

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>
--	--	---	--

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>COLLEGAMENTI SICILIA</p> <p>INFRASTRUTTURE STRADALI – OPERE CIVILI</p> <p>SVINCOLO CURCURACI</p> <p>VIADOTTO – DIREZIONE REGGIO CALABRIA</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>SS0688_F0</p>
---	---	------------------

CODICE	C G 0 7 0 0 P C L D S S C C 5 V I V 0 0 0 0 0 1 F0
--------	--

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE	3
PREMESSA.....	9
1 RIFERIMENTI NORMATIVI	9
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	10
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	12
3.1 Calcestruzzi (Secondo UNI 11104 - 2004).....	12
3.2 Acciaio per armature (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)	17
3.3 Acciaio per la carpenteria metallica di impalcato.....	17
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	18
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	18
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	20
4.2.1 Descrizione delle litologie	21
4.2.2 Indagini previste	21
4.2.3 Caratterizzazione geotecnica.....	22
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO	25
4.3.1 Vita nominale.....	25
4.3.2 Classe d'uso	25
4.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	25
4.3.4 Parametri di progetto	26
4.3.5 Classificazione sismica del terreno	27
4.3.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione	28
4.3.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	28
4.3.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali.....	30
4.3.9 Spettro di progetto	31
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	32
4.4.1 Verifiche di resistenza.....	32
4.4.1.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.....	32
4.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	32
4.4.2.1 Definizione degli stati limite di fessurazione	32
4.4.2.2 Condizioni ambientali	33
4.4.2.3 Sensibilità delle armature alla corrosione	33

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4.2.4	Scelta degli stati limite di fessurazione	33
4.4.2.5	Verifiche allo stato limite di fessurazione	34
4.4.2.6	Verifiche delle tensioni in esercizio	34
4.4.3	Azioni sismiche	35
4.4.4	COMBINAZIONI DI CARICO	36
5	FASI COSTRUTTIVE	39
6	ELABORATI DI RIFERIMENTO	40
7	ANALISI IMPALCATO	41
7.1	ANALISI DEI CARICHI	41
7.1.1	Impalcato metallico	41
7.1.2	Soletta in c.a.	41
7.1.3	Permanenti	42
7.1.4	Carico accidentale folla	42
7.1.5	Carico accidentale mezzi esercizio	43
7.1.6	Condizioni di carico trasversali	44
7.1.7	Carico accidentale mezzi per fatica	45
7.1.8	Deformazione termica	46
7.1.9	Effetti dovuti al ritiro	46
7.1.9.1	Effetti primari del ritiro	47
7.1.9.2	Effetti secondari del ritiro	48
7.1.10	Azione di frenamento	48
7.1.11	Azione centrifuga	48
7.1.12	Azione indotta dal vento	49
7.1.12.1	Definizione	49
7.1.12.2	CNR-DT 207/2008 V. 1.02 Tipo di opera	50
7.1.12.3	Azione del vento a ponte scarico	52
7.1.12.4	Azione del vento a ponte carico	52
7.1.13	Combinazione di carico	54
7.1.14	Azione indotta dagli appoggi per effetto della deformazione termica	54
7.2	ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI	55
8	ANALISI SPOSTAMENTI SOTTOSTRUTTURE	56
8.1	INTRODUZIONE	56
8.2	MODELLAZIONE ED ANALISI	57

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.2.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	57
8.2.2	PROPRIETA' MECCANICHE DEI TERRENI	59
8.2.3	PROCEDURA DI CALCOLO	63
8.3	RISULTATI	65
8.3.1	SCORRIMENTO DELLE SPALLE SUL PIANO DI APPOGGIO	65
8.3.2	SPOSTAMENTO RELATIVO DEL SUOLO (SPALLA A – SPALLA B)	67
8.3.3	ESCURSIONE DEI GIUNTI	67
8.3.4	CONCLUSIONI	68
8.4	MODELLO DI CALCOLO	85
8.4.1	Modellazione a graticcio	88
8.4.1.1	Rigidezze flessionali	88
8.4.1.2	Rigidezze torsionali	88
8.4.2	Caratteristiche delle sezioni	88
8.4.2.1	Calcolo larghezza soletta collaborante	89
8.4.2.2	Caratteristiche geometriche	92
8.5	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	95
8.6	VERIFICA DELLE SEZIONI	96
8.6.1	VERIFICHE FONDAMENTALI	96
8.6.1.1	TRAVI PRINCIPALI	96
8.6.1.2	Traverso di campata	96
8.6.1.3	Traverso di appoggio	101
8.6.2	VERIFICHE SISMICHE	107
8.6.2.1	TRAVI PRINCIPALI	109
8.6.2.2	TRAVERSI DI CAMPATA	109
8.6.2.3	Traverso di appoggio	114
8.6.3	DEFORMAZIONI	115
8.6.3.1	PRIMA CAMPATA	115
8.6.3.2	SECONDA CAMPATA	116
8.6.4	SOLETTA DI IMPALCATO	117
8.6.4.1	ANALISI DEI CARICHI	117
8.6.4.2	VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI AGLI SLU	120
8.6.4.3	VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI AGLI SLE	122
8.6.4.4	VERIFICA A FESSURAZIONE	123

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9	ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO.....	125
9.1	AZIONI VERTICALI.....	125
9.2	AZIONI ORIZZONTALI.....	126
9.2.1	Azione longitudinale di frenamento.....	126
9.2.2	Azione trasversale del vento.....	126
9.2.2.1	Azione del vento a ponte scarico.....	126
9.2.2.2	Azione del vento a ponte carico.....	127
9.2.3	Azione di attrito.....	127
9.2.4	Urto dei veicoli in svio.....	127
9.2.5	Azioni sismiche.....	129
10	ANALISI SOTTOSTRUTTURE.....	130
10.1	ANALISI DELLA SPALLA SpA.....	130
10.1.1	ANALISI DEI CARICHI.....	131
10.1.1.1	Considerazioni sul parametro β_m	133
10.1.1.2	Combinazioni di carico statiche.....	137
10.1.1.3	Combinazioni di carico Sismiche.....	137
10.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	138
10.1.2.1	Descrizione del modello di calcolo.....	138
10.1.3	AZIONI SISMICHE: CONFRONTO ANALISI DINAMICA – ANALISI STATICA EQUIVALENTE.....	139
10.1.3.1	ANALISI LINEARE DINAMICA.....	139
10.1.3.2	AZIONI SISMICHE.....	142
10.1.4	ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI.....	142
10.1.4.1	ANALISI STATICA EQUIVALENTE.....	144
10.1.5	AZIONI SISMICHE.....	144
10.1.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	147
10.1.6.1	Sollecitazioni muro frontale.....	147
10.1.6.2	Sollecitazioni fondazione.....	148
10.1.6.3	Sollecitazioni paraghiaia.....	151
10.1.7	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	152
10.1.7.1	Muro frontale.....	152
10.1.7.2	Verifiche fondazione.....	154
10.1.7.3	Paraghiaia.....	156

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.8	VERIFICA DEI MURI ANDATORI PREFABBRICATI	158
10.2	ANALISI DELLA SPALLA SpB	171
10.2.1	ANALISI DEI CARICHI	172
10.2.1.1	Considerazioni sul parametro β_m	174
10.2.1.2	Combinazioni di carico statiche.....	178
10.2.1.3	Combinazioni di carico Sismiche.....	178
10.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	179
10.2.2.1	Descrizione del modello di calcolo	179
10.2.3	AZIONI SISMICHE: CONFRONTO ANALISI DINAMICA – ANALISI STATICA EQUIVALENTE.....	180
10.2.3.1	ANALISI LINEARE DINAMICA.....	180
10.2.3.2	ANALISI STATICA EQUIVALENTE	183
10.2.4	AZIONI SISMICHE.....	183
10.2.5	ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI	184
10.2.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	187
10.2.6.1	Sollecitazioni muro frontale	187
10.2.6.2	Sollecitazioni fondazione.....	188
10.2.6.3	Sollecitazioni paraghiaia	191
10.2.7	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	192
10.2.7.1	Muro frontale.....	192
10.2.7.2	Verifiche fondazione	194
10.2.7.3	Paraghiaia.....	196
10.3	ANALISI DELLE PILE.....	198
10.3.1	ANALISI DEI CARICHI	200
10.3.1.1	Combinazioni di carico Sismiche.....	203
10.3.2	MODELLO DI CALCOLO.....	203
10.3.2.1	Descrizione del modello di calcolo	203
10.3.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	204
10.3.3.1	Sollecitazioni sul fusto.....	204
10.3.3.2	Sollecitazioni sulle fondazioni.....	205
10.3.4	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	207
10.3.4.1	Plinto di fondazione.....	207
10.3.4.2	Fusto.....	208

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11	ANALISI DELLE FONDAZIONI	212
11.1	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A.....	212
11.1.1	ANALISI DEI CARICHI	212
11.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	214
11.1.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	214
11.2	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA B.....	225
11.2.1	ANALISI DEI CARICHI	225
11.2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	227
11.2.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	227
11.3	ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE PILE	238
11.3.1	ANALISI DEI CARICHI	238
11.3.2	MODELLO DI CALCOLO.....	240
11.3.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	240
12	TABULATI DI CALCOLO.....	253

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

Il viadotto in oggetto è posto all'interno dello Svincolo denominato Curcuraci facente parte dei collegamenti lato Sicilia del ponte sullo stretto di Messina; tale opera d'arte è necessaria per lo scavalco della Fiumara Curcuraci e della rampa 5 dello svincolo stesso e per evitare la realizzazione di rilevati stradali di altezza troppo elevata nel tratto tra l'Autostrada e la rotonda di svincolo.

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. del 14/01/2008 - "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008"
- Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008 – Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.
- Norma UNI EN 206-1 : 2006 "Calcestruzzo. Parte 1 : specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- Norma UNI EN 10025 – 2005 – "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali.
- C.N.R. - U.N.I. 10016 - 00: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- C.N.R. – DT 207/2008: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- C.N.R. 10018/99 – "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego"
- C.N.R. - U.N.I. 10011 - 97: "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- C.N.R. - U.N.I. 10016 - 00: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] SEAOC Blue Book “Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design”, Appendix B (2000).
- [2] Gruppo di Lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici).
- [3] Priestley M.J.N., Seible F. e Calvi G.M. “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, J. Wiley & Sons, Inc. (1996).
- [4] Migliacci A. e Mola F., “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.”. Parte prima e seconda, Ed. Masson. 1996.
- [5] FEMA 440 – “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- [6] FEMA 440 – “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- [7] M. W. O’Neill and L. C. Reese “Drilled shafts: construction procedures and design methods”, prepared for U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration; printed by ADSC: The International Association of Foundation Drilling, pub. n. ADSC-TL 4, August 1999.
- [8] CALTRANS “Seismic Design Criteria” Version 1.1; California department of transportation, USA, July 1999.
- [9] ATC-32 “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations” Version 1.1; California, USA, June 1996.
- [10] ATC-49 “Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. Part I: Specifications. Part II: Commentary and Appendices”, ATC/MCEER Joint Venture, USA, June 2003.
- [11] Roesset J.M. [1969] “Fundamentals of soil amplification”, Conference on Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT, Ed. by Robert J. Hansen, Vol 1, pp. 183-244.
- [12] Mylonakis G. [2001] “Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces”, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 41, No. 4(20010815), pp. 47-58.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

[13] Joseph E. Bowles. [1988] “Fondazioni – progetto e analisi”, McGraw-Hill.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzi (Secondo UNI 11104 - 2004)

Per sottofondazioni

classe di resistenza	C12/15
classe di esposizione	XC0

Fondazioni pila e spalle

classe di resistenza	C25/30
modulo elastico	$E_c = 31.476 \text{ N/mm}^2$
massa volumica di riferimento	$\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 33,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_c = 11,20 \text{ N/mm}^2$
copriferro	$C = 40 \text{ mm}$
classe di esposizione	XC2
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	$cl = 0,20$
classe di consistenza slump	S4
max dimensione aggregati	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
rapporto A/C massimo	0,50

Baggioli e ritegni sismici

classe di resistenza	C32/40
modulo elastico	$E_c = 33.346 \text{ N/mm}^2$
massa volumica di riferimento	$\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 32,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 40,00 \text{ N/mm}^2$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Rev</th> <th style="text-align: left;">Data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,13	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,02	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,11	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,65	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	19,92	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	14,94	N/mm ²
copriferro	$C =$	35	mm
classe di esposizione		XS1	XF2
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	Dmax =	20	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

