

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	CS0500_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	SOVRAPPASSO VIA CAMPIDOGLIO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI CALCOLO	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	S	C	0	0	S	V	C	3	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
3.1 Conglomerato cementizio	10
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	10
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	10
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni	10
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni	11
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e cordoli.....	11
3.1.6 Conglomerato cementizio per travi precomprese\prefabbricate.....	11
3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	12
3.2 Acciaio per cemento armato	12
3.3 Acciaio per trefoli da precompressione	12
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	14
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO	29
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	36
4.4.1 Durabilità delle opere.....	36
5 FASI COSTRUTTIVE.....	37
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	37
7 ANALISI DELLA STRUTTURA	38
7.1 ANALISI DEI CARICHI	38
7.1.1 Peso proprio e carichi permanenti portati ($g_1 + g_2$).....	38
7.1.2 Spinta del terreno (g_3).....	38
7.1.3 Precompressione.....	39
7.1.3.1 Perdite di precompressione.....	40
7.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (q_1)	43
7.1.5 Incremento dinamico (q_2).....	46

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.6	Frenatura (q_3)	46
7.1.7	Azione sismica (q_6).....	46
7.2	MODELLO DI CALCOLO	48
7.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	48
7.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	51
7.2.2.1	Modello di calcolo per la soletta superiore (1° e 2° fase).....	52
7.2.2.2	Modello di calcolo per l'interazione terreno struttura (3° fase)	52
7.2.3	SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI.....	57
7.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	60
7.3.1	Sollecitazioni di prima e seconda fase	60
7.3.2	Sollecitazioni di terza fase	63
7.3.3	Combinazioni per gli S.L.U.	70
7.3.4	Combinazioni per gli S.L.S.....	73
7.4	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI COPERTURA.....	73
7.4.1	Verifica sezione massimo momento flettente (sezione mezzeria)	74
7.4.2	Verifica sezione posta a $x=1,85$ m da asse appoggio	79
7.4.3	Verifica sezione posta a $x=0,35$ m da asse appoggio (massima azione tagliante)	82
7.5	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PARATIA DI PALI	85

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del Sovrappasso ubicato alla PK. 0+090 denominato "Sovrappasso via Campidoglio" (altezza max. trave 80 cm e luce 17 m), nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT_1]. D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_2]. C.M. 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_3]. UNI EN 1990: 2006 "Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale"
- [NT_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"
- [NT_14]. UNI EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

generali”

- [NT_15]. UNI EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [NT_16]. UNI EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [NT_17]. UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”
- [NT_18]. UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT_19]. UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
- [NT_20]. CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

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

RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_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	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4-S5

3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

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

3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e cordoli

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

3.1.6 Conglomerato cementizio per travi precomprese/prefabbricate

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Classe di esposizione XS1– XF1
 Classe di consistenza S4

3.1.7 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

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

3.2 Acciaio per cemento armato

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

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

3.3 Acciaio per trefoli da precompressione

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

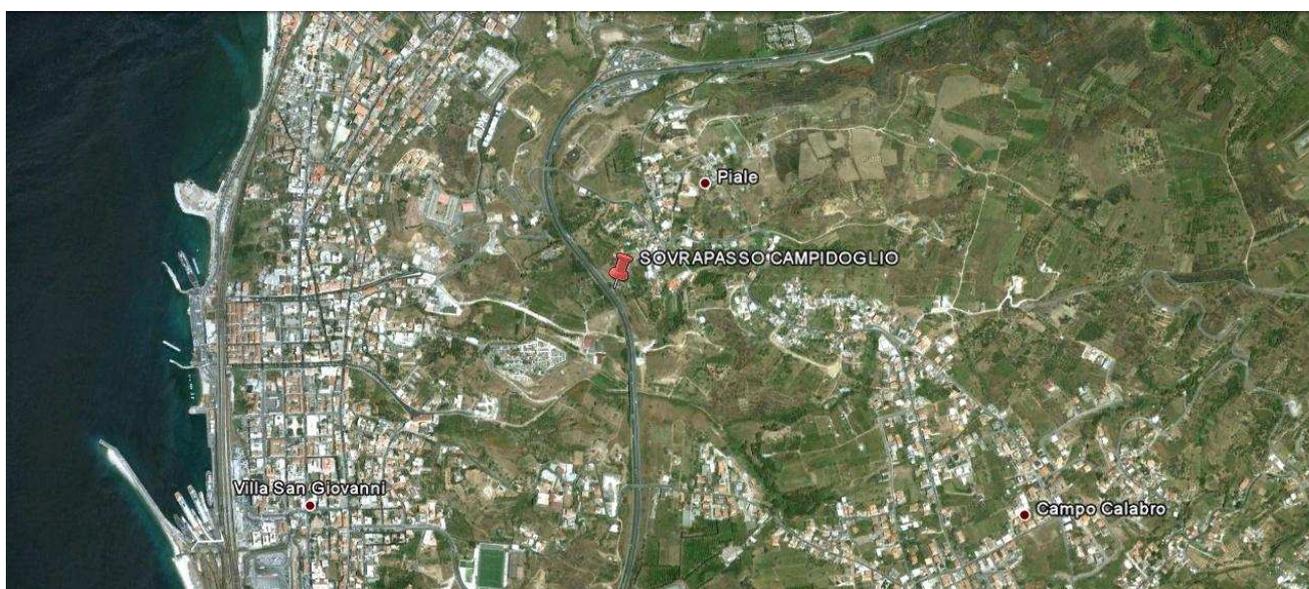
Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua $f_{p(0,1)k} \geq 1600 \text{ N/mm}^2$
 Tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$
 Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{p(0,1)k}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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_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 38,222692 e Longitudine di 15,647053.



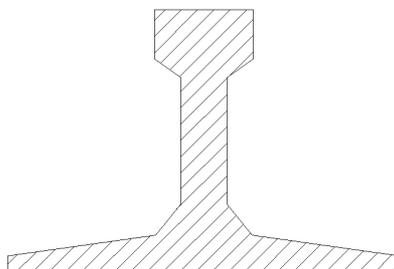
F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza massima $B = 7,20$ m (con ricoprimento massimo pari a 55 cm e ricoprimento minimo pari a 45 cm) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a 90° . Da un punto di vista statico, la struttura è a telaio (struttura iperstatica) con luce di calcolo pari a 17 m:

Campata	Lunghezza [m]
Spalla A – Spalla B	17,00

L'impalcato è realizzato mediante 9 travate in c.a.p. con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta). Le travi hanno altezza costante pari a 80 cm lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse pari a 0,8 m:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F2. Sezione trasversale delle travi utilizzate

La struttura sarà composta da diaframmi in c.a. spessore di 1,2 m accostati. I diaframmi sono collegati in testa da una trave di correa in c.a. dello spessore si 1,5 m che fungerà anche da sella d'appoggio per la sovrastruttura.

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

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le travi di correa si attestano a una profondità media da p.c. di circa 6,0 m. Al di sotto si estendono le fondazioni profonde (paratia di diaframmi h=120 cm) per una lunghezza di circa 27 m.

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

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

GHIAIE E SABBIE DI MESSINA

γ (kN/m ³)	18÷20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	70±25
c' piccolo (kPa)	0÷10
ϕ' piccolo (°)	38÷40 (p'ff=0-272KPa) / 35÷38 (p'ff=272-350KPa)
C _{cv} ' (kPa)	0
ϕ_{cv}' (°)	33÷35
k ₀ (-)	0.45-0.55
V _s (m/sec)	V _s =200+7·z (m/s)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

G'_o (MPa)	$G_o = 1780 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.65}$
E' (MPa)*	$E' = (17 \div 40) \cdot (z)^{0.7}$
v' (-)	0.2
G₀, G/G₀	curve teoriche
D₀, D/D₀	curve teoriche
K(m/s)	$10^{-4} \div 10^{-5}$

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

ϕ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

ϕ_r = angolo di attrito residuo;

c_r = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

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

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

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

v' (-) = coefficiente di Poisson

p_a = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

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

Non è stata riscontrata la falda nei sondaggi, pertanto nel proseguo della relazione si considererà

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

assente la falda in quanto ininfluyente nei dimensionamenti. Nel modello di calcolo viene indicata a quota -30 m da p.c., simulando l'assenza di spinta idraulica sugli elementi resistenti.

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

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

Profilo geologico-geotecnico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 03 B
 Profilo idrogeologico 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 04 B

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

Descrizione delle litologie prevalenti

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Sabbie e Ghiaie di Messina.

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

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

Si è fatto quindi riferimento ai due sondaggi presenti in zona (C411 e SG_15), i valori di N_{spt} rinvenuti variano tra 46 e 100 negli strati di terreno tra -5 e -30 m da p.c.:

C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	1.50	6
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	3.00	27
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	4.50	46
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	6.00	78
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	7.50	100
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	9	100
C411	Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M	16	95

SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	5.50	87
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	10.40	100
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	15.50	46
SG15	Rampa D 1+350 -1+800 / Rampa M	20.10	100

Pertanto si assume la categoria "B" di suolo, per la classificazione sismica.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La falda non risulta interferente con le opere.

Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C411), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Sabbie e Ghiaie di Messina

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa B dal km 0+800 al km 1+300 e della rampa M.

- prove SPT (C411, C414, C415, SN11, Svar1)
- 2 prove sismiche (C414, C415)
- 3 prove Le Franc (C411, C414, C415)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di resistenza (TD, sondaggio C410, Svar1)

Caratterizzazione geotecnica

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

Sabbie e Ghiaie di Messina

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

Con riferimento al fuso medio si ha:

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

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

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

Per lo stato iniziale si ha:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	$\gamma_d(\text{KN/m}^3)$	K_0
80-90	60-70	18-20	0.45-0.5

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di 41° , per $z > 5\text{m}$.

ϕ'_p (pff=0-272KPa) ($^\circ$)	ϕ'_p (pff=272-350KPa) ($^\circ$)	ϕ'_{cv} ($^\circ$)
40-43	38-40	33-35

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

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

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

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

$c'_r = 0 \text{ kPa}$ = coesione apparente

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

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C415, SG15) si ottengono valori di V_s che mostrano valori che vanno mediamente da 170 m/s a 600 m/s fino a 25m di profondità. Ai valori delle velocità di taglio V_s corrispondono moduli di taglio iniziali G_0 che mostrano un andamento crescente con la profondità, da circa 100MPa a circa 500MPa a 25m di profondità.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

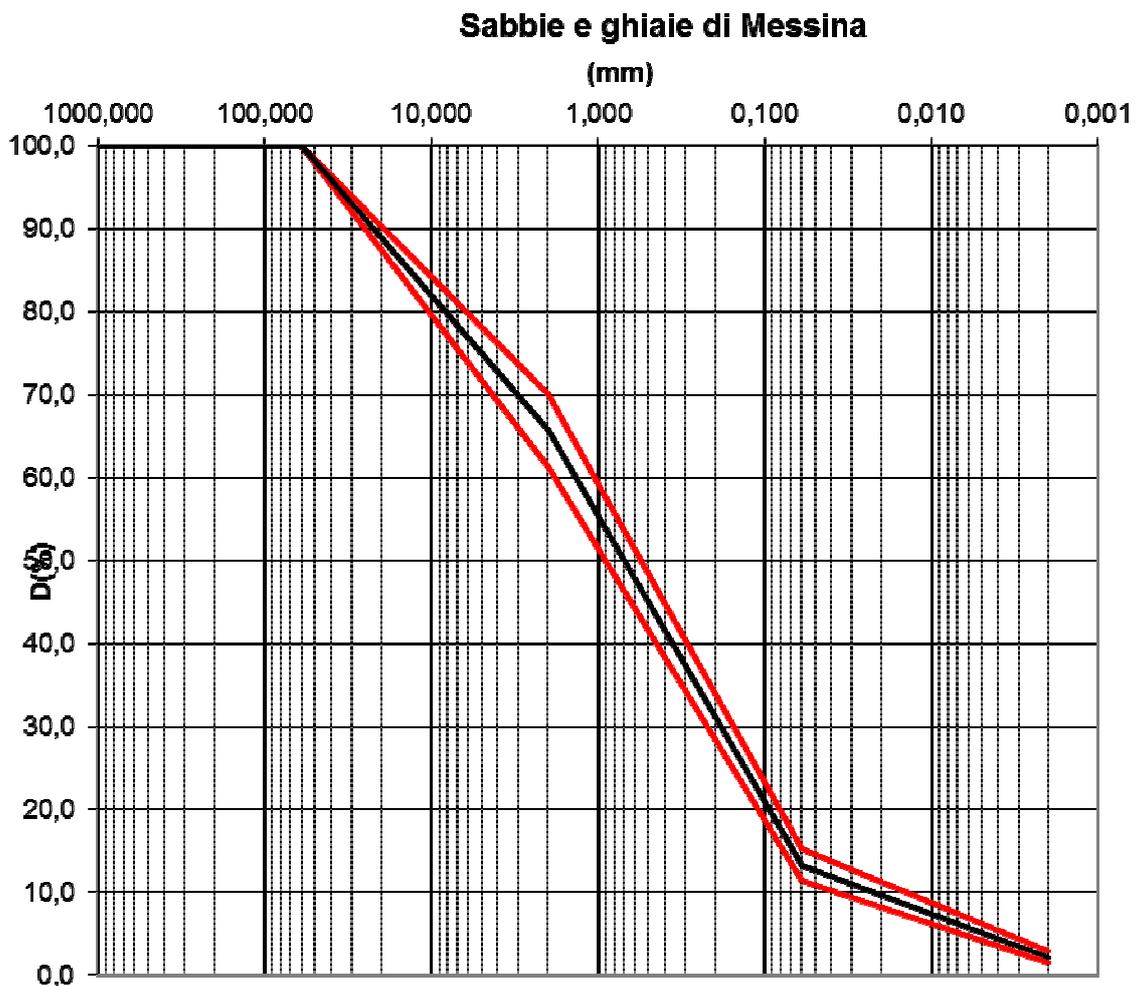
Una stima con la profondità si rende difficoltosa per la dispersione di G_0 che si rende particolarmente evidente con il valore normalizzato della pressione efficace media.

Tenendo conto delle prove SPT si ottiene una stima cautelativa:

z(m)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E' (MPa)
0-25	$40 z^{0.7}$	$96 z^{0.7}$	$(14-33) z^{0.7}$

pari rispettivamente a circa 1/5÷1/10 (medio-grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Le 4 prove pressiometriche forniscono invece valori variabili compresi fra 140 e 340 MPa fra 35 ed 85m di profondità.



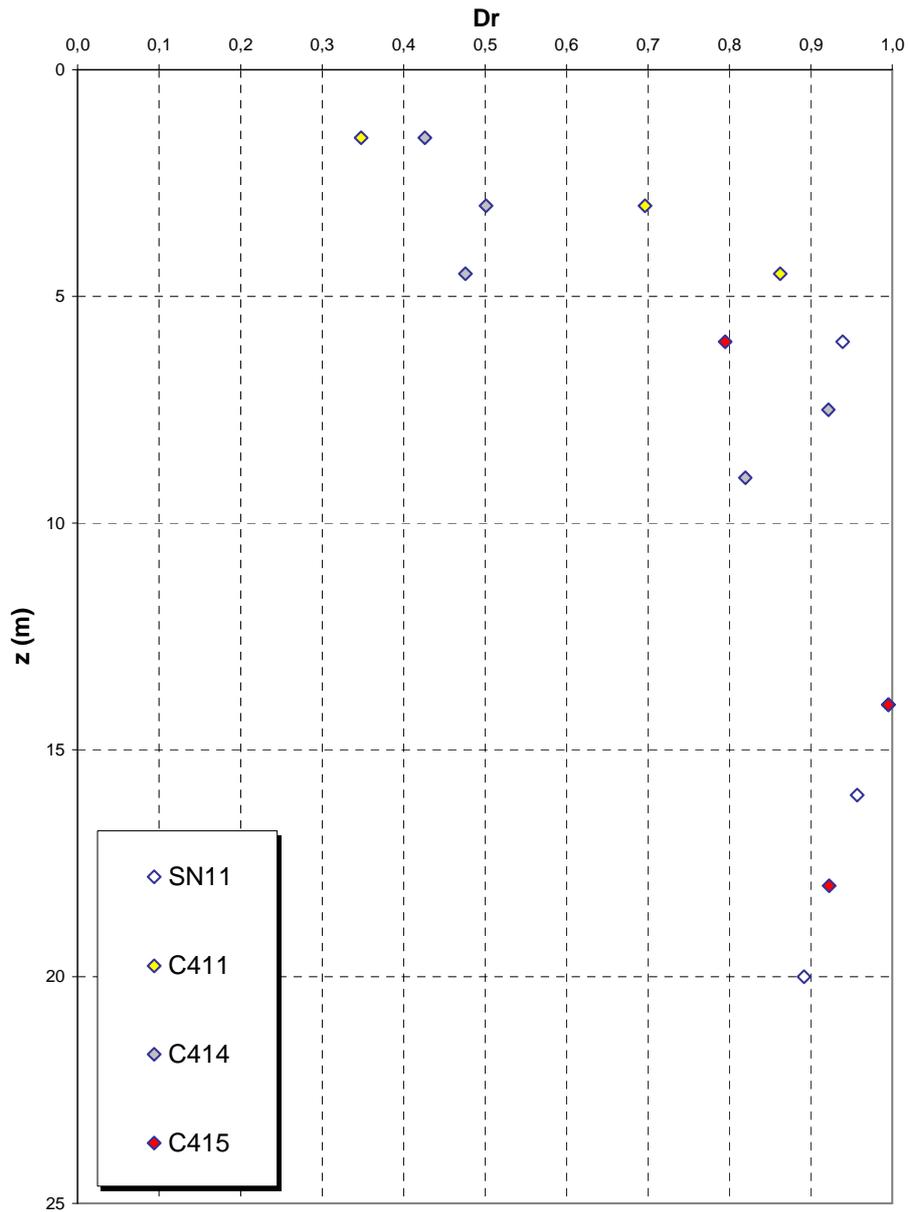
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA



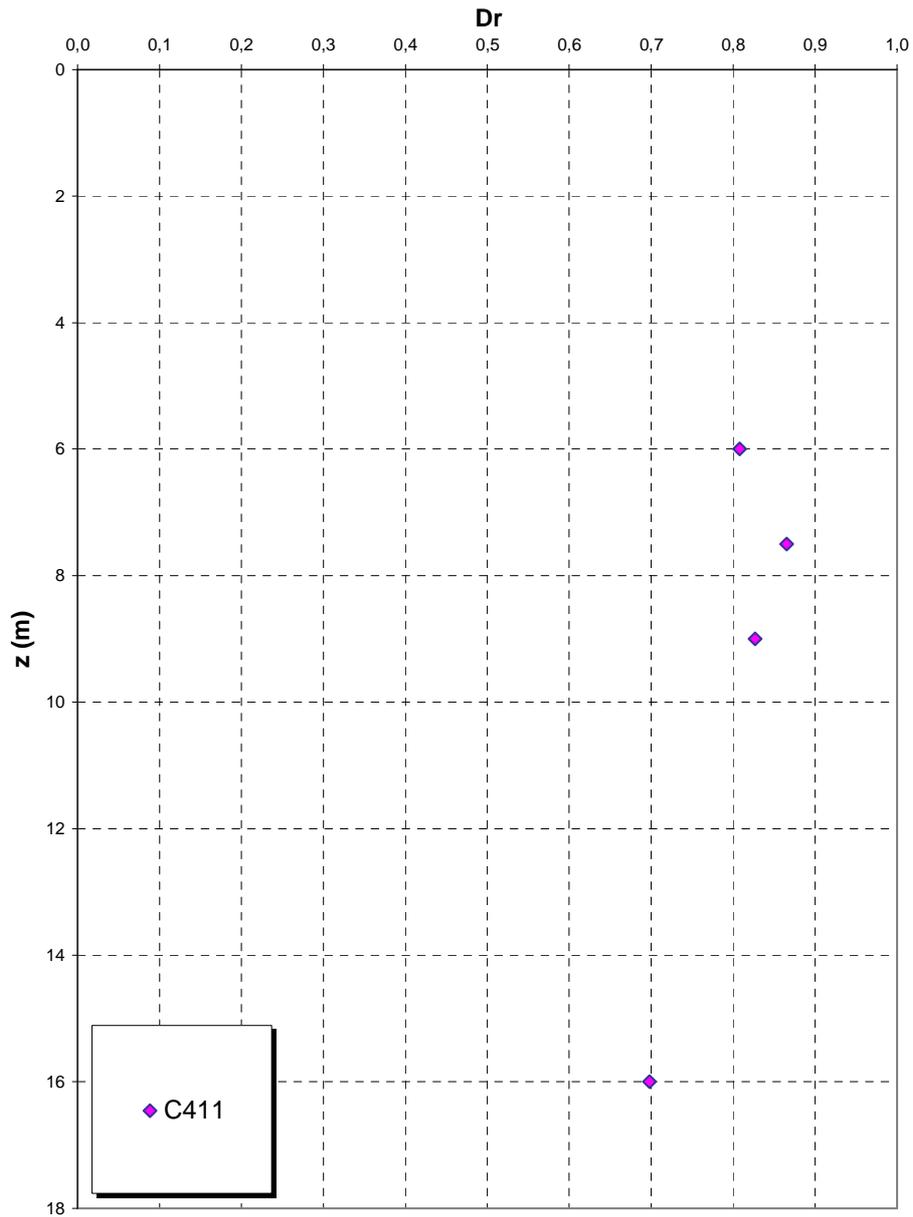
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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



