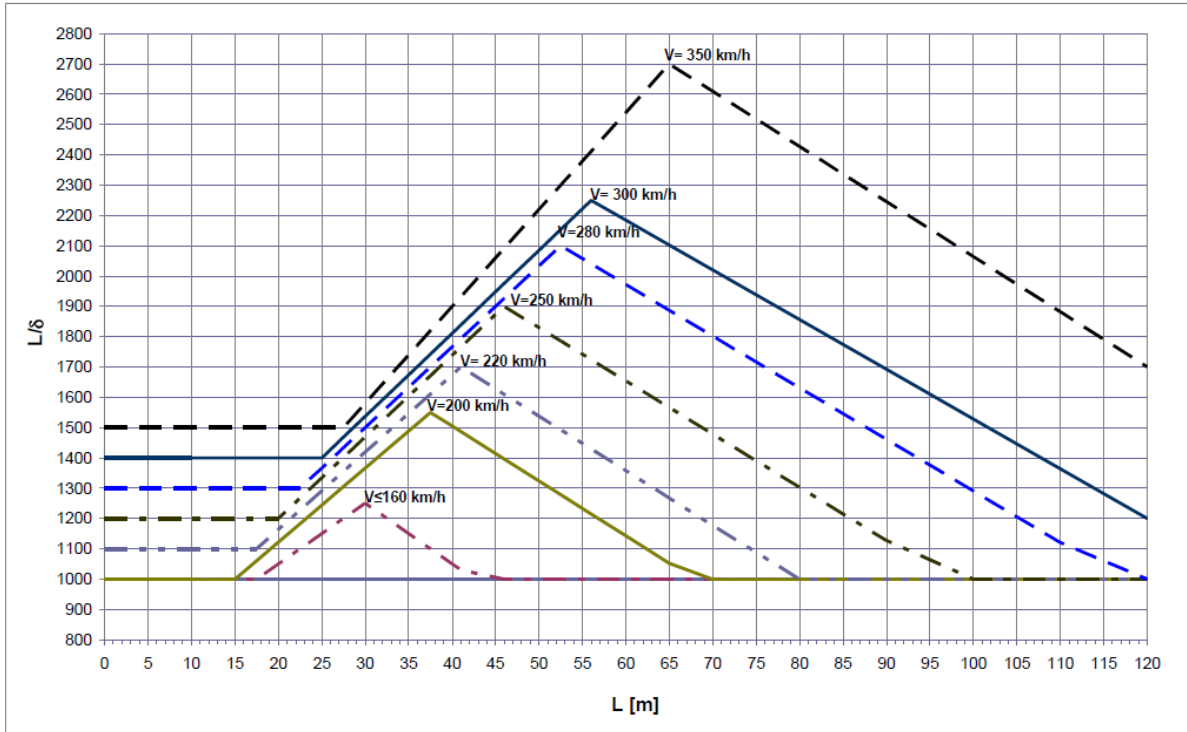
7.4.5.3 Verifica agli S.L.S. per il comfort dei passeggeri

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α ; in caso di ponte a doppio binario dovrà calcolarsi sempre la freccia in asse al binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α .

Nella successiva figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcato semplicemente appoggiati aventi tre o più campate, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a $b_v=1 \text{ m/s}^2$ in carrozza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F9. Valori del limite di deformabilità L/δ

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola luce o a due luci o continui a due o più travate, si potranno moltiplicare i valori riportati del diagramma per i seguenti coefficienti:

- per strutture con 1 o 2 campate appoggiate o continue = 0.7
- per strutture continue a 3 o più campate = 0.9

In ogni caso L/δ non potrà essere inferiore a 1000.

Per le caratteristiche dell'opera in oggetto la limitazione di deformabilità è pari a:

$$L/\delta = 0,7 \cdot 1500 = 1050$$

da cui

$$\delta = L / 1050 = 40000 / 1050 = 38 \text{ mm}$$

Dai valori riportati nei paragrafi precedenti di deformabilità, si evince la massima deformazione in presenza dei treni di carico. Si riporta nel seguito la verifica eseguita in forma grafica, riportando in grigio l'andamento della deformazione della trave maggiormente caricata (ripartendo il carico come al § 7.1.6.3) e in rosso il limite previsto da normativa (per l'opera in oggetto pari a 38 mm):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



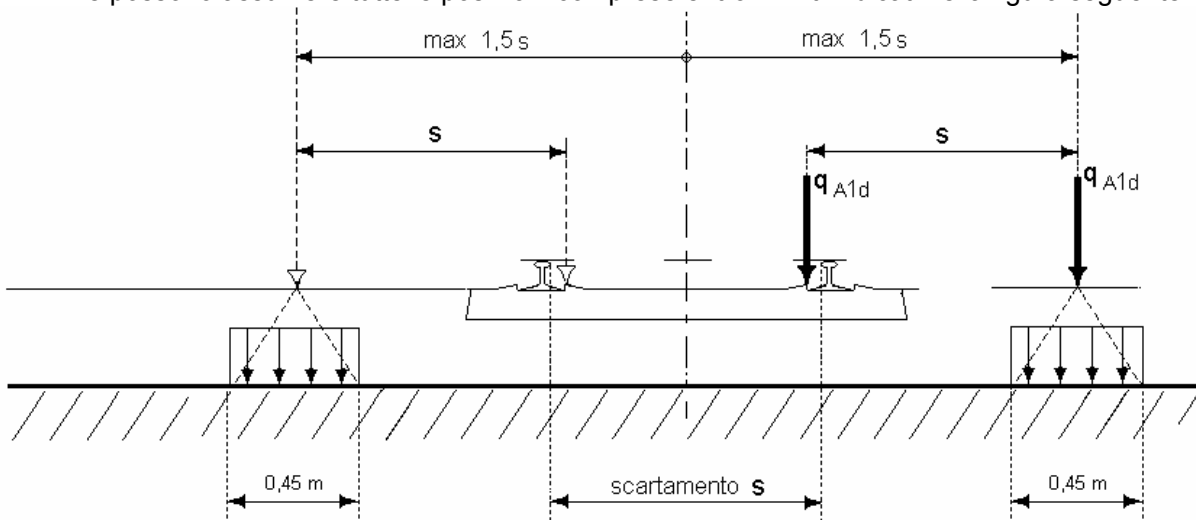
La verifica risulta quindi soddisfatta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

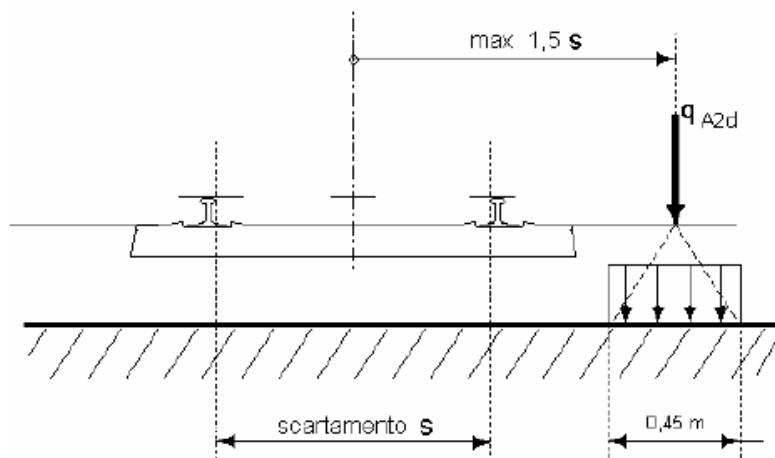
7.4.6 Verifica di stabilità globale per deragliamento del treno sopra l'impalcato

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.2.2.9.2 del D.M. 14 -01-2208) si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

- **Caso 1:** Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$ (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati nella figura seguente:



- **Caso 2:** Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 s$ rispetto all'asse del binario:



Per effettuare la verifica si considera l'impalcato come un corpo rigido, soggetto alle azioni

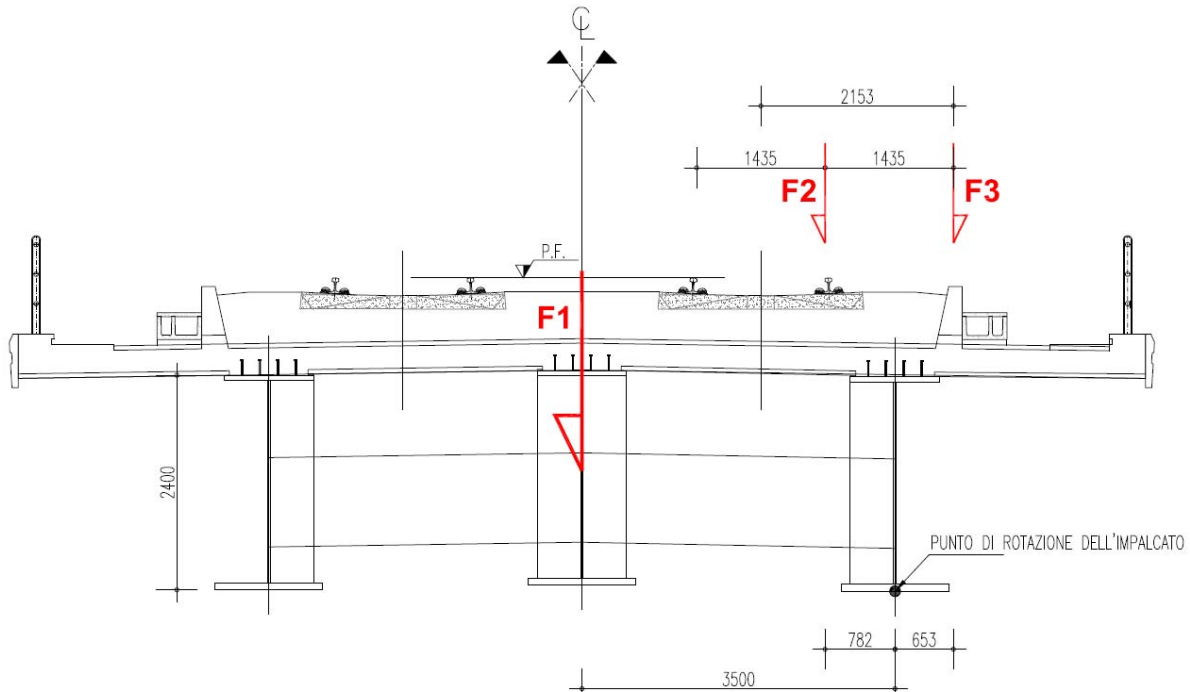
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

destabilizzanti (azione di deragliamento del treno) e alle azioni stabilizzanti (peso proprio della struttura).

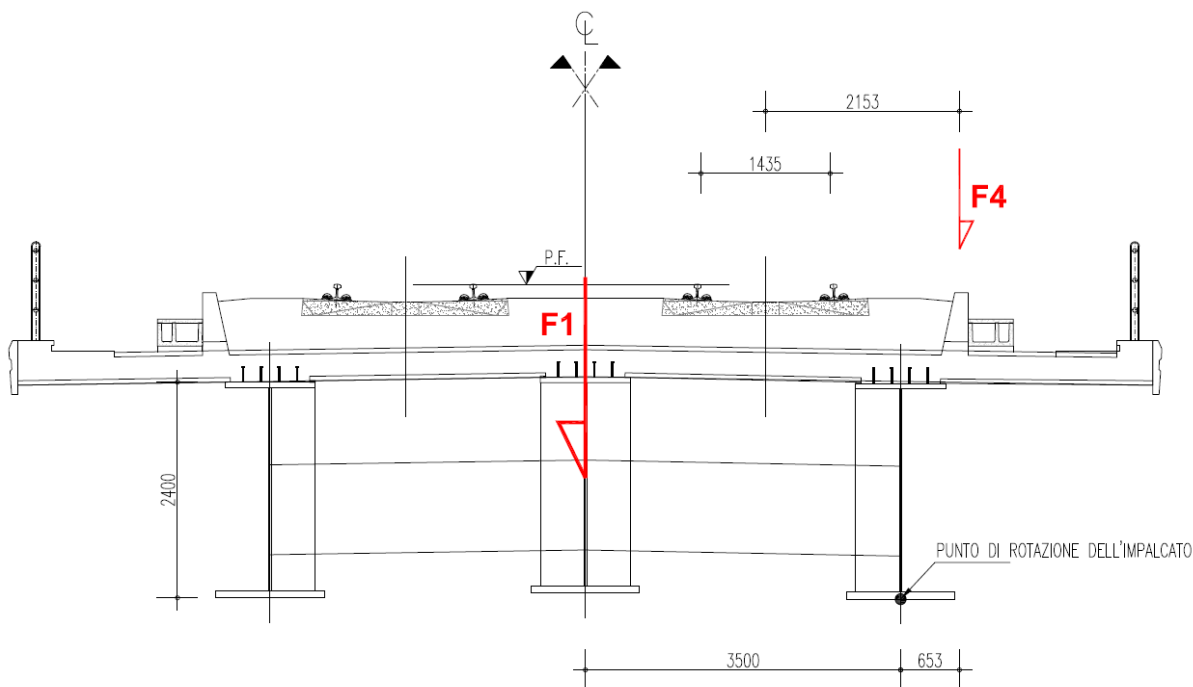
Deve essere verificato che il rapporto tra azioni stabilizzanti e destabilizzanti sia superiore a 1.

Il centro di rotazione attorno al quale può “ribaltarsi” l’impalcato, è assunto nell’appoggio dal lato in cui si assume il deragliamento del treno (vedi figure successive).

Si riportano graficamente le situazioni di deragliamento secondo Normativa, indicando con F1 il peso proprio della struttura e con F2, F3 e F4 le azioni trasmesse in conseguenze dell’eventuale deragliamento.



F10. Posizione delle Azioni di Deragliamento – CASO 1



F11. Posizione delle Azioni di Deragliamento – CASO 2

Le azioni in gioco valgono:

$$F1 = (165+150) \times 40 = 12600 \text{ kN}$$

$$F2 = (60) \times 40 = 2400 \text{ kN}$$

$$F3 = (60) \times 40 = 2400 \text{ kN}$$

$$F4 = 1,4 \times (80) \times 20 = 2240 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza inoltre, le azioni accidentali vengono moltiplicate per $\gamma_f = 1,5$ (se sfavorevole) o per $\gamma_f = 0$ (se favorevole), mentre le azioni permanenti vengono moltiplicate per $\gamma_f = 0,9$.

CONDIZIONE	MOMENTO DESTABILIZZANTE [KNm]	MOMENTO STABILIZZANTE [KNm]	FATTORE DI SICUREZZA
CASO 1	2351	39690	16,88
CASO 2	2195	39690	18,08

Da quanto indicato la verifica risulta soddisfatta; analisi più dettagliate vengono rimandate a una fase successiva di progettazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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)

Massicciata+armamento = 20,00 x 0,70 = 14,00 kN/mq

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

Cordoli bara ballast = 25,00 x 0,16 = 4,00 kN/m

Barriere di sicurezza = 2,00 kN/m

Portali elettrificazione = 10,00 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> CF0073_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 è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.2.3.1 D.M. 14 -01-2008 e § 6.3 UNI EN 1991-2:2005) come già dettagliatamente descritto al §7.1.6.

8.1.7 Incremento dinamico (q_2)

In accordo alle normative vigenti (vedi par. 5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008) e come dettagliatamente definito al § 7.1.7, i coefficienti dinamici Φ si applicano ai modelli di carico teorici LM71, SW/0 e SW/2 e tengono in conto le amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, con le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcato.

Nella definizione dell'Incremento dinamico si considerano linee con **elevato standard manutentivo**. L'incremento dinamico risulta così definito:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con limitazione } 1 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

Si definisce L_ϕ "lunghezza caratteristica in metri", come la luce nella direzione delle travi principali (vedi Tabella 5.2.II del D.M. 14.01.2008), ovvero per la struttura in esame $L_\phi=40$ m, da cui si ottiene:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{40} - 0,2} + 0,82 = 1,055$$

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 $q_4=0$ kN.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.10 Azione laterale (serpeggio)

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

8.1.11 Azione del vento (q_5)

Come già calcolato in maniera dettagliata al § 7.1.11 (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:

$$P = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,567 \cdot 3,207 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,545 \text{ kN/mq}$$

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

Altezza dell'impalcato	$H_{\text{imp}} = 2,40 + 0,30 + 0,75 = 3,40 \text{ m}$
Altezza totale della superficie esposta campata	$H_{\text{tot}} = 3,40 + 4,00 = 7,40 \text{ m}$
Azione del vento campata tipica	$F_{w,x} = 7,40 \cdot 2,545 = 18,83 \text{ kN/m}$

8.1.12 Azione sismica (q_6)

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

Tale assunzione risulta immediatamente verificata in conseguenza delle combinazioni di carico desunte dalla normativa di riferimento D.M. 14.01.2008.