Soletta di impalcato

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c \square =$	33.346	N/mm ²
massa volumica di riferimento	$\gamma_c =$	25,00	kN/m ³
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	32,00	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	40,00	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,13	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,02	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,11	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,65	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	19,92	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	14,94	N/mm ²
copriferro estradosso	$C =$	35	mm
classe di esposizione		XF4	XS1
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	Dmax =	20	mm
rapporto A/C massimo		0,45	

Cordoli di impalcato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

classe di resistenza	C32/40		
modulo elastico	E_c	= 33.346	N/mm ²
massa volumica di riferimento	γ_c	= 25,00	kN/m ³
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	= 32,00	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= 40,00	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	= 18,13	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	f_{ctm}	= 3,02	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	= 2,11	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk}	= 2,65	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	σ_C	= 19,92	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	σ_C	= 14,94	N/mm ²
copriferro	C	= 35	mm
classe di esposizione		XS1	XF4
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	= 0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	Dmax	= 20	mm
rapporto A/C massimo		0,45	

Elevazioni pila, spalle, muri, paraghiaia

classe di resistenza	C32/40		
modulo elastico	E_c	= 33.346	N/mm ²
massa volumica di riferimento	γ_c	= 25,00	kN/m ³
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	= 32,00	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= 40,00	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	= 18,13	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	f_{ctm}	= 3,02	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	= 2,11	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk}	= 2,65	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	σ_C	= 19,92	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	σ_C	= 14,94	N/mm ²
copriferro	C	= 40	mm
classe di esposizione	XC4	XS1	XF2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	Dmax =	32	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

Cordoli testa opere provvisionali

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	E_c	33.346	N/mm ²
massa volumica di riferimento	γ_c	25,00	kN/m ³
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	32,00	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	40,00	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,13	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	f_{ctm}	3,02	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,11	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk}	2,65	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	σ_C	19,92	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	σ_C	14,94	N/mm ²
copriferro	C	40	mm
classe di esposizione		XC2	
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	Dmax =	32	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

Lastre tralicciate impalcato

classe di resistenza		C35/45	
modulo elastico	E_c	34.077	N/mm ²
massa volumica di riferimento	γ_c	25,00	kN/m ³
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	35,00	N/mm ²
resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	43,00	N/mm ²
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19,83	N/mm ²
resistenza a trazione (valore medio)	f_{ctm}	3,21	N/mm ²
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,24	N/mm ²

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,41	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	21,00	N/mm ²
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	15,75	N/mm ²
copriferro	$C =$	20	mm
classe di esposizione		XS1	XF2
contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo	cl	0,20	
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	$D_{max} =$	20	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho'_{cls} = \boxed{25} \text{ kN/m}^3$$

3.2 Acciaio per armature (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)

		B450C	
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} =$	391,30	N/mm ²
modulo elastico	$E_s =$	206.000	N/mm ²
deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} =$	7,50	%
deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} =$	6,75	%
coeff. resistenza a instabilità delle membrature	$\gamma_m =$	1,10	

3.3 Acciaio per la carpenteria metallica di impalcato

spessori fino a 40 mm		S355J2G3	(ex 510 D)
spessori maggiori di 40 mm		S355K2G3	(ex 510 DD)
tensione caratteristica di snervamento < 40 mm	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura < 40 mm	$f_{tk} =$	510	N/mm ²
tensione caratteristica di snervamento > 40 mm	$f_{yk} =$	335	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura > 40 mm	$f_{tk} =$	470	N/mm ²
resistenza di calcolo a trazione < 40 mm	$f_{yd} =$	338	N/mm ²
resistenza di calcolo a trazione > 40 mm	$f_{yd} =$	319	N/mm ²
modulo elastico	$E_s =$	206.000	N/mm ²
coeff. resistenza a instabilità delle membrature	$\gamma_m =$	1,10	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Il viadotto in oggetto è posto all'interno dello Svincolo denominato Curcuraci facente parte dei collegamenti lato Sicilia del ponte sullo stretto di Messina; tale opera d'arte è necessaria per lo scavalco della Fiumara Curcuraci e della rampa 5 dello svincolo stesso e per evitare la realizzazione di rilevati stradali di altezza troppo elevata nel tratto tra l'Autostrada e la rotonda di svincolo.

Il viadotto è costituito da un impalcato a via superiore in struttura mista acciaio-calcestruzzo di 3 campate continue, formate da 4 travi cadauno; l'impalcato poggia su spalle classiche e su pile in calcestruzzo armato basate su fondazioni di tipo diretto.

Le campate sono organizzate in luci con sviluppo in asse di circa 21,00 + 43,00 + 21,00 mt in asse appoggi per una lunghezza totale di circa 85,00 mt in asse viadotto; il tracciato in corrispondenza dell'opera presenta un andamento planimetrico rettilineo e una pendenza trasversale costante del 2,50%. La larghezza trasversale totale dell'impalcato è di 17,25 mt comprendenti un cordolo da 80 cm che ospita la barriera di sicurezza e un marciapiede di larghezza 200 cm su cui insiste una barriera e una rete di protezione.

IMPALCATO IN ACCIAIO

Dal punto di vista statico e costruttivo l'impalcato è costituito da 4 travate continue su 4 appoggi, con luci pari a circa 21,00 + 43,00 + 21,00 mt in asse appoggi; la struttura metallica è segmentata in 4 diverse tipologie di conci e la sezione trasversale è irrigidita trasversalmente, nel piano verticale da diaframmi composti da profili ad L commerciali posti ad interasse inferiore ai 5,00 mt e nel piano orizzontale dalla soletta in calcestruzzo.

La scelta delle luci risponde a esigenze di carattere statico e di adattabilità della struttura:

- La distribuzione delle campate permette lo scavalco della fiumara ed una suddivisione ottimale delle distanze rimanenti tra essa ed inizio e fine viadotto;
- Il rapporto tra le campate è tale da garantire un certo equilibrio tra i momenti in mezzera della campata e sugli appoggi e quindi un buon sfruttamento dei materiali per l'assorbimento degli sforzi;
- Lo schema statico di trave continua permette un'altezza dell'impalcato contenuta e quindi un miglior inserimento dell'opera nel contesto plano-altimetrico.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo, ed è costituito da travi metalliche di altezza costante di 2,00 mt

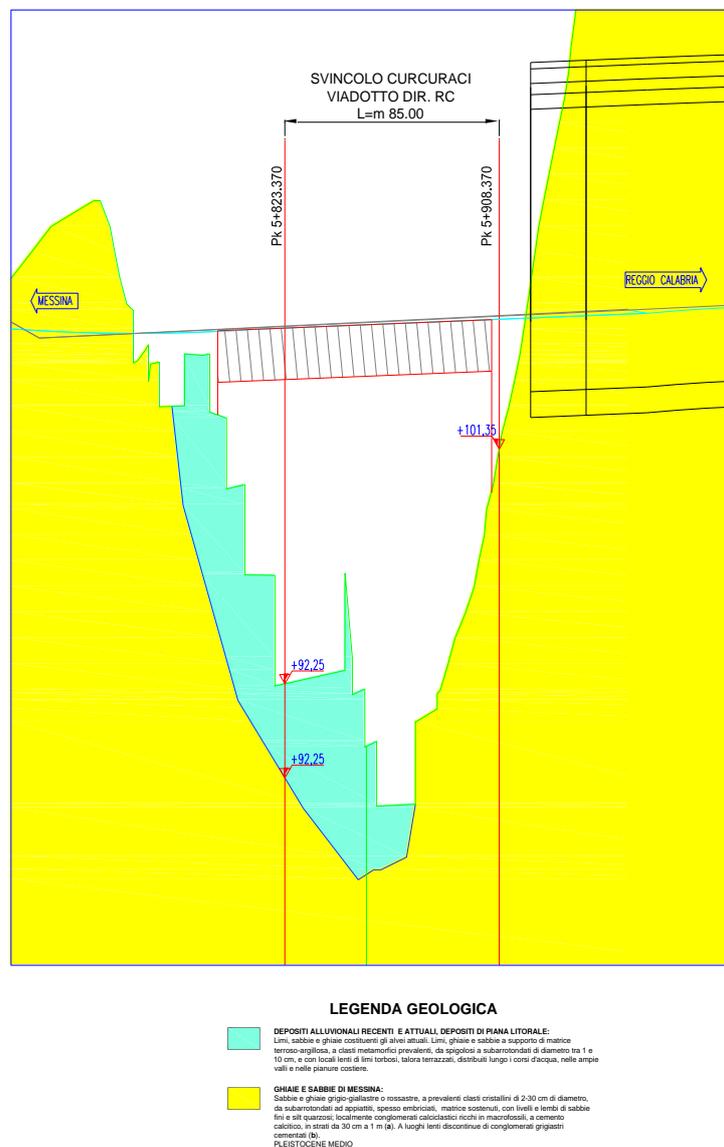
All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio opportunamente saldati sull'ala superiore della trave. La soletta, dello spessore complessivo di 30 cm, è costituita da predalle tralicciate di 6 cm e da un getto integrativo di 24 cm. Il collegamento tra l'impalcato metallico e la soletta in calcestruzzo è assicurato attraverso i connettori a piolo di tipo Nelson.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento al profilo geotecnico presente nell'elaborato grafico denominato CG0800PFZDSSBC8G00000004B di cui si riporta uno stralcio di seguito; si sono per tanto considerati sedimenti fluviali e costieri e ghiaie di Messina.

La falda, analizzando i dati esistenti sui piezometri posizionati nelle vicinanze ed osservando i profili geotecnici, risulta assente.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.2.1 Descrizione delle litologie

Le litologie presenti sono Sabbie e Ghiaie di Messina e Depositi alluvionali.

La litologia prevalente è costituita dalla formazione delle Sabbie e Ghiaie di Messina.

I materiali in oggetto sono granulometricamente descritti come ghiaie e ciottoli da sub arrotondati ad appiattiti con matrice di sabbie grossolane.

Si rilevano strati di ghiaie cementate, come si evidenzia nei rilievi effettuati nelle aree di imbocco della galleria stradale Faro Superiore e Balena; in questi rilievi la ghiaia si presenta più o meno debolmente cementata e molto addensata. Lo scheletro si presenta costituito da ghiaie e ciottoli eterometrici arrotondati ed appiattiti.

I Depositi Alluvionali sono costituiti da ghiaie poligeniche ed eterometriche, giallastre o brune a clasti prevalentemente arrotondati di diametro da 2 a 30 cm, clasti sostenuti o a supporto di matrice argilloso-sabbiosa, alternate a rari sottili livelli di sabbie argillose rossastre; sabbie ciottolose a supporto di matrice argilloso-terrosa. L'età dei depositi alluvionali terrazzati è Pleistocene medio-superiore.

I depositi alluvionali recenti sono costituiti da limi e sabbie con livelli di ghiaie a supporto di matrice terroso-argillosa, talora terrazzati, localizzati in aree più elevate rispetto agli alvei fluviali attuali. La componente ruditica è rappresentata da ciottoli poligenici, prevalentemente cristallini, da spigolosi a subarrotondati di diametro tra 1 e 10 cm, mediamente di 4-5 cm. L'età dei depositi alluvionali recenti è l'Olocene.

La falda non risulta interferente con le opere.

4.2.2 Indagini previste

Data l'esiguità delle prove localmente presenti (SPPS03), si è scelto di tenere conto anche dei sondaggi della tratta che va dal Km 5+400 al Km 5+900 circa.

I sondaggi di riferimento per la presente tratta sono SPPS02 e SPPS03 (campagna del 2002), S415, S416, S417 e S418 (campagna del 2010).

Non ci sono localmente indagini per caratterizzare la categoria sismica di suolo; considerando la sismica a rifrazione SRD3, essa risulta pari a **C**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

- Prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (sondaggio S417)
- Prove granulometriche (sondaggi S417, SPPS02 e SPPS03)
- Prove SPT (sondaggi S415, S416, S417, S418, SPPS02, SPPS03)
- 1 prova Cross Hole (sondaggio S418)
- 1 prova sismica a rifrazione locale (SRD3)
- 5 prove pressiometriche (sondaggi S417, S418)
- 4 prove Le Franc (sondaggi S417 e S418)

4.2.3 Caratterizzazione geotecnica

Sabbie e Ghiaie di Messina

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001B. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Con riferimento al fuso medio (19 prove granulometriche) si ha che: $d_{50}=0.8\text{mm}$, $d_{60}=2\text{mm}$ e $d_{10}=0.015\text{mm}$. Le percentuali medie di ghiaia, sabbia e limo sono rispettivamente di 38%, 47%, 12%.