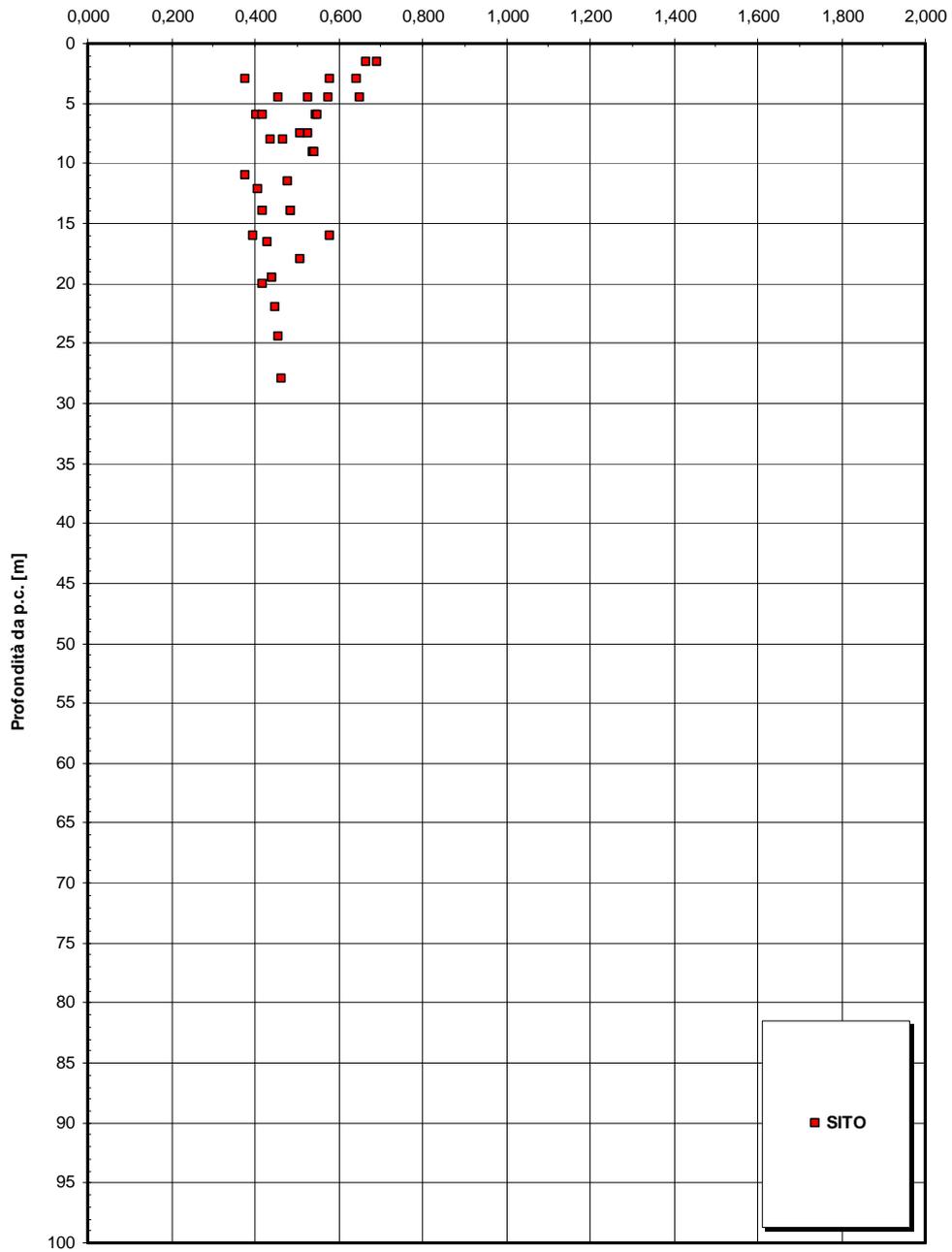
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

eo

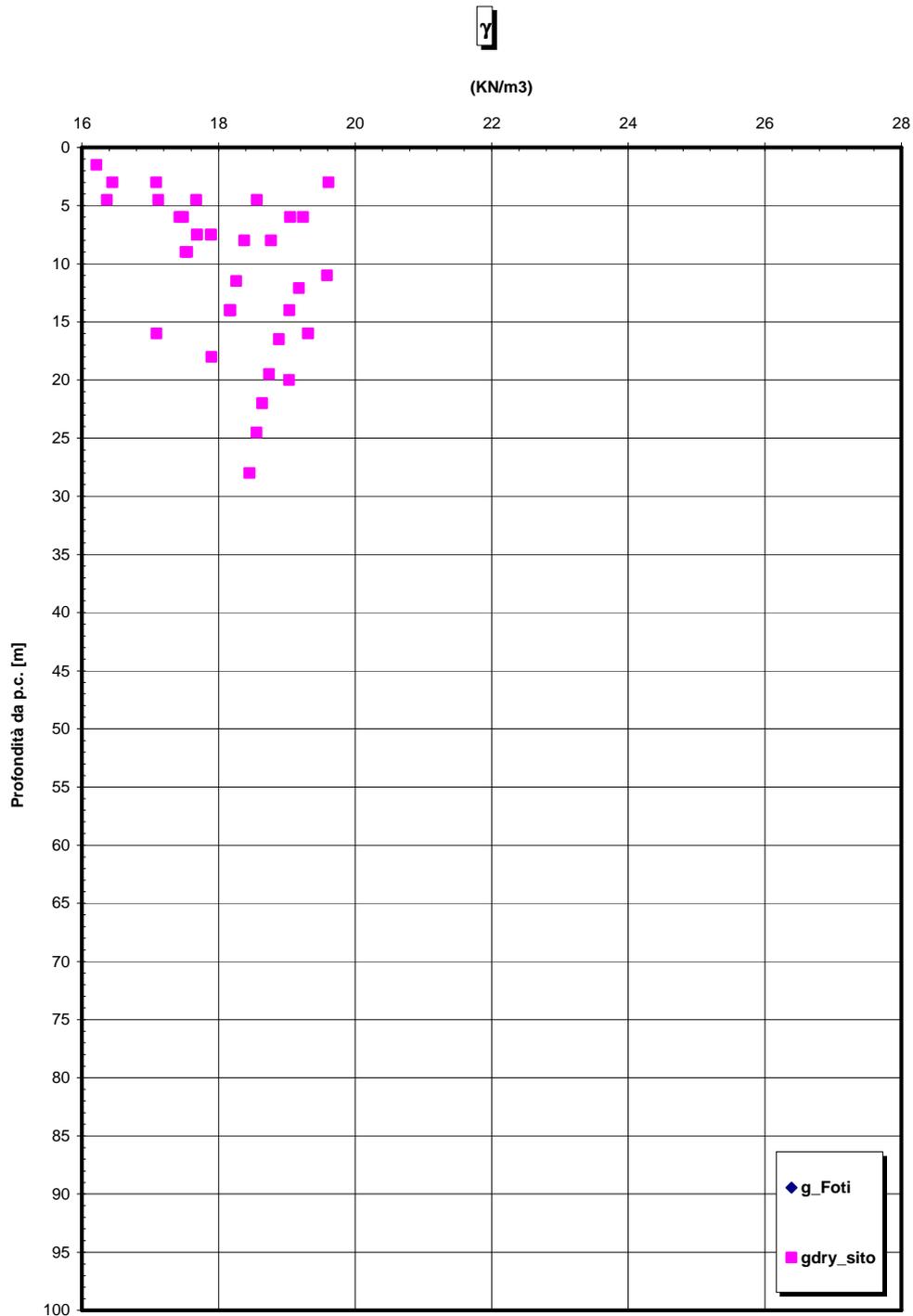


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

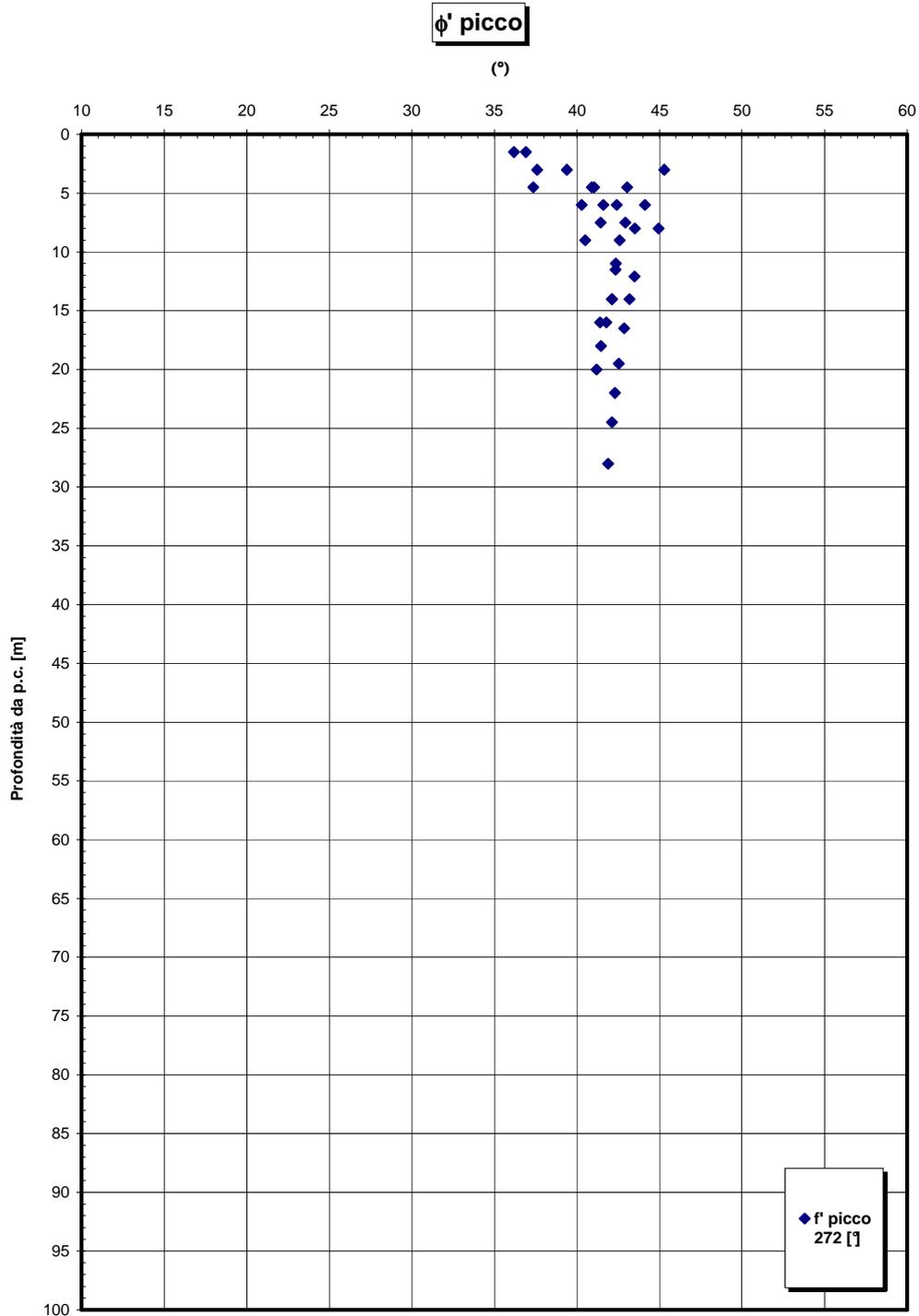


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

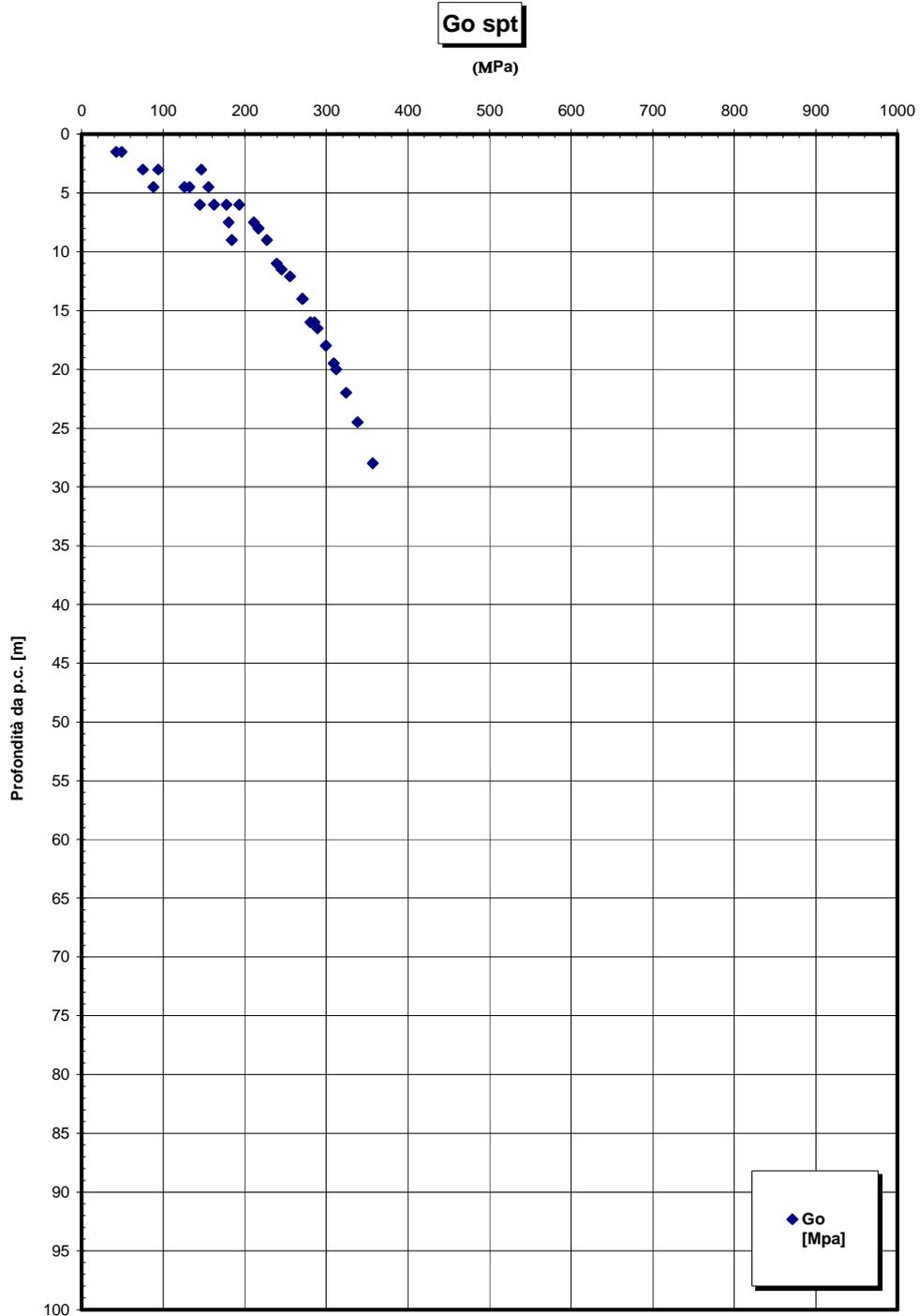


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

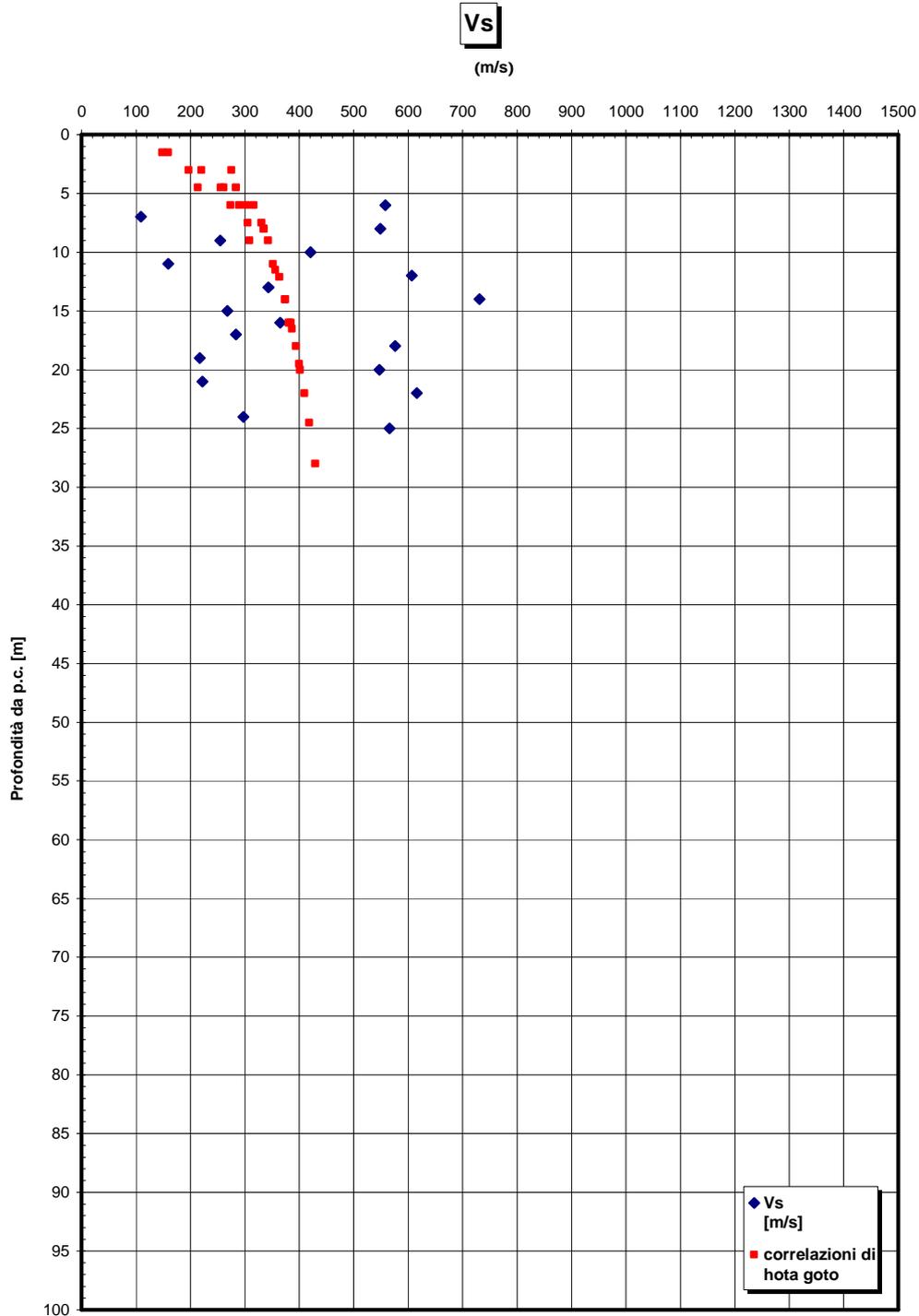


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



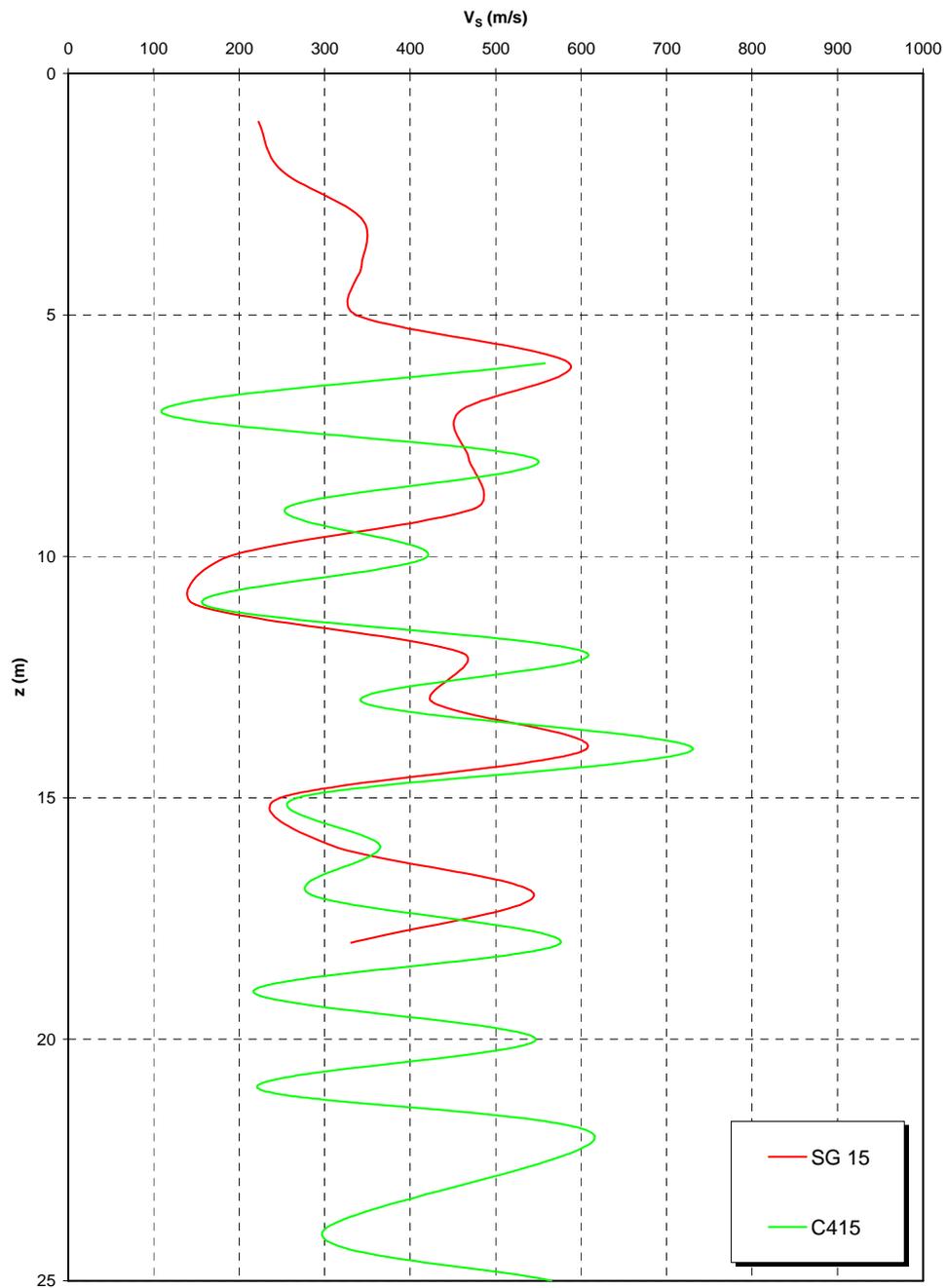
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