Assunto il peso di impalcato pari a X si ha:

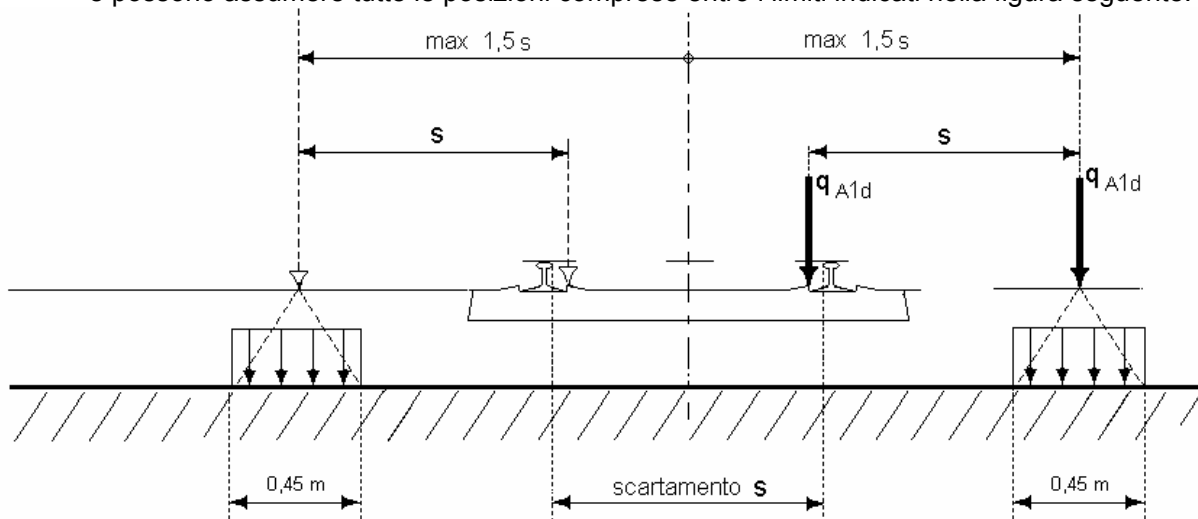
- in fase sismica l'azione verticale massima è data da $(1+0,3) \cdot X$
- in fase statica SLU l'azione verticale massima del solo peso permanente è pari a $1,35 \cdot X$; inoltre devono essere assunte tutte le azioni accidentali moltiplicate per 1,45 (non presenti in fase sismica).

Pertanto si ritiene corretta l'assunzione fatta.

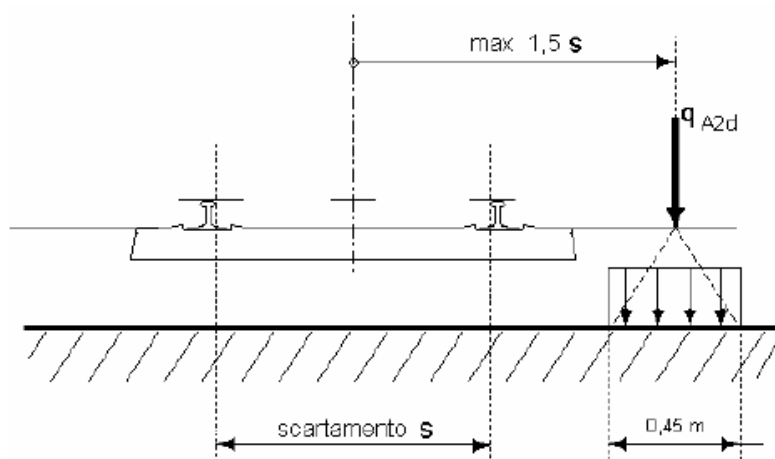
8.1.13 Deragliamento al di sopra del ponte (q_8)

In accordo con la normativa vigente (vedi § 5.2.2.9.2 del D.M. 14 -01-2208) ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

- **Caso 1:** Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$ (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Trasversalmente i carichi distano fra loro di s (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati nella figura seguente:



- **Caso 2:** Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 s$ rispetto all'asse del binario:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 una reticolare di travi (vedi elaborati grafici) realizzato mediante un solutore agli Elementi Finiti (vedi figura sottostante F12).

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

Gli elementi costituenti il traverso tipico sono modellati mediante elementi di tipo “line”.

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 5,00 m, il modello analizzerà una lunghezza pari alla lunghezza di influenza di ciascun traverso.

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 scienza delle costruzioni (vedi riferimento bibliografico [B6]) ipotizzando una trave doppiamente appoggiata, caricata da un carico uniforme (si trascura la variabilità del valore di deformabilità all'interno del concio di lunghezza 5 m)

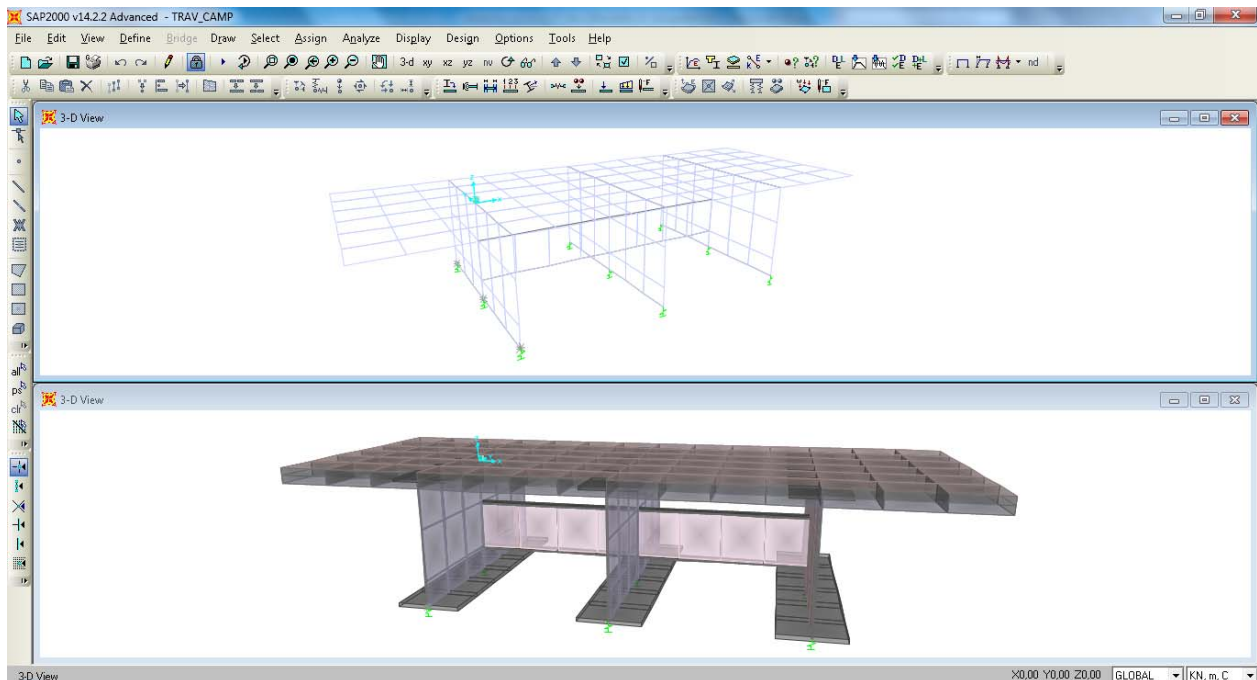
Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alle parti di struttura maggiormente sollecitate soggette ai carichi individuati al paragrafo 8.1.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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.

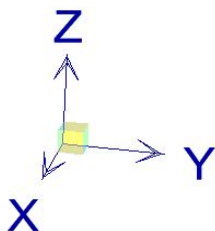


F12. Modello trasversale dell'impalcato agli EF

I traversi di spalla sono invece analizzati 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

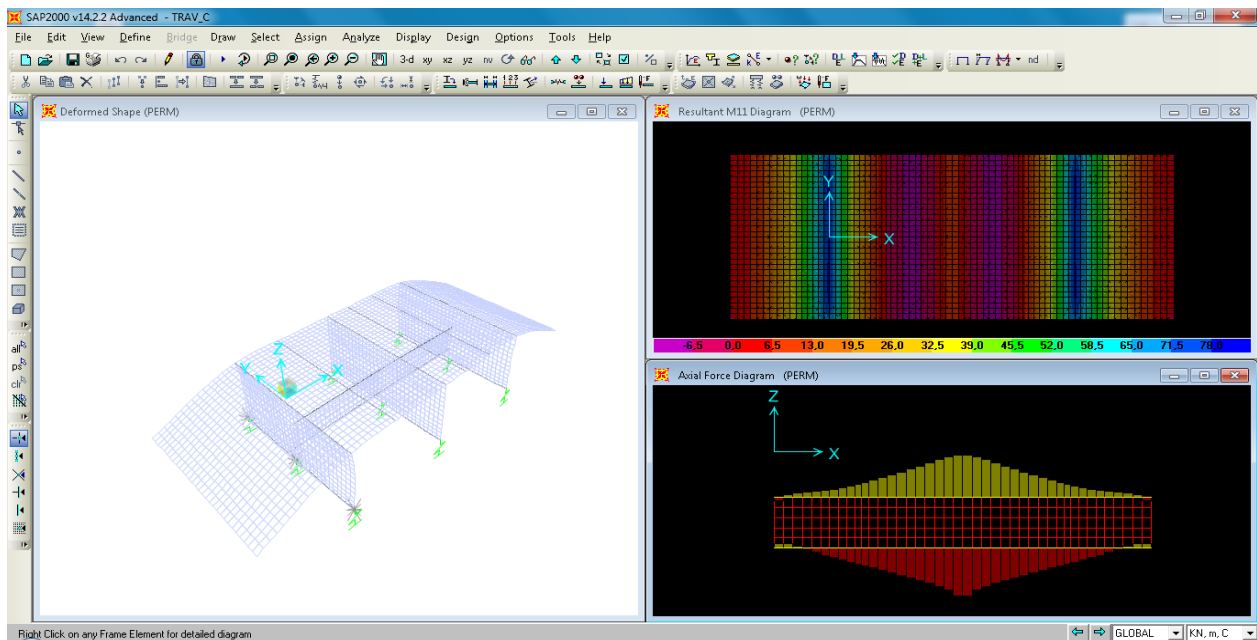
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al § 7.2.3.

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

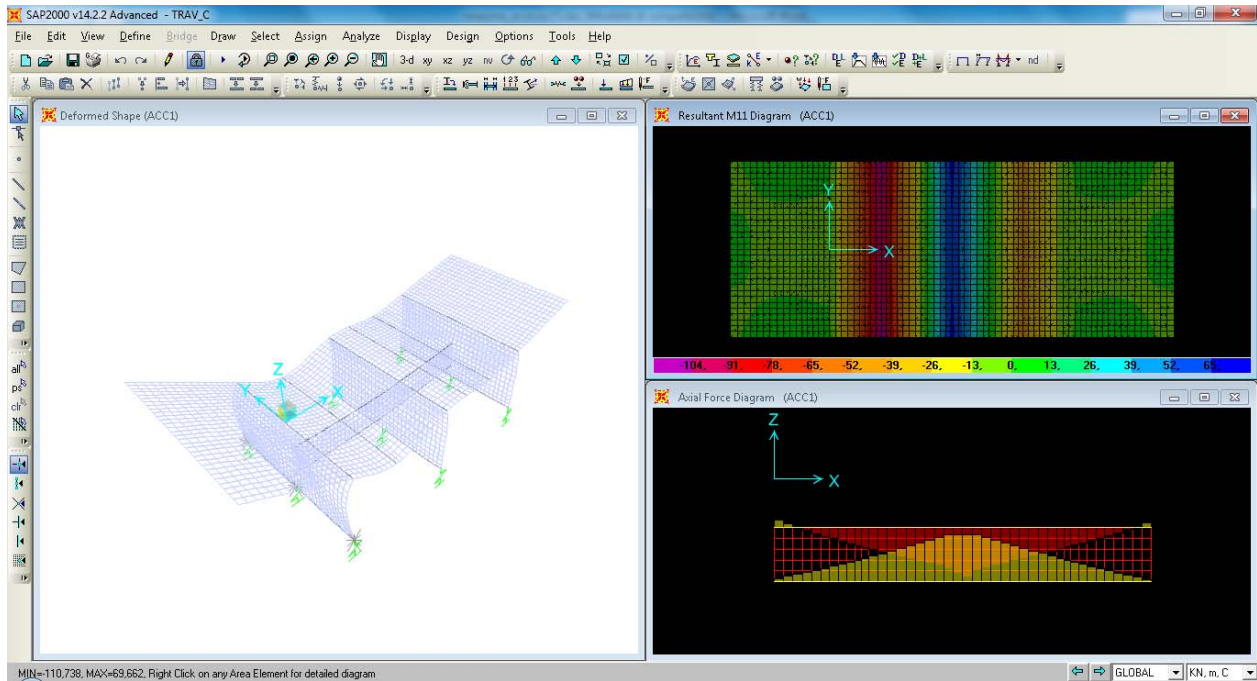
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 8.1).

8.2.4 Modello con vincoli rigidi

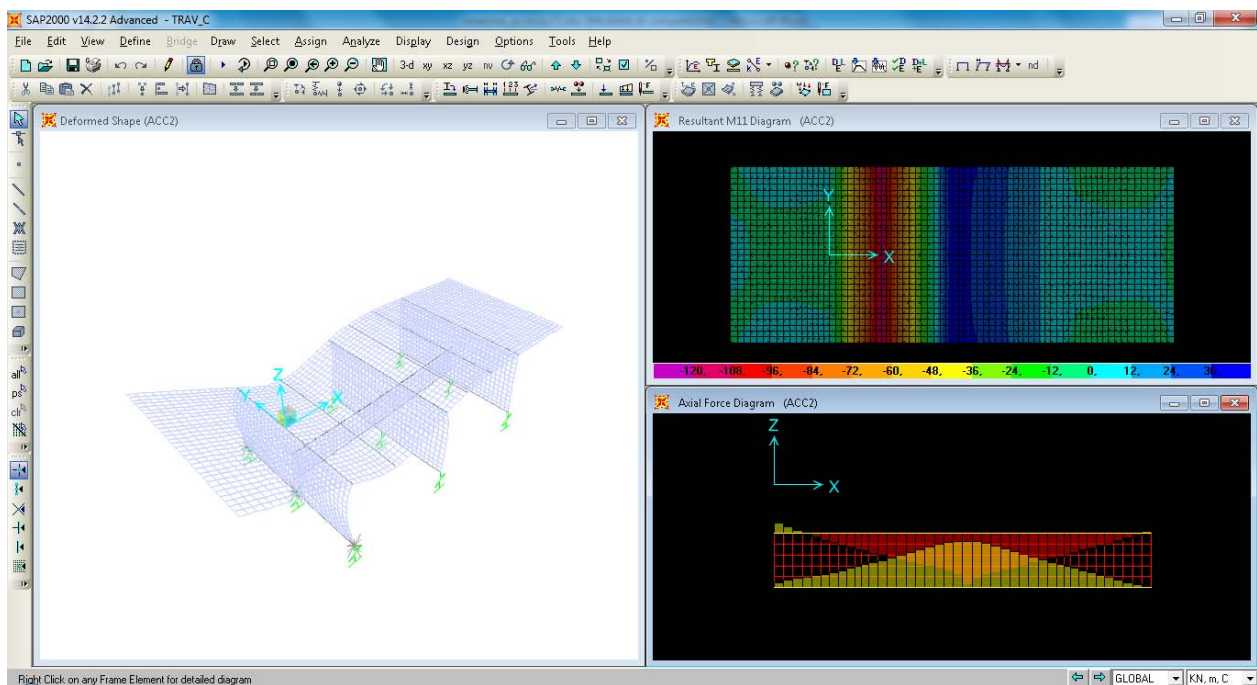
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi perm.



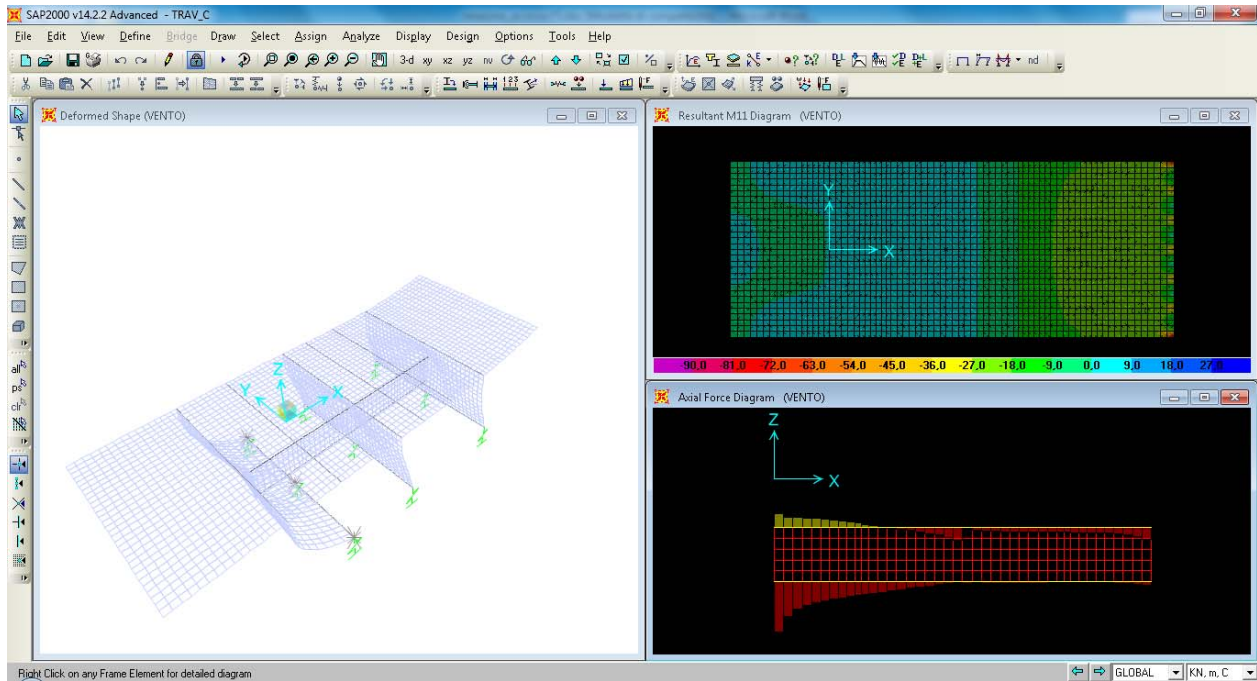
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi ACC1