- **Dr**: I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{\text{sg}}=0.75$ corrispondente al $d_{50}=0.8\text{mm}$;
- **e_o** : a partire dal d_{50} stimato si ottiene di $e_{\text{max}}-e_{\text{min}}$ pari a 0.305, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ($0.17 < e_{\text{max}}-e_{\text{min}} < 0.29$). Stimando per e_{max} un valore pari a 0.8 a partire dai valori di D_r 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 $\gamma_{d, \text{max}}=18-19\text{KN/m}^3$;
- **K_0** : si considera la relazione di Mesri (1989) per tenere conto degli effetti di “aging”.

I primi 15 m sembrerebbero maggiormente addensati soprattutto nella porzione sabbio-ghiaiosa.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per i parametri di resistenza si ha:

z(m)	Dr(%) Sabbie e ghiaie	ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)	K_0
5-15	40-80	39-42	33-35	0.4-0.45
>15	50-60	39-40	33-35	0.45

Come parametri operativi per l'angolo d'attrito si utilizzerà $\phi' = 38-40$.

Per i parametri di deformabilità si ha localmente a disposizione la prova sismica S418 in cui si evidenzia una buona correlazione fra le velocità misurate e quelle calcolate con le correlazioni da prove SPT.

L' espressione ottenuta in base alle correlazioni dalle prove SPT della tratta per il modulo G_0 :

$$G_0 = 45 z^{0.62}$$

$$E_0 = 108 z^{0.62}$$

$$E' = (15-36) z^{0.62}$$

Le prove pressiometriche (nei sondaggi S417 e S418), che forniscono valori del ramo di carico, mostrano i valori più elevati (300-600MPa) tra 10m e 25m.

Depositi alluvionali

Per i parametri fisici l'andamento del fuso evidenzia che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 39%), sia di materiali intermedi (sabbie 45%). Il contenuto di fino è mediamente del 14%

Con riferimento al fuso medio:

- Il valore di D_{50} è pari a 0.8mm
- Il valore di D_{60} è pari a 2 mm
- Il valore di D_{10} è pari a 0.01 mm

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Non si hanno a disposizione i valori di γ_{dmax} e γ_{dmin} .

Per quanto concerne stato iniziale e parametri di resistenza si ha:

- **Dr:** I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{sg}=0.75$ corrispondente al $d50=0.8mm$,
- **e_o :** a partire dal $d50$ stimato si ottiene di $e_{max}-e_{min}$ pari a 0.305 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 :** si ottiene un pari a 17-20 KN/m³.
- **K_0 :** si considera la relazione di Jaky.

z(m)	Dr(%) Sabbie e ghiaie	ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)	K_0
0-10	50-80	40-42	33-35	0.4-0.35

Come parametri operativi per l'angolo d'attrito si utilizzerà $\phi' = 38-40$.

Per i parametri di deformabilità si ha localmente a disposizione la prova sismica S418.

L' espressione ottenuta in base alle correlazioni dalle prove SPT ed alla sismica della tratta per il modulo G_0 :

$$G_0 = 80 \div 150 \text{ MPa (0-10m)}$$

$$E_0 = 200 \div 300 \text{ MPa}$$

$$E = 30 \div 70 / 40 \div 100 \text{ MPa (0-10m)}$$

quest' ultimo range è relativo rispettivamente ad $1/10 \div 1/5 E_0$ ed ad $1/3 E_0$ corrispondenti rispettivamente a medie- grandi deformazioni ed a piccole deformazioni.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

4.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione: "Grandi opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008").

La vita nominale si assume pertanto pari a $V_N = 100$ anni.

4.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità..... Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Il coefficiente d'uso si assume pertanto pari a $c_U = 2,0$ anni.

4.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3.4 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

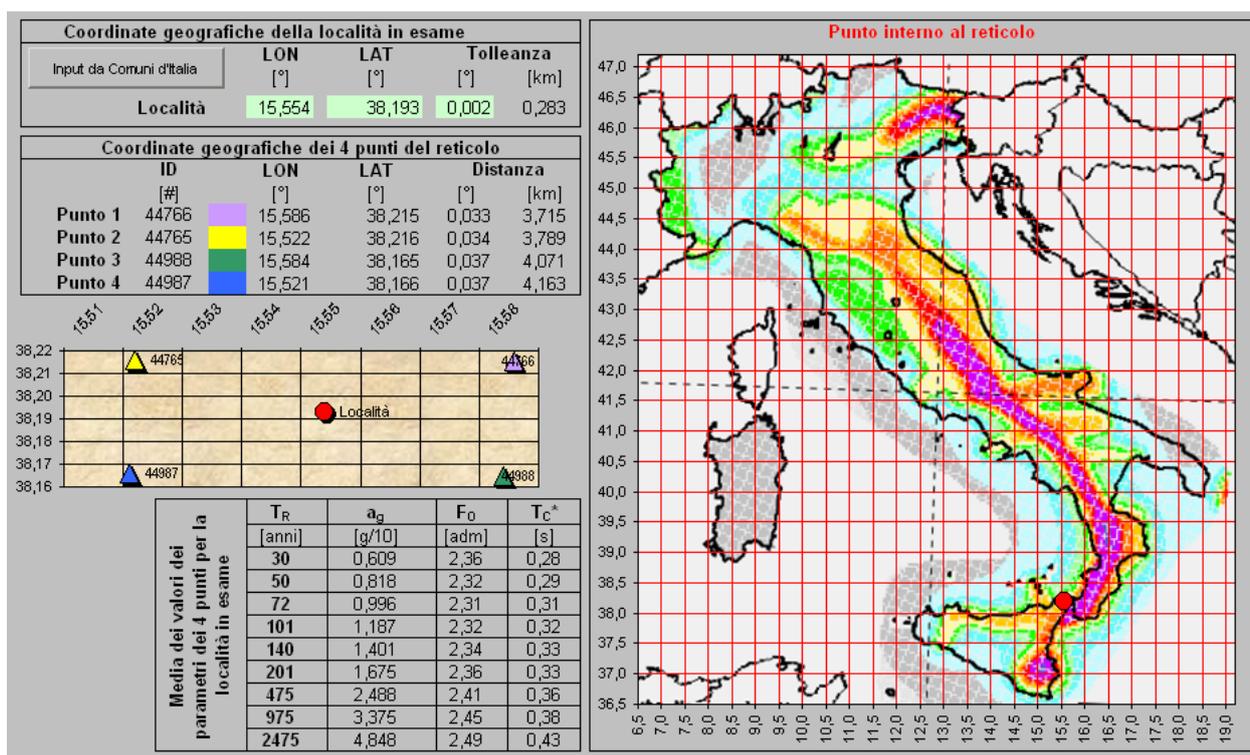
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 1.898 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano il Comune di Messina:



4.3.5 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Dallo studio geotecnico del sito presente nell'elaborato CG0800PRGDSSBC8G000000001B, si evince che non ci sono localmente indagini per caratterizzare la categoria sismica di suolo;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

considerando la sismica a rifrazione SRD3, essa risulta pari a **C**, che include depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistente.

4.3.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

4.3.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- S : è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \cdot S_T$
- essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_c)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_c)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_c)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_c)^{-0,40}$

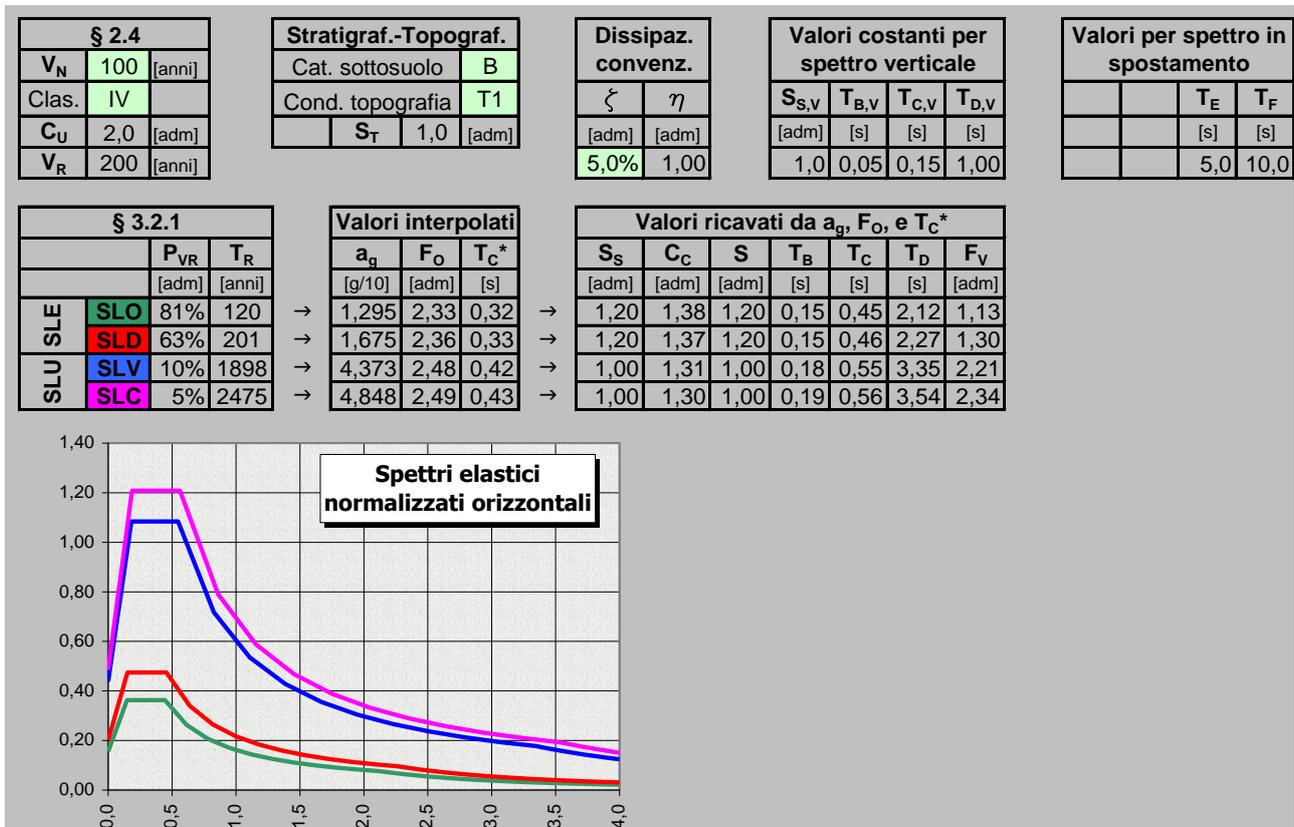
CATEGORIA TOPOGRAFICA	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2

- η : è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione: $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$
- dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 : è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da: $T_C = C_c \cdot T^*_c$; dove C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; $T_B = T_C / 3$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

- TD: è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$

Nel seguito si riportano gli spettri elastici orizzontali relativi al sito ed al terreno.



4.3.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \frac{T_C}{T}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_V è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S_T , S , η sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono invece quelli riportati nella tabella seguente.

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

4.3.9 Spettro di progetto

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata.

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, nelle formule precedentemente riportate e comunque: $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R = 1,0$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

4.4.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.14/01/08 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

4.4.1.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" del D.M. 14 gennaio 2008.

4.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.4.2.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0 ;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

4.4.2.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive.

4.4.2.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

4.4.2.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

4.4.2.5 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

4.4.2.6 Verifiche delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

4.4.3 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; mentre conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tutti i parametri sismici utilizzati per i calcoli sono già specificati al capitolo 4.3 "caratterizzazione della sismicità del luogo" presente all'interno di questa relazione.