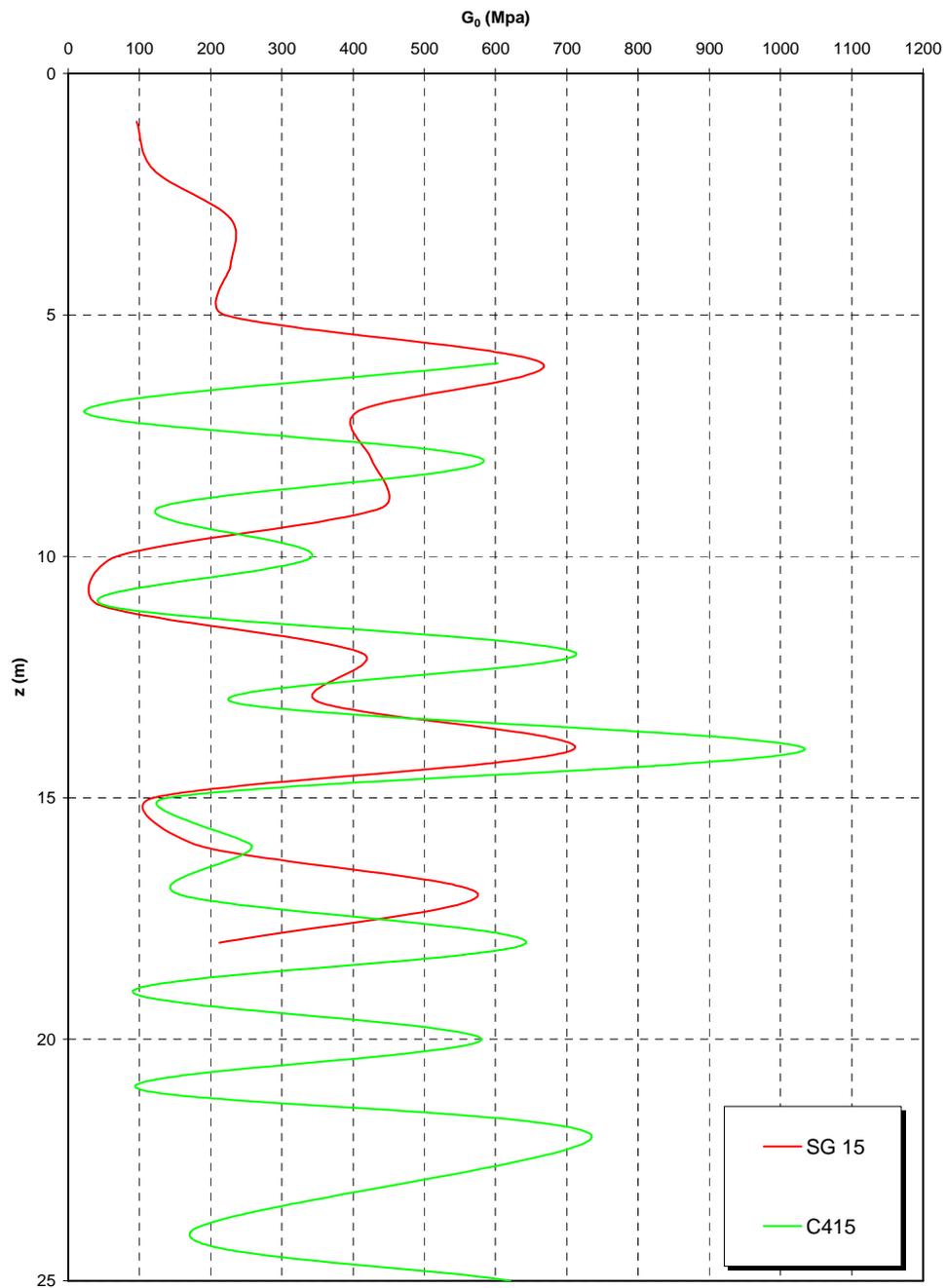
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

l'azione sismica agente è:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

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

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

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

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,461 s
T_D	2,286 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo 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	0,206
0,154	0,485
0,461	0,485
0,548	0,408
0,635	0,352
0,722	0,310
0,809	0,276
0,895	0,250
0,982	0,228
1,069	0,209
1,156	0,193
1,243	0,180
1,330	0,168
1,417	0,158
1,504	0,149
1,590	0,141
1,677	0,133
1,764	0,127
1,851	0,121
1,938	0,115
2,025	0,110
2,112	0,106
2,199	0,102
2,286	0,098
2,367	0,091
2,449	0,085
2,530	0,080
2,612	0,075
2,694	0,070
2,775	0,066
2,857	0,063
2,939	0,059
3,020	0,056
3,102	0,053
3,184	0,050
3,265	0,048
3,347	0,046
3,429	0,043
3,510	0,041
3,592	0,040
3,673	0,038
3,755	0,036
3,837	0,035
3,918	0,033
4,000	0,032

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

F_v	1,318
S	1,000
η	1,000

Punti dello spettro di risposta

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

S	1,000
η	1,000
T_B	0,184 s
T_C	0,551 s
T_D	3,358 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo 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	0,440
$T_B \leftarrow$	0,184	1,094
$T_C \leftarrow$	0,551	1,094
	0,685	0,881
	0,819	0,737
	0,952	0,633
	1,086	0,555
	1,220	0,495
	1,353	0,446
	1,487	0,406
	1,621	0,372
	1,754	0,344
	1,888	0,320
	2,022	0,298
	2,155	0,280
	2,289	0,264
	2,423	0,249
	2,556	0,236
	2,690	0,224
	2,824	0,214
	2,957	0,204
	3,091	0,195
	3,225	0,187
$T_D \leftarrow$	3,358	0,180
	3,389	0,176
	3,419	0,173
	3,450	0,170
	3,481	0,167
	3,511	0,164
	3,542	0,162
	3,572	0,159
	3,603	0,156
	3,633	0,153
	3,664	0,151
	3,694	0,148
	3,725	0,146
	3,756	0,144
	3,786	0,141
	3,817	0,139
	3,847	0,137
	3,878	0,135
	3,908	0,133
	3,939	0,131
	3,969	0,129
	4,000	0,127

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

F_v	2,227
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture 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.

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

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

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

dove

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

g = accelerazione di gravità;

β = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1

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

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

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

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

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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	$\leq w_1$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per tutte le parti strutturali componenti l'opera in progetto si utilizzano armature **poco sensibili**.
 Da sottolineare che per gli elementi in c.a.p. deve essere verificata la condizione di **decompressione**, evitando quindi la presenza di trazione e assicurando di conseguenza l'integrità delle armature da precompresso.

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;
- realizzazione dei diaframmi, calaggio delle armature e getto di calcestruzzo;

ESECUZIONI DI SECONDA FASE

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

ESECUZIONI DI TERZA FASE

- posizionamento della gru;
- varo dell'impalcato;
- sistemazione dei rilevati come progetto da elaborato: CG0700PP8DCSC00SV73C00001A

6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

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

Relazione tecnico descrittiva dell'opera	CG0700 P RG D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A
Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera	CG0700 P SH D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A
Relazione di calcolo	CG0700 P CL D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A
relazione geotecnica	CG0700 P RB D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A
Planimetria di progetto	CG0700 P P8 D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A
Pianta dell'opera, prospetti e sezioni trasversali	CG0700 P PZ D C SC 00 SV 3C 00 00 01 A

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1 ANALISI DEI CARICHI

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

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

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

I pesi specifici dei materiali considerati sono:

- cemento armato 25 kN/m³
- acciaio 78,5 kN/m³
- terreno di riporto 19 kN/m³

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

$$- hr \cdot \gamma = 0,55 \cdot 19 = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

7.1.2 Spinta del terreno (g_3)

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

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

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

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

Dove:

E_{vc} = Modulo elastico in compressione vergine assunto pari a 140,21 Mpa (alla quota $z=6$ m)

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

α_v = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo verticale efficace assunto pari a 0

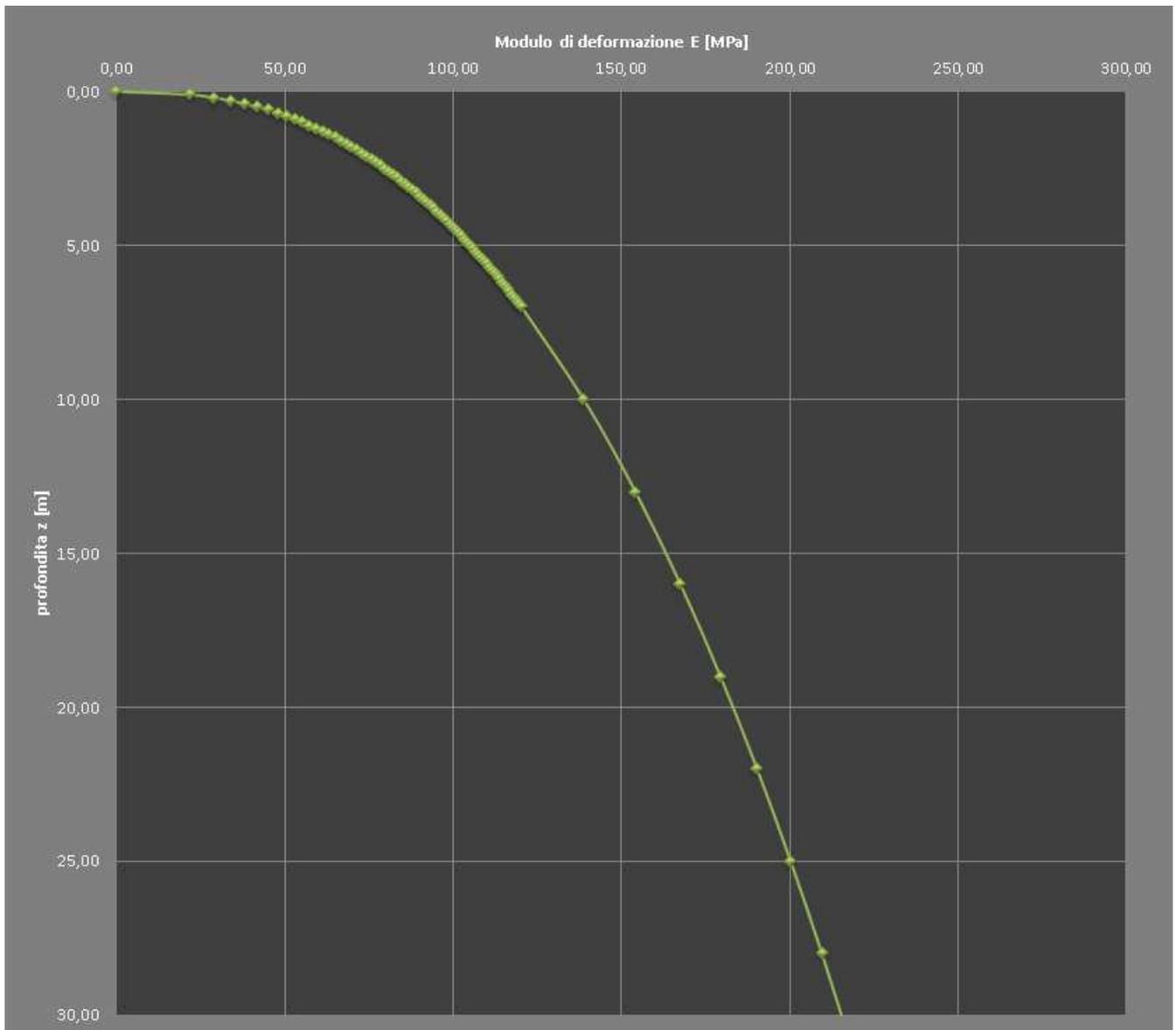
α_h = Coefficiente moltiplicativo dello sforzo orizzontale efficace assunto pari a 1

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

E_{ur} = Modulo elastico in scarico – ricarico

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

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



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

7.1.3 Precompressione

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

precompressione sfruttando al meglio le caratteristiche della trave di prima e seconda fase. La seconda incognita da definire è l'eccentricità e l'andamento dei cavi di precompressione. Questa viene valutata considerando la massima eccentricità applicabile in mezzeria tenendo conto del ricoprimento minimo da garantire e delle dimensioni reali delle barre d'armatura. Infine sono da definire la tipologia e il numero di trefoli da impiegare per la precompressione; questi vengono definiti ipotizzando di far lavorare l'acciaio alla tensione massima consentita da normativa, riducendo al minimo la quantità di materiale "non sfruttata". Tale procedura ha condotto al valore di precompressione iniziale da applicare ai martinetti pari a $P_0 = 4000 \text{ kN}$.

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

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

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

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

7.1.3.1 Perdite di precompressione

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

$A_c =$	210000	mm^2	area dell'elemento soggetto a ritiro
$u =$	3230	mm	perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro
$h_0 =$	130,03	mm	dimesione convenzionale $2 \cdot A_c / u$
$\sigma_c =$	15	N/mm^2	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
RH =	65%		percentuale di umidità relativa
$t_0 =$	8	gg	tempo all'applicazione del carico
$t =$	36500	gg	tempo al momento considerato
$f_{ck} =$	45	N/mm^2	resistenza cilindrica cls
$f_{cm} =$	53	N/mm^2	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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

Perdite istantanee

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

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

Da cui:

$P_i = 4000$	kN	precompressione iniziale a istante t_0
$f = 0$	mm	freccia della parabola (in caso di cavo curvo)
$e_1 = -183$	mm	eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave
$E_p = 195000$	N/mm ²	modulo di deformazione acciaio
$A_p = 2778$	mm ²	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c = 38097,35$	N/mm ²	modulo di deformazione istantaneo del cls
$A_{c1} = 689399,5$	mm ²	area della sezione in calcestruzzo iniziale
$I_{c1} = 1,57E+10$	mm ⁴	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$P_0 = 3806,06$	kN	precompressione a istante t_{0+1}

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\Delta P' = 193,94$ kN perdite istantanee
 $\Delta P' \% = 4,85$ % percentuale di perdite istantanee

Perdite a lungo termine

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

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

- perdite per rilassamento

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

- perdite per ritiro

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

- perdite per viscosità

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

Da cui:

PERDITE A LUNGO TERMINE PER RILASSAMENTO

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

PERDITE A LUNGO TERMINE PER RITIRO

$\varepsilon_{cs} = 0,00040586$ valore assoluto del ritiro del cls

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$E_p =$	195000	N/mm^2	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	2778,00	mm^2	area del cavo equivalente da precompressione
$\Delta P''_s =$	219,86	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
$\Delta P''_s \% =$	5,50	%	percentuale perdite per ritiro differite al tempo t

PERDITE A LUNGO TERMINE PER VISCOSITA'

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

TOTALE PERDITE A LUNGO TERMINE

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

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

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

Dove σ_i è la tensione massima da normativa pari a:

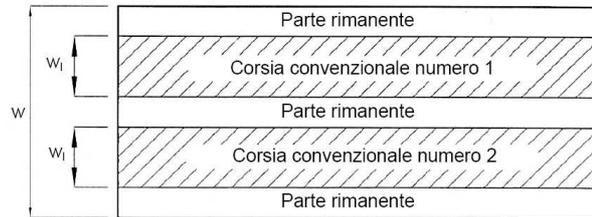
$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p01k} = 0,85 \cdot 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

7.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (q_1)

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

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

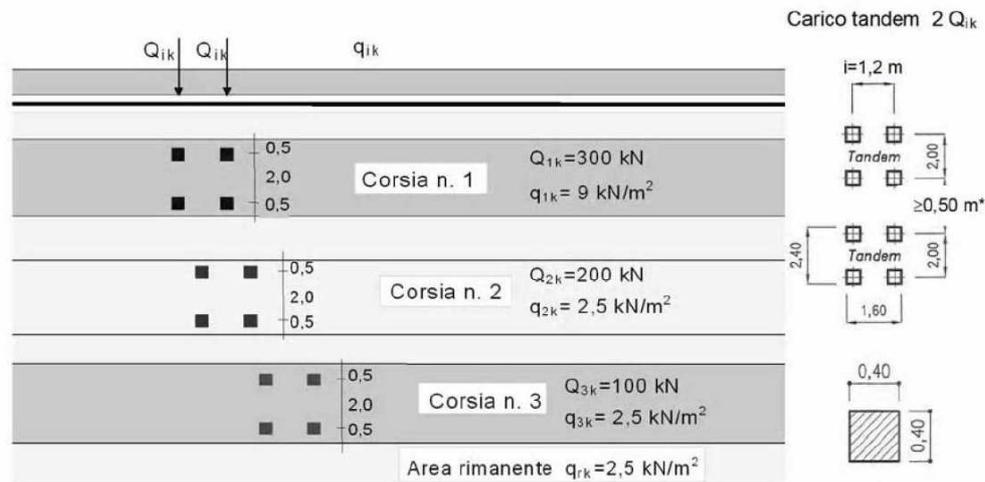
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



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

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

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



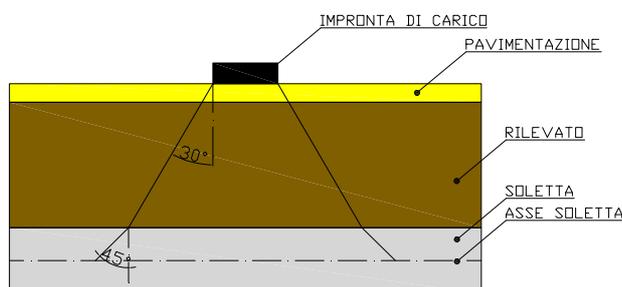
Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1ª Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. Il numero di colonne di carico e la distribuzione trasversale e longitudinale sono svolti in accordo con § 5.1.3.3 D.M. 14 -01-2208 e § 4.2 UNI EN 1991-2:2005, valutando di volta in volta la condizione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

più gravosa per la verifica e la sezione in esame. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata sono tali da determinare le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti di 1^a categoria si considerano, compatibilmente con le larghezze di carreggiata definite, le seguenti intensità dei carichi:

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

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



F4. Diffusione impronta di carico

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

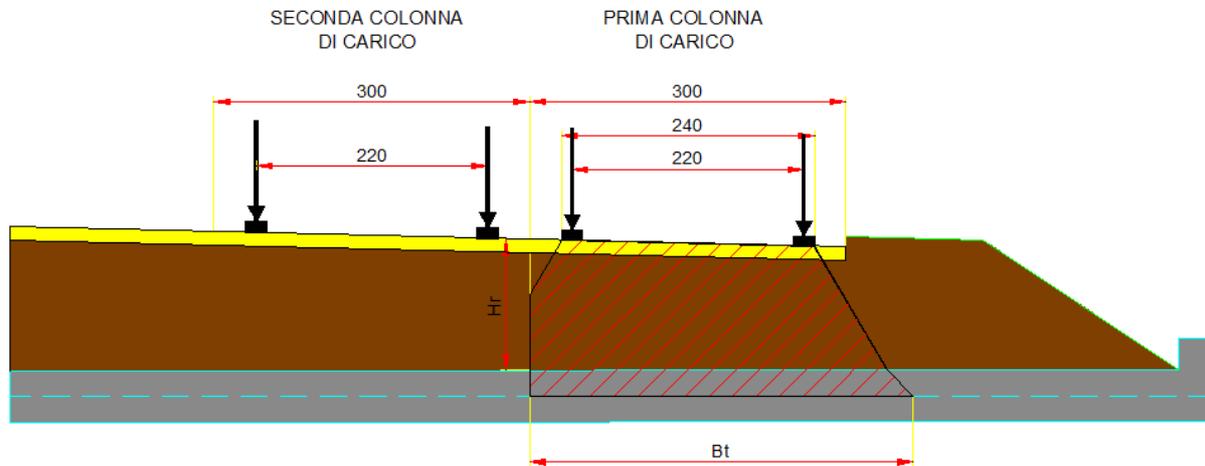
diffusione trasversale: $B_T = 2,40 + 0,3 + (0,55 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = \mathbf{3,17m}$

diffusione longitudinale: $L_L = 1,60 + 2 * (0,55 * \text{tg}30^\circ + 0,30/2) = \mathbf{2,53m}$

Carico medio uniforme: $Q_{1k,dis} = 600 / (3,17 * 2,53) = \mathbf{74,80kN/m^2}$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F5. Diffusione trasversale del carico mobile

Durante la fase di lavoro si considera, in via cautelativa, un sovraccarico pari a **20 kN/m²**.

7.1.5 Incremento dinamico (q_2)

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

7.1.6 Frenatura (q_3)

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

Da cui:

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

con

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

L luce di calcolo;

w_1 larghezza della colonna di carico.

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

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 20,00 = 414 \text{ kN}$$

7.1.7 Azione sismica (q_6)

L'azione sismica viene applicata secondo il metodo di Wood. La risultante delle forze inerziali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione: $F_h = P \cdot k_h$,

dove:

P = peso proprio

k = coefficienti sismici:

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,440 \qquad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,220$$

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.2 MODELLO DI CALCOLO

7.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

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

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

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

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

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

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

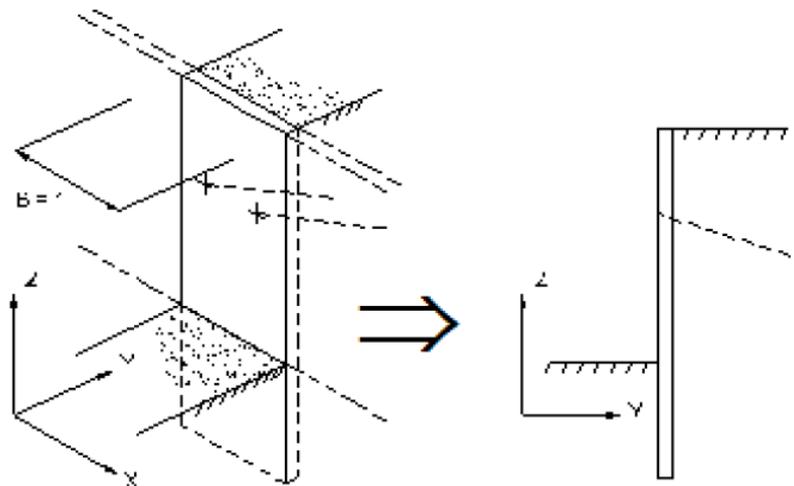
- Analisi classica = viene eseguita una analisi all’equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teoria classiche . Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un’analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcolate);

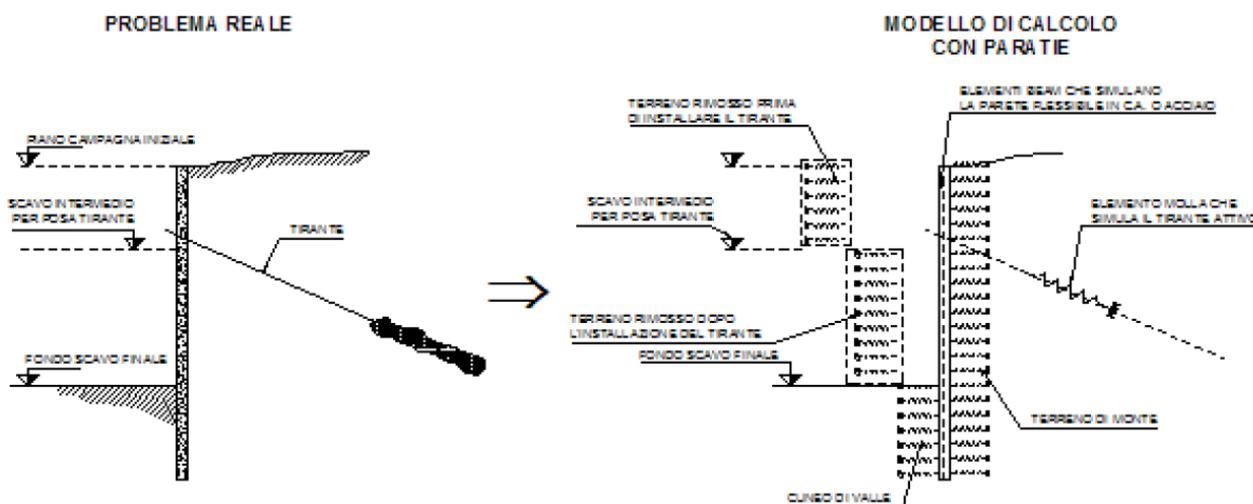
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche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

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



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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



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

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

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

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

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

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

7.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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