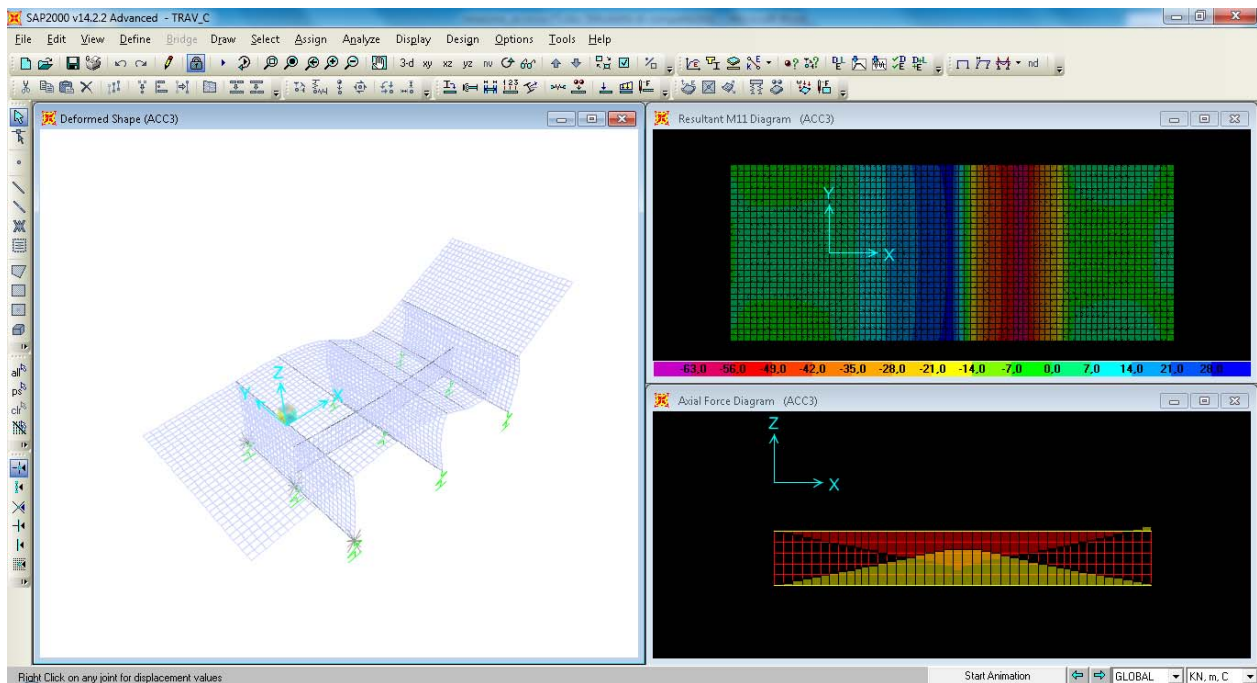
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi ACC2



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

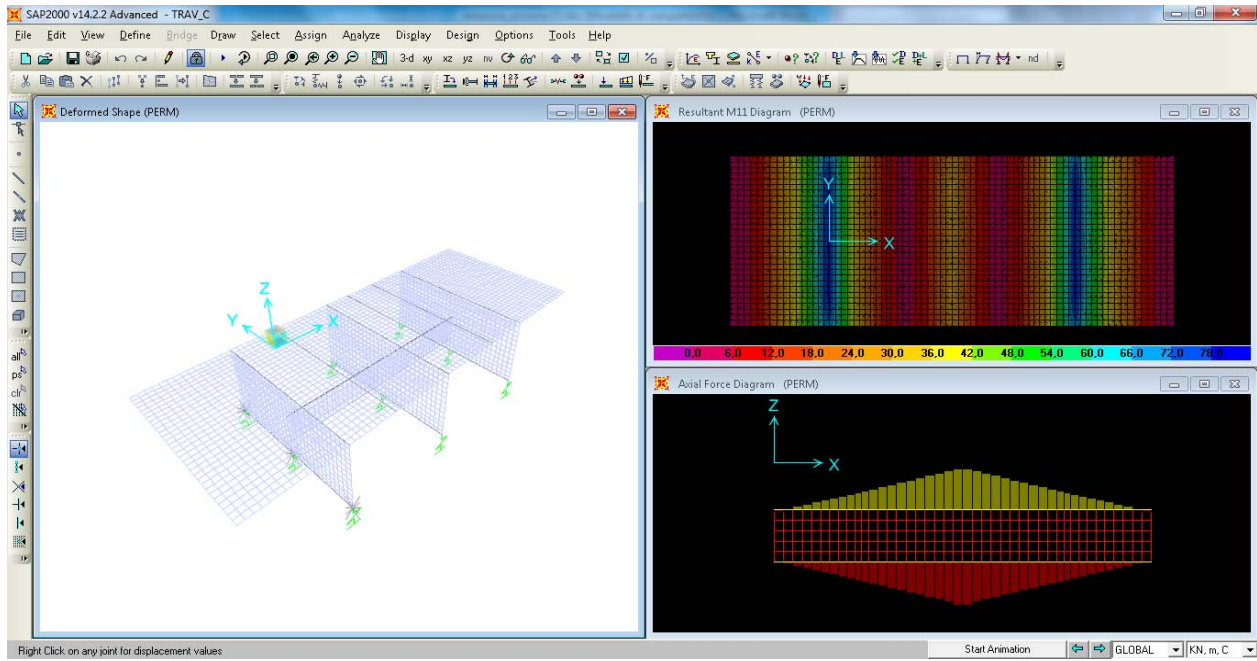


Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso – Deragliamento

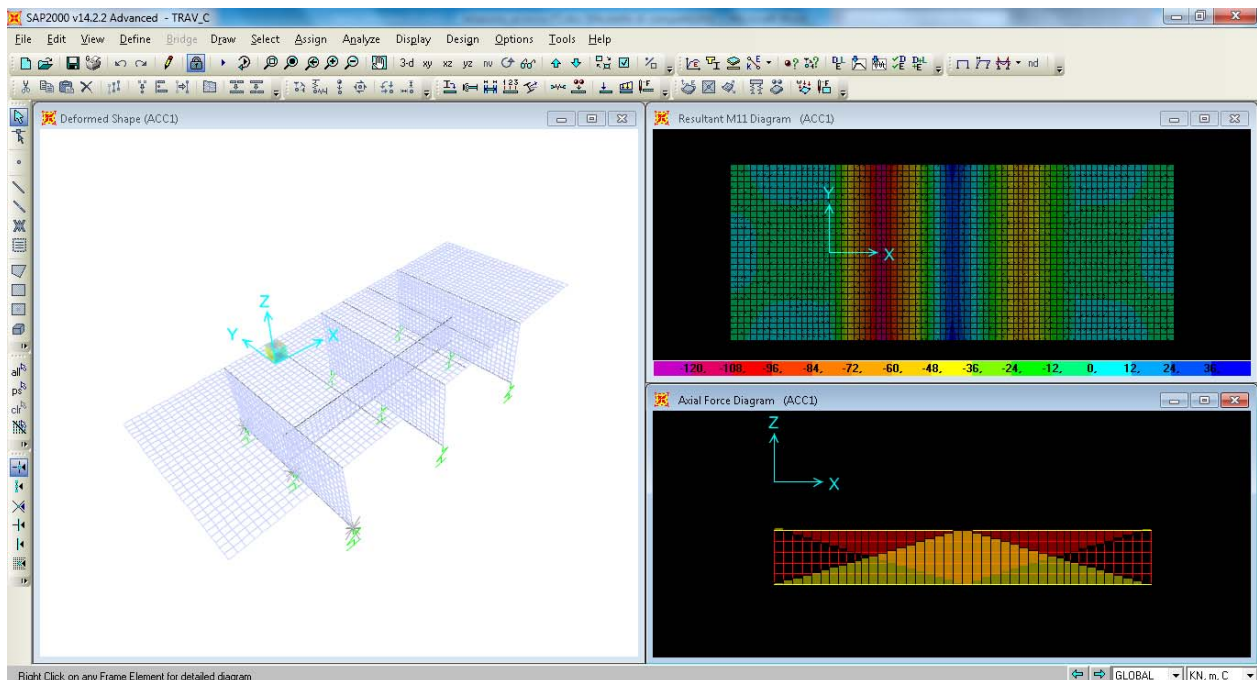


8.2.5 Modello con vincoli cedevoli

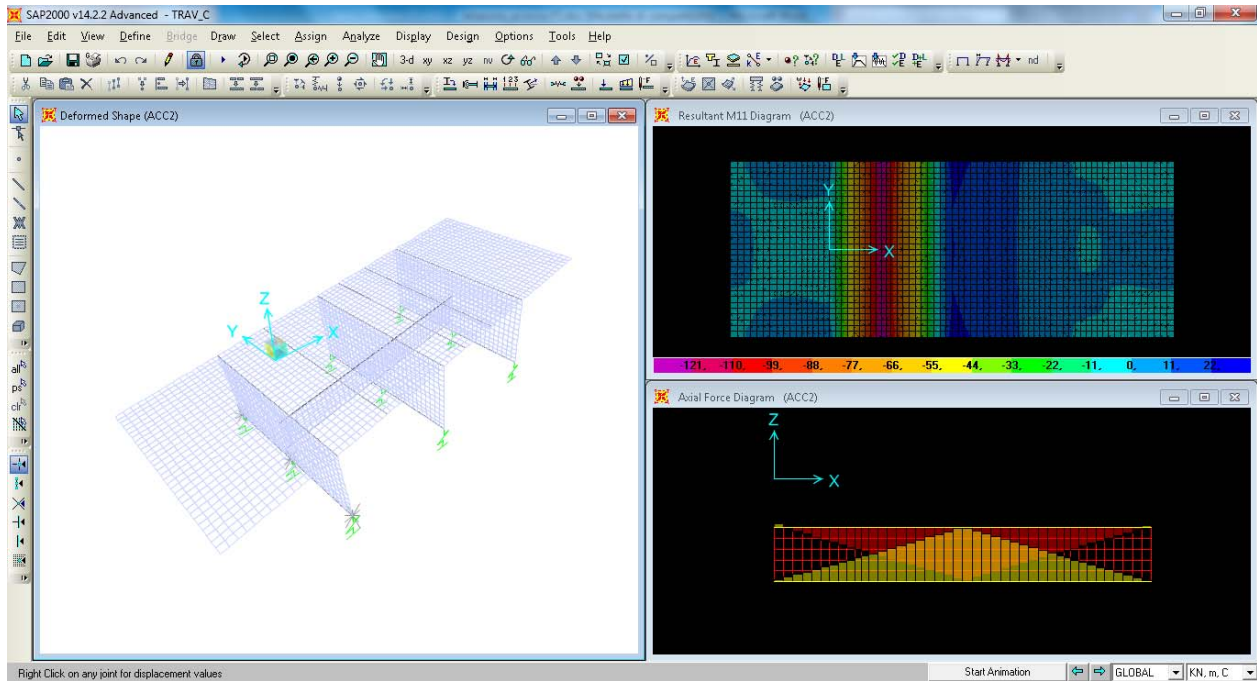
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi perm.



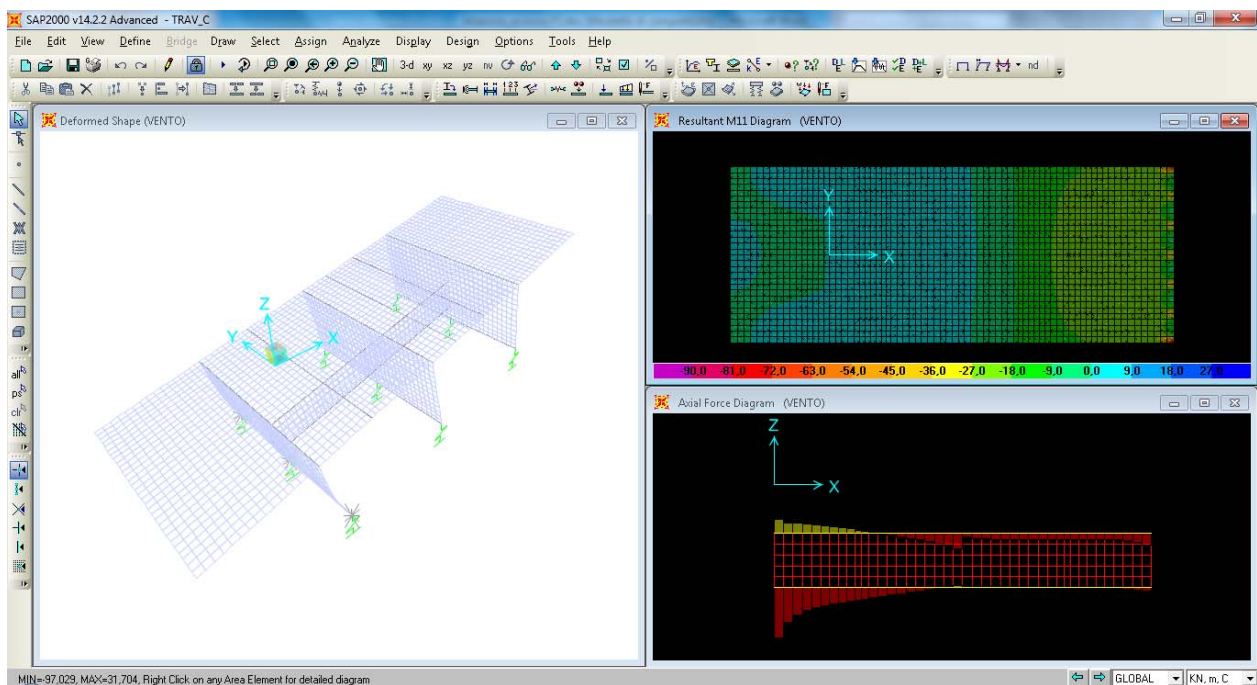
Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi ACC1



Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso - carichi ACC2

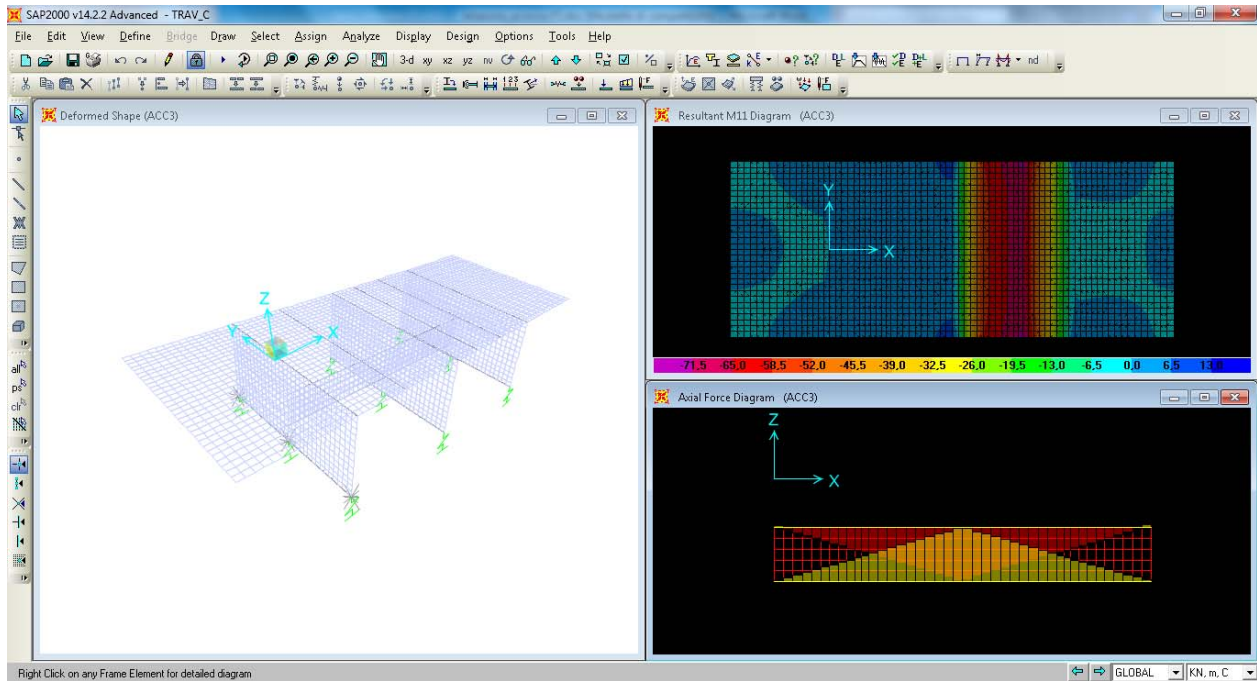


Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nei controventi - vento



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Deformazione, momenti in soletta di asse vettore Y, sforzi assiali nel traverso – Deragliamento



8.2.6 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 nei 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 trascurabile in soletta in termini di azioni flettenti, mentre si traduce in un incremento delle azioni assiali 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

(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.

8.2.7 Combinazioni per gli S.L.U.

Si rimanda al § 7.3.1.

8.2.8 Combinazioni per gli S.L.S.

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

8.3 VERIFICA DELLE SEZIONI

8.3.1 Sezione del traverso

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

$M^+ = +230$ kNm (considerando la condizione 1 di carico mobile)

$M^- = -135$ kN (considerando la condizione 2 di carico mobile)

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:

H1000	$N_{by,Rd}$ [kN]	7.151	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	3.156
g (Kg/m): 207,2	$N_{bz,Rd}$ [kN]	7.151	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	322,5
h (mm): 1.000	$V_{ply,Rd}$ [kN]	2.811	$V_{plz,Rd}$ [kN]	2.342
b (mm): 300	A (cm ²): 264	i_y (cm): 38,86	i_z (cm): 5,847	
tw (mm): 15	I_y (cm ⁴): 398.752	I_z (cm ⁴): 9.027	IT (cm ⁴): 268	
tf (mm): 20	W_y (cm ³): 7.975	W_z (cm ³): 601,8	I_w (cm ⁶): 21.673.827	
r (mm): 15	$W_{pl,y}$ (cm ³): 9.336	$W_{pl,z}$ (cm ³): 954		

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**:

$$\frac{c}{t} = \frac{127}{20} = 6,35 \leq 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 7,29$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} = \frac{230}{W_{el,min} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{230}{7975000 \cdot 338 \cdot 10^{-6}} = 0,09 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

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.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{230}{\chi \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{230}{0,389 \cdot 7975000 \cdot 323 \cdot 10^{-6}} = 0,229 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\beta = 2$$

$$\chi = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \cdot \lambda^2}} = 0,389$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - K_c) \cdot [1 - 0,20 \cdot (\bar{\lambda} - 0,8)^2] = 0,952$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2 \right] = 1,680$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,947$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.3.2 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:

$M^+ = +120$ kNm (considerando la condizione 1 di carico mobile)

$M^- = -175$ kNm (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,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) = 20,1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	12000	21	19925	1,660	25,0	0,19	0,70
2	S	0	-17500	21	-19925	1,139	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,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	0,00238	-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> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9 VERIFICA DEL TRAVERSO DI SPALLA

In questo paragrafo si conduce la verifica del traverso di spalla. 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 di spalla 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.