4.4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. 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 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 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 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

La Tab. 5.1.V 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, quando

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

pertinente;

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 $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento SS0688_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Esecuzione	0,8	----	0,0	
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Combinazione utilizzata nell'analisi dell'impalcato:

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER LE VERIFICHE ALLO SLU STR			
	γ	Ψ	$\gamma \cdot \Psi$
Peso proprio acciaio	1,35	1,00	1,35
Peso proprio soletta	1,35	1,00	1,35
Permanenti	1,50	1,00	1,50
Effetti primari del ritiro	1,20	1,00	1,20
Effetti secondari del ritiro	1,20	1,00	1,20
Accidentali mezzi	1,35	1,00	1,35
Vento	1,5	0,60	0,90
Deformazioni termiche	1,20	0,60	0,72

Azione base accidentali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 FASI COSTRUTTIVE

Le fasi costruttive per l'esecuzione dell'opera in oggetto sono le seguenti:

- Scavo di sbancamento;
- Realizzazione opere provvisoriale;
- Scavo di fondazione;
- Costruzione di pile e spalle;
- Messa in opera del sistema di appoggi;
- Varo dell'impalato metallico;
- Posa in opera predalle e armatura;
- Getto della soletta di impalcato;
- Getto dei cordoli in c.a.;
- Realizzazione opere di finitura (pavimentazione, barriere di sicurezza, reti di protezione ecc.).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

CG0700	P	CL	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	CL	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	02	B
CG0700	P	RB	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	RG	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	SH	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	P7	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	FZ	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	P8	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	Z9	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	PA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	BA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	BA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	02	B
CG0700	P	BA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	03	B
CG0700	P	BZ	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	BZ	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	02	B
CG0700	P	SA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	01	B
CG0700	P	SA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	02	B
CG0700	P	BA	D	S	SC	C5	VI	V0	00	00	04	B

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

7 ANALISI IMPALCATO

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Si procede ora all'analisi dei carichi agenti sull'impalcato ed alla relativa ripartizione alle travi longitudinali in acciaio.

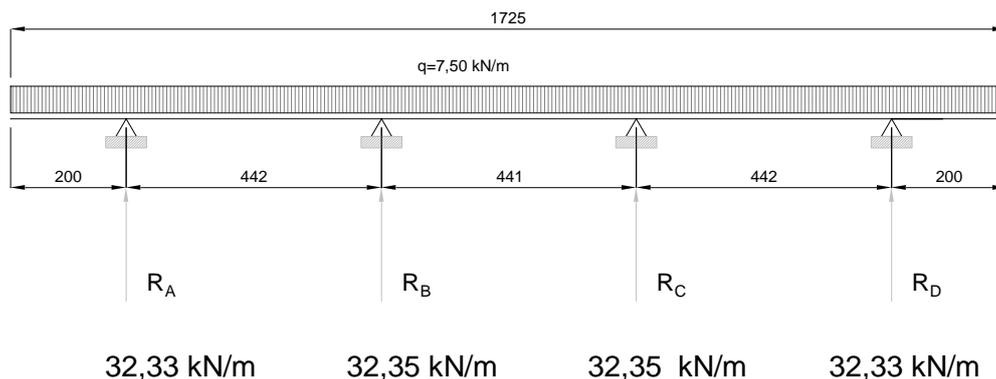
7.1.1 Impalcato metallico

Essendo le travi a sezione variabile, il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=7.850$ daN/m³; tali pesi sono poi stati incrementati del 40% per considerare il peso di coprigiunti, saldature, irrigidimenti, piastre, pioli, etc.

7.1.2 Soletta in c.a.

$$q_{\text{soletta}} = 0,30 \cdot 2,500 = 7,50 \text{ kN/m} \quad \text{peso proprio soletta c.a.}$$

CAMPATA 1



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

7.1.3 Permanenti

$q_{\text{cordolo}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}$ peso proprio cordolo

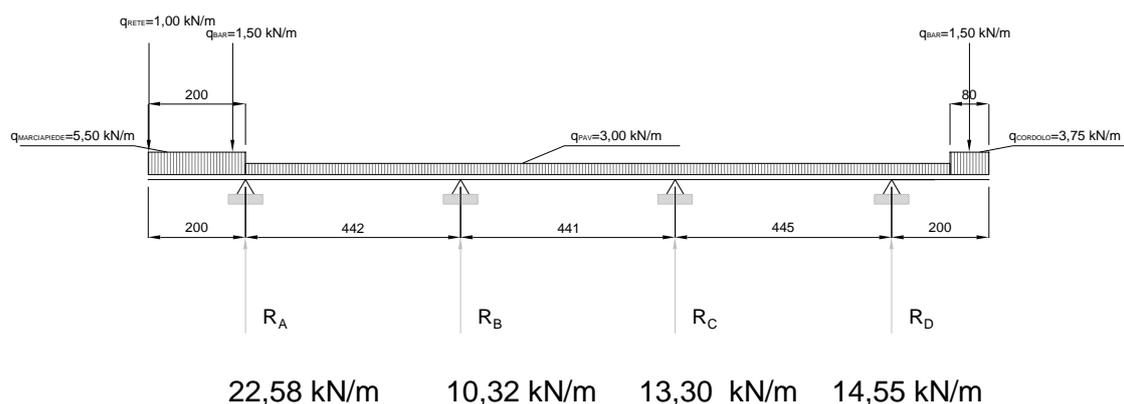
$q_{\text{marciapiede}} = 0,22 \cdot 25,00 = 5,50 \text{ kN/m}$ peso proprio marciapiede

$q_{\text{pav}} = 3,00 \text{ kN/m}$ peso pavimentazione

$q_{\text{barriera}} = 1,50 \text{ kN/m}$ peso barriera

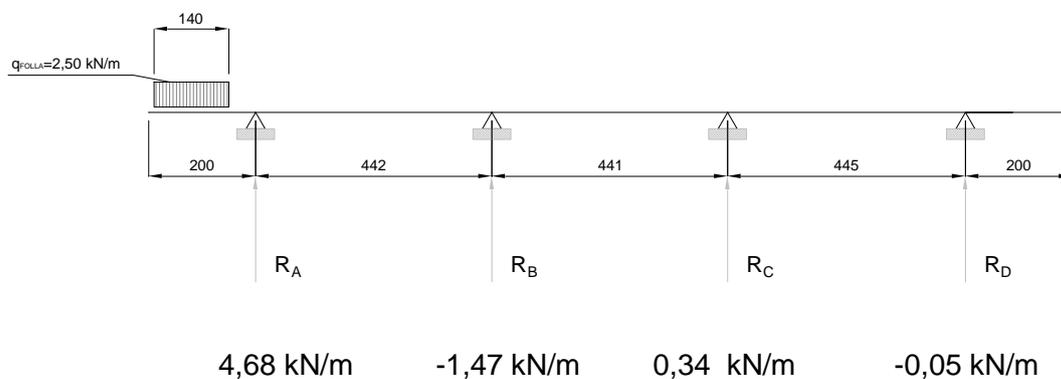
$q_{\text{rete}} = 1,00 \text{ kN/m}$ peso rete

CAMPATA 1



7.1.4 Carico accidentale folla

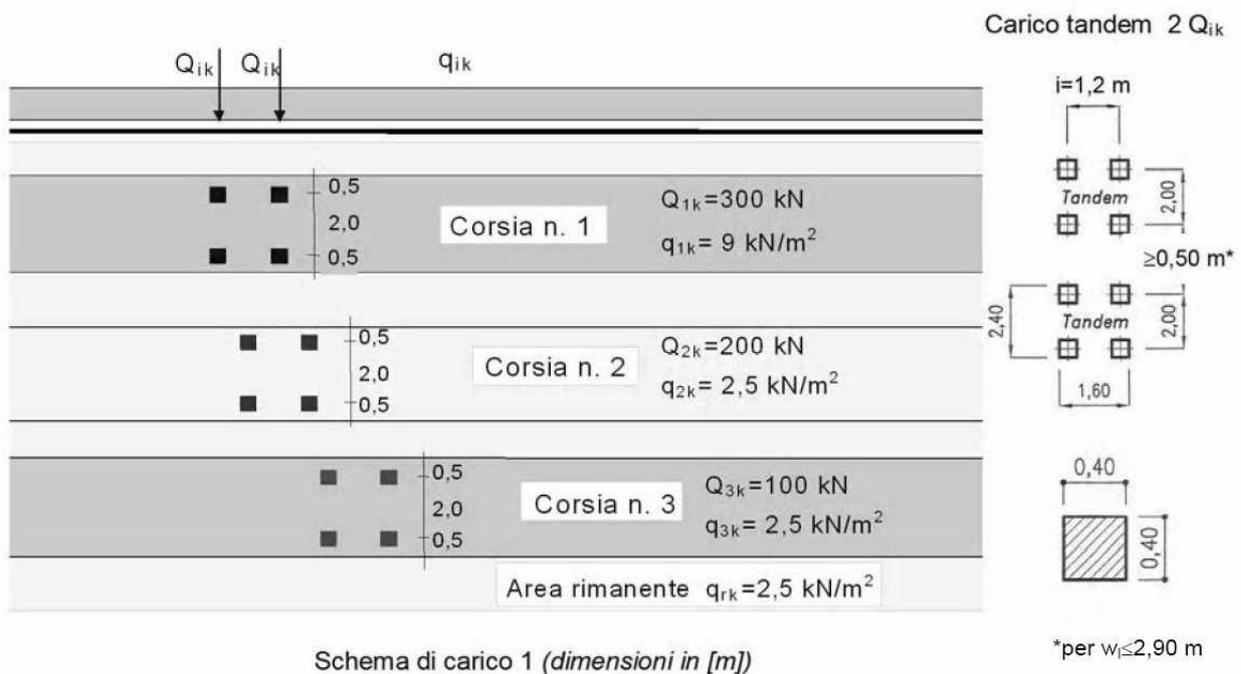
Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di 5 kN/mq , secondo lo schema 5 delle norme.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

7.1.5 Carico accidentale mezzi esercizio

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

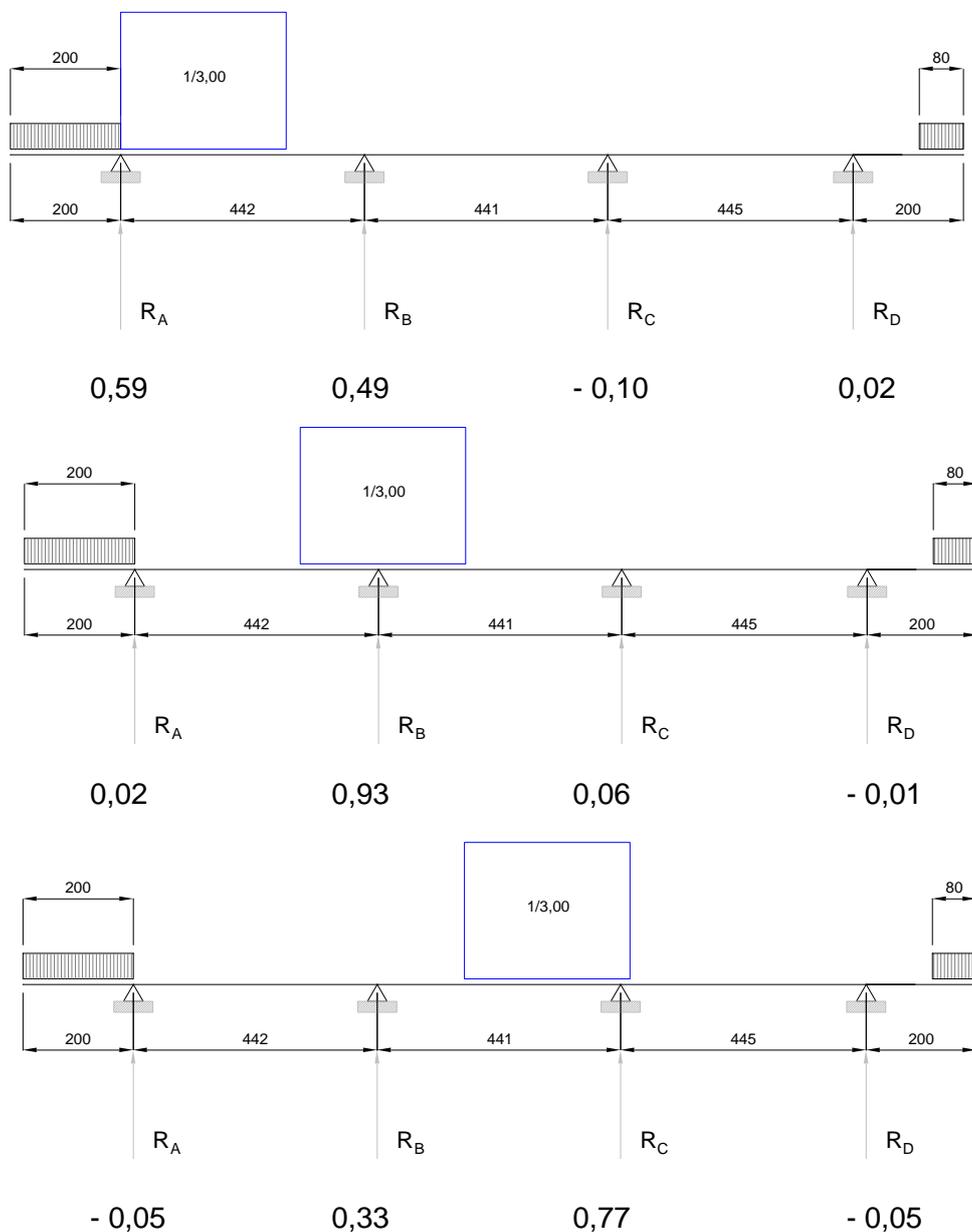
Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