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

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

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

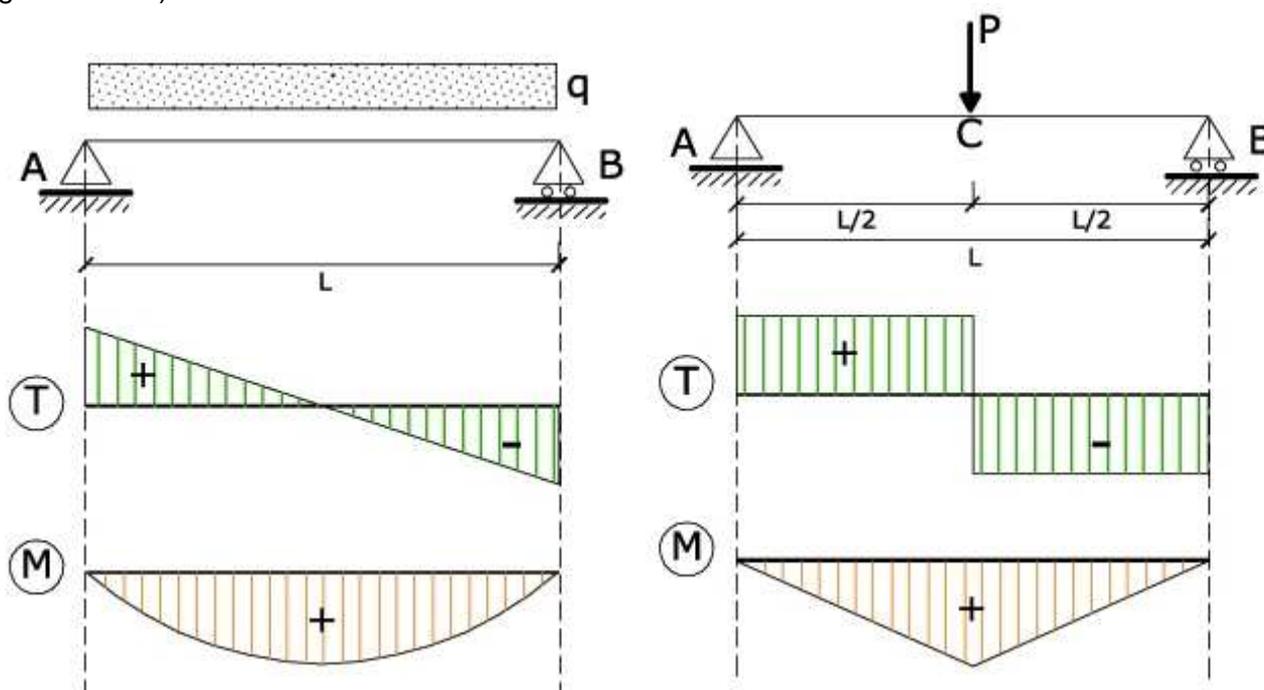
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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



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

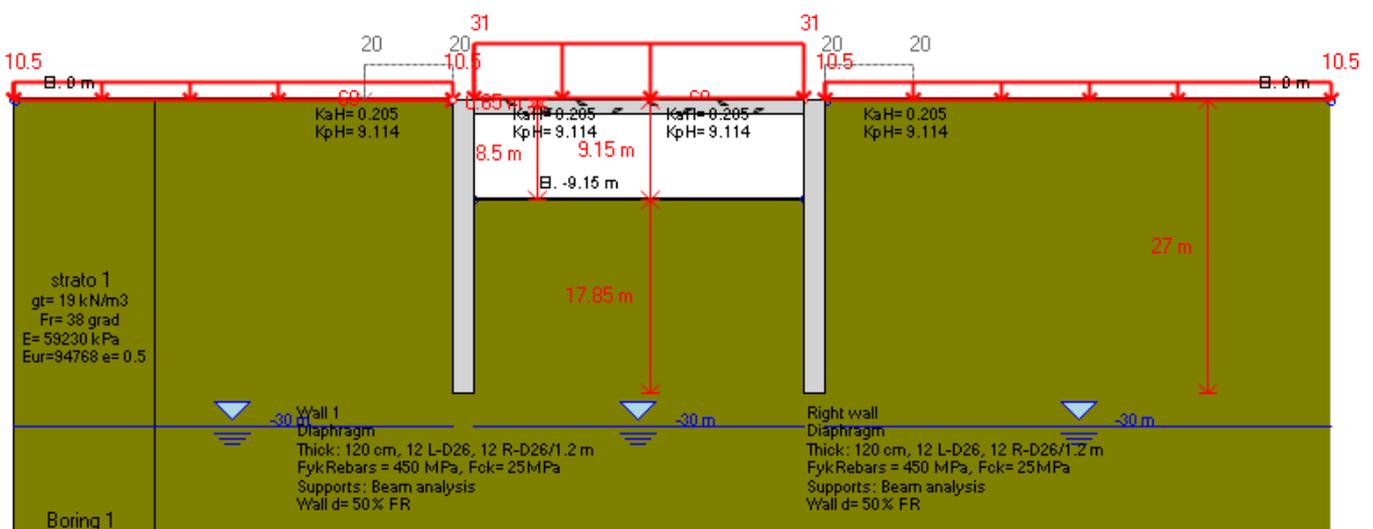
Nella seconda fase, la struttura si comporta come iperstatica a telaio, soggetta alle condizioni di carico di esercizio e lungo termine.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

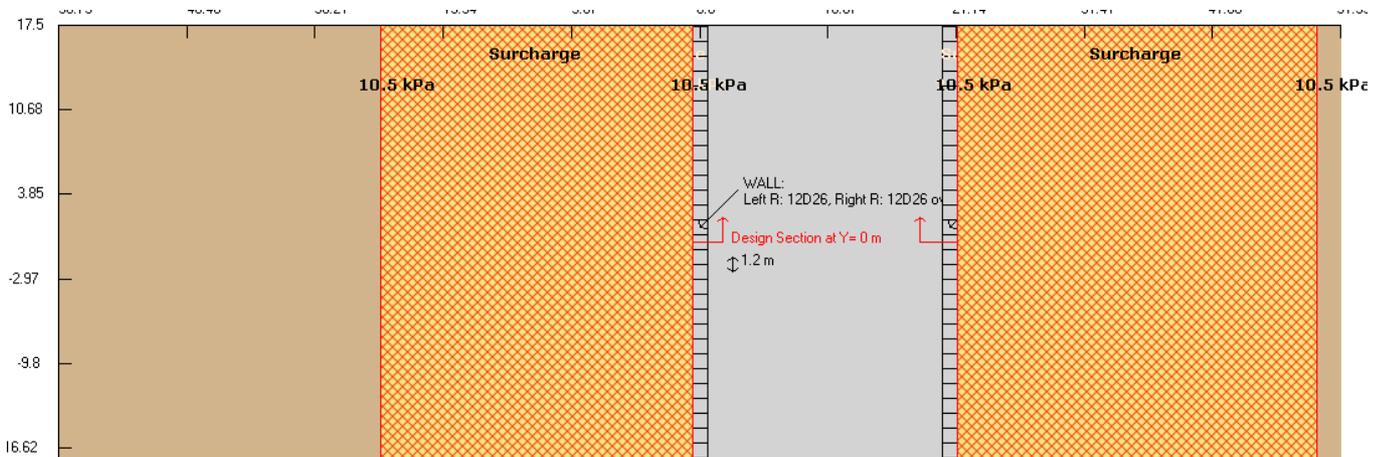
- si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano);
- la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il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

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



F6. Modellazione adottata – vista in sezione

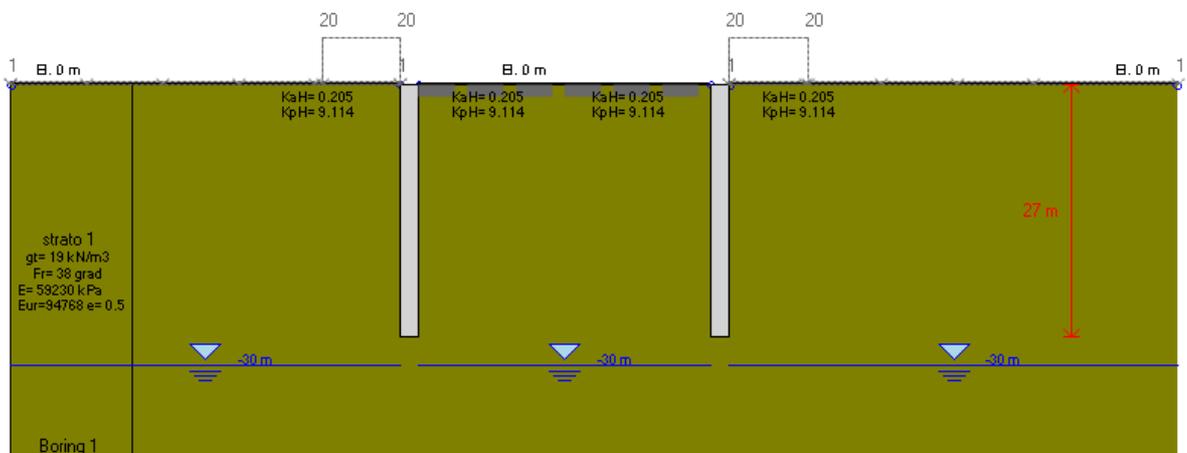
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F7. Modellazione adottata – vista in pianta

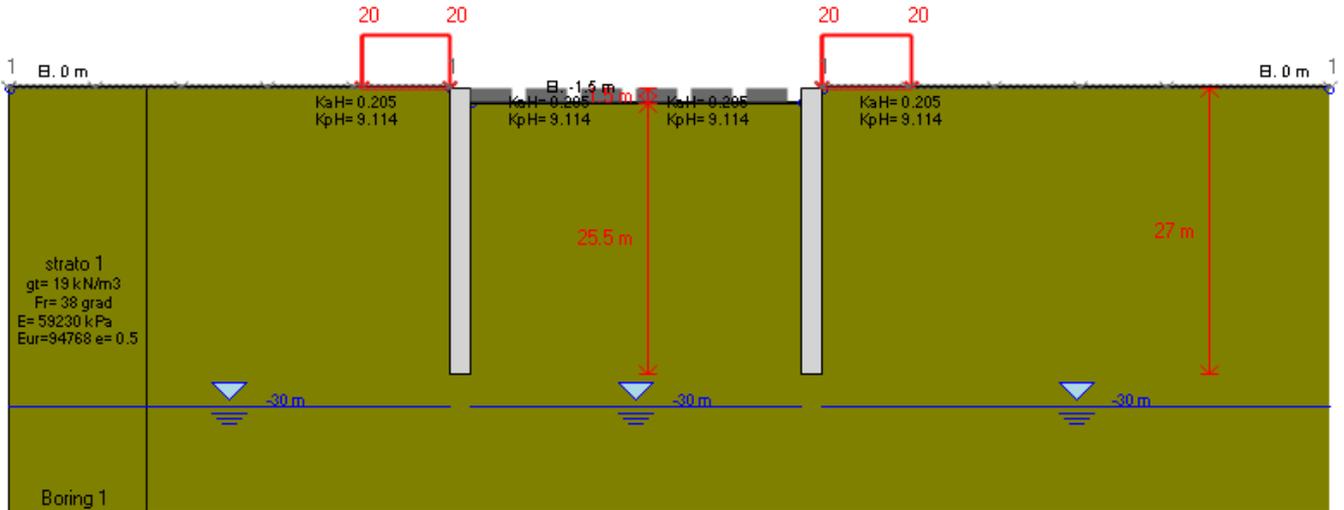
Le fasi di calcolo considerate nella modellazione del sistema terreno-struttura sono 6 e di seguito descritte:

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

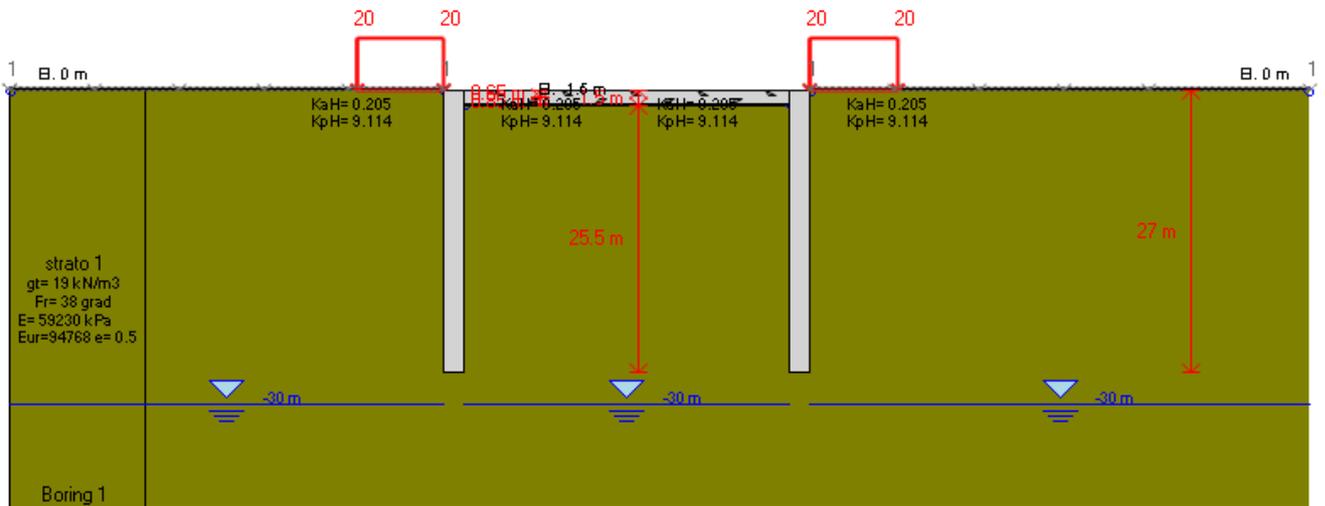


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

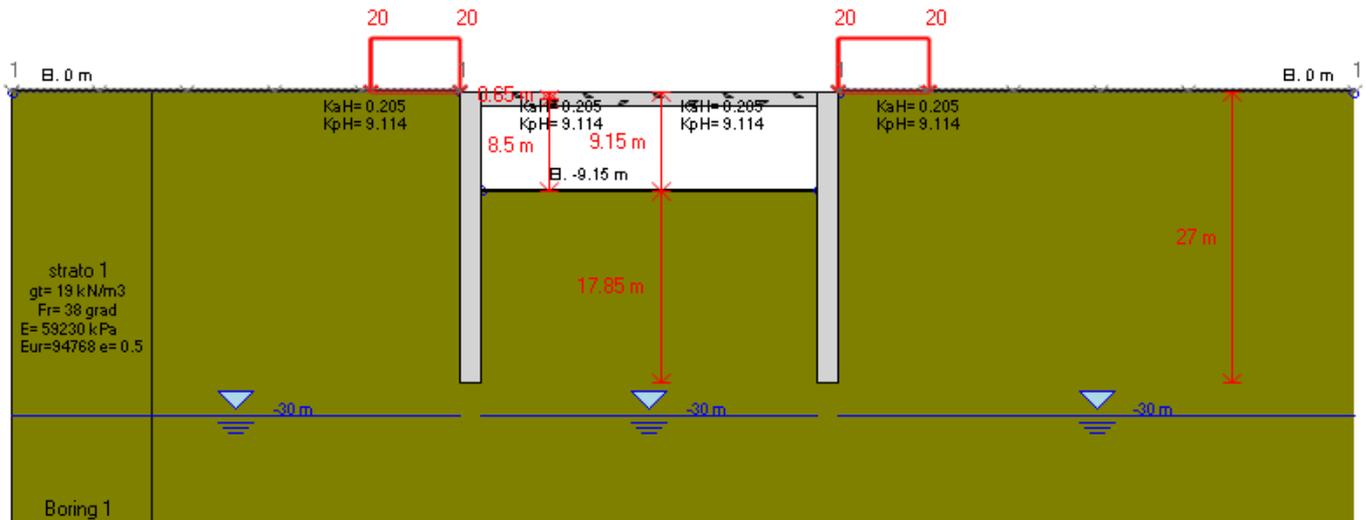


- Fase 2 – getto della soletta superiore:

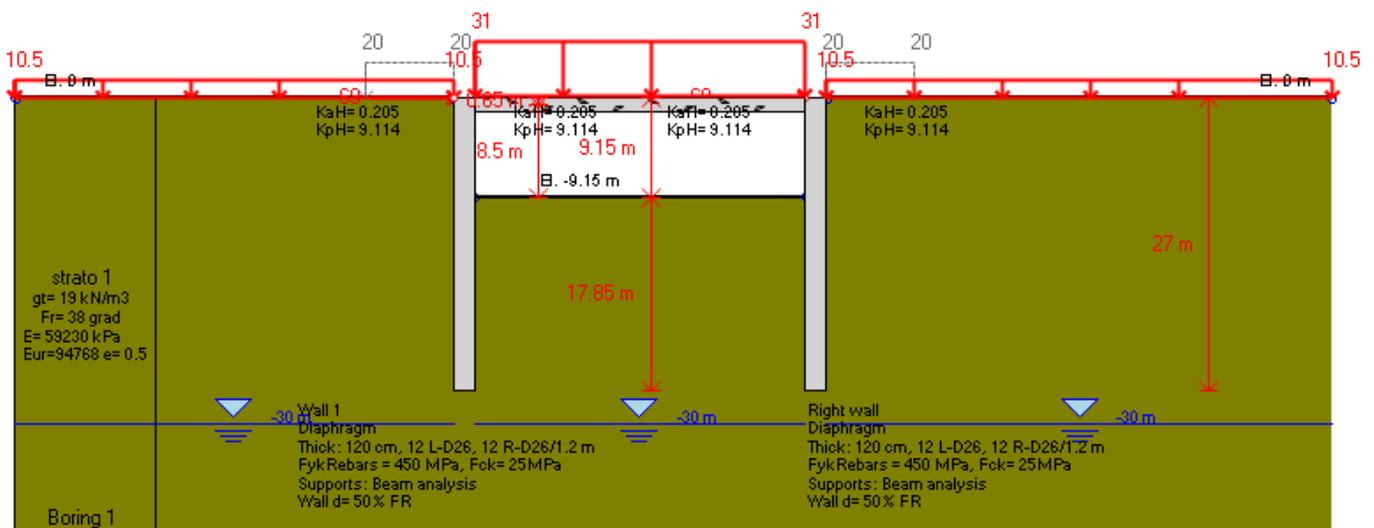


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

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

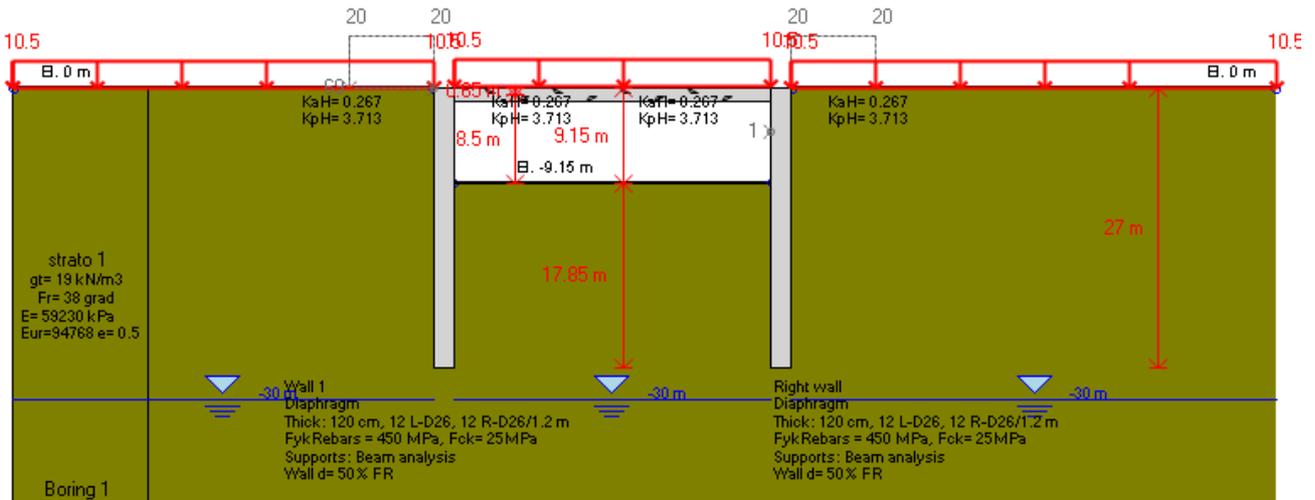


- Fase 4 – rinterro fino a piano viabile (H=0,55 m) e inserimento del sovraccarico accidentale per massimizzare la spinta sulla paratia e dell'azione di frenamento:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

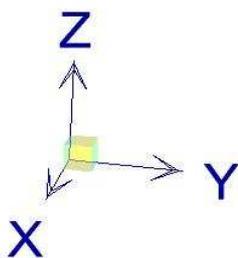


Le fasi non coincidono con l'effettiva costruzione della struttura, ma vengono implementate per massimizzare le reazioni sugli elementi della struttura. In particolare le fasi 0, 1 e 2 sono necessarie per la corretta esecuzione e convergenza del modello, anche se non riconducibili a una reale situazione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

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

7.2.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO E CONVENZIONE DEI SEGNI

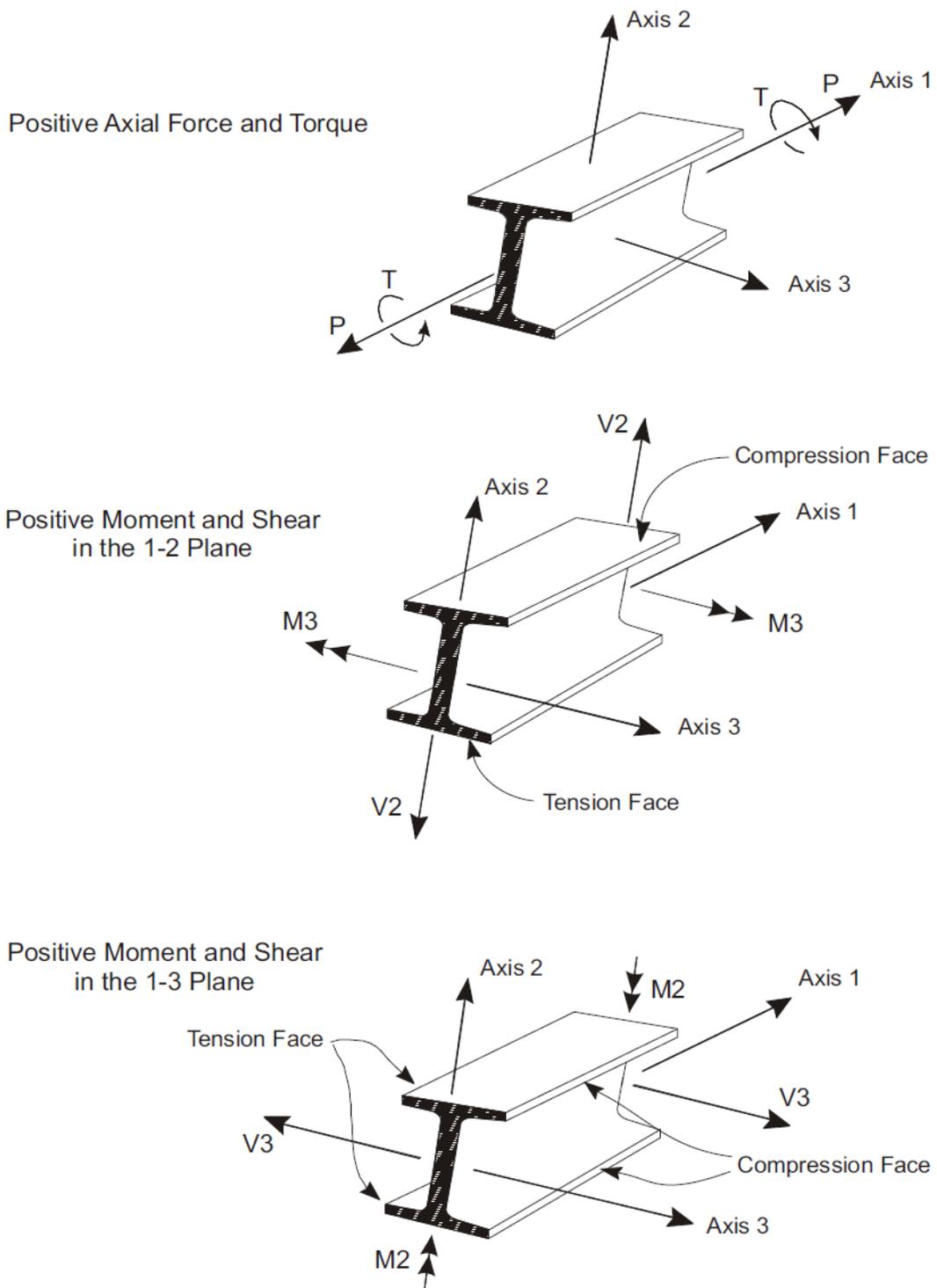
Il sistema di riferimento viene assunto con origine sulla coordinata di ascissa $x=0$, coincidente con l'asse appoggi della spalla A. La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":