Superiormente il traverso è solidarizzato alla soletta in c.a. mediante piolatura di tipo nelson

Nella successiva analisi si trascura il contributo offerto dalla soletta, considerando resistenti esclusivamente gli elementi metallici.

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 2100 kN.

9.2 MODELLO DI CALCOLO

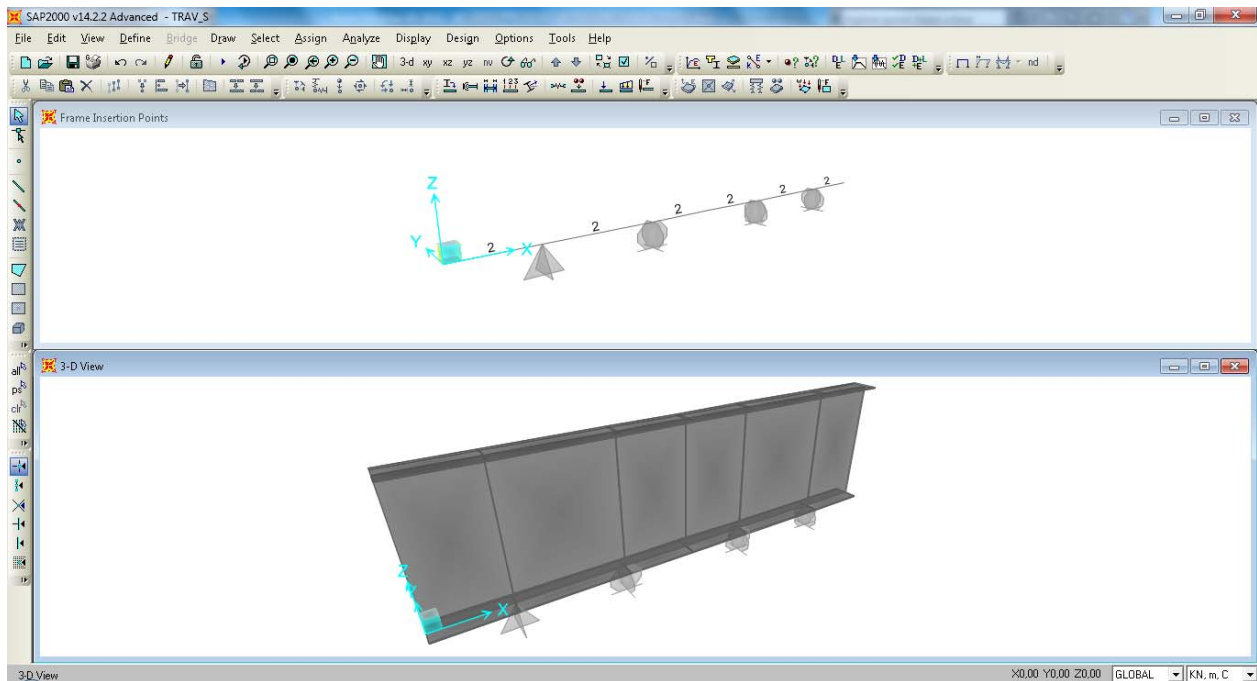
9.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

9.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello una reticolare di travi (vedi elaborati grafici) realizzata mediante un solutore agli Elementi Finiti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

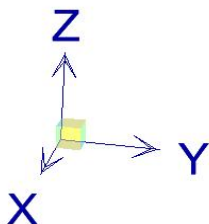


F13. Modello agli EF del traverso di spalla

Gli elementi costituenti il traverso di spalla 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 trave su 4 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.

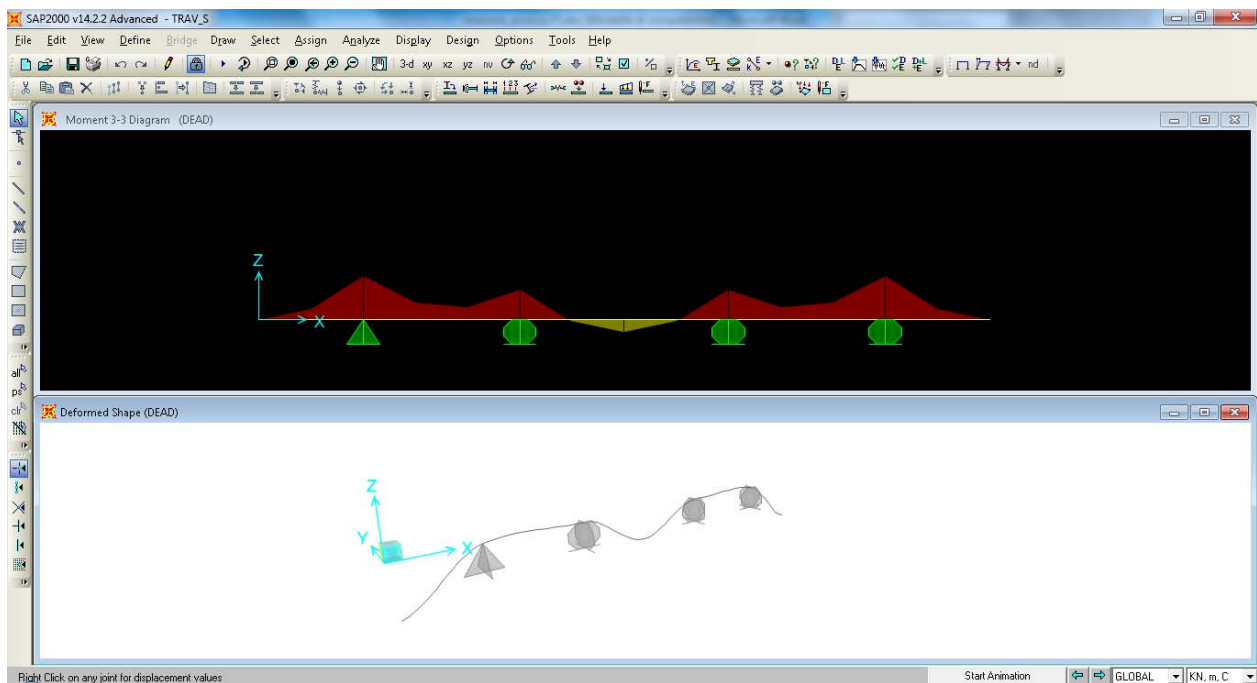
Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo quanto già indicato al §7.2.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

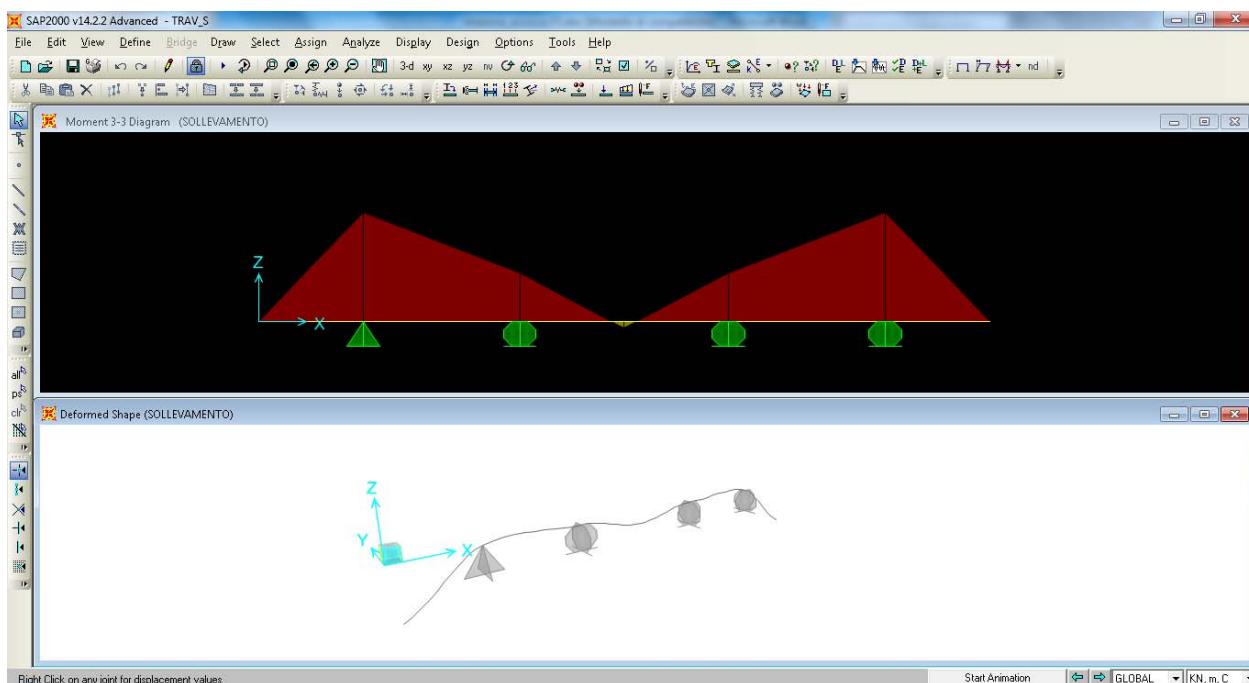
Si riportano nel seguito le deformazioni e le tensioni indotte per la condizione per le 2 condizioni di carico elementare precedentemente individuate.

Deformazione e sforzi assiali nei controventi – peso proprio



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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

9.4.1 Sezione del traverso

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

$$M^{\bar{}} = -2838 \text{ kNm}$$

Le caratteristiche inerziali della sezione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CF0073_F0	Rev F0

H1900	$N_{by,Rd}$ [kN]	11.238	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	8.848
g (Kg/m):	$N_{bz,Rd}$ [kN]	11.238	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	362,7
h (mm):	$V_{ply,Rd}$ [kN]	7.261	$V_{plz,Rd}$ [kN]	3.123
b (mm):	A (cm ²):	532	i_y (cm):	68,36
tw (mm):	I_y (cm ⁴):	2.486.290	i_z (cm):	6,351
tf (mm):	W_y (cm ³):	26.171	I_z (cm ⁴):	21.457
r (mm):	$W_{pl,y}$ (cm ³):	32.338	I_T (cm ⁴):	709,3
	W_z (cm ³):	1.073	I_w (cm ⁶):	189.597.003
	$W_{pl,z}$ (cm ³):	1.786		

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 3**:

$$\frac{c}{t} = \frac{1820}{20} = 91 \leq 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 100$$

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} = \frac{2838}{W_{el,min} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{2838}{26171000 \cdot 338 \cdot 10^{-6}} = 0,321 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

VERIFICA DI STABILITÀ

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.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{2838}{\chi \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2838}{0,408 \cdot 26171000 \cdot 323 \cdot 10^{-6}} = 0,822 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\beta = 2$$

$$\chi = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \cdot \lambda^2}} = 0,408$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - K_c) \cdot [1 - 0,20 \cdot (\bar{\lambda} - 0,8)^2] = 0,955$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2 \right] = 1,690$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,024$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata s'interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per evitare pericoli di ribaltamento delle lastre.

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

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

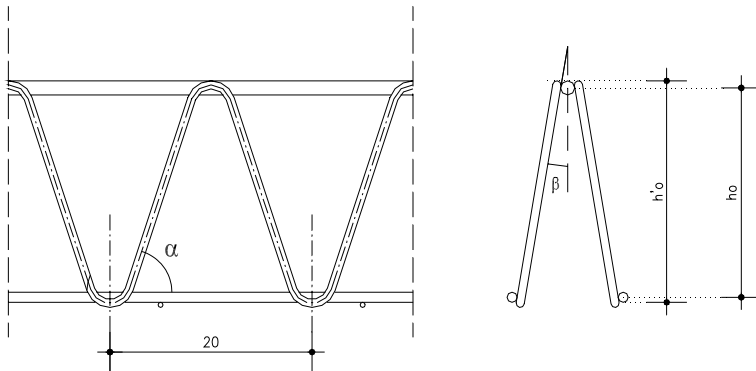
10.2 VERIFICA DELLE SEZIONI

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

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 2,30 m, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2,30 - 0,05 = 2,25 \text{ m}$$

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 predalles	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

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

corr. Sup.	∅ corrente superiore traliccio	18	mm
	area correnti sup. / lastra	1272	mmq
corr. Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	20	mm
	area corrente inf.	314	mmq
	area correnti inf. / lastra	3142	mmq
	momento d'inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio d'inerzia correnti inf.	5,00	mm
	lunghezza libera d'inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40,00	
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
corr. Inferiore integrativo	∅ corrente inf. integrativo	20	mm
	area corrente inf. Integrativo	314	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento d'inerzia correnti inf.	7854	mmq x mmq
	raggio d'inerzia correnti inf.	5,00	mmc
	lunghezza libera d'inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	40	
	coeff. Omega	1,21	
		altezza totale traliccio	19,00
	altezza utile traliccio	17,10	cm
staffe	∅ staffa traliccio	8	mm
	area staffa	50	mmq
	area staffe / lastra	503	mmq
	momento d'inerzia staffa	201	mmq x mmq
	raggio d'inerzia correnti inf.	2,00	mmc
	lunghezza libera d'inflessione	17,84	cm
	lambda staffe	89	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	coeff. Omega	2,22		
	alfa	1,32	rad	
	beta	0,1509	rad	
	lunghezza sbalzo	2,25	m	
	lunghezza del tratto gettato	2,25	m	
Sollecitazioni unitarie				
	M	23,77	kNm/m	
	T	20,13	kN/m	
Sollecitazioni sulla lastra				
	M	59,41	kNm/lastra	
	T	50,31	kN/lastra	
	S staffe	52,48	kN/lastra	
Tensioni sugli elementi				
	Trazione sui correnti sup.	368,66	N/mm ²	OK
	Compressione nei correnti inf.	180,66	N/mm ²	OK
	Compressione nelle staffe	312,87	N/mm ²	OK

10.2.2 Verifica in campata

La lunghezza della coppella della predalles risulta 2,50, perciò si assume la seguente luce di calcolo:

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

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 tralici e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralici.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Carichi	peso proprio predalles	1,50	kN/mq		
	getto integrativo	6,00	kN/mq		
	sovraccarico	1,00	kN/mq		
	numero di tralacci nella lastra	6	m		
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	18	mm		
	area corrente sup.	254	mmq		
	area correnti sup. / lastra	1527	mmq		
	momento di inerzia corrente sup.	5153	mmq x mmq		
	raggio d'inerzia corrente sup.	4,50	mm		
	lunghezza libera d'inflessione	20	cm		
	lambda correnti sup.	44			
	coeff. Omega	1,26			
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	17,10	cm		
staffe	∅ staffa traliccio	8	mm		
	area staffa	50	mmq		
	area staffe / lastra	603	mmq		
	momento d'inerzia staffa	201	mmq x mmq		
	raggio d'inerzia correnti inf.	2,00	mmc		
	lunghezza libera d'inflessione	17,84	cm		
	lambda staffe	89			
	coeff. Omega	2,22			
		alfa	1,32	rad	75,8845
		beta	0,1509	rad	8,6454

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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 A, mentre le azioni trasversali sono ripartite su entrambe le spalla.

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 §7.1.1e §7.3).

I carichi permanenti strutturali inducono su ogni appoggio un'azione verticale di ≈ -1100 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 ≈ -1000 kN.

11.1.3 Distorsioni e/o presollecitazioni (ϵ_1)

Essendo la struttura in semplice appoggio e priva di ogni tipo di presollecitazione, tale contributo non è presente su tale opera.

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 $\approx \pm 16$ kN.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 $\approx \pm 29$ 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 sia 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:

$$\epsilon_{\Delta T, \text{long}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_O = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 40000 = \pm 14,4 \text{ mm} \quad \text{massima deformazione longitudinale}$$

$$\epsilon_{\Delta T, \text{trasv}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_O = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \pm 30 \cdot 12600 = \pm 4,5 \text{ mm} \quad \text{massima deformazione trasversale}$$

con

L_O dimensione longitudinale dell'opera

L_B dimensione trasversale dell'opera

11.1.6 Treni di carico e incremento dinamico (q_1+q_2)

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:

- treno di carico LM71 ≈ -2464 kN
- treno di carico SW/02 ≈ -2846 kN

11.1.7 Azione di avviamento e frenatura (q_3)

In accordo con il § 5.2.2.4.3 del D.M. 14-01-2008 e alle "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (vedi §1.4.3.3) , le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

- avviamento $Q_{1a,k} = 33 \cdot L \leq 1000$ kN per modelli LM71, SW/0 , SW/2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- frenatura $Q_{1b,k} = 20 \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli LM71, SW/0
- $Q_{1b,k} = 35 \cdot L$ per modelli SW/2

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle.