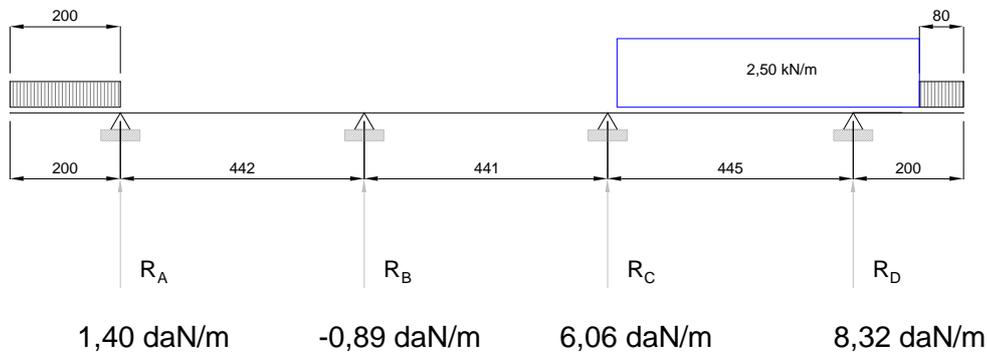
effetti dinamici.

7.1.6 Condizioni di carico trasversali

Il carico dovuto ai mezzi viaggianti è stato assegnato utilizzando delle linee fittizie che simulano l'andamento delle corsie convenzionali. Tali linee sono state inserite nel codice di calcolo SAP2000 assumendo gli schemi di seguito riportati:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0



7.1.7 Carico accidentale mezzi per fatica

I carichi previsti dal D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria e relativamente alla statica longitudinale sono i seguenti:

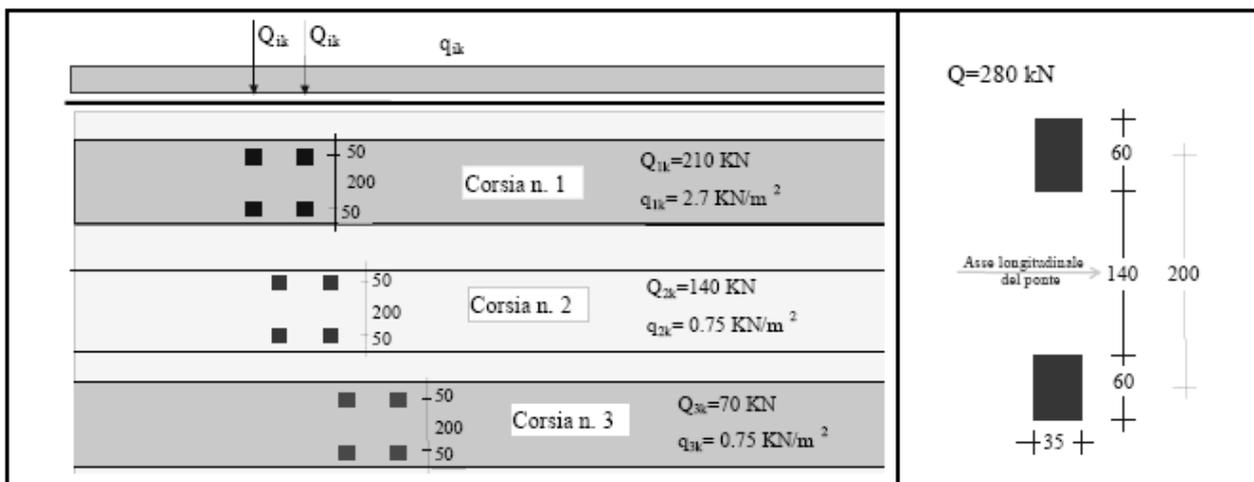


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [KN]	q_{ik} [KN/mq]
Corsia numero 1	210	2,7
Corsia numero 2	140	0,75
Corsia numero 3	70	0,75
Altre corsie		0,75

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.8 Deformazione termica

Si è considerata una variazione termica differenziale pari a 20°C/m positiva verso l'alto; tale variazione viene considerata come un carico accidentale, e quindi applicata alla struttura mista acciaio-calcestruzzo.

7.1.9 Effetti dovuti al ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle NTC 2008 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

CALCOLO DI ε_{cs}

$$A_c = 1.725 \cdot 30 = 51.750 \text{ cm}^2$$

Area sezione di conglomerato

$$u = 2 \cdot (30 + 1.725) = 3.510 \text{ cm}$$

Perimetro a contatto con l'atmosfera

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 51.750}{3.510} = 29,48 \text{ cm} \approx 295 \text{ mm}$$

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = 33.643 \text{ N/mm}^2 = 336.430 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

Considerando una umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 32 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2008 e inserita in seguito, si ottiene:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{-0,03475 - (-0,02750)}{40 - 20} \cdot (32 - 20) + (-0,03475) = -0,02931 \%$$

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Dalla tabella 11.2.Vb si interpola il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = 295$ mm:

$$k_h = \frac{-(0,85 - 0,75)}{300 - 200} \cdot (295 - 200) + 0,85 = 0,755$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0,769 \cdot (-0,02931) = -0,02213 \%$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{[(t - t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02213) = -0,02213 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,50 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,50 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,50 \cdot 10^{-5} \%$$

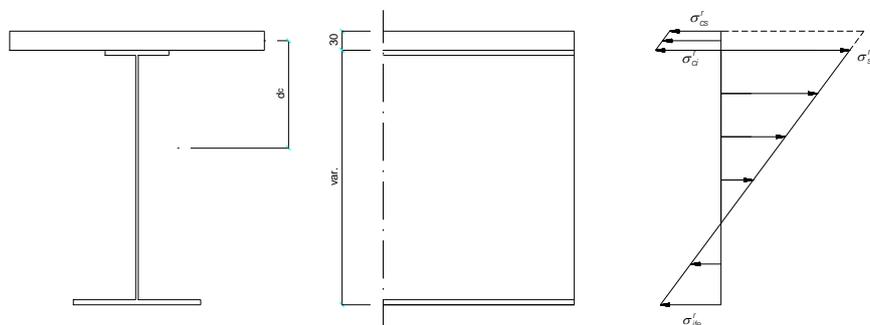
La deformazione totale da ritiro vale: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,00022$

Il coefficiente di omogeneizzazione vale: $\varphi_{\infty} = \frac{2,2 - 1,9}{60 - 20} \cdot (60 - 29,5) + 1,9 = 2,13$

$$n^* = \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi_{\infty}) = \frac{2.100.000}{336.430} \cdot (1 + 2,13) = 19,53$$

$$N_{r\text{ tot}} = \varepsilon_{r\infty} \cdot \frac{E_s}{n^*} \cdot A_c = 0,00022 \cdot \frac{2.100.000}{19,53} \cdot 51.750 = 1.224.194 \text{ daN}$$

7.1.9.1 Effetti primari del ritiro



Il fenomeno del ritiro induce tensioni supplementari nella soletta in c.a. e nelle piattabande in acciaio, valutate secondo le seguenti formule:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$\sigma_{cs}^r = \frac{N_r}{A_c} - \frac{N_r}{n^* \cdot A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{cs}} \quad \text{tensione nel calcestruzzo al lembo superiore}$$

$$\sigma_{sfe}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{sfe}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo superiore}$$

$$\sigma_{ife}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{ife}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo inferiore}$$

7.1.9.2 Effetti secondari del ritiro

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti; i risultati sono stati riportati in precedenza nelle caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti:

$\alpha=0,00001$ coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;

$$\chi = \frac{N_r \cdot (H-y)}{E \cdot J} \quad \text{distorsione angolare;}$$

$$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha} \quad \text{deformazione termica per unità di lunghezza.}$$

7.1.10 Azione di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} < [q_3 = 0,6 \times (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_1 \times L] < 900 \text{ kN}$$

7.1.11 Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrisponde ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2 \times Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il ponte è in rettilineo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

7.1.12 Azione indotta dal vento

7.1.12.1 Definizione

Per il calcolo delle azioni del vento, le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 2008) prendono in esame situazioni progettuali in cui possono nascere particolari fenomeni di interazione vento-struttura. Tra questi vengono segnalati gli effetti torsionali sugli impalcati da ponte, per i quali si rimanda ad analisi specifiche e metodologie di comprovata validità. Si è quindi deciso di considerare l'azione del vento così come viene valutata con le nuove "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

Il calcolo prevede l'individuazione di una pressione cinetica di picco del vento q_p funzione della Zona di riferimento, categoria di esposizione, classe di rugosità e tempo di ritorno dell'evento.

Questa pressione permette, quindi, la determinazione delle azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento, che possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_x e f_y e un momento torcente m_z , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento dell'impalcato. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$

dove

c_{fx} , c_{fy} , c_{mz} coefficienti aerodinamici di forza e momento

l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti

I coefficienti aerodinamici per un impalcato isolato sono riportati in Tabella 4.1 in funzione del rapporto geometrico d/h_{tot} (vedi figura 4.1)

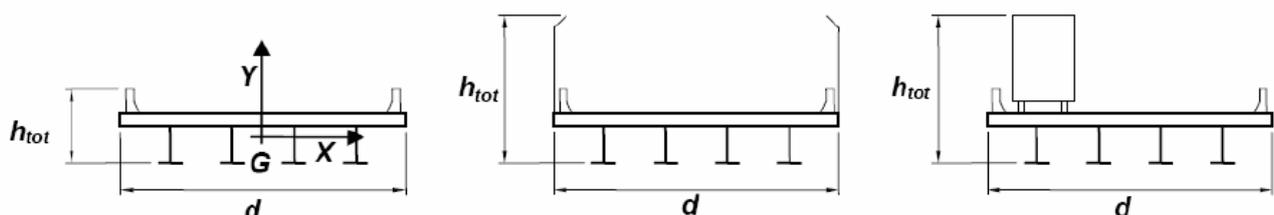


Figura 4.1 - Schema azioni vento ponte

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento SS0688_F0.doc	Rev Data F0 20/06/2011

Coefficiente aerodinamico	Indicazioni	Dimensione di riferimento
$c_{FX} = \begin{cases} 2,0 & 0,1 \leq d/h_{tot} < 0,2 \\ 1,65 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 3,15 & 0,2 \leq d/h_{tot} < 0,7 \\ -1,64 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 2,15 & 0,7 \leq d/h_{tot} < 2 \\ \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	Struttura snella (CNR-DT207 - § G.10.3) (CNR-DT207 - § G.11.1)	$l = h_{tot}$ $l = d$
$c_{FY} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	(CNR-DT207 - § G.11.1)	$l = d$
$c_{mZ} = \pm 0,2$	(CNR-DT207 - § G.11.1)	$l = d$

Tabella 4.1 – Coefficienti aerodinamici CNR-DT 207

7.1.12.2 CNR-DT 207/2008 V. 1.02 Tipo di opera

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

DATI SITO

Parametro Zona	$v_{b,0} =$	28,0 m/s
Parametro Zona	$a_0 =$	500 m
Parametro Zona	$k_a =$	0,36
Altezza sito s.l.m.	$a_s =$	84 m
Coefficiente di altitudine	$c_a =$	1,00
Velocità base riferimento	$v_b =$	28,0 m/s