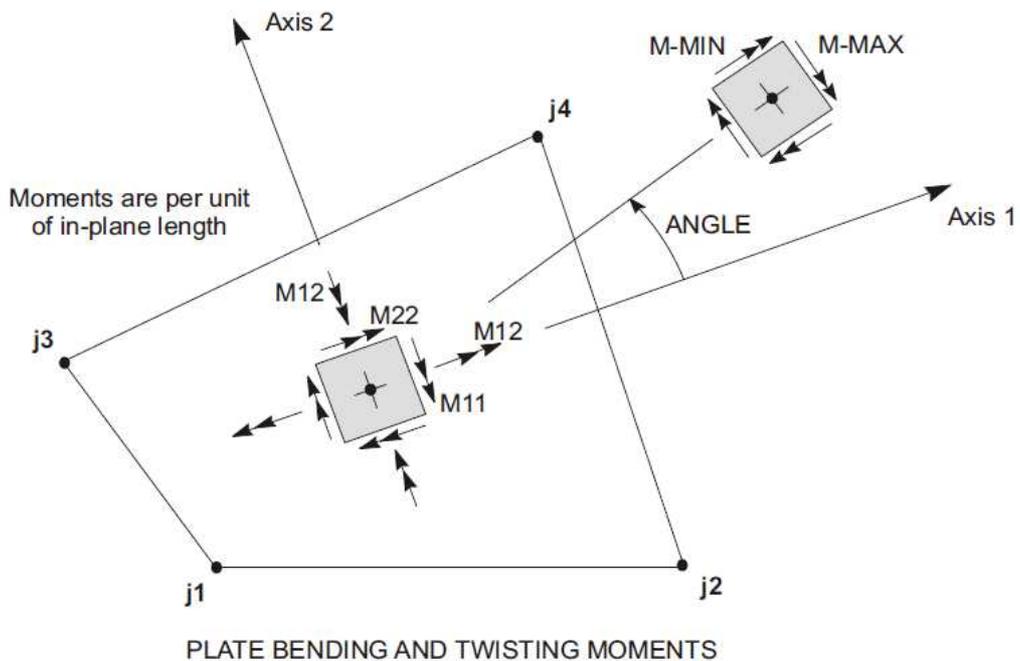
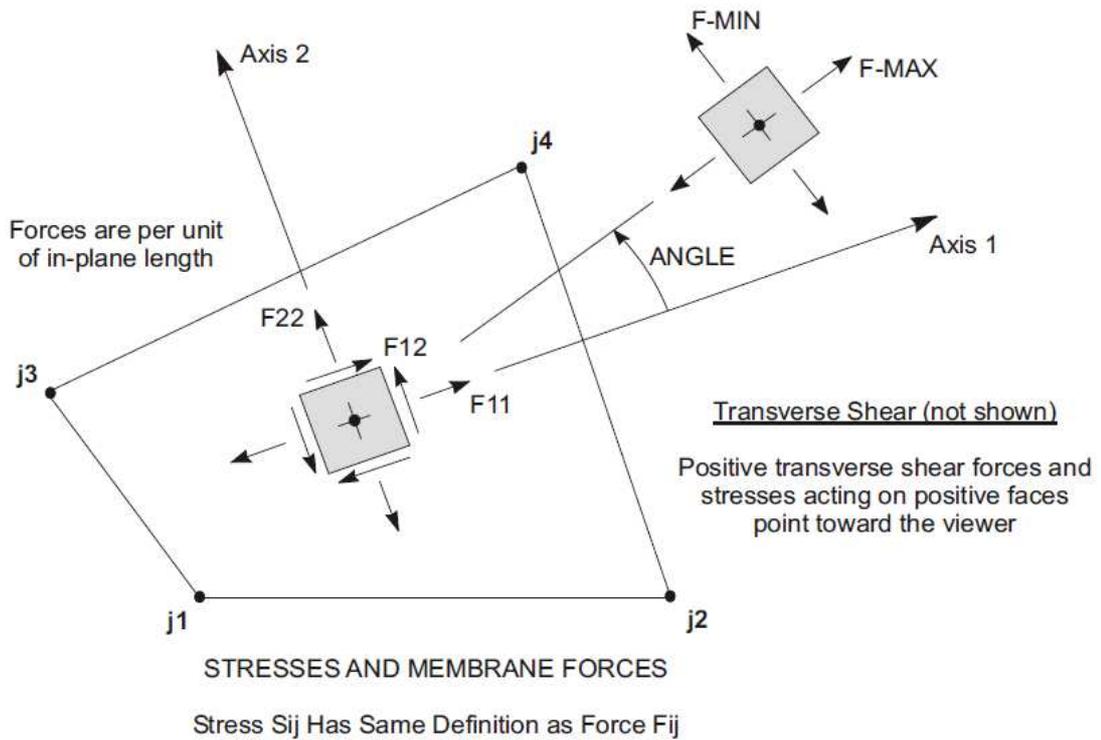
- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale dell'impalcato, positivo dalla Spalla A verso la Spalla B;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale, positivo verso destra;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



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



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

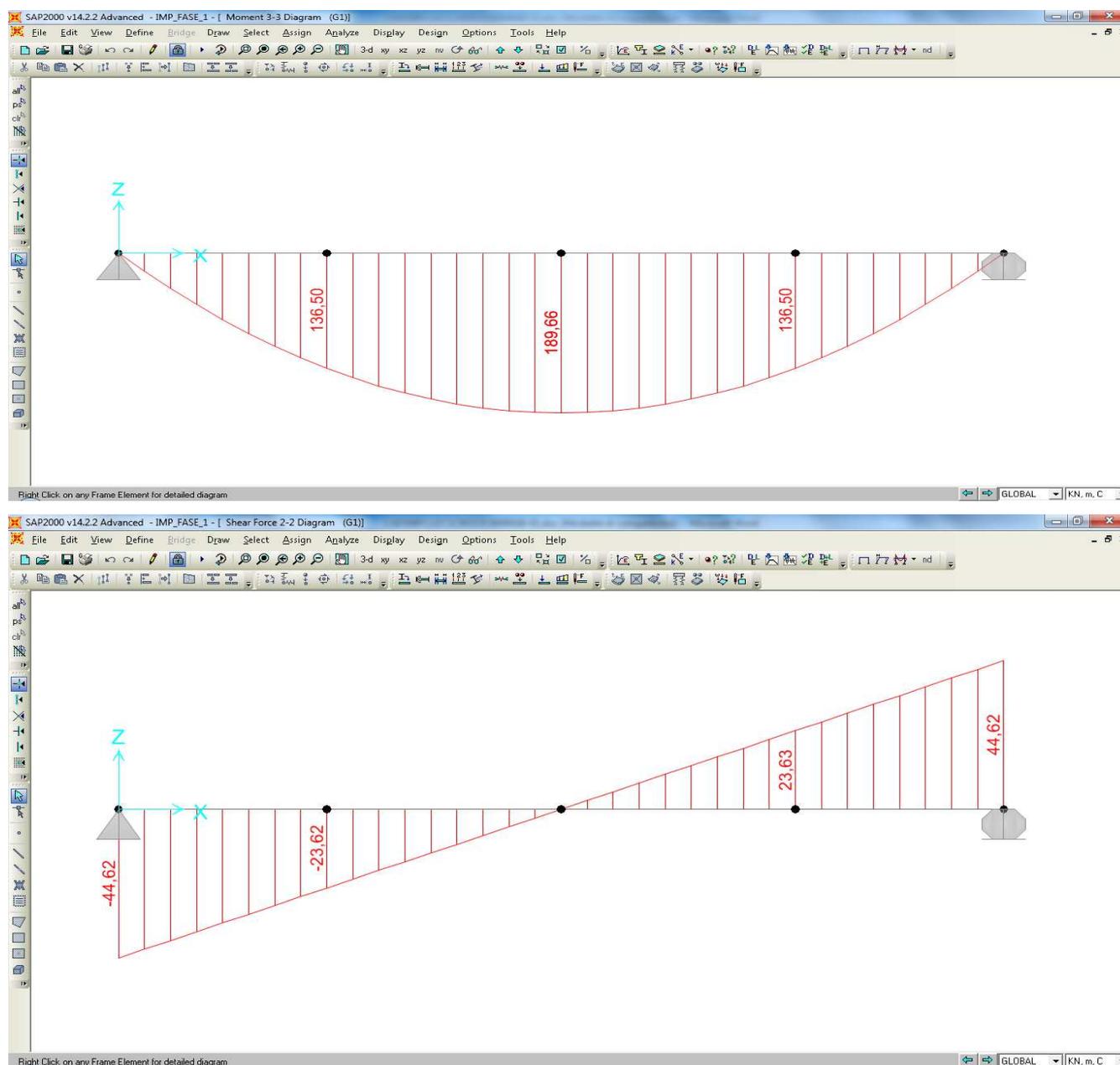
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

7.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

7.3.1 Sollecitazioni di prima e seconda fase

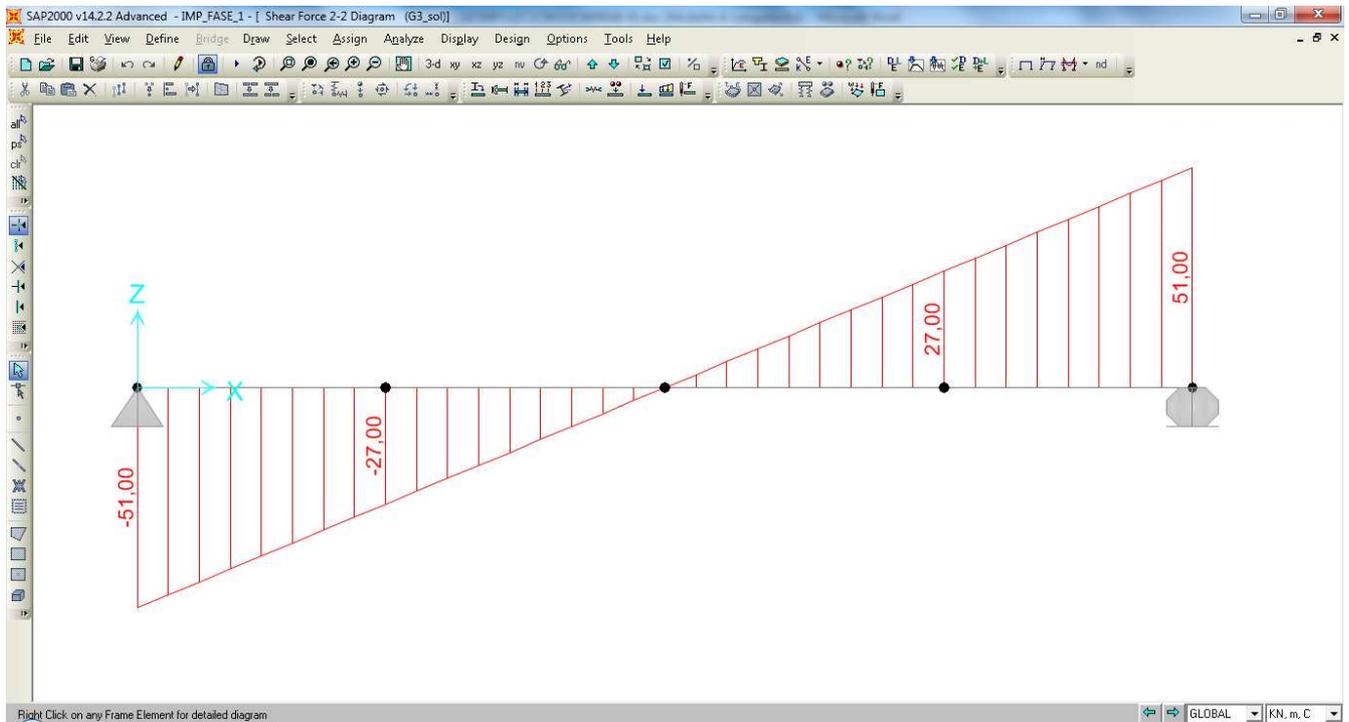
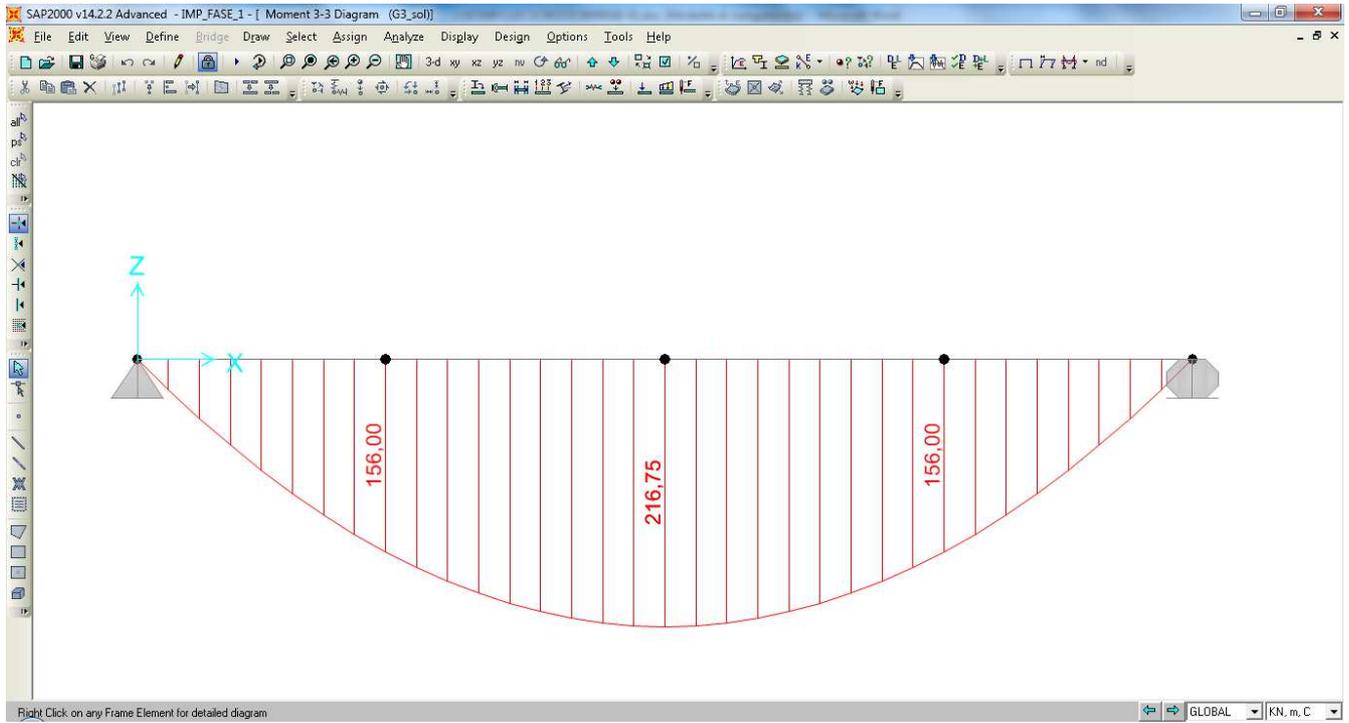
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione N, M e T per ogni condizione di carico elementare precedentemente individuata (vedi § 7.1).

Diagrammi di sollecitazione M e T – peso proprio trave



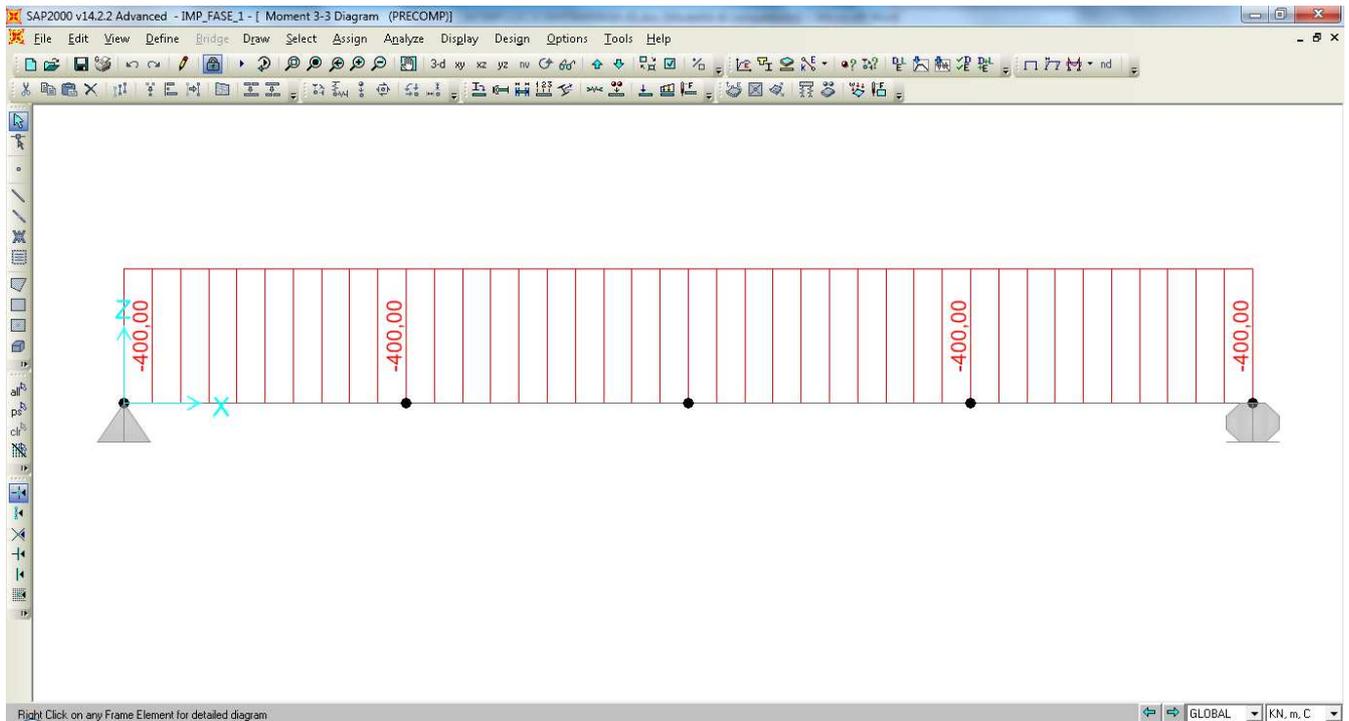
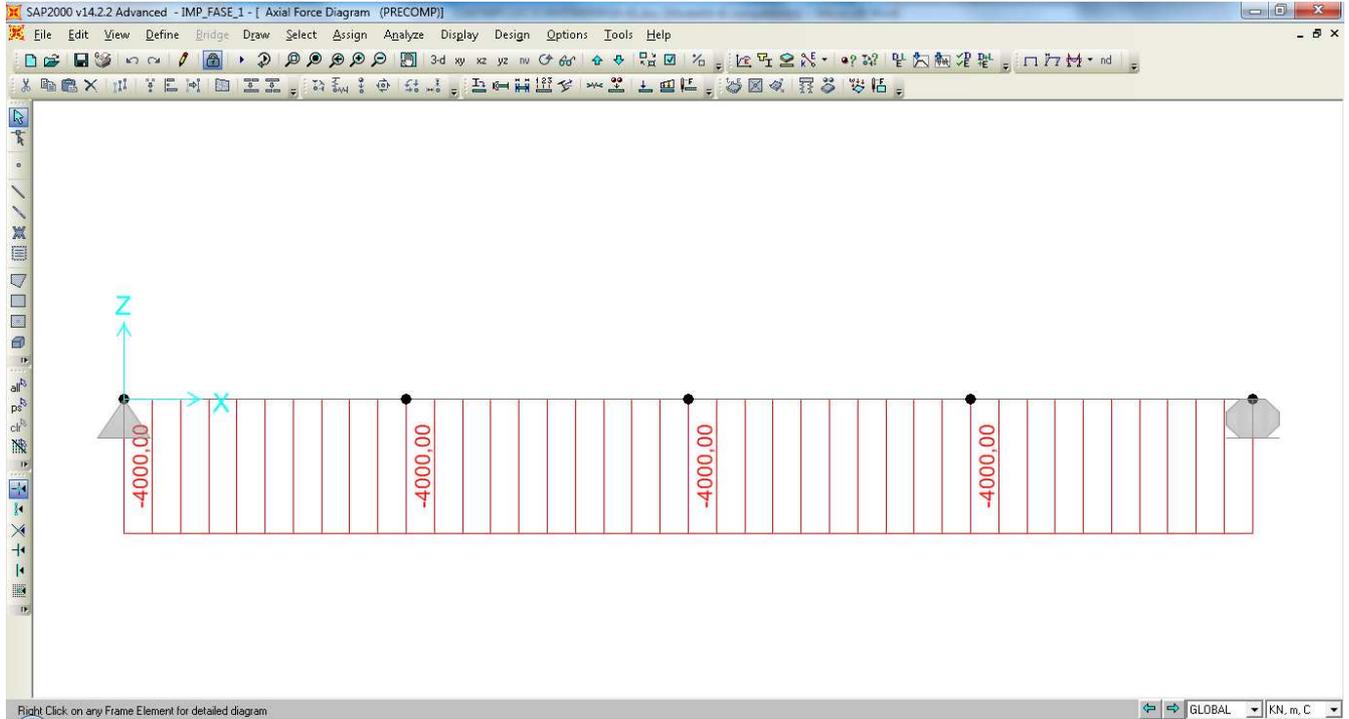
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Diagrammi di sollecitazione M e T – getto soletta di completamento