A favore di sicurezza si considererà agente tutta la forza di avviamento\ frenatura sugli appoggi.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

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

- avviamento $Q_{1a} = 1,1 \cdot 1,055 \cdot 33 \cdot 40 = 1536 \text{ kN}$ per cui si assume 1000 kN
- frenatura $Q_{1b} = 1,1 \cdot 1,055 \cdot 20 \cdot 40 = 929 \text{ kN}$ per modelli LM71, SW/0
- $Q_{1b} = 1,1 \cdot 1,055 \cdot 35 \cdot 40 = 1625 \text{ kN}$ per modelli SW/2

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

- 1 appoggio fisso
- 2 appoggi unidirezionali trasversali

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $Q_{1k,i} = 2625 / 3 = 875 \text{ kN}$.

11.1.8 Azione centrifuga (q_4)

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.1.9 Azione laterale (serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

In direzione trasversale vengono disposti i seguenti appoggi:

- 1 appoggio fisso su spalla A
- 1 appoggio unidirezionale trasversale su spalla B

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $Q_{sk} = 110 / 2 = 55$ kN.

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 §0 e §7.3).

L'effetto torcente del vento sull'impalcato induce sull'appoggio più sollecitato un'azione verticale di $\approx - 97$ kN.

Oltre all'azione verticale, bisogna considerare sugli appoggi fissi trasversali, l'azione orizzontale dovuta al carico applicato come definito al §0.

Essendo la trave in uno schema di semplice appoggio, l'azione trasversale da considerare per ogni spalla (e di conseguenza per ogni appoggio resistente trasversalmente) è pari a:

$$H_{w,x} = 18,50 \cdot 40 / 2 = \pm 370 \text{ kN}$$

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:

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

dove

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

M è la massa d'impalcato costituita da tutti i contributi derivanti dalle azioni permanenti (peso propri e permanenti portati) e il 20% delle masse dovute a carichi da traffico.

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

$$M_p = (g_1 + g_3) \cdot L / g = (165 + 150) \cdot 40 / 9,81 = 1284 \text{ t}$$

$$M_t = 0,2 \cdot q_1 / g = 0,2 \cdot (Q_{LM71} + Q_{SW/2}) / 9,81 = 153 \text{ t}$$

Con

L luce di calcolo;

Q_{LM71} è il peso sull'impalcato che si riferisce al transito del convoglio LM71 sul 1° binario pari a $(250 \cdot 4 + 34 \cdot 80) = 3720 \text{ kN}$

$Q_{SW/2}$ è il peso sull'impalcato che si riferisce al transito del convoglio SW/2 sul 2° binario pari a $150 \cdot 25 = 3750 \text{ kN}$

g accelerazione di gravità in m/sec^2 .

L'azione sismica sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale è pari a $F_{\text{sis}} = S \cdot a_g \cdot M = 1,2 \cdot 0,433 \cdot 9,81 \cdot (1284 + 153) = 7325 \text{ kN}$

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

- 1 appoggio fisso
- 2 appoggi unidirezionali trasversali

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $F_{\text{sis},X} = 7325 / 3 = 2442 \text{ kN}$.

In direzione trasversale vengono disposti i seguenti appoggi:

- 1 appoggio fisso su spalla A
- 1 appoggio unidirezionale trasversale su "struttura terminale"

Da cui per ogni appoggio resistente si deve considerare un'azione pari a $F_{\text{sis},Y} = 7325 / 2 = 3663 \text{ kN}$.

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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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:

- $SLU1 = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$
- $SLU2 = 1,50 \cdot Q_3$
- $SLU3 = 1,50 \cdot Q_5 + 0,8 \cdot 1,45 \cdot Q_5$
- $SISX = 1,00 \cdot E_x$
- $SISY = 1,00 \cdot E_y$

essendo:

G_{k1}	pesi propri (g_1)
G_{k2}	carichi permanenti (g_3)
Q_k	carichi mobili ($q_1 + q_2$)
Q_3	azione di frenamento\avviamento
Q_5	azione compatibile del vento
Q_s	azione laterali di serpeggio
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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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 9.3, si ottengono le seguenti azioni e deformazioni massime (espresse 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 2 volte le azioni agli stati limite ultimi.

▪ APPOGGIO FISSO

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 2442 \text{ kN}$$

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 3663 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 =$$

$$1,35 \cdot (-1100) + 1,5 \cdot (-1000) + 1,20 \cdot (-16) + 1,45 \cdot (-0,619 \cdot 2846 - 0,048 \cdot 2464) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-97) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-29) \approx - 5844 \text{ kN}$$

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

▪ APPOGGI UNIDIREZIONALI TRASVERSALI

$$F_x = 1,00 \cdot E_x = \pm 2442 \text{ kN}$$

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

$$F_z = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 =$$

$$1,35 \cdot (-1100) + 1,5 \cdot (-1000) + 1,20 \cdot (-16) + 1,45 \cdot (-0,619 \cdot 2846 - 0,048 \cdot 2464) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-97) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-29) \approx - 5844 \text{ kN}$$

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

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

▪ APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE

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

$$F_y = 1,00 \cdot E_y = \pm 3663 \text{ kN}$$

$$F_z = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 =$$

$$1,35 \cdot (-1100) + 1,5 \cdot (-1000) + 1,20 \cdot (-16) + 1,45 \cdot (-0,619 \cdot 2846 - 0,048 \cdot 2464) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-97) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-29) \approx - 5844 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Spostamenti $s_x \approx \pm 25$ mm

Spostamenti $s_y = 0$ mm

▪ **APPOGGI MULTIDIREZIONALI**

F_x e $F_y = 0$ kN

$$F_z = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,5 \cdot G_{k2} + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,45 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3 =$$

$$1,35 \cdot (-1100) + 1,5 \cdot (-1000) + 1,20 \cdot (-16) + 1,45 \cdot (-0,619 \cdot 2846 - 0,048 \cdot$$

$$2464) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-97) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-29) \approx - 5844 \text{ kN}$$

Spostamenti $s_x \approx \pm 25$ mm

Spostamenti $s_y \approx \pm 10$ mm

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

Non essendoci spostamenti relativi tra le parti adiacenti (impalcato \ spalla) ed essendo fisso il sistema di vincolamento tra impalcato \ sottostruttura, il contributo all'escursione dato dall'azione sismica è stato assunto "nullo".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 ANALISI SOTTOSTRUTTURE

12.1 ANALISI DELLA 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 non fattorizzate trasmesse dall'impalcato.

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1			-3.300,00			
permanenti non strutturali	g_2						
permanenti portati	g_3			-3.000,00			
distorsioni e presollecitazioni	ε_1						
Ritiro	ε_2			-48,00			
variazioni termiche	ε_3			-87,00			
viscosità	ε_4						
carichi mobili	q_1, q_2			-5.310,00			
frenamento	q_3	2.625,00					
azione centrifuga	q_4						
vento	q_5		370,00		688,60		
sisma (direzione X)	q_6	7.325,00					
sisma (direzione Y)	q_6		3.662,50				
sisma (direzione Z)	q_6			-2.910,60			
resistenze parassite	q_7						
veicoli in svio	q_8						
altre azioni variabili	q_9						

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

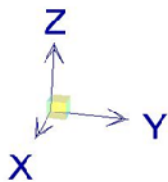
Per definire in maniera corretta la geometria della spalla, considerando tutti gli elementi che concorrono a completare il "corpo spalla", si discretizza la stessa in elementi rettangolari. Ciascun

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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.

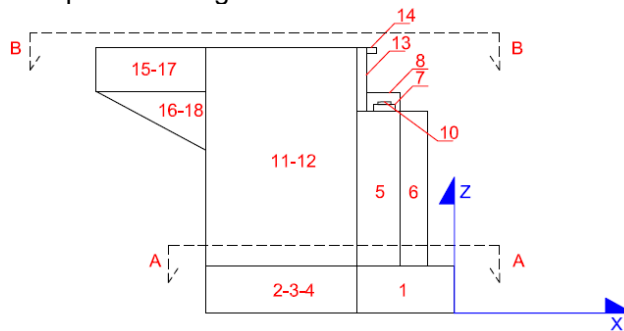
Con questa discretizzazione è possibile definire, mediante le note formule di geometria delle masse, la posizione del baricentro della spalla e di conseguenza le forze applicate ad esso.

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

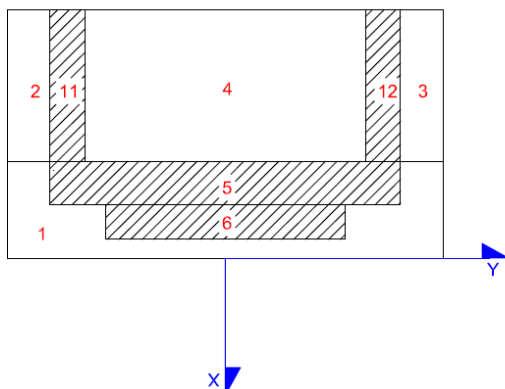


- **asse X** diretto lungo l'asse di tracciamento;
- **asse Y** ortogonale all'asse di tracciamento;
- **asse Z** diretto verso l'alto;
- L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della spalla in direzione X, in asse di tracciamento in direzione Y, a quota intradosso fondazione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

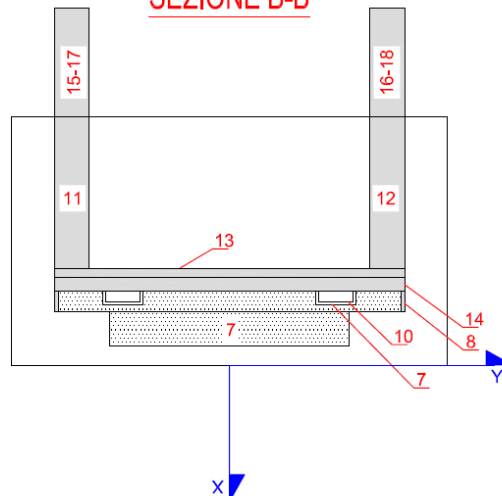
La spalla rimane scomposta nei seguenti elementi fondamentali:



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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> CF0073_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	5,30	12,60	2,50	166,95	25	-4.173,75	-2,65	0,00	1,25	11.060,44	0,00	-5.217,19
2	7,20	1,50	2,50	27,00	25	-675,00	-8,90	5,55	1,25	6.007,50	-3.746,25	-843,75
3	7,20	1,50	2,50	27,00	25	-675,00	-8,90	-5,55	1,25	6.007,50	3.746,25	-843,75
4	7,20	9,60	2,50	172,80	25	-4.320,00	-8,90	0,00	1,25	38.448,00	0,00	-5.400,00
5	2,30	12,60	6,29	182,28	25	-4.557,11	-1,15	0,00	5,65	5.240,67	0,00	-25.724,86
6				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
7	1,00	1,00	0,20	0,60	25	-15,00	-0,80	0,00	8,89	12,00	0,00	-133,35
8	1,80	0,40	0,92	1,32	25	-33,12	-0,90	0,00	9,25	29,81	0,00	-306,36
9				0,00		0,00				0,00	0,00	0,00
10						-30,00	-0,80	0,00	9,09	24,00	0,00	-272,70
11	7,20	1,50	9,48	102,38	25	-2.559,60	-8,90	5,00	7,24	22.780,44	-12.798,00	-18.531,50
12	7,20	1,50	9,48	102,38	25	-2.559,60	-8,90	-5,00	7,24	22.780,44	12.798,00	-18.531,50
13	0,50	9,60	3,19	15,31	25	-382,80	-5,05	0,00	10,39	1.933,14	0,00	-3.975,38
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	7,20	9,60	11,98	828,06	20	-16.561,15	-8,90	0,00	5,99	147.394,25	0,00	-99.201,30
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 =	-36.542,13	261.718,19	0,00	-178.981,64
-----------------	-------------------	-------------------	-------------	--------------------

Da cui si ottiene la posizione del baricentro della spalla, rispetto al sistema di riferimento adottato, secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
F_z &= \sum F_{z_i} \\
S_x &= \sum F_{z_i} \cdot x_{g,i} & X_G &= S_x / F_z = \mathbf{-7,16 \text{ m}} \\
S_y &= \sum F_{z_i} \cdot y_{g,i} & Y_G &= S_y / F_z = \mathbf{0,00 \text{ m}} \\
S_z &= \sum F_{z_i} \cdot z_{g,i} & Z_G &= S_z / F_z = \mathbf{4,90 \text{ m}}
\end{aligned}$$

12.1.1.3 Carichi dovuti alle spinte a tergo della spalla (g_s)

Il rinterro a ridosso della spalla sarà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 38^\circ$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,238$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,384$.

Per le verifiche in condizione GEO, EQU e SIS, si riducono i parametri geotecnici secondo i coefficienti γ_m , ottenendo quindi:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 32^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,470$.

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 triangolare delle pressioni orizzontali.

Oltre alla spinta dovuta al rinterro, viene considerata inoltre la spinta del terreno dovuto alla presenza di un possibile sovraccarico (assunto pari a $q = 150 \text{ kN/mq}$ – treno SW/2) 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.

Caratteristiche del sistema muro-terreno:

peso per unità di volume terreno	$\gamma_{\text{terreno}} =$	20	kN/m^3	
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	38	°	0,663 rad
inclinazione del paramento	$\psi =$	90	°	1,571 rad
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	°	0,000 rad
angolo d'inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	°	0,000 rad
coefficiente di spinta attiva secondo Coulomb	$K_a =$	0,238		
altezza del paramento + fondazione	$h_{\text{paramento}} =$	11,98	m	
larghezza del paramento	$b_{\text{paramento}} =$	12,60	m	

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$$F_{X_{sp,terr}} = 1/2 * \gamma_{\text{terreno}} * h_{\text{paramento}}^2 * b_{\text{paramento}} * K_a = 4.301,78 \text{ kN}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{\text{paramento}} / 3 = 3,99 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$F_{X_{sp,sovracc}} = q_{sovraccarico} * h_{paramento} * b_{paramento} * K_a = 5.386,20 \text{ kN}$$

applicata a $z_F = h_{paramento} / 2 = 5,99 \text{ m}$

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	$\gamma_{terreno} =$	20	kN/m ³
angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	32	° 0,559 rad
inclinazione del paramento	$\psi =$	90	° 1,571 rad
angolo di attrito terreno-paramento	$\delta =$	0	° 0,000 rad
angolo d'inclinazione del terrapieno	$\beta =$	0	° 0,000 rad
coefficiente di spinta attiva secondo Coulomb	$K_a =$	0,307	
altezza del paramento + fondazione	$h_{paramento} =$	11,98	m
larghezza del paramento	$b_{paramento} =$	12,60	m

Calcolo delle spinte sul paramento e loro quota di applicazione:

$$F_{X_{sp,terr}} = 1/2 * \gamma_{terreno} * h_{paramento}^2 * b_{paramento} * K_a = 5.556,33 \text{ kN}$$

applicata a $z_F = h_{paramento} / 3 = 3,99 \text{ m}$

$$F_{X_{sp,sovracc}} = q_{sovraccarico} * h_{paramento} * b_{paramento} * K_a = 6.957,01 \text{ kN}$$

applicata a $z_F = h_{paramento} / 2 = 5,99 \text{ m}$

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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, essendo una struttura che può subire deformazioni di tipo roto-traslazionale e quindi spostamenti relativi terreno\struttura, 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 pari a 0,520g;
- 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 $\beta = 0,35$).

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

$$F_{x,y} = W \cdot k_h = 36.543 \cdot 0,182 = 6.650,67 \text{ kN}$$

$$F_z = W \cdot k_v = 36.543 \cdot 0,091 = 3.325,33 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

con

W peso complessivo del sistema “corpo spalla” espresso in kN

Sovra spinta del terreno a tergo della spalla

$$\tan\Theta = kh / (1 + kv) = 0,167$$

$$\Theta = 0,165 \quad \text{rad}$$

$$K = 0,415$$

$$\Delta K = (1+kv)*K - K_a = 0,145 \quad (\text{incremento di spinta sismica})$$

$$F_{x_{\text{sis,terr}}} = 1/2 * \gamma_{\text{terreno}} * h_{\text{paramento}}^2 * b_{\text{paramento}} * \Delta K = \mathbf{2630,69} \quad \text{kN}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{\text{paramento}} / 2 = 5,99 \quad \text{m}$$

12.1.2 MODELLO DI CALCOLO

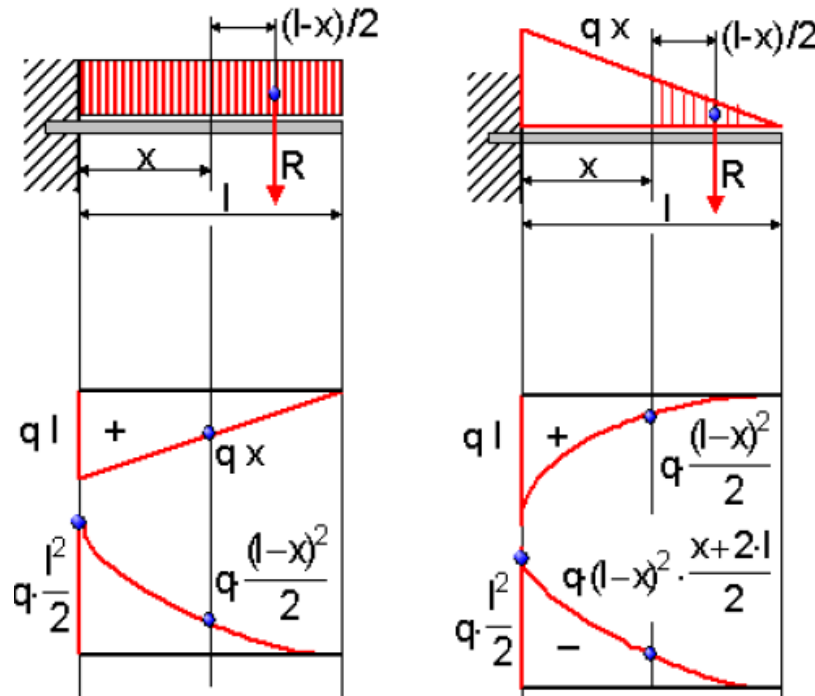
12.1.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.2.1.