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Tempo di ritorno	TR =	100 anni
Coefficiente di ritorno	$c_r =$	1,06
Velocità riferim. Progetto	$v_r =$	29,75 m/s
Coefficiente di topografia	$c_t =$	1,00
Esposizione sito	$k_r =$	0,17
Esposizione sito	$z_0 =$	0,01 m
Esposizione sito	$z_{min} =$	2 m
Densità media aria	$\rho =$	1,25 daN/m ³

Dati geometrici impalcato

altezza trave	2,00 m
spessore soletta	0,30 m
spessore marciapiede	0,22 m
delta per pendenza trasversale	2,50 %
altezza barriera	0,00 m
spessore pavimentazione	0,11 m
Altezza carico stradale	3,00 m
altezza centro impalcato dal suolo	15,00 m
larghezza fuori tutto	17,25 m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

7.1.12.3 Azione del vento a ponte scarico

Ponte scarico

altezza investita	2,95 m
quota riferimento	16,48 m
rapporto d/h_{tot}	5,84
coefficiente di esposizione	3,08
pressione picco vento	1,71 kN/m ²
coefficiente di forza X trasversale	0,23
coefficiente di forza Y verticale	1,20
coefficiente di momento	0,20
Risultante pressione X	6,80 kN/m
Risultante pressione Y	35,32 kN/m
Momento torcente	101,55 kNm/m

valori validi per rapporto $d/h_{tot} > 2$
--

7.1.12.4 Azione del vento a ponte carico

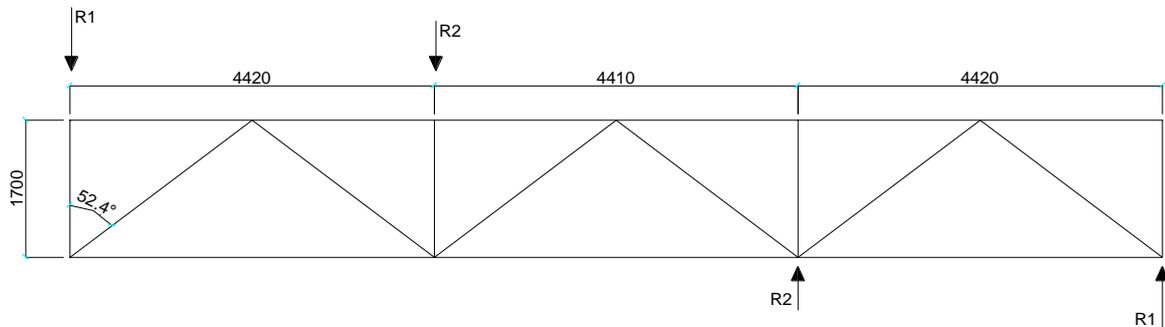
Ponte carico

altezza investita	5,84 m
quota riferimento	17,92 m
rapporto d/h_{tot}	2,95
coefficiente di esposizione	3,14
pressione picco vento	1,74 kN/m ²
coefficiente di forza X trasversale	0,53
coefficiente di forza Y verticale	1,00
coefficiente di momento	0,20
Risultante pressione X	15,76 kN/m
Risultante pressione Y	29,80 kN/m
Momento torcente	103,30 kNm/m

valori validi per rapporto $d/h_{tot} > 2$
--

Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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 valore della reazione R1 si ottiene dall'equazione:

$$M_v = 15,76 \cdot \frac{5,84}{2} + 103,30 = 149,30 \text{ kNm}$$

$$149,30 = 2 \cdot (R1_{\text{vento}} \cdot 6,625 + R2_{\text{vento}} \cdot 2,205);$$

il rapporto tra le due incognite è:

$$R2_{\text{vento}} = R1_{\text{vento}} \cdot 0,333, \text{ da cui:}$$

$$R1_{\text{vento}} = 10,14 \text{ kN} \quad R2_{\text{vento}} = 3,38 \text{ kN}$$

Azione sulla trave esterna sx: $q_{\text{vento}} = \frac{29,80}{4} + 10,14 = 17,59 \text{ kN/m}$

Azione sulla trave interna sx: $q_{\text{vento}} = \frac{29,80}{4} + 3,38 = 10,83 \text{ kN/m}$

Azione sulla trave interna dx: $q_{\text{vento}} = \frac{29,80}{4} - 3,38 = 4,07 \text{ kN/m}$

Azione sulla trave esterna dx: $q_{\text{vento}} = \frac{29,80}{4} - 10,14 = -2,69 \text{ kN/m}$

Per la determinazione dell'azione del vento agente sui traversi si ricorre a favore di sicurezza ad un modello di calcolo "locale" descritto in seguito nella fase di verifica dei traversi stessi.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.13 Combinazione di carico

Combinazione utilizzata nell'analisi dell'impalcato:

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER LE VERIFICHE ALLO SLU STR			
	γ	ψ	$\gamma*\psi$
Peso proprio acciaio	1,35	1,00	1,35
Peso proprio soletta	1,35	1,00	1,35
Permanenti	1,50	1,00	1,50
Effetti primari del ritiro	1,20	1,00	1,20
Effetti secondari del ritiro	1,20	1,00	1,20
Accidentali mezzi	1,35	1,00	1,35
Vento	1,5	0,60	0,90
Deformazioni termiche	1,20	0,60	0,72

Azione base accidentali

7.1.14 Azione indotta dagli appoggi per effetto della deformazione termica

L'azione d'attrito è stata valutata in base alla deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di 30 °C. La forza d'attrito agente su ciascuna sottostruttura è infatti ottenuta come la suddetta deformazione moltiplicata per la rigidezza dell'appoggio.

Nella tabella seguente si riporta l'azione d'attrito relativa a ciascuna sottostruttura e la costante elastica di calcolo degli isolatori d'appoggio; la forza H_{att} indicata corrisponde alla forza totale sulla sottostruttura, pari alla forza derivante da ogni singolo isolatore per il numero di appoggi presenti.

	Δl_{long}	k_h	H_{att}
	mm	kN/mm	kN
SpA	13	1,50	77
P1	6,5	1,50	39
P2	6,5	1,50	39
SpB	13	1,50	77

Prudenzialmente si assume come forza d'attrito il massimo tra le H_{att} descritte nella tabella soprastante ed il 3% dei carichi permanenti.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.2 ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI

I giunti devono essere in grado di assorbire una deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di ± 30 °C. Tale deformazione risulta nulla in corrispondenza del baricentro dell'impalcato metallico e cresce all'aumentare della distanza dal giunto in questione al baricentro stesso. I giunti devono inoltre garantire lo spostamento dovuto alle azioni sismiche derivanti dalla modellazione. Si espongono nel seguito i valori delle escursioni termiche e degli spostamenti sismici per i giunti presenti nell'opera in oggetto:

	Δl_{term}	Δl_{sism}	$\Delta l_{ammesso}$
	mm	mm	mm
SpA	±4	±191	±200
SpB	±13	±191	±200

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI SPOSTAMENTI SOTTOSTRUTTURE

8.1 INTRODUZIONE

Allo scopo di stimare numericamente gli spostamenti che interessano le strutture di fondazione (spalle A e B), a supplemento della loro valutazione analitica sulla base delle relazioni fornite dalle NTC 2008, è stato sviluppato un modello di calcolo FEM tramite il software Phase2 v.7.0 (Rocscience - Toronto, Canada) che consente nello specifico di riprodurre in sequenza le differenti situazioni/condizioni di carico tramite successivi stages di calcolo. L'analisi è stata condotta sia con riferimento alle condizioni statiche che alle condizioni sismiche.

Grazie ai risultati ottenuti dall'analisi in condizioni sismiche è possibile avvallare l'assunzione fatta in sede di progettazione sulla capacità delle spalle di subire spostamenti relativi rispetto al terreno e giustificare quindi l'assunzione del coefficiente di riduzione sismica $\beta_m = 0,31$ indicato dalle NTC 2008 al punto 7.11.6.2.1.

In particolare è necessario valutare lo spostamento orizzontale relativo fra le spalle A e B onde verificare l'escursione massima fornita dai giunti predisposti fra l'impalcato e le spalle stesse.

La configurazione di carico più gravosa in termini di spostamenti previsti è ovviamente la sismica laddove il campo di spostamenti che interessa le sottostrutture in esame è composto dalle seguenti aliquote:

1. spostamento subito dal terreno di fondazione per effetto del sisma;
2. spostamento connesso allo scorrimento della soletta di fondazione sul proprio piano di appoggio;
3. spostamento indotto dalla deformata elastica del paramento della spalla sottoposto ai carichi agenti in condizione sismica.

Per completezza di analisi è stato valutato inoltre lo scorrimento sul piano di posa della fondazione in condizioni statiche.

All'interno delle "Specifiche tecniche per il progetto definitivo e il progetto esecutivo dei collegamenti stradali e ferroviari" al punto 3.2.3.3.3, è esplicitato che "...si può ragionevolmente prefigurare il mantenimento delle condizioni di spinta a riposo in presenza di spostamenti attesi inferiori a $5 \times 10^{-4} H$ m essendo H l'altezza fuori terra dell'opera".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In letteratura (Bowles, 1991), si definiscono, al variare della tipologia del terreno, dei rapporti minimi tra spostamento orizzontale ed altezza dell'elemento di sostegno per l'instaurarsi della spinta attiva, ovvero l'entità minima della traslazione affinché lo spostamento sia da considerarsi non trascurabile e l'opera stessa libera di traslare. Per terreni incoerenti densi, (ovvero i rilevati lavorati con rulli compattatori relativi al caso in esame), il Bowles definisce tale spostamento pari a $0,001H \div 0,002H$, dove H rappresenta l'altezza dell'opera di sostegno; in definitiva si può quindi assumere prudenzialmente un valore della traslazione pari allo 0,5‰ come assunto dalle specifiche tecniche affinché sussistano le condizioni per la mobilitazione della spinta attiva in condizioni sismiche.

Nel caso in esame, si evidenzia che lo spostamento relativo di cui sopra, è rappresentato esclusivamente dallo scorrimento della soletta di fondazione sul proprio piano di appoggio, trascurando, conservativamente, il contributo dovuto alla deformazione flessionale del paramento. Come si vedrà, esso è ampiamente superiore al citato limite del 0,5‰H.

8.2 MODELLAZIONE ED ANALISI

8.2.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

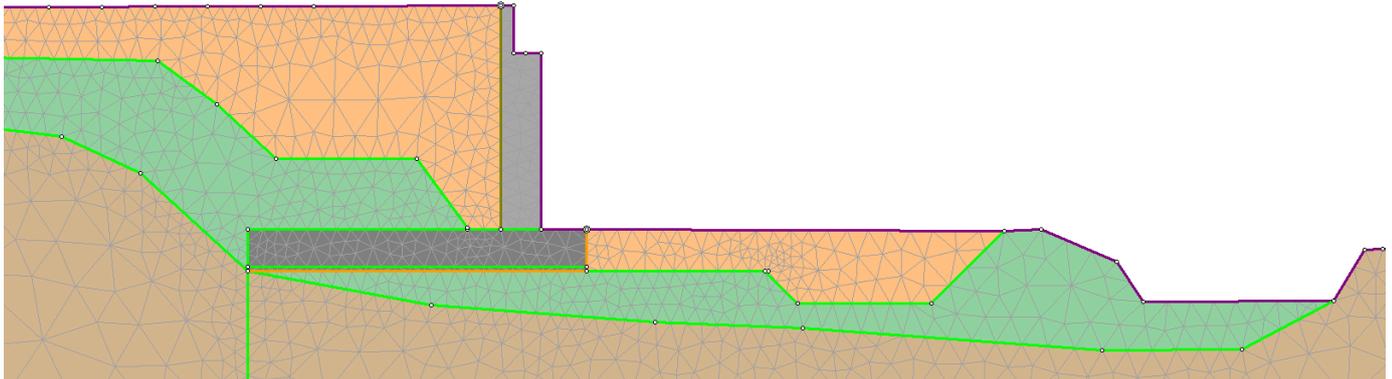
Il modello FEM sviluppato riproduce la sezione geologica longitudinale dell'opera estesa su una lunghezza di circa 300 m in modo da ridurre l'incidenza delle condizioni di vincolo al contorno sul campo tensio-deformativo nel volume di terreno che interessa le opere fondazionali.