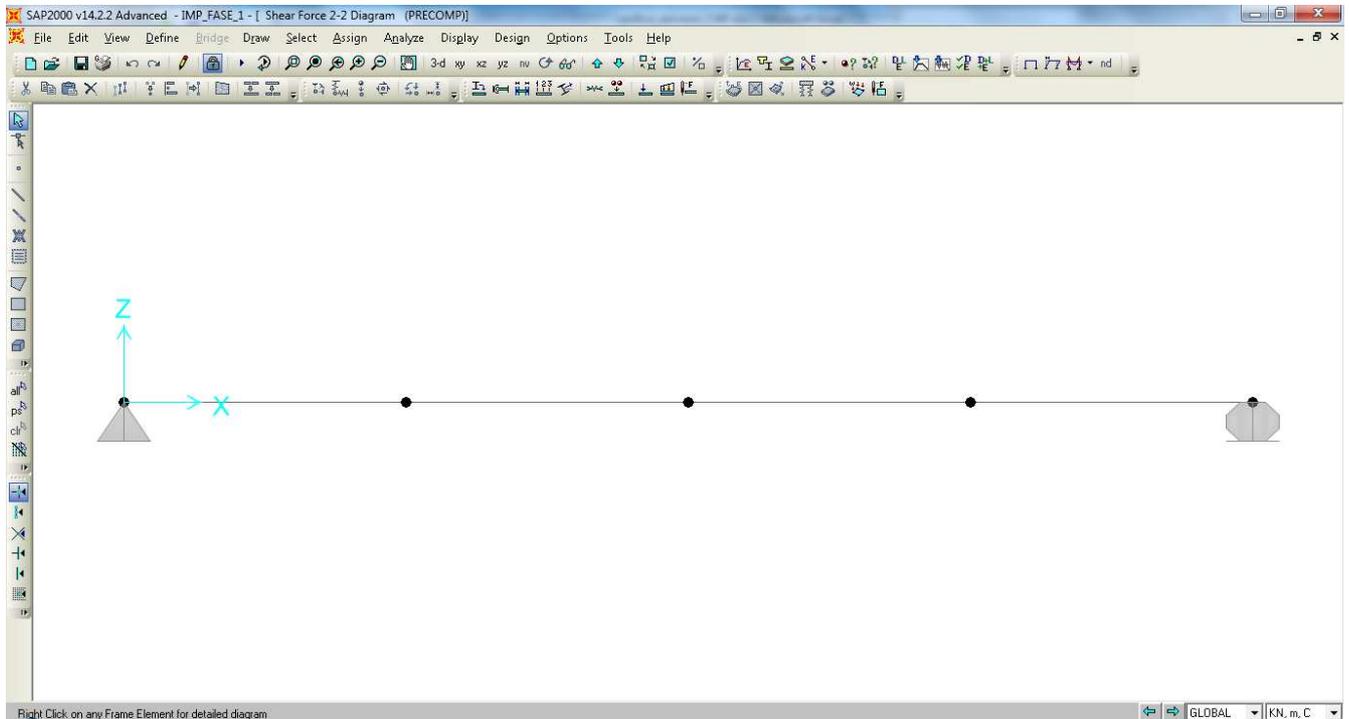


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Diagrammi di sollecitazione N, M e T – precompressione



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

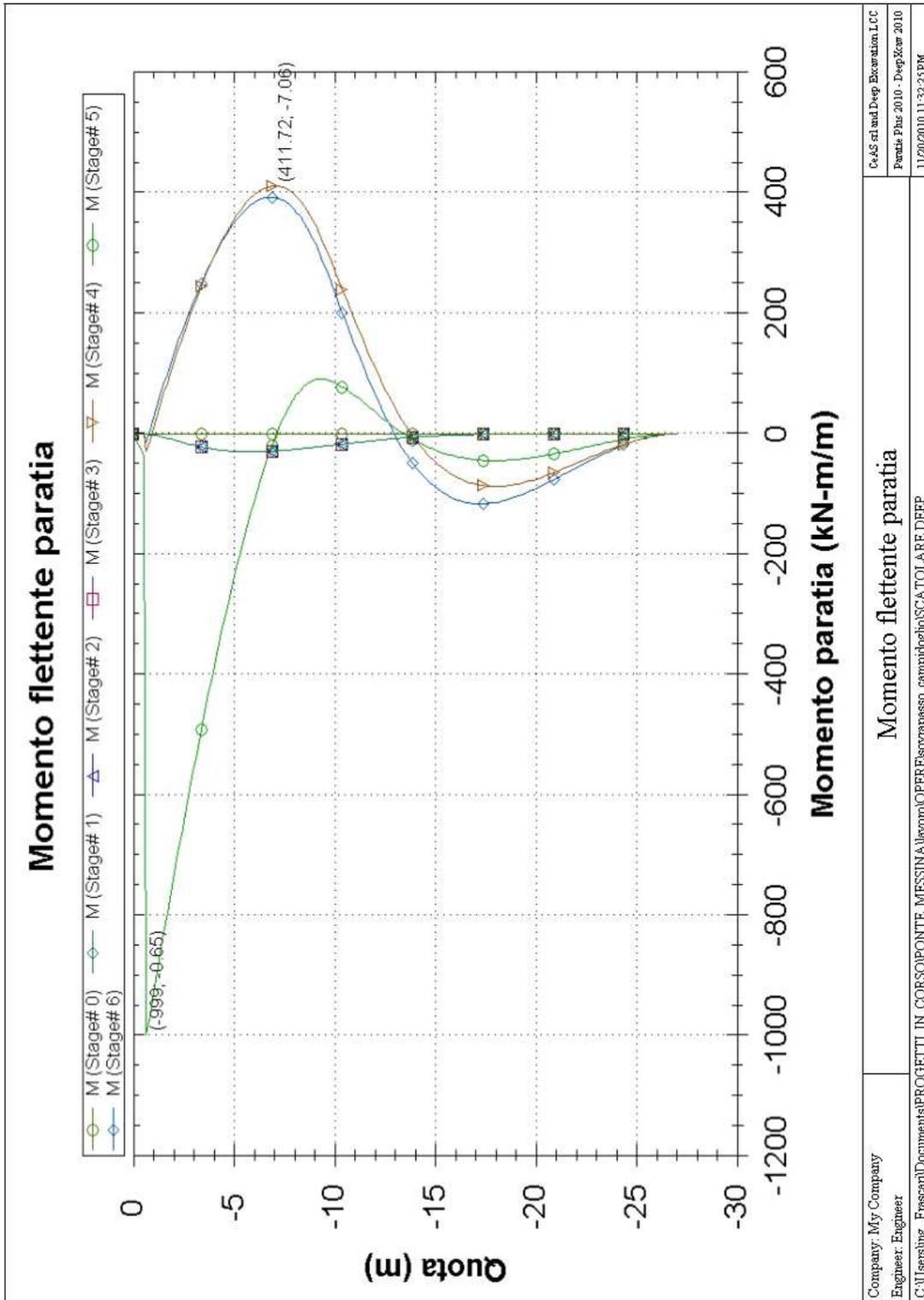


7.3.2 Sollecitazioni di terza fase

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

Più in dettaglio si riportano i diagrammi relativi a:

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

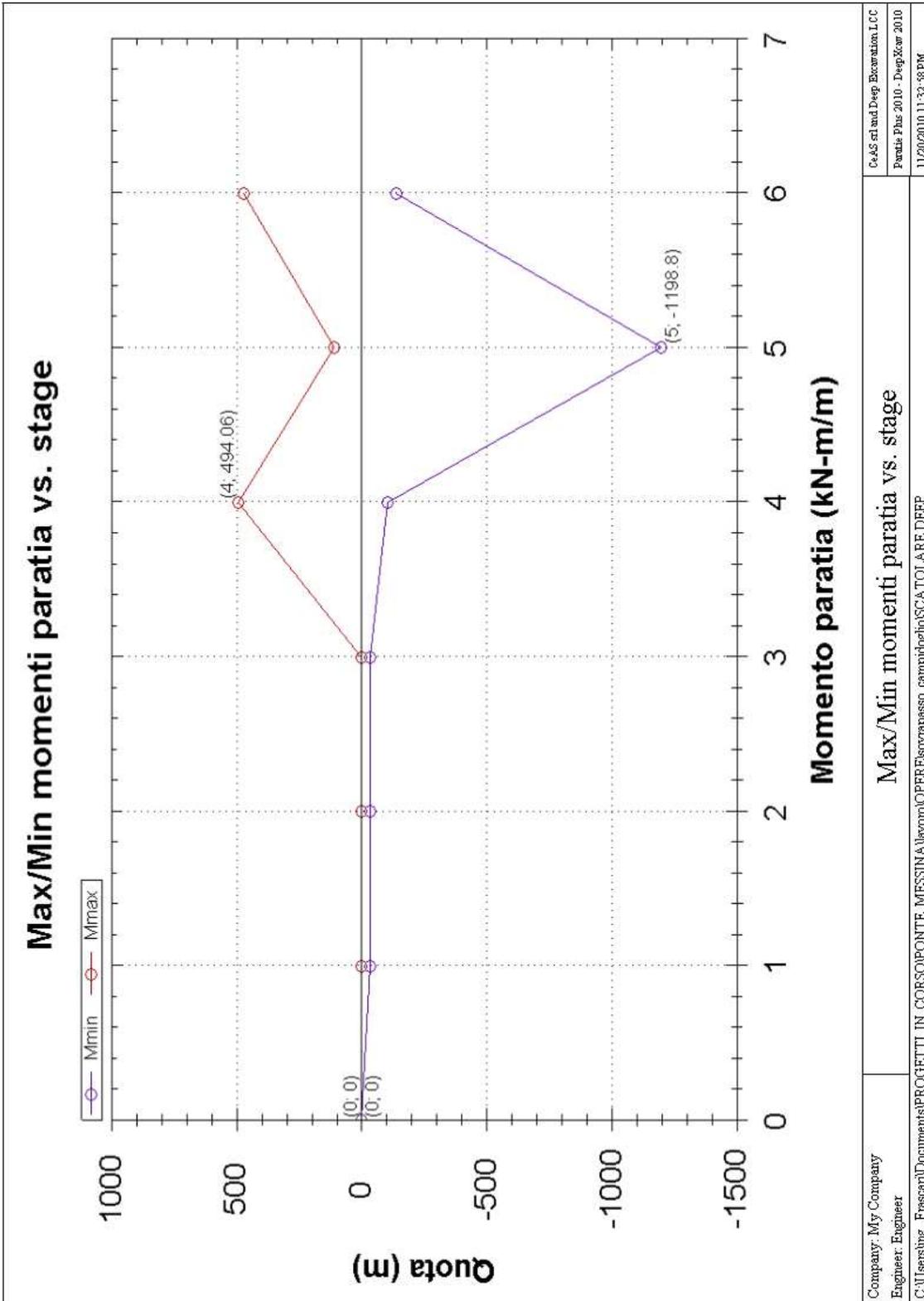


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



Company: My Company
Engineer: Engineer
C:\Users\ing. Fascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPER\Esorpasso campo\glg\SCA\TOLARE\DEEP

Max/Min momenti paratia vs. stage

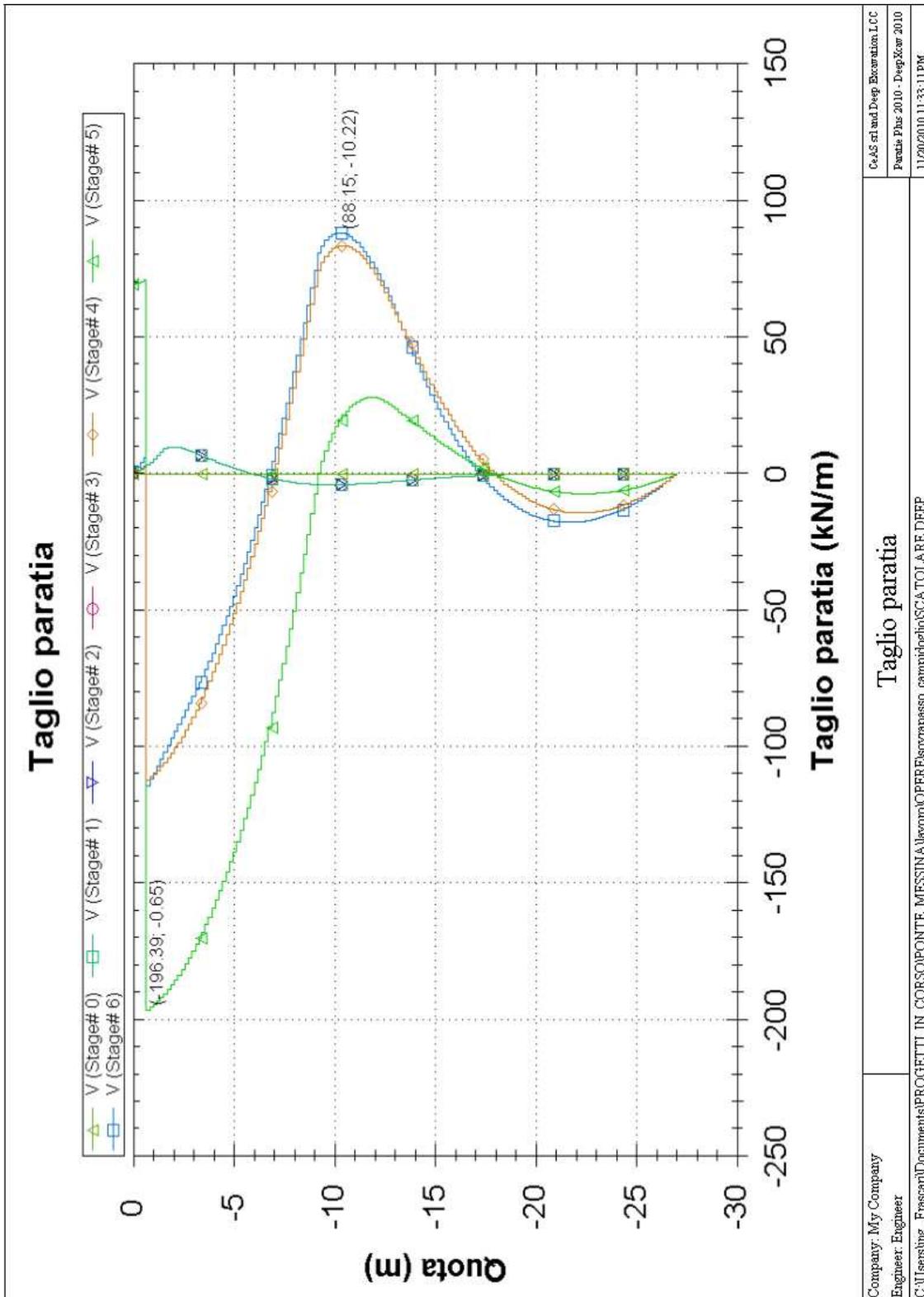
CeAS srl and Deep Excavation, LCC
Parade Plus 2010 - Deep.Xcar 2010
11/20/2010 11:32:58 PM

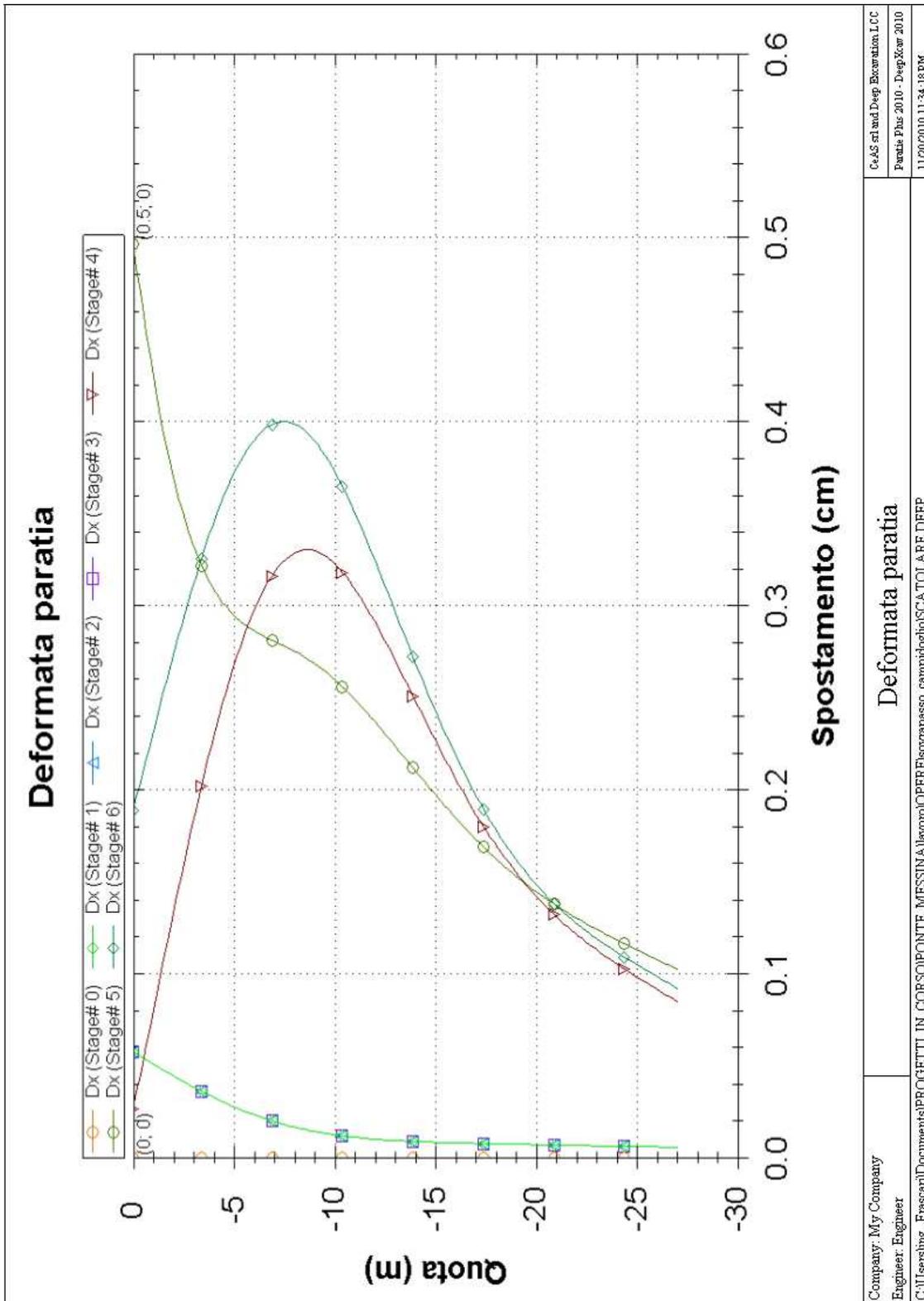
RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011



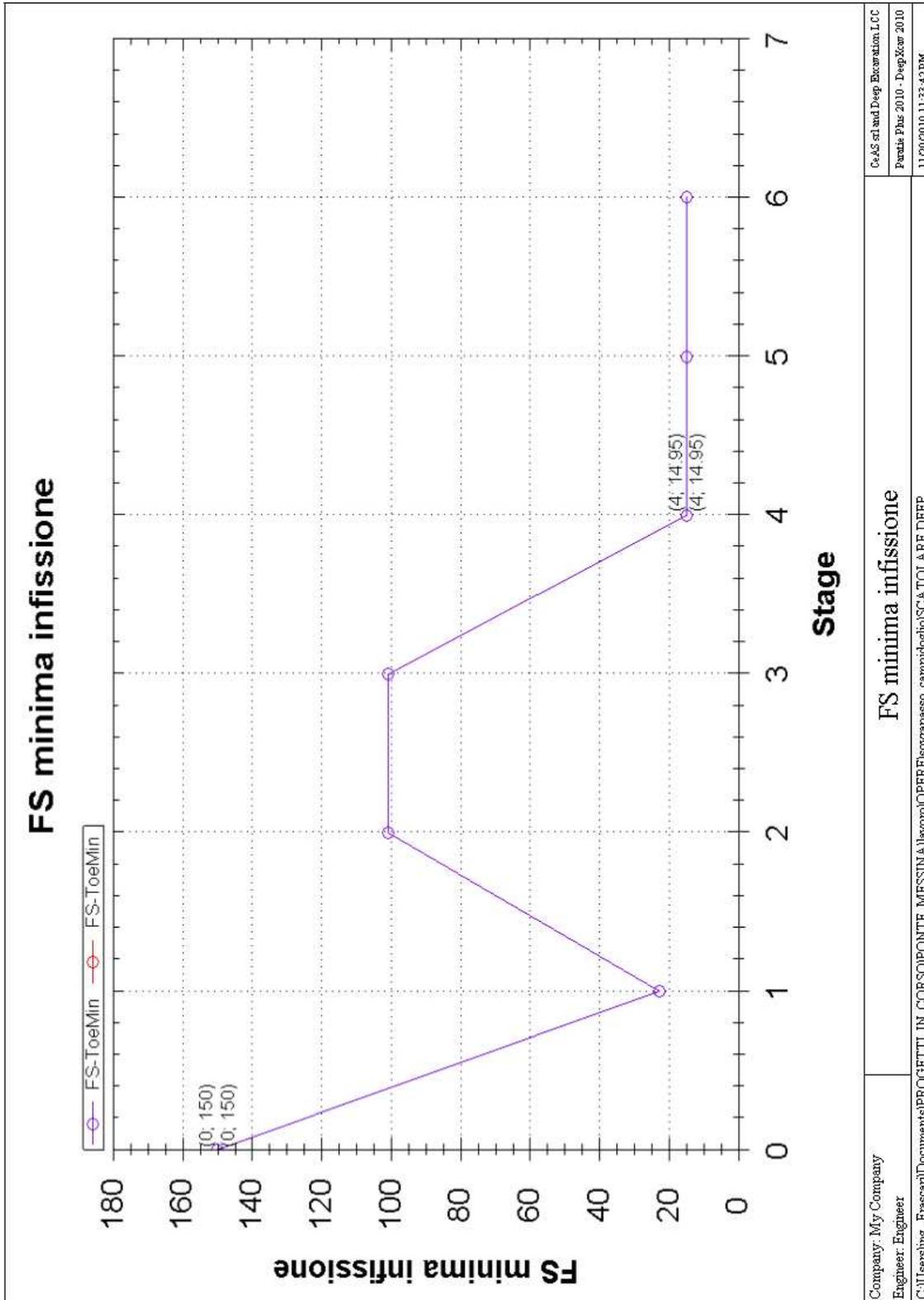


RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
CS0500_F0

Rev
F0

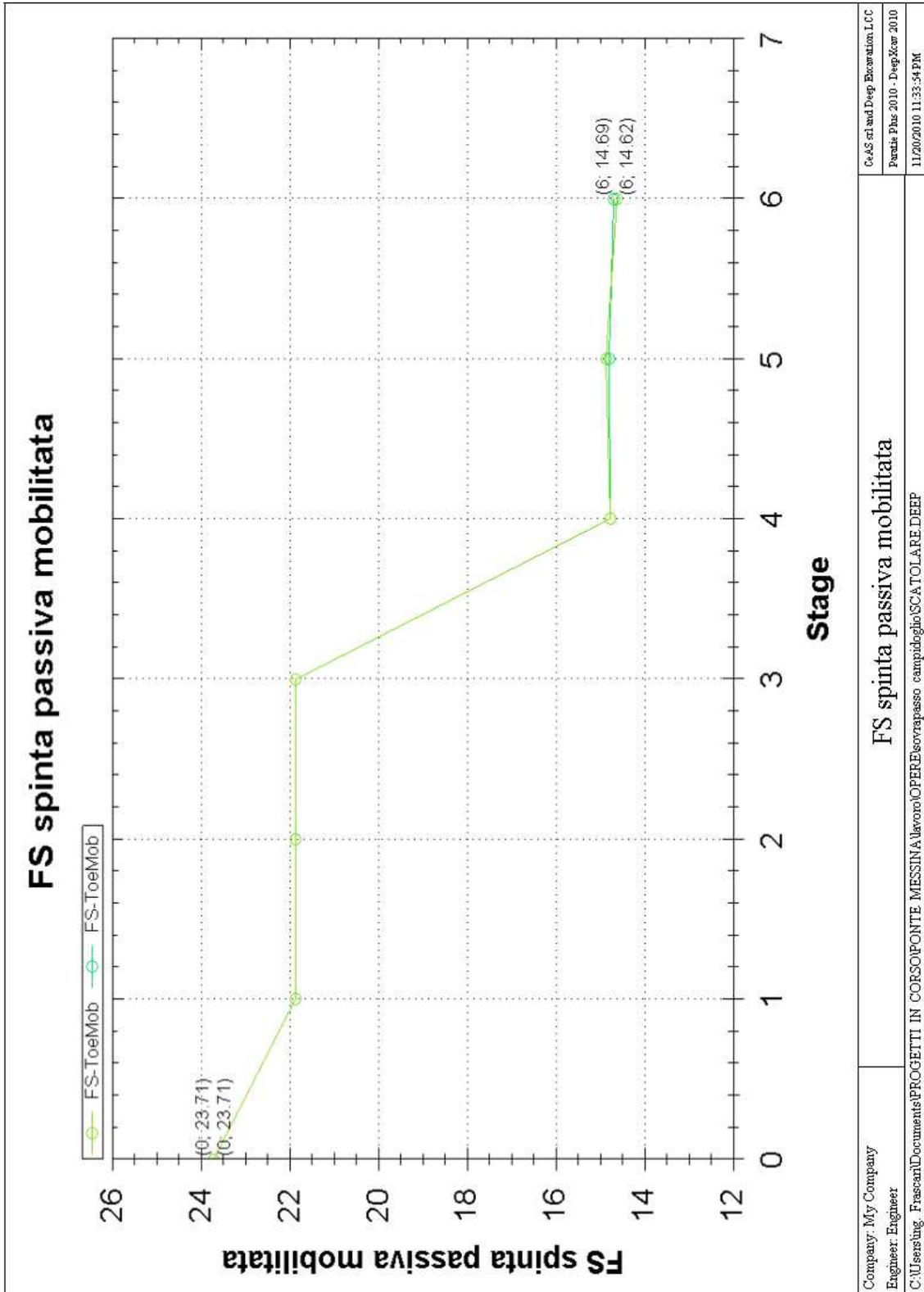
Data
20/06/2011



Company: My Company
Engineer: Engineer
C:\Users\ing. Frascan\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\sovrapasso campo\logico\SCA\TOLARE DEEP