12.1.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Si sono analizzati due diversi modelli di calcolo.

1° *Modello* = è 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 in precedenza analizzati (ridotti per unità di profondità):



2° Modello = è un modello agli elementi finiti (EF) dove le singole componenti strutturali sono state modellate mediante elementi di tipo "Area" (shell tick element) con modellazione del comportamento bidimensionale alla Mindlin, includendo quindi anche le deformazioni taglianti degli elementi (vedi figura F14).

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni implementati nel modello.

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

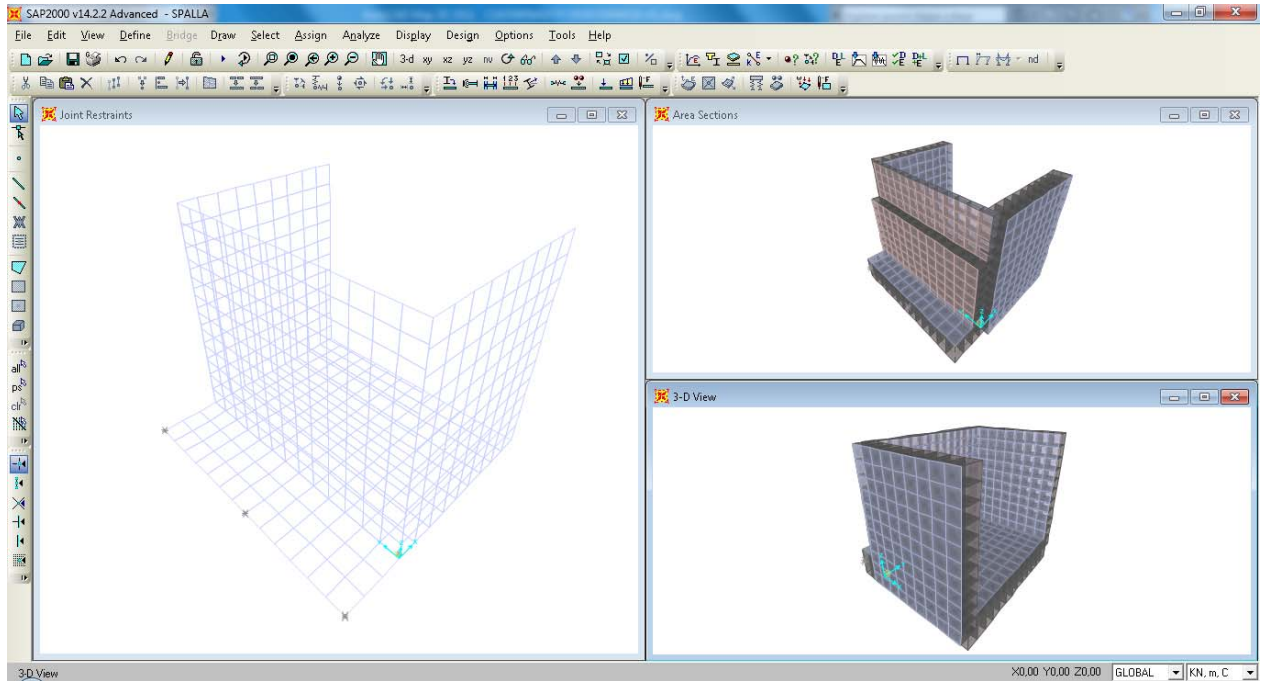
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
C28/35	25	2,5	33923000	14134583,33	0,2	0,0000099
C32/40	25	2,5	35013000	14588750	0,2	0,0000099

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
sp150	C32/40	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1,5	1,5
sp230	C32/40	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2,3	2,3
sp250	C28/35	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2,5	2,5

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

sp50	C32/40	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0,5	0,5
------	--------	---	-------	-------------	-----	-----	-----



F14. Modello agli EF della spalla

L'interazione col terreno sotto la platea di fondazione è stata modellata mediante elementi di connessione (link element) con comportamento elastico non lineare (dove la non linearità è dettata dal fatto che l'elemento link reagisce solo a compressione).

La rigidezza degli elementi "link" "molle" è stata definita in funzione della deformabilità del terreno, della geometria della fondazione e della deformabilità della fondazione. In particolare si definisce la rigidezza dell'elemento "link", ricorrendo al metodo di Vesić (vedi riferimento bibliografico [B32]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

$$k_s = \frac{k'_s}{B} = \frac{0,65}{B} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_F \cdot I_F}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad \text{kN/m}^3$$

indicando con:

E_s, E_F = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e della fondazione [kN/m²]

B = dimensione trasversale della fondazione [m]

I_F = momento d'inerzia della fondazione (riferito alla sezione retta) [m⁴]

μ = coefficiente di Poisson

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Secondo la caratterizzazione geologico/geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione medio pari a $E_s = 225000 \text{ kN/m}^2$ (vedi § 4.2). Il terreno sotto la fondazione rimane così definito:

$\mu =$	0,3	
$E_s =$	225000	kN/mq
$E_F =$	33923000	kN/mq
$B =$	12,60	m
$I_F =$	16,406	m ⁴
$k_s =$	15477,38	kN/mc

Il valore implementato nel modello di calcolo è quindi pari a $15,477 \text{ N/m}^3$.

Tale modello ha permesso di validare le sollecitazioni ottenute dal modello semplificato e soprattutto definire le sollecitazioni \ tensioni che si formano all'interno della platea di fondazione e le pressioni indotte sul terreno.

12.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI "MODELLO SEMPLIFICATO"

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. 5.2.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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PARAGHIAIA e AZIONI ALLA BASE

$H =$	3,19	m	altezza paraghiaia
$b_0 =$	0,50	m	spessore paraghiaia
$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_a \cdot H^2 =$	24,21	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_a \cdot H =$	113,83	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$S_i = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$	7,26	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
$S_{ts} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	25,29	kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_t = S_t \cdot H/3 =$	25,74	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del terreno
$M_q = S_q \cdot H/2 =$	181,55	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$M_i = S_i \cdot H/2 =$	11,58	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$	40,34	kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$N_g = 25 \cdot b_0 \cdot H =$	-39,88	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{g, sis} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-3,63	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

$M_y =$	279,85	kNm/m
$F_z =$	-53,83	kN/m
$F_x =$	186,35	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - sisma

$M_y =$	77,65	kNm/m
$F_z =$	-43,50	kN/m
$F_x =$	56,76	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

$M_y =$	161,91	kNm/m
$F_z =$	-39,88	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

$M_y =$	25,74	kNm/m
$F_z =$	-39,88	kN/m

12.1.3.2 Sollecitazioni base muri andatori

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MURI ANDATORI e AZIONI ALLA BASE

$H =$	9,48	m	altezza muro laterale
$b_0 =$	1,50	m	spessore muro laterale
$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot k_a \cdot H^2 =$	213,79	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot k_a \cdot H =$	338,27	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$S_i = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kh =$	64,70	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia sismica
$S_{ts} = \gamma_{\text{terreno}} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	223,36	kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_t = S_t \cdot H/3 =$	675,57	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del terreno

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

$M_q = S_q \cdot H/2 =$	1.603,40	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$M_i = S_i \cdot H/2 =$	306,68	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$	1.058,72	kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$N_g = 25 \cdot b_0 \cdot H =$	-355,50	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{g, sis} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-32,35	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

$M_y =$	3.076,60	kNm/m
$F_z =$	-479,93	kN/m
$F_x =$	745,28	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - SISMA

$M_y =$	2.040,96	kNm/m
$F_z =$	-387,85	kN/m
$F_x =$	501,85	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

$M_y =$	1.878,11	kNm/m
$F_z =$	-355,50	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

$M_y =$	675,57	kNm/m
$F_z =$	-355,50	kN/m

12.1.3.3 Sollecitazioni base muro frontale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MURO FRONTALE e AZIONI ALLA BASE

$H =$	9,48	m	altezza muro frontale + paraghiaia
$b_0 =$	2,30	m	spessore del muro frontale
$e_{X \text{ appoggi}} =$	0,35	m	posizione in direzione X degli appoggi (positiva se a destra del baricentro muro frontale)
$e_{Z \text{ appoggi}} =$	6,59	m	posizione in direzione Z degli appoggi

$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot K_a \cdot H^2 =$	213,79	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno
$S_q = q_{\text{sovraccarico}} \cdot K_a \cdot H =$	338,27	kN/m	azione orizzontale dovuta alla spinta attiva del sovraccarico

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento

CF0073_F0

Rev

F0

Data

20/06/2011

$S_i = 25 \cdot (b_0 \cdot H_{muro} + b_p \cdot H_p) \cdot kh =$	99,21	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia simica
$S_{ts} = \gamma_{terreno} \cdot \Delta K \cdot H^2 =$	223,36	kN/m	azione orizzontale dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$S_{e3} = F_{X_{e3}} / L_{paramento} =$	0,00	kN/m	azione orizzontale dovuta alle azioni termiche d'impalcato
$S_{q3} = F_{X_{q3}} / L_{paramento} =$	208,33	kN/m	azione orizzontale dovuta al frenamento sull'impalcato
$S_{q5} = F_{X_{q5}} / L_{paramento} =$	0,00	kN/m	azione orizzontale dovuta al vento agente sull'impalcato
$S_{q6} = F_{X_{q6}} / L_{paramento} =$	581,35	kN/m	azione orizzontale dovuta all'inerzia dell'impalcato
$M_t = S_t \cdot H/3 =$	675,57	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del terreno
$M_q = S_q \cdot H/2 =$	1.603,40	kNm/m	azione flettente dovuta alla spinta attiva del sovraccarico
$M_i = S_i \cdot H/2 =$	470,25	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia simica
$M_{ts} = S_{ts} \cdot H/2 =$	1.058,72	kNm/m	azione flettente dovuta alla sovra spinta sismica del terreno
$M_{e3} = S_{e3} \cdot e_{zappoggi} =$	0,00	kNm/m	azione flettente dovuta alle azioni termiche d'impalcato
$M_{q3} = S_{q3} \cdot e_{zappoggi} =$	1.372,92	kNm/m	azione flettente dovuta al frenamento sull'impalcato
$M_{q5} = S_{q5} \cdot e_{zappoggi} =$	0,00	kNm/m	azione flettente dovuta al vento agente sull'impalcato
$M_{q6} = S_{q6} \cdot e_{zappoggi} =$	3.831,09	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia dell'impalcato
$M_{pp-impal.} = N_{pp-imp.} \cdot e_{xappoggi} =$	175,00	kNm/m	azione flettente dovuta al peso proprio d'impalcato
$M_{mob-impal.} = N_{mob-imp.} \cdot e_{xappoggi} =$	147,50	kNm/m	azione flettente dovuta ai carichi mobili sull'impalcato
$M_{vento-impal.} = N_{vento-imp.} \cdot e_{xappoggi} =$	0,00	kNm/m	azione flettente dovuta al vento verticale sull'impalcato
$M_{sis-impal.} = N_{sis-imp.} \cdot e_{xappoggi} =$	80,85	kNm/m	azione flettente dovuta all'inerzia d'impalcato in direzione verticale
$N_g = 25 \cdot (b_0 \cdot H_{muro} + b_p \cdot H_p) =$	-401,55	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio
$N_{g, sis} = 25 \cdot b_0 \cdot H \cdot kv =$	-36,54	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia sismica
$N_{pp-impal.} = F_{Z_{g1+g3}} / L_{paramento} =$	-500,00	kN/m	azione verticale dovuta al peso proprio d'impalcato
$N_{mob-impal.} = F_{Z_{q1+q2}} / L_{paramento} =$	-421,43	kN/m	azione verticale dovuta ai carichi mobili sull'impalcato
$N_{vento-impal.} = F_{Z_{q5}} / L_{paramento} =$	0,00	kN/m	azione verticale dovuta al vento verticale sull'impalcato
$N_{sis-impal.} = F_{Z_{q6}} / L_{paramento} =$	-231,00	kN/m	azione verticale dovuta all'inerzia d'impalcato in direzione verticale

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - STR

My =	4.912,35	kNm/m
Fz =	-1.786,02	kN/m
Fx =	957,78	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLU - SISMA

My =	6.291,47	kNm/m
Fz =	-1.169,09	kN/m
Fx =	1.117,70	kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - FR

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

My = **2.163,74** kNm/m
Fz = **-1.217,62** kN/m

AZIONI NELLA SEZIONE DI BASE: SLS - QP

My = **850,57** kNm/m
Fz = **-901,55** kN/m

12.1.4 VERIFICA DELLE SEZIONI “MODELLO SEMPLIFICATO”

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. 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

seguenti limiti:

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

Nelle verifiche successive si trascura la verifica della tensione in esercizio per combinazione rara, perché non dimensionante.

12.1.4.1 Verifica base paraghiaia

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 12.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	278,00	-53,80	187,00
SIS	78,00	-43,50	57,00
FR	162,00	-40,00	-
QP	26,00	-40,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 20 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 20 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non sono necessarie 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,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)= 19,0 cm ²								
	Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 19,0 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	5380	27800	5405	34077	1,226	43,2		
2	S	4350	7800	4349	33864	4,342	43,3		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

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	0,00181	-0,00394	50,0	0,00020	44,0	-0,01000	6,0
2	0,00180	-0,00394	50,0	0,00019	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	55,1	50,0	0,0	50,0	-2052	44,0	21,4	1869	19,0	22,0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]									
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	33,2	-31,7	-4,0	0,125	0,5	0,000560	250	0,238	

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	9,1	50,0	0,0	50,0	-247	44,0	18,7	1718	19,0	22,0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	
1	S	5,9	-4,5	-0,6	0,125	0,5	0,000049	241	0,020	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	450	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3799,4	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	\leq	2
$\rho_1 =$	0,008443111	\leq	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	$<$	3,6267
$v_{min} =$	0,4260		
$V_{Rd,c} =$	270,06	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	191,70	kN	valore minimo di resistenza

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	3077,00	-480,00	745,00
SIS	2041,00	-387,00	502,00
FR	1878,00	-356,00	-
QP	676,00	-356,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

- ϕ 24 passo 20 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)
- ϕ 24 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)
- ϕ 24 passo 10 cm a 16 cm da esterno sezione (tesa)
- ϕ 24 passo 10 cm a 24 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 princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	48000	307700	0	47999	709635	0	2,291
2	S	38700	204100	0	38694	705314	0	3,421

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00340	-0,00267	-50,0	150,0	0,00265	-42,0	142,0	-0,01000	-42,0	8,0
2	0,00334	-0,00270	-50,0	150,0	0,00259	-42,0	142,0	-0,01000	-42,0	8,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000094368	-0,010754946		
2	0,000000000	0,000093945	-0,010751558		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. (§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	55,7	-50,0	150,0	-1179	-32,7	8,0	4054	188	0,125	0,115

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	21,3	50,0	150,0	-353	-23,3	8,0	4054	188	0,125	0,023

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1350	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	15919,8	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1350000	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		
$k =$	1,3849	≤	2
$\rho_1 =$	0,011792444	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	3,6267
$V_{min} =$	0,3227		
$V_{Rd,c} =$	752,52	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	435,62	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
$d =$	1350	mm	altezza utile
$z =$	1215	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	
$V_{Rd,s} =$	1679,59	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3974,67	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,553	≤	4,74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.1.4.3 Verifica base muro frontale

Le sollecitazioni per la sezione considerata (vedi § 12.1.3) sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	4913,00	-1786,00	958,00
SIS	6291,00	-1170,00	1118,00
FR	2164,00	-1218,00	-
QP	851,00	-902,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 26 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 26 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (tesa)

ϕ 26 passo 10 cm a 16 cm da esterno sezione (tesa)

ϕ 26 passo 10 cm a 24 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 princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	178600	491300	0	178626	1310716	0	2,627
2	S	117000	629100	0	116995	1255330	0	1,983

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00242	-0,00309	-50,0	230,0	0,00198	-42,0	222,0	-0,01000	-42,0	8,0
2	0,00225	-0,00319	-50,0	230,0	0,00181	-42,0	222,0	-0,01000	-42,0	8,0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000055964	-0,010447715		
2	0,000000000	0,000055191	-0,010441532		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff.(§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	25,5	-50,0	230,0	-194	-23,3	8,0	0	0		0,000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	11,9	-50,0	230,0	-54	-42,0	8,0	0	0		0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} = 32$ Mpa
 $d = 2070$ mm altezza utile
 $A_{sl} = 15919,8$ mm² armatura longitudinale tesa
 $b_w = 1000$ mm larghezza minima della sezione in zona tesa
 $A_c = 2070000$ mm² area sezione calcestruzzo
 $N_{ed} = 0$ kN forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
 $C_{rd,c} = 0,12$
 $k_1 = 0,15$
 $k = 1,3108 \leq 2$
 $\rho_1 = 0,007690725 \leq 0,02$
 $\sigma_{cp} = 0,0000 < 3,6267$
 $V_{min} = 0,2971$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$V_{Rd,c} =$	947,12	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	615,09	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
$d =$	2070	mm	altezza utile
$z =$	1863	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	
$V_{Rd,s} =$	2575,38	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	6094,50	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,553	≤	4,74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

12.1.5 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI “MODELLO AGLI EF”

Dalle analisi condotte sul modello semplificato, si evince che la situazione più gravosa si ottiene per la combinazione sismica.