Le figure seguenti forniscono la visione d'insieme del modello ed il dettaglio in corrispondenza delle sottostrutture.

La stratigrafia è stata riprodotta coerentemente con quanto indicato al capitolo *Caratterizzazione Geotecnica del luogo* della presente relazione di calcolo. La formazione direttamente interagente con le opere a livello di fondazione è quella dei Depositi Alluvionali.



Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m ³)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Dilation Angle (deg)	Friction Angle (peak) (deg)	Friction Angle (residual) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Cohesion (residual) (kPa)	Intact Compressive Strength (kPa)	m (peak)	n (peak)	a (peak)	Properties Staged?	Properties Datum Dependent	Piezo Line	Ru
Ghiaie di Messina - I	Light Brown	Field Stress and Body Force	19	Isotropic	55000	0.25	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	39	34	0	0					Yes	Yes	None	0
CLS fondazione	Grey	Body Force Only	25	Isotropic	3.122e+007	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic							24000	11.5	0.062	0.501	Yes		None	0
Terreno Rilevato	Orange	Body Force Only	18	Isotropic	40000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	35	35	0	0					Yes		None	0
CLS elevazione	Grey	Body Force Only	25	Isotropic	3.504e+007	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic							33200	11.5	0.062	0.501	Yes		None	0
Depositi alluvionali	Green	Field Stress and Body Force	20	Isotropic	80000	0.3	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	40	34	0	0					Yes		None	0
Ghiaie di Messina-pendio	Light Brown	Field Stress and Body Force	19	Isotropic	290000	0.25	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	39	34	0	0					Yes		None	0
Ghiaie di Messina - II	Light Brown	Field Stress and Body Force	19	Isotropic	55000	0.25	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	39	34	0	0					Yes	Yes	None	0
Ghiaie di Messina - III	Light Brown	Field Stress and Body Force	19	Isotropic	290000	0.25	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	39	34	0	0					Yes	Yes	None	0



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.2.2 PROPRIETA' MECCANICHE DEI TERRENI

Agli elementi finiti riproducenti le formazioni Ghiaie di Messina, Depositi alluvionali e terreno di rilevato è stato assegnato un materiale isotropo con legame costitutivo del tipo elasto-plastico e criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Alle unità geotecniche interessate sono stati attribuiti pesi propri e parametri di resistenza di picco e residui così come esplicitati al capitolo *Caratterizzazione Geotecnica del Luogo* (angolo di attrito interno).

L'attribuzione delle caratteristiche di deformabilità è stata effettuata specificatamente per le differenti condizioni statiche e dinamiche analizzate come meglio specificato qui di seguito.

- *Analisi in condizioni statiche*: si considerano i valori del modulo elastico corrispondenti alle medie-deformazioni, pari al circa 1/3 il valore del modulo elastico iniziale E_0 .
- *Analisi in condizioni sismiche*: si considerano i valori del modulo elastico iniziale E_0 (rigidezza a piccole deformazioni).

Nel seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali così come introdotte nel modello ad elementi finiti. Le relazioni esponenziali che legano il Modulo E alla profondità misurata dal p.c., definite al capitolo *Caratterizzazione Geotecnica del Luogo*, sono state opportunamente linearizzate per essere implementate poi nel software di calcolo.

Limitatamente alla zona del modello individuata dai pendii laterali, per limitazioni intrinseche del programma di calcolo, è stato definito un unico valore del modulo elastico (statico – dinamico) valutato considerando il valore medio rappresentativo dell'approfondimento sotto piano-campagna. Sempre per necessità di modellazione, l'intera formazione Ghiaie di Messina è stata suddivisa in tre zone aventi differente potenza (e quindi differenti valori del modulo elastico funzione della profondità da p.c.).

Ghiaie di Messina - I

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	115 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3)Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3)Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3)Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)
-

Ghiaie di Messina - II

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	97 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3)Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3)Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3)Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Ghiaie di Messina - III

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	290000 kPa
Datum	97 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

Unit weight: Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3)Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 870000 kPa (factor = 3)Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3)Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Ghiaie di Messina-pendio

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 1

Unit weight: Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Terreno Rilevato

Initial element loading	body force only
Unit weight	18 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	40000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	35 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- Young's modulus: 120000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.43 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.43 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Depositi alluvionali

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	20 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	80000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	0 kPa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 1

- **Unit weight:** Young's modulus: 240000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.4 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.4 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

8.2.3 PROCEDURA DI CALCOLO

L'analisi è stata condotta secondo i seguenti stages di calcolo:

1. **stage: inizializzazione del modello.** Si determina lo stato tensionale in situ corrispondente alla configurazione orografica della sezione modellata, considerando la presenza, in termini di carichi agenti, delle sole spalle.
2. **stage: condizioni di carico d'esercizio (statiche).** Si valutano gli spostamenti delle platee di fondazione delle spalle per effetto dello scorrimento sulla superficie di appoggio. Nel modello vengono attivati appositi elementi "joint" per riprodurre il comportamento semplicemente attritivo (criterio di resistenza alla Mohr-Coloumb) dell'interfaccia fra fondazione e terreno e paramento-rinterro a tergo. Come anticipato si considerano i valori del modulo elastico corrispondenti alle medie-deformazioni, pari al circa 1/3 il valore del modulo elastico iniziale E_0 .

In prossimità del piano di spiccato delle fondazioni delle due spalle è stato applicato un sistema di tensioni normali corrispondenti alle azioni risultanti a spiccato fondazione previste nella generica combinazione SLE-frequente, il cui effetto non sia già contemplato dal modello di calcolo (ad esempio la spinta delle terre a tergo del paramento, il peso proprio di questo e della platea di fondazione).

3. **stage: condizioni di carico sismiche.** Si implementa un'analisi *pseudo-statica* per simulare l'evento sismico di progetto (SLV). Il software di calcolo genera in automatico un campo di forze (orizzontali e verticali, corrispondentemente alle direzioni di azione assunte per il sisma) proporzionali alla massa dei singoli elementi shell della *mesh* che discretizza il terreno tramite il coefficiente sismico k_h , calcolato come da letteratura per l'analisi sismica

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

pseudo-statica:

$$k_h = 0.5 \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove

$g \text{ [m/s}^2\text{]} =$	9.810	accelerazione di gravità
$a_{\max} =$	0.4373	$= S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$ - accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$S_S =$	1.000	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	1.000	coefficiente di amplificazione topografica

In base alle precedenti assunzioni si ottengono i seguenti coefficienti sismici

$k_h =$	0.21865	coeff. sismico orizzontale
$k_v =$	0.109325	coeff. sismico verticale

La determinazione dei coefficienti sismici per l'analisi pseudo-statica sopra riportata è da considerarsi a favore di sicurezza, nell'ottica della determinazione degli spostamenti relativi delle spalle. Come descritto infatti al 7.11.3.5.2 (Progettazione per azioni sismiche, Metodi di analisi), è consentito utilizzare nella determinazione del k_h in luogo del fattore 0.5 (da letteratura) il fattore β_s variabile in funzione della sismicità del sito e della categoria del sottosuolo (nel caso in esame $\beta_s = 0.28$).

Per le azioni sismiche statiche equivalenti (generate automaticamente dal software) sono state considerate le due seguenti combinazioni di calcolo, corentemente con quanto effettuato, nella presente relazione, in sede di verifica delle spalle:

C++_sisma orizzontale da s_x verso d_x (nel piano della sezione di analisi)

+

sisma verticale dal basso verso l'alto (nel piano della sezione di analisi)

C+-_sisma orizzontale da s_x verso d_x (nel piano della sezione di analisi)

+

sisma verticale dall'alto verso il basso (nel piano della sezione di analisi)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Come descritto per il precedente stage di calcolo, in prossimità del piano di spiccato delle fondazioni delle due spalle è stato applicato un sistema di tensioni normali corrispondenti alle azioni risultanti previste nella combinazione SLU-sismica, il cui effetto non sia già contemplato dal modello di calcolo.

Si specifica che l'obiettivo della seguente analisi è la determinazione degli spostamenti interessanti le spalle dell'opera (a livello spiccato di fondazione) dovuti alla deformazione propria del terreno di sedime sottoposto all'accelerazione sismica e all'eventuale scorrimento della fondazione sul piano di appoggio. Non è stato quindi valutato lo stato deformativo che interessa il paramento delle spalle. Esso è stato ad ogni modo stimato in pochi mm, quindi un ordine di grandezza inferiore rispetto agli spostamenti generati dal moto sismico del terreno e dallo scorrimento della fondazione.

Si evidenzia che nel terzo stage dell'analisi è imposto un decadimento delle proprietà meccaniche dei giunti posti in corrispondenza dell'interfaccia spalla-terreno, per effetto dell'azione ciclica del sisma. In particolare all'angolo di attrito che regola lo scorrimento all'interfaccia fondazione-piano di appoggio, è assegnato conservativamente il valore a volume costante proprio della formazione interferente (Depositi Alluvionali, 34°).

Per quanto concerne il giunto posto all'interfaccia paramento-rinterro si assume per la condizione statica e dinamica il valore $\delta = 2/3 \varphi = 23.33^\circ$.

8.3 RISULTATI

8.3.1 SCORRIMENTO DELLE SPALLE SUL PIANO DI APPOGGIO

Lo scorrimento delle singole spalle sul proprio piano di appoggio è stato valutato dal valor medio dello spostamento a taglio riscontrato sull'elemento joint modellato all'interfaccia soletta di fondazione – terreno.

Lo spostamento medio valutato per le due singole spalle, nella condizione statica e sismica (C++ e C+-) è fornito qui di seguito. Gli spostamenti valutati in condizioni sismiche si intendono comprensivi dell'aliquota maturata in condizioni statiche.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Spalla A

scorrimento max sul piano di appoggio della fondazione

Statica =	2.2	mm
Sismica ++ =	73.0	mm
Sismica +- =	133.0	mm

Spalla B

scorrimento min sul piano di appoggio della fondazione

Statica =	0.6	mm
Sismica ++ =	2.1	mm
Sismica +- =	1.0	mm

Spostamento relativo per scorrimento (SA - SB)

Sismica ++ =	70.9	mm
Sismica +- =	132.0	mm

Lo spostamento orizzontale minimo in spalla A di 73.00 mm è maggiore del limite del 0.5‰ $H_{\text{paramento}} = 7.5$ mm.

Dall'analisi FEM condotta emergono valori di scorrimento massimo dell'ordine dell'9‰ dell'altezza del paramento (7.8‰ dell'altezza complessiva della spalla). Si sottolinea come lo spostamento ottenuto possa essere ragionevolmente considerato un limite superiore, sulla base delle seguenti considerazioni:

- Il modello realizzato è del tipo piano: l'analisi si riferisce cioè ad un metro della spalla considerato in direzione trasversale alla spalla. Si trascura pertanto il contributo resistente dovuto all'attrito lungo le superfici laterali della spalla ed eventuali aliquote di resistenza connesse alla reale natura tridimensionale del problema.
- L'analisi pseudo-statica è stata condotta considerando il coefficiente sismico ottenuto secondo l'approccio tradizionale da letteratura (seguito peraltro anche dall'EC8). In questa sede si specifica che l'a medesima analisi è stata condotta anche considerando il coefficiente sismico orizzontale calcolato secondo le indicazioni del 7.11.3.5.2 delle NTC (Progettazione per azioni sismiche, Metodi di analisi), utilizzando cioè nella determinazione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

del kh il fattore $\beta_s = 0.28$. Si trova in questo caso che lo scorrimento della spalla A sul piano di appoggio, in condizioni sismiche, diminuisce significativamente (scorrimento medio pari a 35 mm).

8.3.2 SPOSTAMENTO RELATIVO DEL SUOLO (SPALLA A – SPALLA B)

Lo spostamento relativo fra le due spalle è computato considerando la differenza fra gli spostamenti orizzontali medi rilevati nel modello di calcolo in corrispondenza dell'interfaccia fondazione terreno.