FS minima infissione

CeAS srl and Deep Excavation, LCC
Paralle Pbr 2010 - DeepXcar 2010
11/20/2010 11:33:42PM



Company: My Company
Engineer: Engineer
C:\Users\ing. Frascari\Documents\PROGETTI IN CORSO\PONTE MESSINA\lavoro\OPERE\sovrapasso campo\deglio\SCA\TOLARE\DEEP

FS spinta passiva mobilitata

CeAS srl and Deep Excavation, LCC
Paralle Pdr 2010 - DeepXcar 2010
11/20/2010 11:33:47PM

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.3.3 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV di [NT_1]. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La Tab. 5.1.V di [NT_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

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

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

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

con

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

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

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

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

7.3.4 Combinazioni per gli S.L.S.

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

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

dove

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

ψ_0 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

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

7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI COPERTURA

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

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

b.1) combinazione di carico Frequente:

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

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

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

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

b.1) combinazione di carico Frequente:

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

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

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

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

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

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

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

7.4.1 Verifica sezione massimo momento flettente (sezione mezzeria)

a) - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 1 E 2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 3

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

b) - AZIONI ELEMENTARI	M	N	T
	(kNm)	(kN)	(kN)
Precompressione iniziale	-800,00	-4.000,00	0,00
Peso proprio trave	190,00	0,00	0,00
Perdite istantanee	40,74	194,00	0,00
Getto di completamento	217,00	0,00	0,00
Perdite a lungo termine	233,10	700,00	0,00
Azioni 3°FASE	1.587,50	0,00	0,00

c) - AZIONI COMBinate	M	N	T	γ_s
	(kNm)	(kN)	(kN)	-
Precompressione iniziale	-800,00	-4.000,00	0,00	1,00
Peso proprio trave	190,00	0,00	0,00	1,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

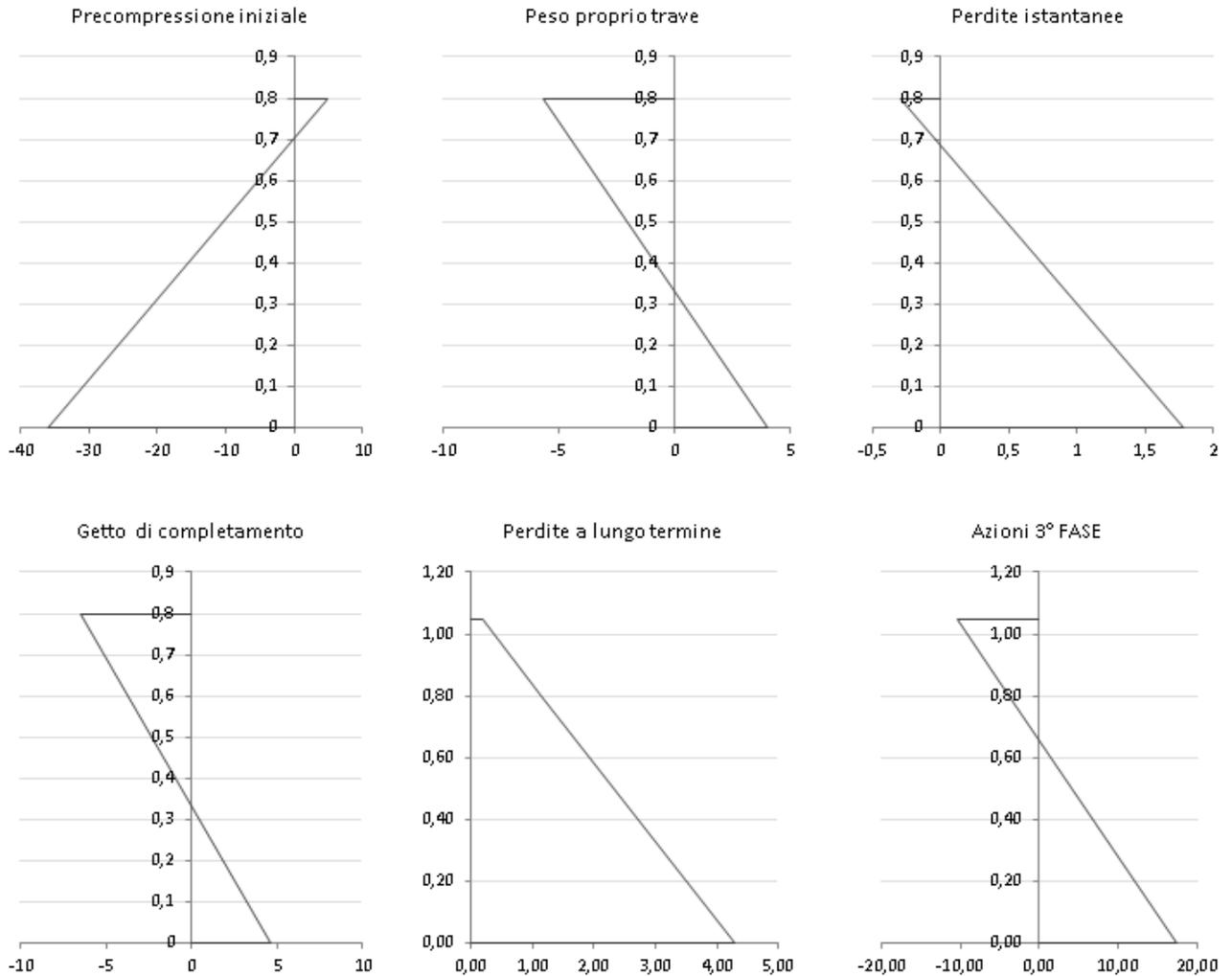
Perdite istantanee	40,74	194,00	0,00	1,00
Getto di completamento	217,00	0,00	0,00	1,00
Perdite a lungo termine	233,10	700,00	0,00	1,00
Azioni 3°FASE	1.587,50	0,00	0,00	1,00

d) - SOLLECITAZIONI	fibra tensionale indagata	σ N/mm ²	τ N/mm ²	σ_{tot} N/mm ²	τ_{tot} N/mm ²
Precompressione iniziale	sup. trave	4,749		4,749	
	baricentro	-19,048	0,000		0,000
	inf. trave	-36,016		-36,016	
Peso proprio trave	sup. trave	-5,652		-0,903	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	4,030		-31,986	
Perdite istantanee	sup. trave	-0,288		-1,191	
	baricentro	0,924	0,000		0,000
	inf. trave	1,788		-30,198	
Getto di completamento	sup. trave	-6,455		-7,646	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	4,603		-25,595	
Perdite a lungo termine	sup. getto	0,187		0,187	
	sup. trave	1,162		-6,484	
	baricentro	1,707	0,000		0,000
	inf. trave	4,280		-21,315	
Azioni 3°FASE	sup. getto	-10,353		-10,166	
	sup. trave	-3,717		-10,201	
	baricentro	0,000	0,000		0,000
	inf. trave	17,521		-3,794	

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

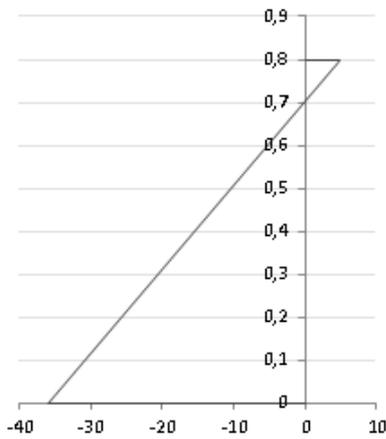
Si riportano nel seguito anche i diagrammi di sollecitazione in forma grafica per una compressione migliore dell'andamento delle tensioni.

GRAFICI DELLA TENSIONE PARZIALE NELLA SEZIONE

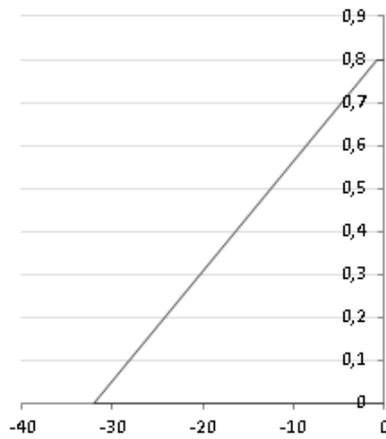


GRAFICI DELLA TENSIONE TOTALE NELLA SEZIONE

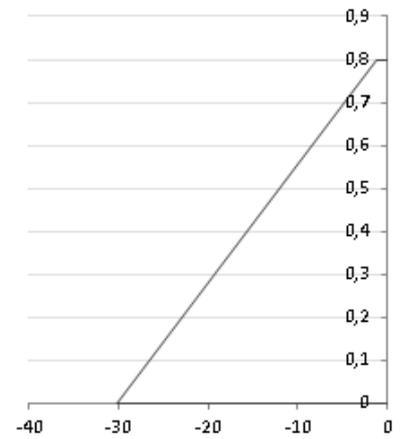
Precompressione iniziale



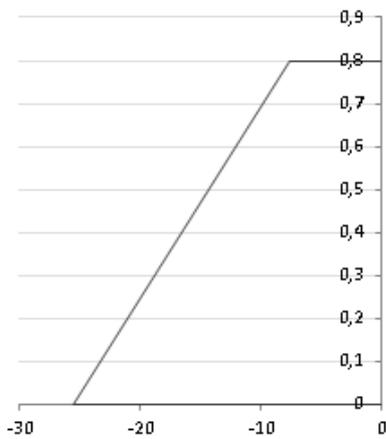
Peso proprio trave



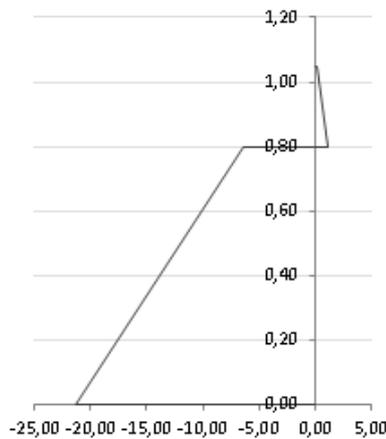
Perdite istantanee



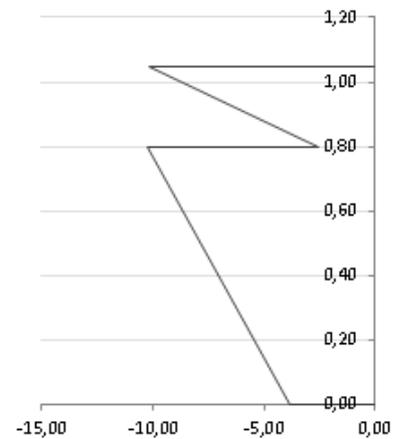
Getto di completamento



Perdite a lungo termine



Azioni 3° FASE



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RESISTENTE IN FASE 3

Altezza sezione	m	1,05
Area resistente	m ²	0,4100
Area resistente a taglio	m ²	0,2100
Momento d'inerzia	m ⁴	0,05980000
W _{ss}	m ³	0,153333
W _s	m ³	0,427143
W _c	m ³	0,113472
W _i	m ³	0,090606

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

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

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

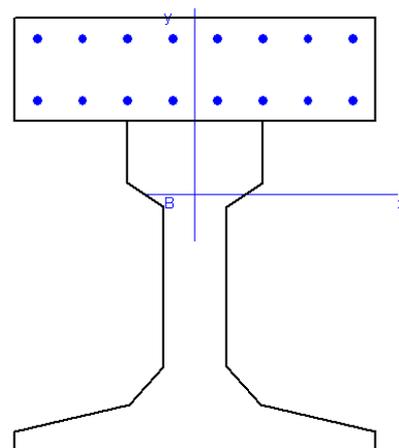
Si prevede un'armatura a flessione pari a (vedi figura a lato):

ϕ 18 passo 10 cm a 5 cm da esterno sezione (zona tesa)

ϕ 18 passo 10 cm a 20 cm da esterno sezione (zona tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

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

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

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

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

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

ARMATURE A TAGLIO

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

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.

Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

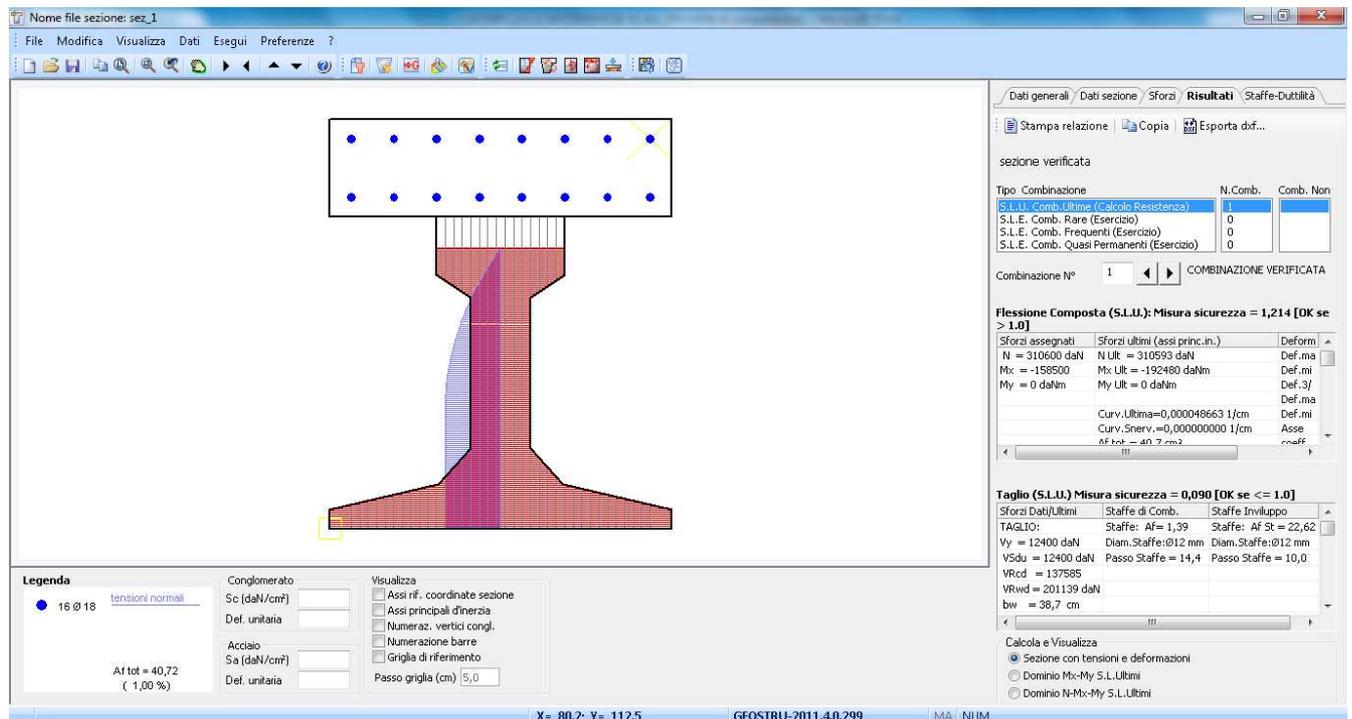
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]

A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.

OMst L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)
 Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC
 (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0,080)

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

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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0

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

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

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

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

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

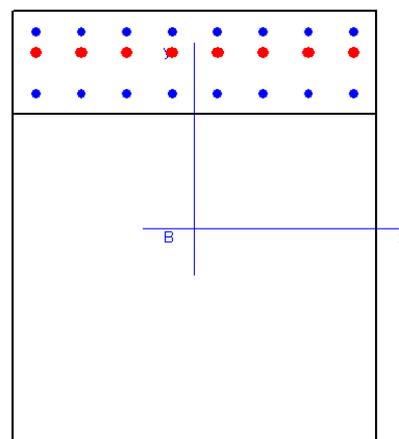
COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	-2850,00	-3106,00	152,00

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

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

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

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



METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

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

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

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

ARMATURE A TAGLIO

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

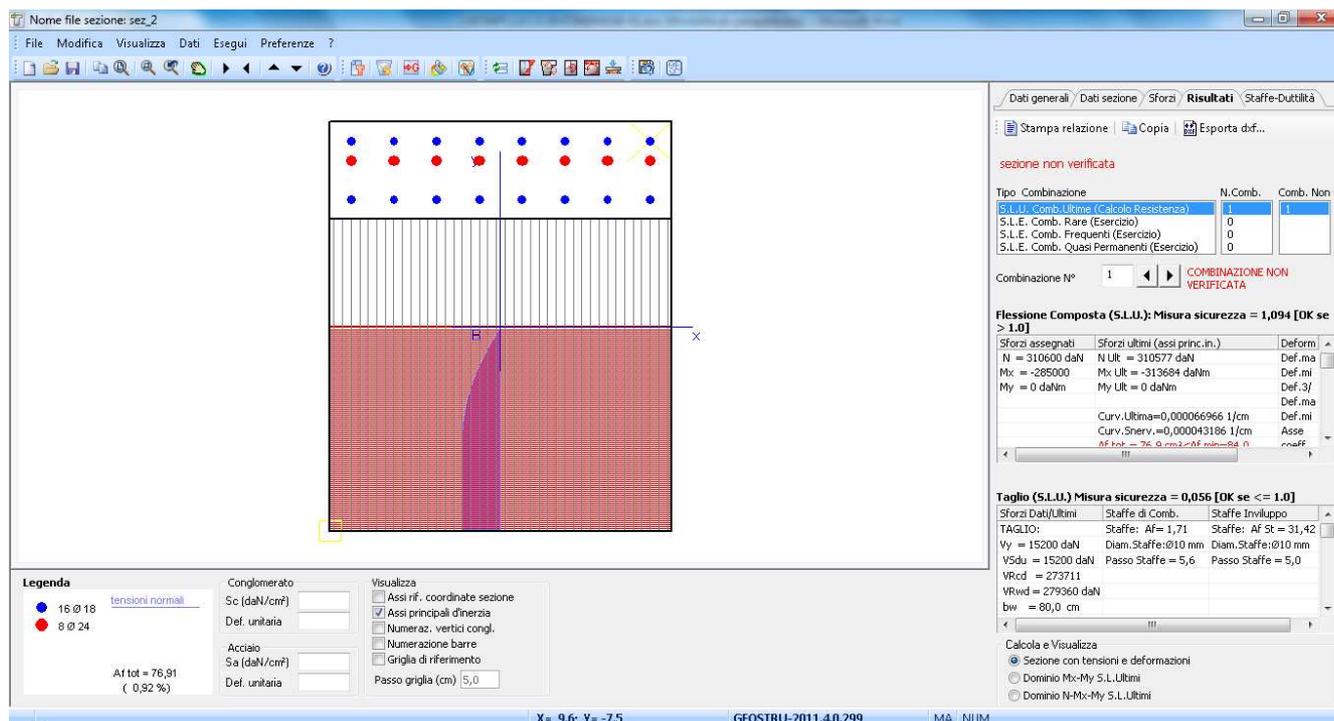
METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.5 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA PARATIA DI PALI

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

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

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

b.1) combinazione di carico Frequente:

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

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

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

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

b.1) combinazione di carico Frequente:

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

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

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

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

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

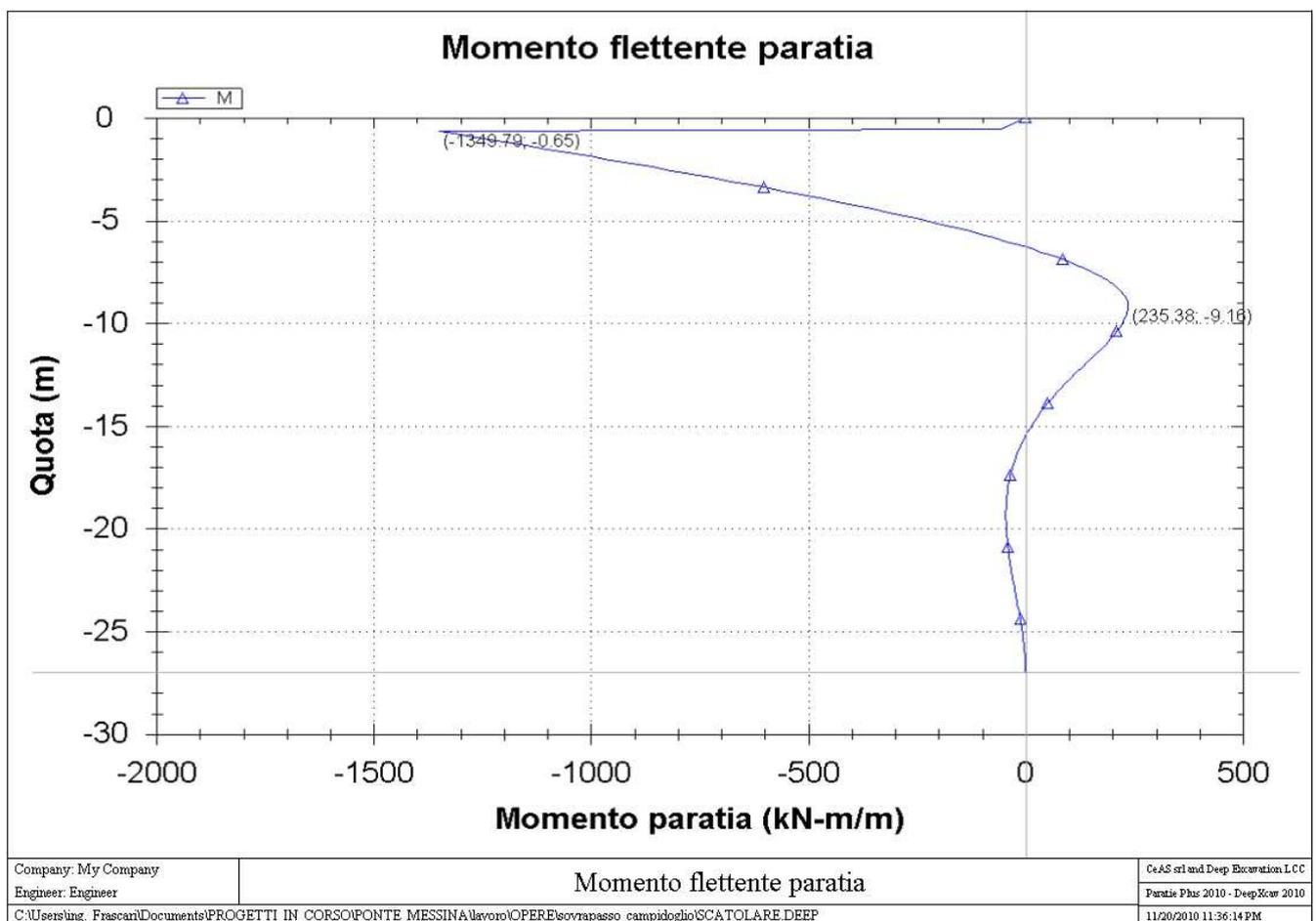
Nelle verifiche successive si trascura la verifica delle tensione in esercizio per combinazione rara,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

perché non dimensionante.