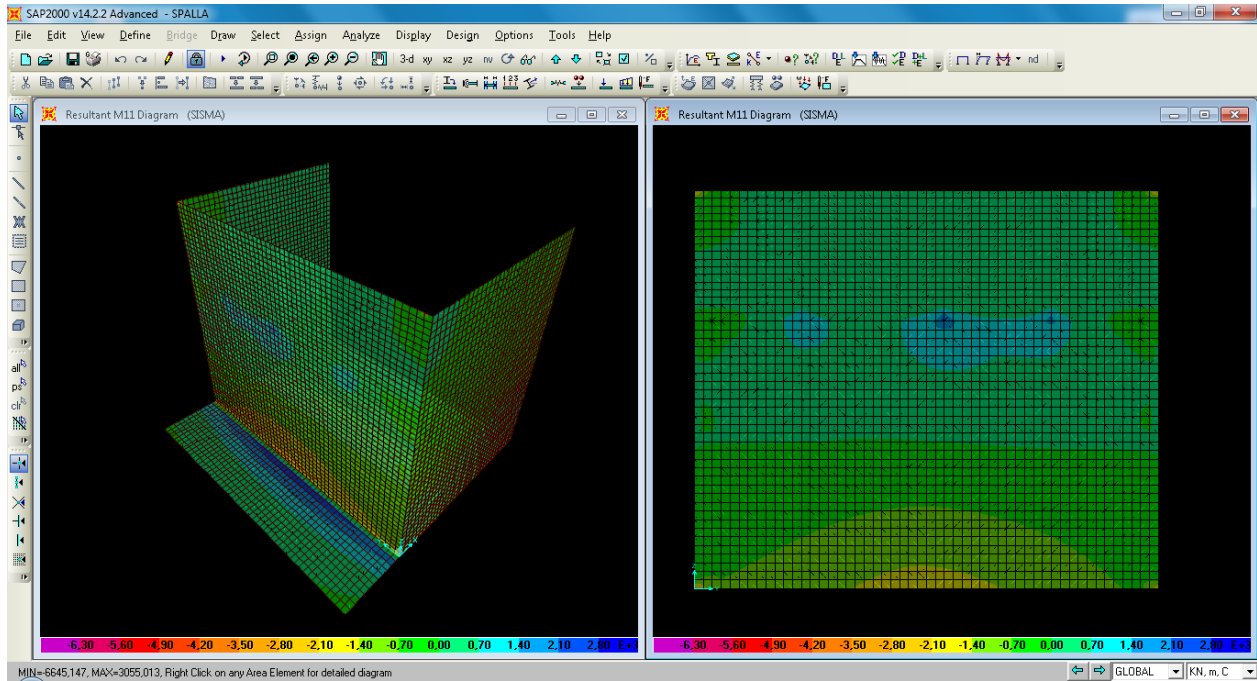
Nel modello agli EF viene quindi implementata esclusivamente tale combinazione, onde validare i risultati ottenuti nel modello semplificato.

Le azioni elementari da applicare al modello agli EF sono quelle ottenute al § 12.1.1 applicate per unità di superficie agli elementi “shell” del modello.

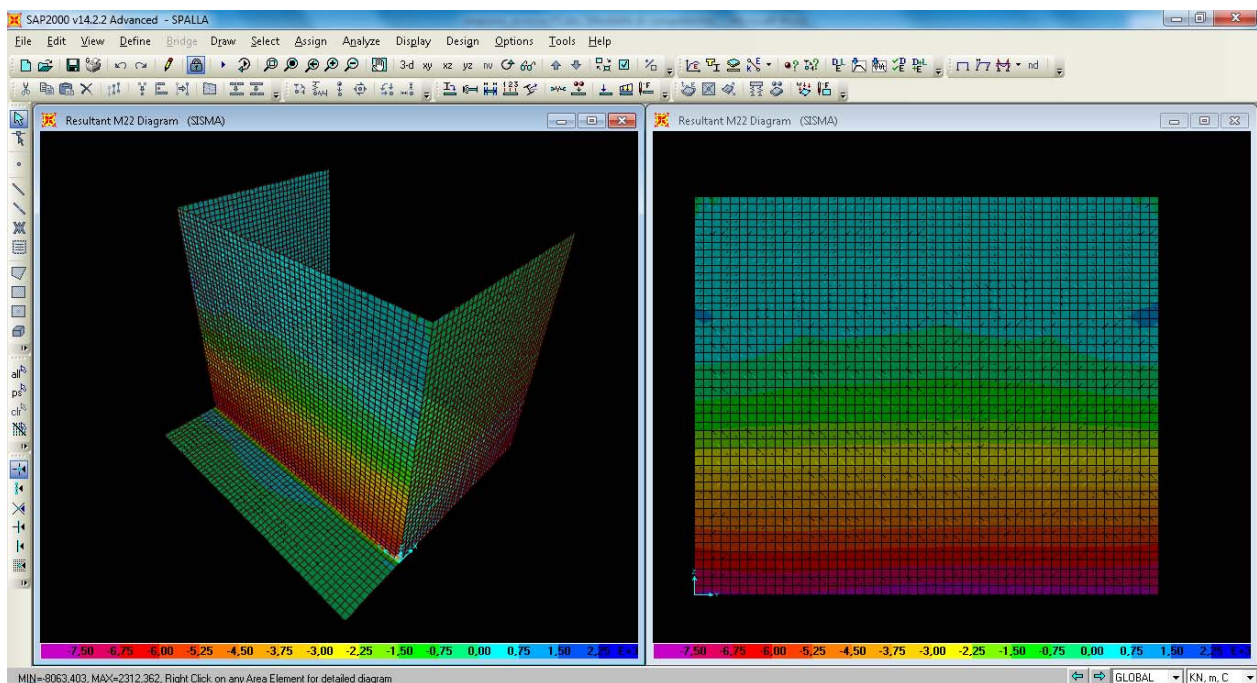
Si applicano le combinazioni di carico del DM 14-01-2008. Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate, si rimanda al §7.3.

Si riportano nel seguito i grafici di tensione ottenuti alla base dei diversi elementi strutturali.

Sollecitazioni nel paramento frontale della spalla dovute ai momenti di asse vettore Z

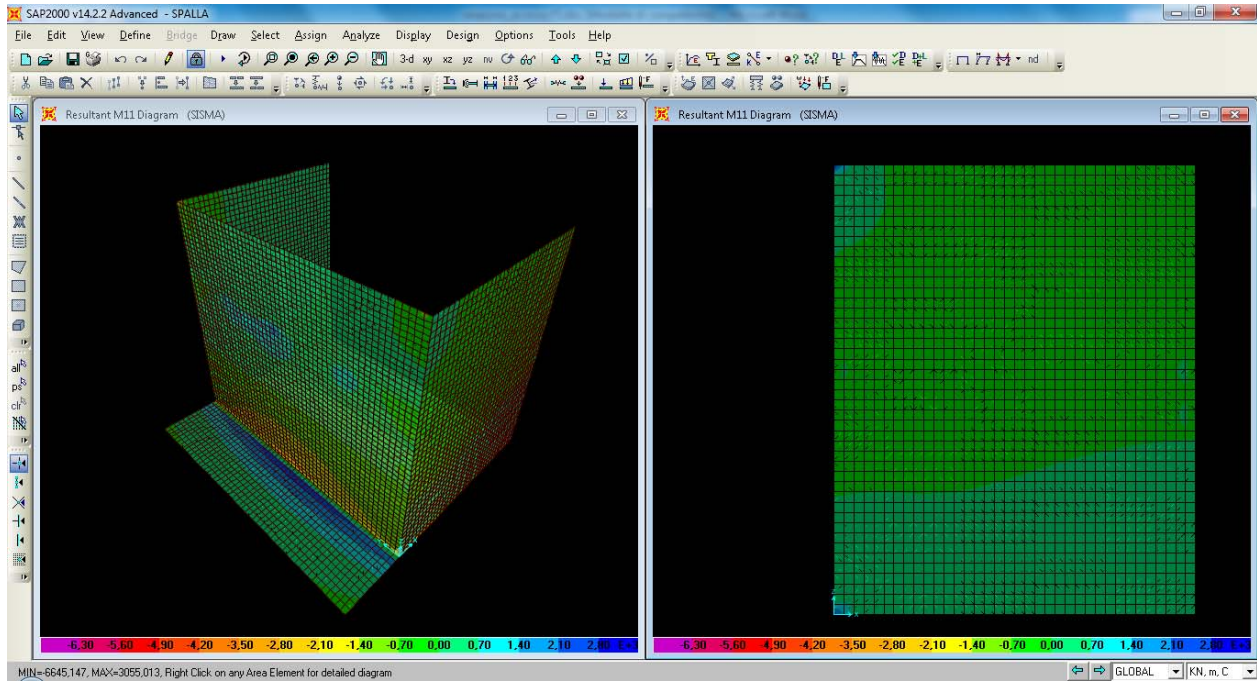


Sollecitazioni nel paramento frontale della spalla dovute ai momenti di asse vettore Y

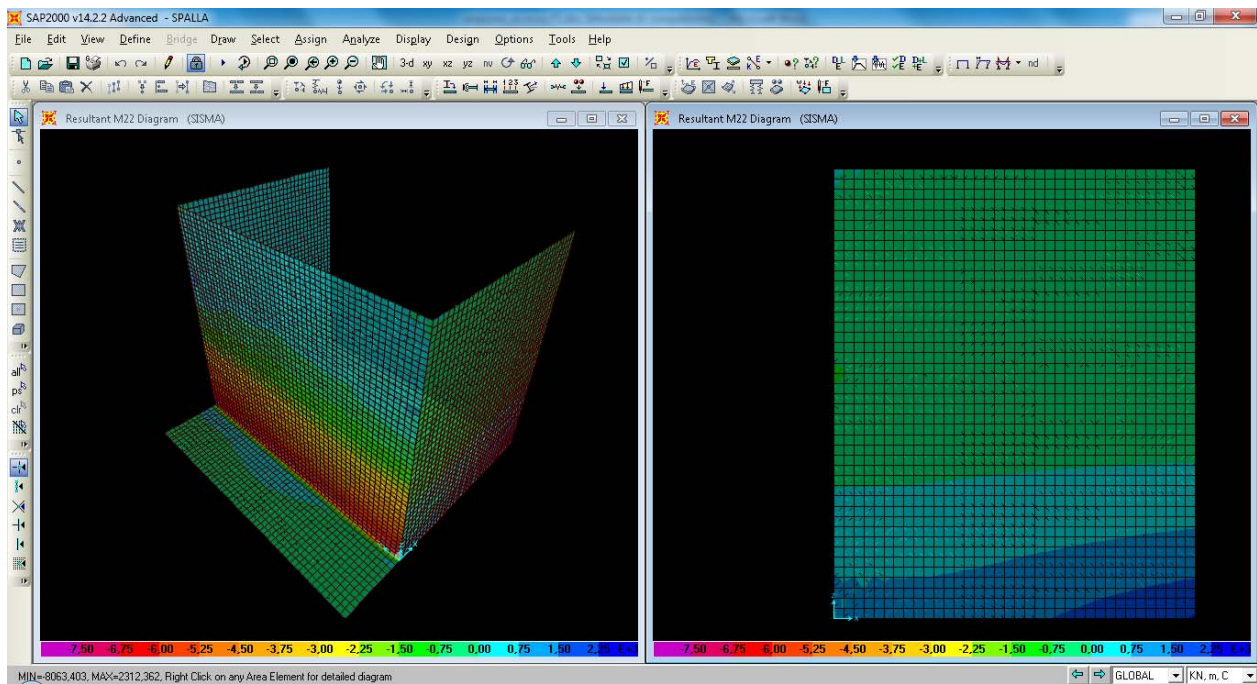


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Sollecitazioni nel muro andatore della spalla dovute ai momenti di asse vettore Z

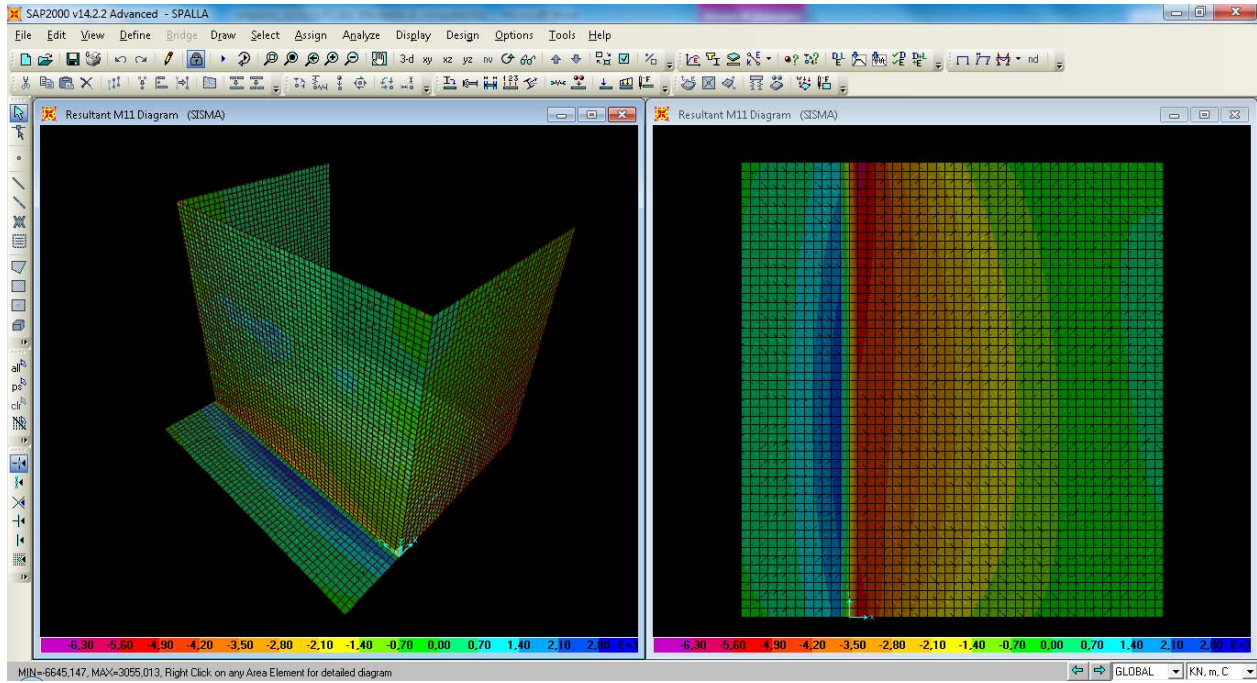


Sollecitazioni nel muro andatore della spalla dovute ai momenti di asse vettore X

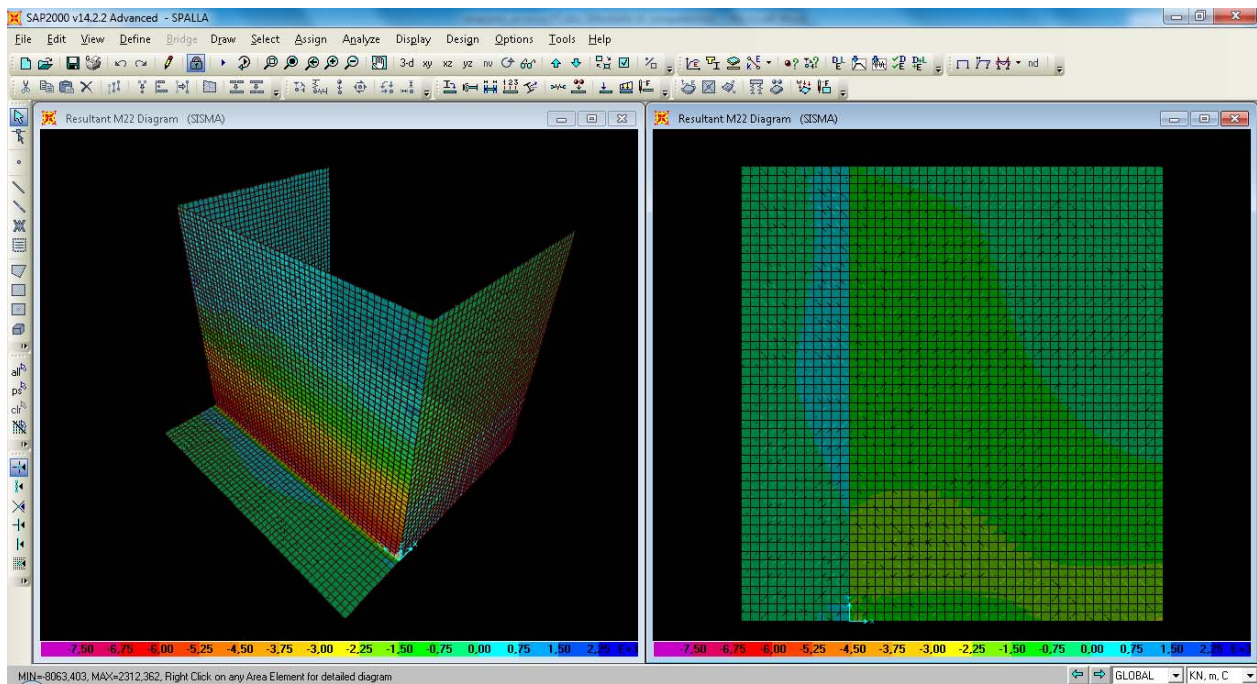


		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>		<p>Codice documento CF0073_F0</p>	<p>Rev F0</p>	<p>Data 20/06/2011</p>

Sollecitazioni nella platea della spalla dovute ai momenti di asse vettore X



Sollecitazioni nella platea della spalla dovute ai momenti di asse vettore Y



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12.1.6 DISAMINA DELLE SOLLECITAZIONI OTTENUTE NEI MODELLI DI CALCOLO

Dall'analisi dei risultati ottenuti nel modello agli EF si sono ottenute le seguenti azioni massime alla base degli elementi strutturali principali nella combinazione sismica:

- sollecitazioni base paraghiaia
Momento asse vettore Y = 200 kNm/m
Forza di taglio lungo asse X = 55kN/m

- sollecitazione base muri andatori
Momento asse vettore X = 2080 kNm/m
Forza di taglio lungo asse Y = 500 kN/m

- sollecitazione base muro frontale
Momento asse vettore Y = 7000 kNm/m
Forza di taglio lungo asse X = 1600 kN/m

Come si evince le sollecitazioni sono in buon accordo con i dati ottenuti dal modello semplificato, rilevando discordanze inferiori al $\pm 10\%$. Inoltre si può evidenziare che non c'è una grossa differenza fra i modelli analizzati in quanto anche il comportamento del modello 3D definisce una prevalenza di deformazione rispetto alle fibre verticali, dovuta all'altezza significativa dei paramenti verticali.

Si ottengono invece valori di entità paragonabile alla base del paraghiaia (o anche leggermente superiori); questo è dovuto al fatto che i valori di sollecitazioni desunti dal modello agli EF sono stati ottenuti in prossimità della zona degli appoggi, le quali risentono dell'influenza degli scarichi orizzontali dell'impalcato. In tutti i casi, i valori sono inferiori alle azioni massime utilizzate per la verifica dell'elemento (vedi §12.1.3).

In conclusione si può asserire che le modellazioni eseguite sono in buon accordo fra di loro e che i dimensionamenti eseguiti sono corretti.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

13 ANALISI DELLE FONDAZIONI

13.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A

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_s , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_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> CF0073_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 5.2.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	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 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 γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	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> CF0073_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 12.1.2.2

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> CF0073_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	-39.842,13	-0,91	0,00	4,90	0,00	-15.344,90	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	-3.000,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00			3,99	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	5.386,20	0,00	0,00			5,99	0,00	32.263,32	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	2.630,69	0,00	0,00			5,99	0,00	15.757,83	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	-48,00				0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-87,00				0,00	553,50	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	-5.310,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	28.939,50	0,00
frenamento	q ₃	2.625,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	23.861,25	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	370,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	-2.674,70	0,00	2.016,50
sisma (direzione X)	q ₆	13.975,67	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	3.093,95	0,00	-0,91	0,00	4,90	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-1.870,78	-0,91	0,00	4,90	0,00	16.811,18	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	-0,91	0,00	4,90	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		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 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. 5.2.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 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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	-48,00	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-87,00	0,00	553,50	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	-5.310,00	0,00	28.939,50	0,00
frenamento	q ₃	2.100,00	0,00	0,00	0,00	19.089,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	222,00	0,00	-1.604,82	0,00	1.209,90
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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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	-48,00	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-4.248,00	0,00	23.151,60	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

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	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	-48,00	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-53.786,87	0,00	-20.715,61	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	-4.050,00	0,00	22.072,50	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.807,40	0,00	0,00	0,00	23.190,87	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	7.809,98	0,00	0,00	0,00	46.781,81	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	-57,60	0,00	366,46	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-62,64	0,00	398,52	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	-7.699,50	0,00	41.962,28	0,00
frenamento	q ₃	3.045,00	0,00	0,00	0,00	27.679,05	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	333,00	0,00	-2.407,23	0,00	1.814,85
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	-43.826,34	0,00	-16.879,38	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	-3.300,00	0,00	17.985,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	6.111,96	0,00	0,00	0,00	24.407,11	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	10.087,66	0,00	0,00	0,00	60.425,10	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	-57,60	0,00	366,46	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	-62,64	0,00	398,52	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	-7.699,50	0,00	41.962,28	0,00
frenamento	q ₃	3.045,00	0,00	0,00	0,00	27.679,05	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	333,00	0,00	-2.407,23	0,00	1.814,85
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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	8.696,26	0,00	0,00	0,00	52.090,60	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev *Data*
F0 20/06/2011

distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	-48,00	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-52,20	0,00	332,10	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	-6.637,50	0,00	36.174,38	0,00
frenamento	q_3	2.625,00	0,00	0,00	0,00	23.861,25	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	288,60	0,00	-2.086,27	0,00	1.572,87
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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g_3	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	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	2.630,69	0,00	0,00	0,00	15.757,83	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	-48,00	0,00	305,38	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-1.062,00	0,00	5.787,90	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	13.975,67	0,00	0,00	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	3.093,95	0,00	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	-1.870,78	0,00	16.811,18	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> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	10.710,73	222,00	-48.287,13	-1.604,82	92.881,56	1.209,90
COMBINAZIONE FR	8.610,73	0,00	-47.181,63	0,00	67.727,91	0,00
COMBINAZIONE QP	4.301,78	0,00	-42.933,63	0,00	18.765,66	0,00
COMBINAZIONE STR	16.662,38	333,00	-65.656,61	-2.407,23	141.735,87	1.814,85
COMBINAZIONE EQU	19.244,63	333,00	-54.946,08	-2.407,23	156.344,13	1.814,85
COMBINAZIONE GEO	16.877,59	288,60	-49.579,83	-2.086,27	135.957,10	1.572,87
COMBINAZIONE SISMICA	22.162,69	3.093,95	-45.866,41	-30.507,39	161.291,34	20.479,20

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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	4.308,96	0,00	0,00	0,00	25.810,65	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

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	4.301,78	0,00	0,00	0,00	17.178,42	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

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.807,40	0,00	0,00	0,00	23.190,87	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	7.809,98	0,00	0,00	0,00	46.781,81	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

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-35.857,91	0,00	-13.810,41	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	-2.700,00	0,00	14.715,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	6.111,96	0,00	0,00	0,00	24.407,11	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	10.087,66	0,00	0,00	0,00	60.425,10	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

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CF0073_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

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

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	8.696,26	0,00	0,00	0,00	52.090,60	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

SISMICA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-39.842,13	0,00	-15.344,90	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	-3.000,00	0,00	16.350,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	5.556,33	0,00	0,00	0,00	22.188,28	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	2.630,69	0,00	0,00	0,00	15.757,83	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	-48,00	0,00	305,38	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	-43,50	0,00	276,75	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	-1.062,00	0,00	5.787,90	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	13.975,67	0,00	0,00	0,00	99.158,91	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	3.093,95	0,00	-30.507,39	0,00	20.479,20
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	1.870,78	0,00	-16.811,18	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	8.610,73	0,00	-42.842,13	0,00	43.994,18	0,00
COMBINAZIONE FR	8.610,73	0,00	-42.842,13	0,00	43.994,18	0,00
COMBINAZIONE QP	4.301,78	0,00	-42.842,13	0,00	18.183,53	0,00
COMBINAZIONE STR	13.617,38	0,00	-42.842,13	0,00	70.977,78	0,00
COMBINAZIONE EQU	16.199,63	0,00	-38.557,91	0,00	85.736,81	0,00
COMBINAZIONE GEO	14.252,59	0,00	-42.842,13	0,00	75.283,99	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	22.162,69	3.093,95	-42.124,85	-30.507,39	127.668,97	20.479,20

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

$$E_d = V \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{F_z \cdot \tan \phi}{\gamma_R}$$

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;

tanφ è la tangente dell'angolo di attrito terreno/fondazione, che per l'opera in oggetto è assunto pari a φ'=38°.

Massime azioni verticali Fz-max

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	φ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ _R -
SLS	RARA	10.713,03	48.287,13	38	37.726,04	3,52	1,00
	FR	8.610,73	47.181,63	38	36.862,33	4,28	1,00
	QP	4.301,78	42.933,63	38	33.543,43	7,80	1,00
SLU	STR	16.665,71	65.656,61	38	51.296,57	3,08	1,00
	EQU	19.247,51	54.946,08	32	34.334,12	1,78	1,10
	GEO	16.880,06	49.579,83	32	30.980,91	1,84	1,10
SISMICA	SISMICA	22.377,61	45.866,41	32	28.660,51	1,28	1,10

Minime azioni verticali Fz-min

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	φ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ _R -
SLS	RARA	8.610,73	42.842,13	38	33.471,94	3,89	1,00
	FR	8.610,73	42.842,13	38	33.471,94	3,89	1,00
	QP	4.301,78	42.842,13	38	33.471,94	7,78	1,00
SLU	STR	13.617,38	42.842,13	38	33.471,94	2,46	1,00
	EQU	16.199,63	38.557,91	32	24.093,66	1,49	1,10
	GEO	14.252,59	42.842,13	32	26.770,73	1,88	1,10
SISMICA	SISMICA	22.377,61	42.124,85	32	26.322,53	1,18	1,10

La verifica risulta soddisfatta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

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 (F_z -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	-3.300,00	-0,80	9,09	0,00	2.640,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	-3.000,00	-0,80	9,09	0,00	2.400,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	-48,00	-0,80	9,09	0,00	38,40
variazioni termiche	ε_3	0,00	-87,00	-0,80	9,09	0,00	69,60
viscosità	ε_4	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
carichi mobili	q_1+q_2	0,00	-5.310,00	-0,80	9,09	0,00	4.248,00
frenamento	q_3	2.625,00	0,00	-0,80	9,09	23.861,25	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	7.325,00	0,00	-0,80	9,09	66.584,25	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	873,18	-0,80	9,09	0,00	-698,54
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	-0,80	9,09	0,00	0,00

AZIONI DERIVANTI DAL CORPO SPALLA

		Fx	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1		-36.542,13	-7,16	4,90	0,00	261.718,19
spinta del terreno	g_3	4.301,78			3,99	17.178,42	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	5.386,20			5,99	32.263,32	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	2.247,18			5,99	13.460,62	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CF0073_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

sisma (direzione X)	q ₆	6.650,67			4,90	32.574,66	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆		997,60	-7,16		0,00	-7.144,91

Per le combinazioni EQU, GEO e SIS è stato adottato l'approccio A2+M2, mentre per le combinazioni STR e SIS 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	264.358,19	0,00	237.922,37	0,00	264.358,19	0,00	264.358,19
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	2.400,00	0,00	2.160,00	0,00	2.400,00	0,00	2.400,00
spinta del terreno	g ₃	23.190,87	0,00	24.407,11	0,00	22.188,28	0,00	22.188,28	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	46.781,81	0,00	60.425,10	0,00	52.090,60	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	15.757,83	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	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	0,00	38,40
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	34,80
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q _{1+q2}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	849,60
frenamento	q ₃	27.679,05	0,00	27.679,05	0,00	23.861,25	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	99.158,91	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-7.843,45
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	97.651,73	266.758,19	2,73	1,00
	EQU	112.511,26	240.082,37	2,13	1,00
	GEO	98.140,14	266.758,19	2,72	1,00
SISMICA	SISMICA	137.105,02	259.837,54	1,90	1,00

La verifica risulta soddisfatta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 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:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

se $\phi=0$, $q_{ult} = 5,14s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$

dove

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \tan \phi$$

$$s'_c = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d'_c = 0,4k \quad d_c = 1 + 0,4k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c}} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5 \quad \text{se } \eta = 1$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$i_y = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta / 450)H}{V + A_f c \cot \varphi} \right)^5 \quad \text{se } \eta \geq 1$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147} \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147} \quad b_c = 1 - \frac{\eta}{147} \quad b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) \quad b_\gamma = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$$

- 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
 β è l'inclinazione del pendio

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 -10 da p.c.

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 (profondità media) = -3,5 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 (profondità media) = -3,5 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x
L =	12,6	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y
D =	3,5	m	profondità della fondazione
ϕ' =	32	°	angolo di attrito del terreno,
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno
β =	0	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso
η =	0	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto
Fz =	49.579,83	kN	azione verticale agente
Fx =	16.877,59	kN	azione orizzontale agente lungo B
Mxx =	2.086,27	kNm	momento di asse vettore x
Myy =	135.957,10	kNm	momento di asse vettore y
ex =	2,742	m	eccentricità del carico lungo x
ey =	0,042	m	eccentricità del carico lungo y
B' =	7,016	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
L' =	12,516	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
Af =	87,806	mq	area della fondazione efficace
qmax =	564,649	kPa	massima pressione agente
qult =	1497,44	kPa	capacità portante agente
γ =	2,652		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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

FATTORI DI FORMA

s'c =	0,1121
sc =	1,3661
sq =	1,3503
s _γ =	0,7758

FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,1996
dc =	1,1996
dq =	1,1378
d _γ =	1,0000
k =	0,4989

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,3661
iq =	0,3934
i _γ =	0,2564

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,0000
gc =	1,0000
gq = g _γ =	1,0000

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c =	0,0000
bc =	1,0000
bq =	1,0000
b _γ =	1,0000

COMBINAZIONE STR

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x
L =	12,6	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y
D =	3,5	m	profondità della fondazione
φ' =	38	°	angolo di attrito del terreno,
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno
β =	0	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso
η =	0	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto
F _z =	65.656,61	kN	azione verticale agente
F _x =	16.662,38	kN	azione orizzontale agente lungo B

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Mxx =	2.407,23	kNm	momento di asse vettore x
Myy =	141.735,87	kNm	momento di asse vettore y
ex =	2,159	m	eccentricità del carico lungo x
ey =	0,037	m	eccentricità del carico lungo y
B' =	8,183	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
L' =	12,527	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
Af =	102,500	mq	area della fondazione efficace
qmax =	640,555	kPa	massima pressione agente
qult =	4834,94	kPa	capacità portante agente
γ =	7,548		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 =	48,933
Nc =	61,352
N γ =	56,174

FATTORI DI FORMA

s'c =	0,1306
sc =	1,5210
sq =	1,5103
s γ =	0,7387

FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,1711
dc =	1,1711
dq =	1,0987
d γ =	1,0000
k =	0,4277

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,4971
iq =	0,5074
i γ =	0,3761

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,0000
gc =	1,0000

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

gq = gy = 1,0000

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c = 0,0000

bc = 1,0000

bq = 1,0000

by = 1,0000

COMBINAZIONE SIS

B = 12,5 m dimensione della fondazione lungo l'asse x

L = 12,6 m dimensione della fondazione lungo l'asse y

D = 3,5 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 = 0 ° inclinazione del pendio, positiva verso il basso

η = 0 ° inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto

Fz = 45.866,41 kN azione verticale agente

Fx = 17.162,69 kN azione orizzontale agente lungo B

Mxx = 30.507,39 kNm momento di asse vettore x

Myy = 161.291,34 kNm momento di asse vettore y

ex = 3,517 m eccentricità del carico lungo x

ey = 0,665 m eccentricità del carico lungo y

B' = 5,467 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x

L' = 11,270 m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y

Af = 61,611 mq area della fondazione efficace

qmax = 744,457 kPa massima pressione agente

qult = 1341,82 kPa capacità portante agente

γ = **1,802** fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Le verifiche risultano soddisfatte, anche se otteniamo coefficienti di sicurezza (in fase SIMSICA) di poco superiori a 1,8, in quanto le ipotesi con cui sono state svolte le analisi sono cautelative:

- si sono eseguite le calcolazioni adottando i valori minimi dei parametri geotecnici all'interno dei range proposti (angolo di attrito compreso tra 38°-42°)
- si è trascurata la presenza di coesione nell'interfaccia fondazione-terreno

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- si è eseguita la verifica di capacità portante in Approccio 1 – combinazione 2
- si è trascurato il contributo dell'attrito sulle pareti laterali della struttura

Per assicurare la corretta adesione tra fondazione e terreno, si prescrive che in fase di costruzione sia realizzato il getto di magro di fondazione dopo aver adeguatamente preparato il piano di posa del terreno naturale (lasciando opportune irregolarità); inoltre si prescrive che il rinterro a valle della fondazione sia adeguatamente compattato e costipato, in modo che possa essere mobilitata la spinta passiva.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE

N _q =	23,177
N _c =	35,490
N _γ =	20,786

FATTORI DI FORMA

s'c =	0,0970
sc =	1,3168
sq =	1,3031
s _γ =	0,8060

FATTORI DI PROFONDITA'

d'c =	0,2561
dc =	1,2561
dq =	1,1768
d _γ =	1,0000
k =	0,6402

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,3259
iq =	0,3550
iy =	0,2190

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,0000
gc =	1,0000
gq = g _γ =	1,0000

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c =	0,0000
bc =	1,0000
bq =	1,0000
b _γ =	1,0000

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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);

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0

azioni verticali. L'azione verticale agente è pari a circa 49.000 kN, pertanto la pressione media agente in fondazione è pari a 0,44 Mpa.

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001B si sono valutati i valori di N_{spt} riferiti al conglomerato di Pezzo (vedi ALLEGATI pag. 247 in avanti) e riferendosi ai sondaggi OTCLPT1505, OTCLPT2503 e C210 si sono osservati valori di N_{spt} che oscillano tra 31 e 100 nei primi 10 m; si assume nel calcolo dei cedimenti il valor medio di lettura pari a 70 N_{spt} :

$$N_{spt(DICALCOLO)} = \frac{60 + 100 + 32 + 100 + 100 + 53 + 79 + 31}{8} \approx 70$$

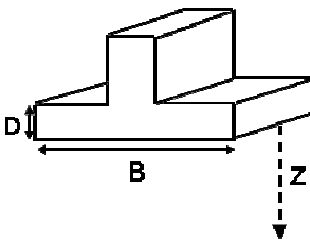
La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3,5 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -10 da p.c.

Da cui si ottiene:

$$S = F_s \cdot F_h \cdot F_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

Caratteristiche fondali:

B = 12,50 [m]
L = 12,60 [m]
D = 3,50 [m]



Litologia e carichi e prove:

Z = 8,75 [m]
 $\gamma = 2,00$ [t/m^3]
 $q' = 44,00$ [t/m^2]
 $N_{spt} = 70,00$ media
 Carichi Statici Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

$\sigma'_{vo} = 7,00$ [t/m^2]

$I_c = 0,0045$

$Z_i = 6,8118$ $F_h = 1,0000$ $F_s = 1,0032$

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
F_t	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

CEDIMENTI:

S [mm]	10,100	13,579	14,187	15,151	15,599	15,894	16,064	16,207
---------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

LEGENDA:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CF0073_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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
Ic = Indice di compressibilità
Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
Zi = Profondità significativa

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 1,6 cm, valore accettabile per le assunzioni fatte.

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.