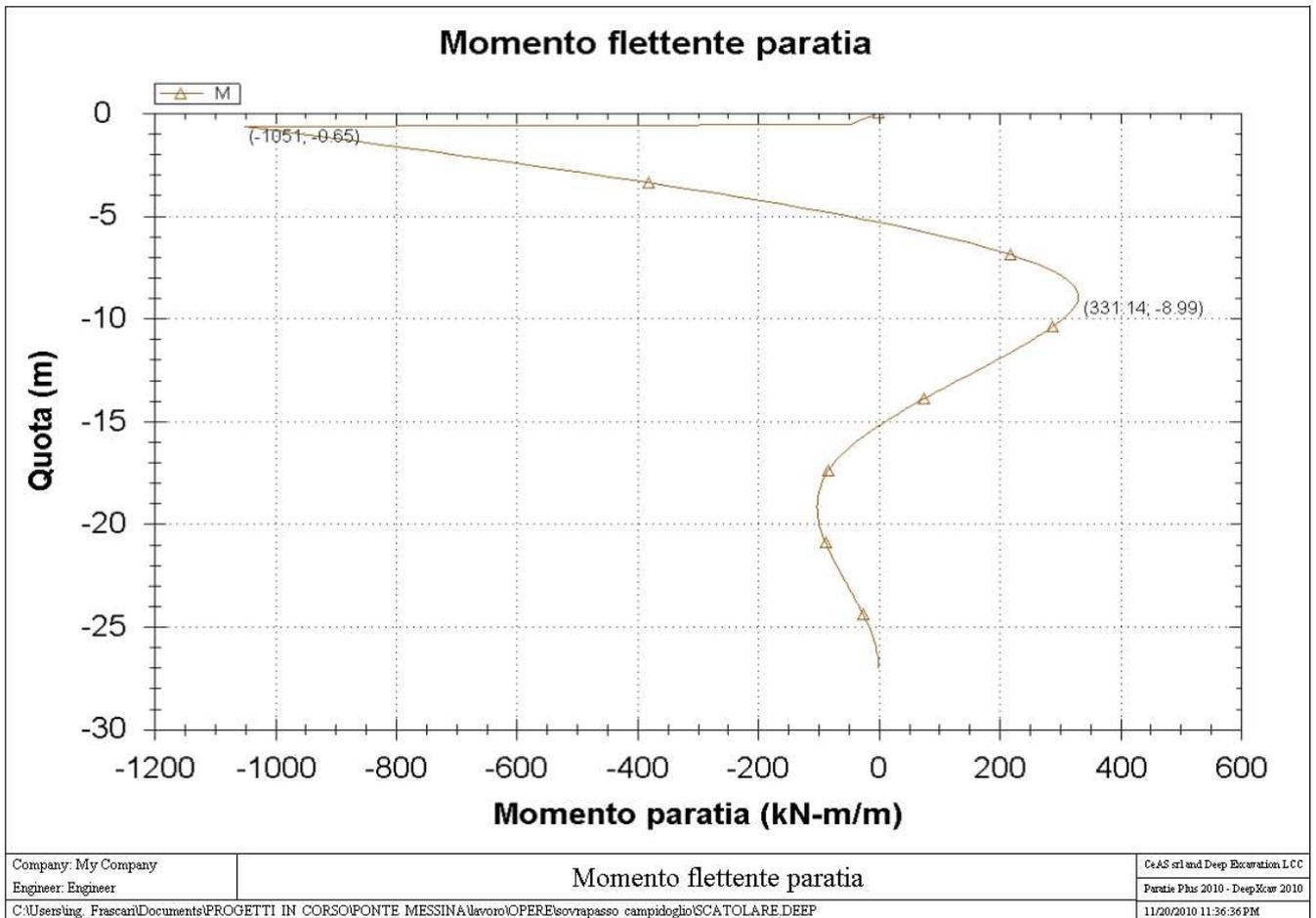
A favore di sicurezza si considerano le stesse sollecitazioni desunte nella combinazione RARA, per le verifiche FREQUENTI e QUASI PERMANENTI.

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



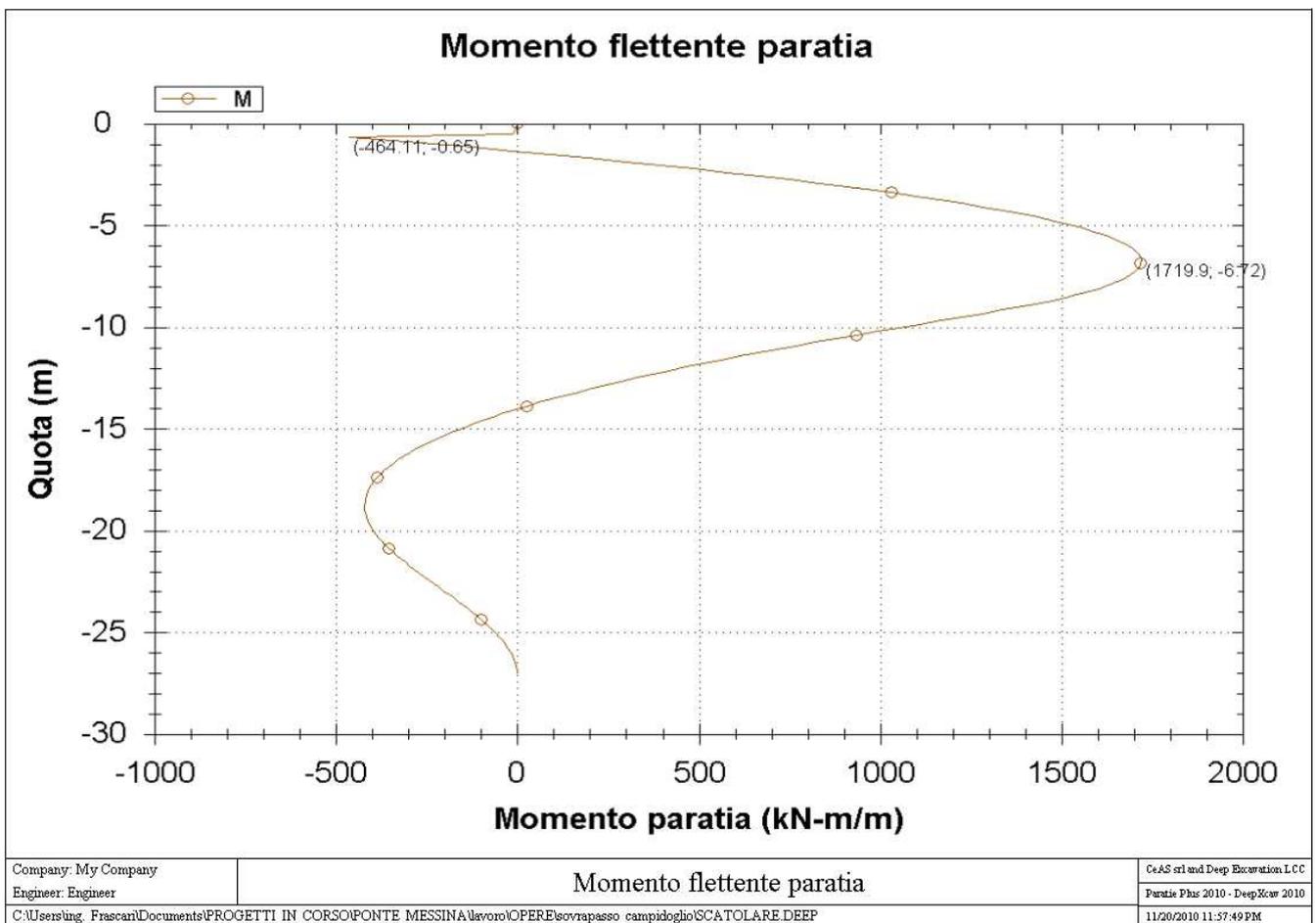
F10. Diagramma azione flettente combinazione STR

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0500_F0	Rev F0	Data 20/06/2011



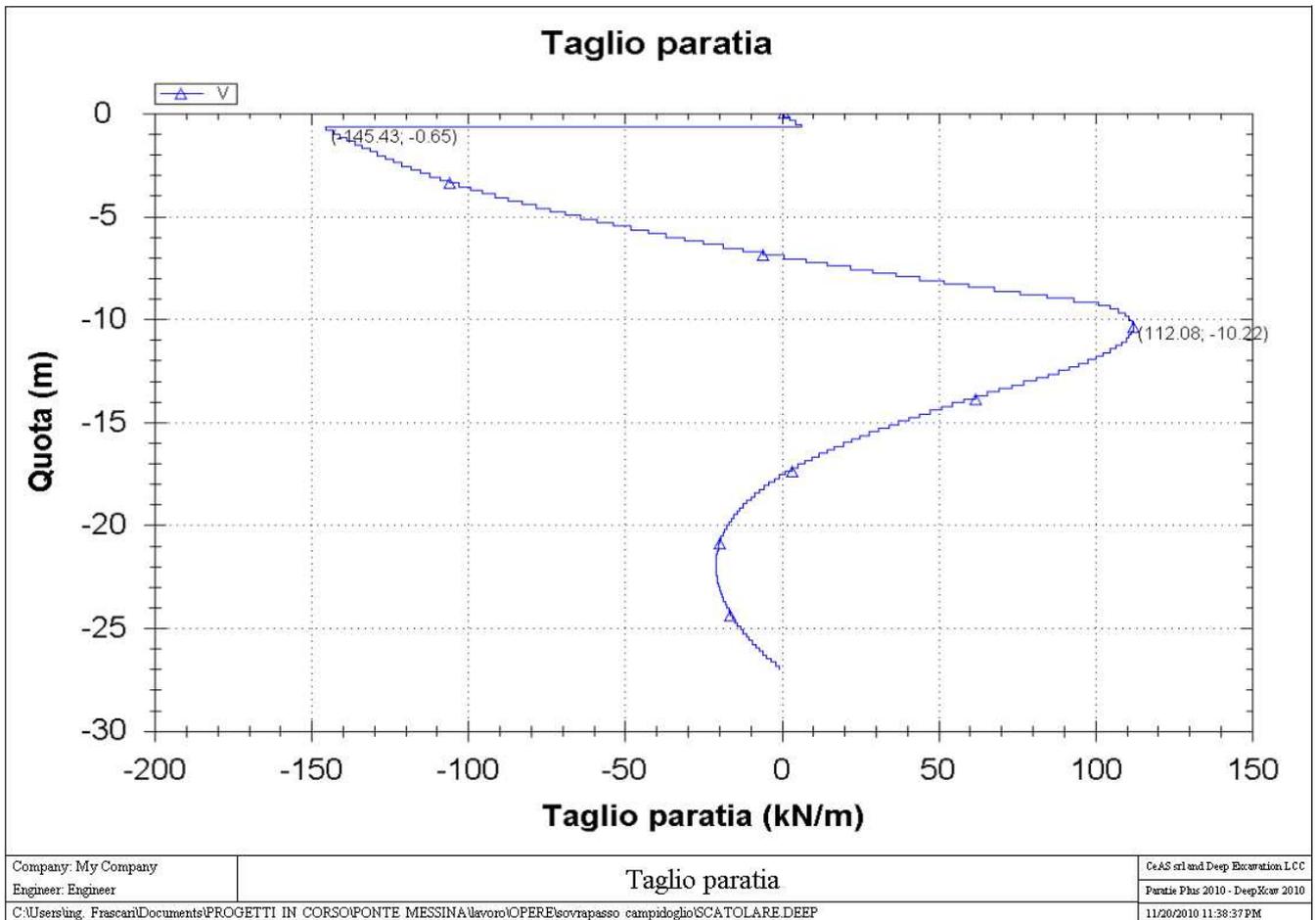
F11. Diagramma azione flettente combinazione GEO

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0500_F0	Rev F0	Data 20/06/2011	



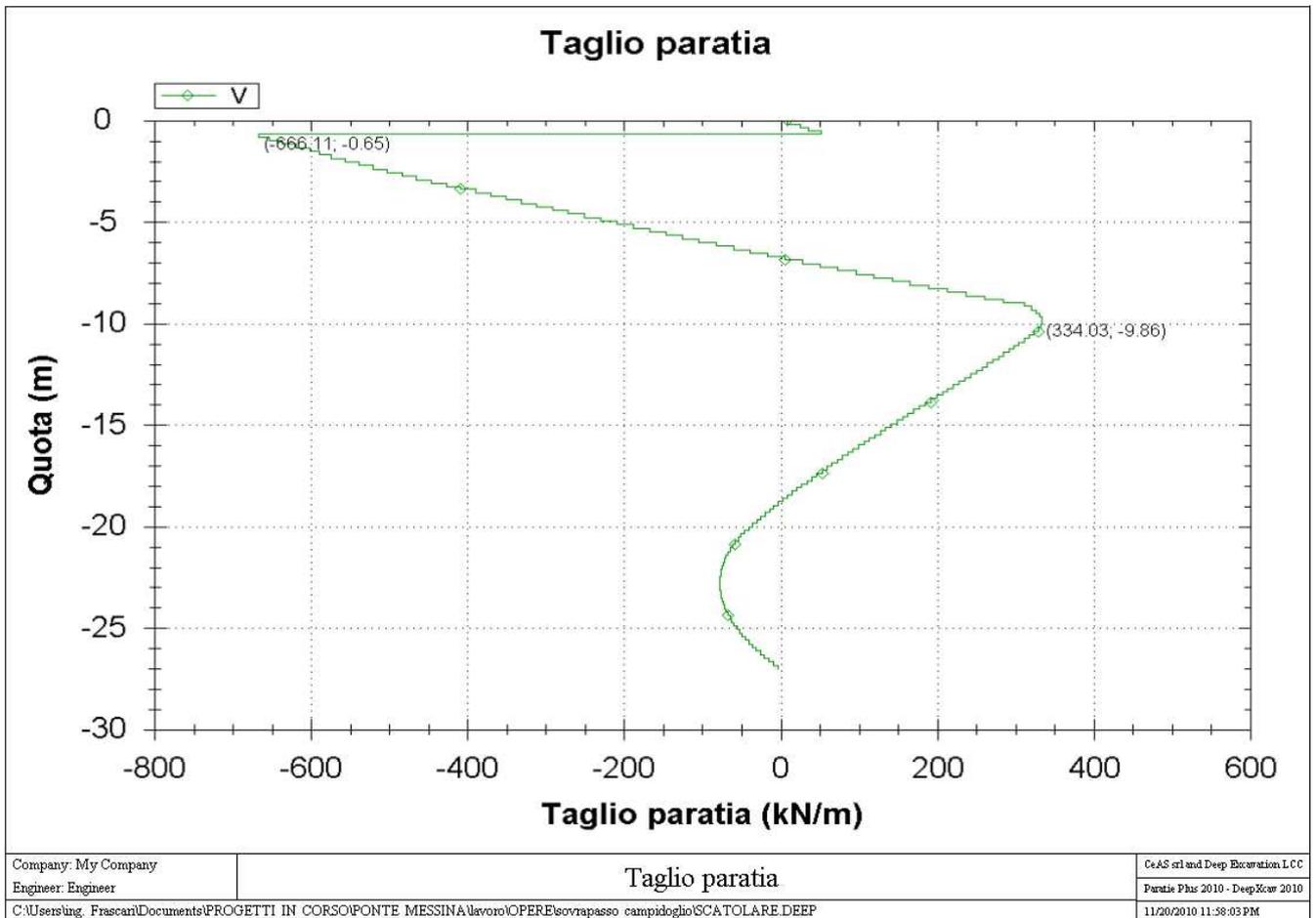
F12. Diagramma azione flettente combinazione SIS

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0500_F0	Rev F0	Data 20/06/2011	



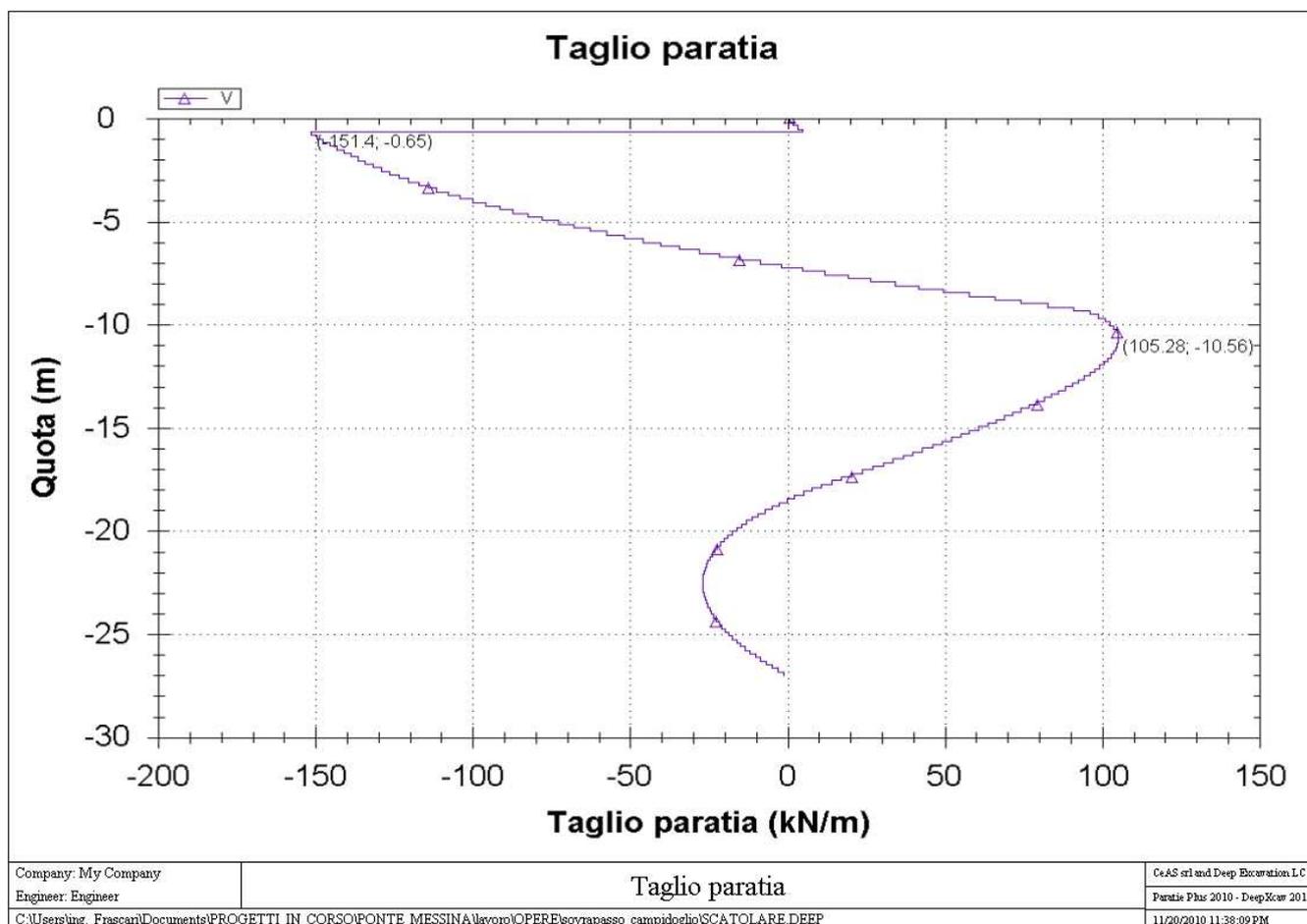
F13. Diagramma azione tagliante combinazione STR

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0500_F0	Rev F0	Data 20/06/2011	



F14. Diagramma azione tagliante combinazione GEO

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento CS0500_F0	Rev F0



F15. Diagramma azione tagliante combinazione SIS

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
STR	1350,00	-240,00	146,00
SIS	1720,00	-240,00	666,00
FR	775,00	-240,00	-
QP	775,00	-240,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 24 passo 10 cm a 8 cm da esterno sezione (zona compressa)

ϕ 24 passo 10 cm a 8 cm da interno sezione (zona tesa)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento CS0500_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

si prevedono armature a taglio pari a $\phi 12$ passo 250 cm verticale e 50 cm orizzontale

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)= 45,2 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 45,2 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	24000	135000	24010	213420	1,581	104,4		
2	S	24000	172000	24010	213420	1,241	104,4		

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,0)
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,0)
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,0)
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	27,5	120,0	-23,9	120,0	-308	112,0	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/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	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
---------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> CS0500_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

1 S 27,5 120,0 -23,9 120,0 -308 112,0 0,0 0 0,0 0,0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	1080	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3140	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1080000	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		
$k =$	1,4303	≤	2
$\rho_1 =$	0,002907407	≤	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	<	2,8333
$v_{min} =$	0,2994		
$V_{Rd,c} =$	359,08	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	323,31	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1080	mm	altezza utile
$z =$	972	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226,08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	859,95	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2563,94	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,354	≤	3,825	verifica di duttilità per rottura lato acciaio