Spostamento del terreno	Sismica ++													
Assoluto spalla A =	67.0	mm												
Assoluto spalla B =	47.0	mm												
Relativo Spalla A - B =	20.0	mm												
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Spostamento del terreno</th> <th colspan="2" style="text-align: right;">Sismica +-</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: right;">Assoluto spalla A =</td> <td style="text-align: right;">64.0</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Assoluto spalla B =</td> <td style="text-align: right;">45.9</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Relativo Spalla A - B =</td> <td style="text-align: right;">18.1</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> </tbody> </table>			Spostamento del terreno	Sismica +-		Assoluto spalla A =	64.0	mm	Assoluto spalla B =	45.9	mm	Relativo Spalla A - B =	18.1	mm
Spostamento del terreno	Sismica +-													
Assoluto spalla A =	64.0	mm												
Assoluto spalla B =	45.9	mm												
Relativo Spalla A - B =	18.1	mm												

8.3.3 ESCURSIONE DEI GIUNTI

Ai giunti è richiesto di garantire lo spostamento massimo relativo fra impalcato e sottostrutture per effetto delle azioni sismiche e termiche.

Le singole componenti di spostamento considerate sono:

- Spostamento dell'impalcato dovuto alla dilatazione termica uniforme (positiva) + 30°C;
- Spostamento dell'impalcato dovuto alla deformazione a taglio massima degli isolatori elastomerici, dedotti in seguito all'analisi dinamica con accelerogrammi e, per confronto, dall'analisi statica equivalente (si considera il maggiore dei due).
- Spostamento relativo fra le spalle mobilitato a livello spiccato fondazioni (scorrimento su piano di posa addizionato a spostamento sismico differenziale del terreno).

Le componenti sopra citate sono addizionate coerentemente con quanto espresso nelle combinazioni di calcolo SLU – sismiche, considerando il 50% dello spostamento indotto dalla

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

variazione termica in concomitanza all'evento sismico.

Si ipotizza inoltre, conservativamente, che il moto delle spalle e dell'impalcato possa avvenire in opposizione di fase, in considerazione della capacità del sistema di isolamento sismico di disaccoppiare la risposta della sovrastruttura da quella delle spalle.

L'escursione minima del giunto sulla singola spalla dovrà risultare soddisfare la relazione seguente:

$$escursione...giunto \geq (s_{isolamento} + s_{fondazione})/2 + 0.5 \cdot s_{termico}$$

$$S_{termico} = 13.0 \text{ mm}$$

$$S_{isolamento} = 191.0 \text{ mm}$$

$$S_{fondazione} = 152.0 \text{ mm}$$

$$S_{totale/2} = 178.0 \text{ mm}$$

L'escursione massima ammessa di 200 mm risulta essere superiore allo spostamento massimo così calcolato.

8.3.4 CONCLUSIONI

Alla luce dei risultati ottenuti dalle analisi numeriche FEM condotte per il viadotto Curcuraci in direzione Reggio Calabria, si ritiene che considerare il solo spostamento sismico differenziale del terreno, determinato come sopra secondo il 3.2.3.3 delle NTC, per la valutazione dello spostamento relativo delle spalle, sia un approccio sufficientemente conservativo. Dalle analisi FEM svolte è emerso infatti che lo spostamento relativo totale fra le spalle dato dallo scorrimento su piano di posa e dallo spostamento sismico differenziale del suolo di fondazione (calcolati secondo un approccio a favore di sicurezza, come meglio descritto nella relazione specifica), è paragonabile allo spostamento differenziale del terreno determinato secondo il 3.2.3.3 delle NTC.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.4 TABULATI DI CALCOLO

Phase2 Analysis Information

Project Settings

- Document Name: RC_01++.2.fez
- Last saved with Phase2 version: 7.018
- Project Title: Project1
- Number of Stages: 3
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Stress Analysis

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- HB Tensile Strength: Reduced to Zero After Tensile Failure
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 0.45
- Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 0.45
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: 0.21865 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: 0.0329 (positive up)
- Seismic load applied in: Stage 3

Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 3 noded triangles
- Number of elements on Stage 1: 9384
- Number of nodes on Stage 1: 4937
- Number of elements on Stage 2: 9384
- Number of nodes on Stage 2: 4937
- Number of elements on Stage 3: 9384
- Number of nodes on Stage 3: 4937

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Reset Displacements

- Displacements reset after: Stage 1

Material Properties

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Material: Ghiaie di Messina - I

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	115 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Material: CLS fondazione

Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.122e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	24900 kPa
mb parameter	11.5

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

s parameter	0.062
a parameter	0.501
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- Young's modulus: 3.5903e+007 kPa (factor = 1.15) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Terreno Rilevato

Initial element loading	body force only
Unit weight	18 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	40000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- Young's modulus: 120000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.43 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.43 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: CLS elevazione

Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m ³
Elastic type	isotropic

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Young's modulus	3.6049e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	33200 kPa
mb parameter	11.5
s parameter	0.062
a parameter	0.501
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Young's modulus:** 4.14564e+007 kPa (factor = 1.15) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Depositi alluvionali

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	20 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	80000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 1

- **Unit weight:** Young's modulus: 240000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.4 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.4 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Material: Ghiaie di Messina-pendio

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 1

- **Unit weight:** Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Ghiaie di Messina - II

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	97 m
Change	8047 kPa/m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Material: Ghiaie di Messina - III

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Elastic
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	290000 kPa
Datum	97 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 870000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Joint Properties

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Joint: Interfaccia fondazione - terreno

Normal stiffness	100000 kPa/m
Shear stiffness	1e-005 kPa/m
Initial joint deformation	not allowed
Pressure from Groundwater Analysis	Not Included
Additional Pressure Inside Joint	Not Included
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa (tension positive)
Cohesion	0 kPa
Friction angle	38 degrees
Stage to allow start of slipping	Stage 2

- Properties changed in Stage 1
- Properties changed in Stage 2
- Properties changed in Stage 3

Joint: Interfaccia paramento - terreno

Normal stiffness	100000 kPa/m
Shear stiffness	1e-005 kPa/m
Initial joint deformation	not allowed
Pressure from Groundwater Analysis	Not Included
Additional Pressure Inside Joint	Not Included
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa (tension positive)
Cohesion	0 kPa
Friction angle	23.33 degrees

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Phase2 Analysis Information

Project Settings

- Document Name: RC_01+- .fez
- Last saved with Phase2 version: 7.018
- Project Title: Project1
- Number of Stages: 3
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Stress Analysis

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- HB Tensile Strength: Reduced to Zero After Tensile Failure
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 0.45
- Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 0.45
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Horizontal seismic load coefficient: 0.21865 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.109325 (positive up)
- Seismic load applied in: Stage 3

Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 3 noded triangles
- Number of elements on Stage 1: 9384
- Number of nodes on Stage 1: 4937
- Number of elements on Stage 2: 9384
- Number of nodes on Stage 2: 4937
- Number of elements on Stage 3: 9384
- Number of nodes on Stage 3: 4937

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Reset Displacements

- Displacements reset after: Stage 1

Material Properties

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Material: Ghiaie di Messina - I

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	115 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Material: CLS fondazione

Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.122e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	24900 kPa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

mb parameter	11.5
s parameter	0.062
a parameter	0.501
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Young's modulus:** 3.5903e+007 kPa (factor = 1.15) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Terreno Rilevato

Initial element loading	body force only
Unit weight	18 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	40000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	35 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Young's modulus:** 120000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.43 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.43 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: CLS elevazione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.6049e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure Criterion	Generalized Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	33200 kPa
mb parameter	11.5
s parameter	0.062
a parameter	0.501
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Young's modulus:** 4.14564e+007 kPa (factor = 1.15) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Depositi alluvionali

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	20 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	80000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Properties changed in Stage 1

- **Unit weight:** Young's modulus: 240000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 0.4 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 0.4 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Ghiaie di Messina-pendio

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 1

- **Unit weight:** Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3) Field Stress Gravity Ground surface elevation 0 m Unit weight of overburden 0.027 kN/m³ Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane) 1 Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane) 1 Locked-in horizontal stress (in-plane) 0 Locked-in horizontal stress (out-of-plane) 0

Material: Ghiaie di Messina - II

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	56000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	56000 kPa
Datum	97 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 168000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 168000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Material: Ghiaie di Messina - III

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	290000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	39 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	34 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	290000 kPa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Datum	97 m
Change	8047 kPa/m
Cutoff	370000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Stage 3

- **Unit weight:** Young's modulus: 870000 kPa (factor = 3) Modulus at Datum: Datum Dependent Modulus, 870000 kPa (factor = 3) Change: Datum Dependent Modulus, 24141 kPa/m (factor = 3) Cutoff: Datum Dependent Modulus, 1.11e+006 kPa (factor = 3)

Joint Properties

Joint: Interfaccia fondazione - terreno

Normal stiffness	100000 kPa/m
Shear stiffness	1e-005 kPa/m
Initial joint deformation	not allowed
Pressure from Groundwater Analysis	Not Included
Additional Pressure Inside Joint	Not Included
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa (tension positive)
Cohesion	0 kPa
Friction angle	38 degrees
Stage to allow start of slipping	Stage 2

- Properties changed in Stage 1
- Properties changed in Stage 2
- Properties changed in Stage 3

Joint: Interfaccia paramento - terreno

Normal stiffness	100000 kPa/m
Shear stiffness	1e-005 kPa/m
Initial joint deformation	not allowed

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Pressure from Groundwater Analysis	Not Included
Additional Pressure Inside Joint	Not Included
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa (tension positive)
Cohesion	0 kPa
Friction angle	23.33 degrees

8.5 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

1) Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

2) Analisi delle sollecitazioni per carico permanente; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=18,73$.

3) Analisi delle sollecitazioni per carichi accidentali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$.

3) Analisi delle sollecitazioni dovute agli effetti secondari del ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=19,53$.

I risultati dell'analisi sono contenuti nei tabulati di calcolo riportati al termine del presente capitolo, suddivisi nei seguenti files:

file R_1: analisi per peso proprio acciaio e peso proprio soletta;

file R_2: analisi per carichi permanenti;

file R_3: analisi per effetti secondari del ritiro;

file R_4: analisi per carichi accidentali mezzi vento e temperatura;

file Rsisma: analisi sismica.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>		<p><i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

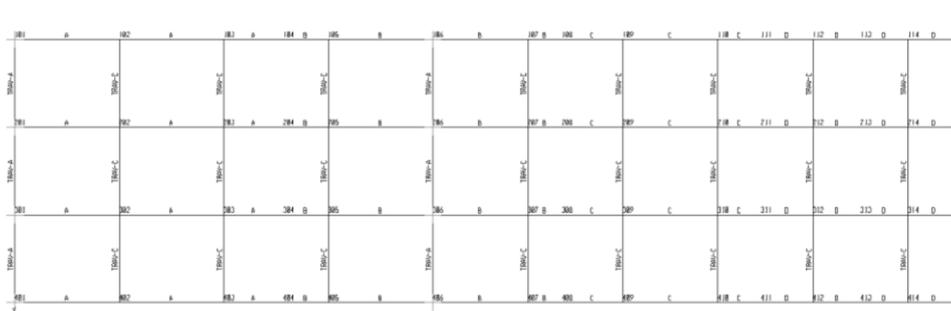
Nella pagine seguenti si evidenzia la modellazione utilizzata:

RELAZIONE DI CALCOLO

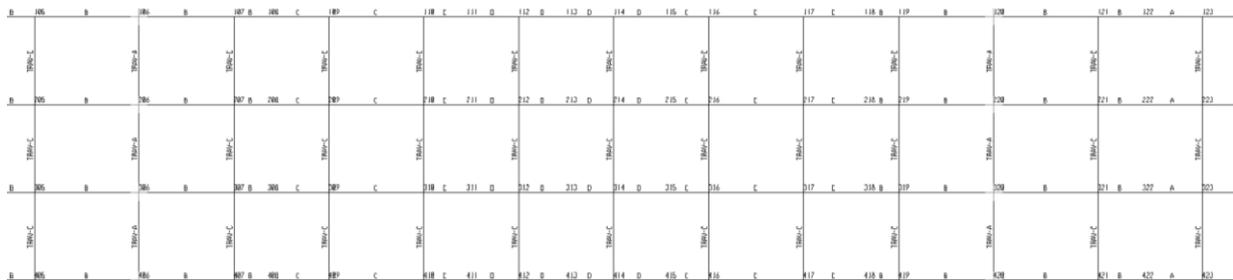
Codice documento
SS0688_F0.doc

Rev
F0

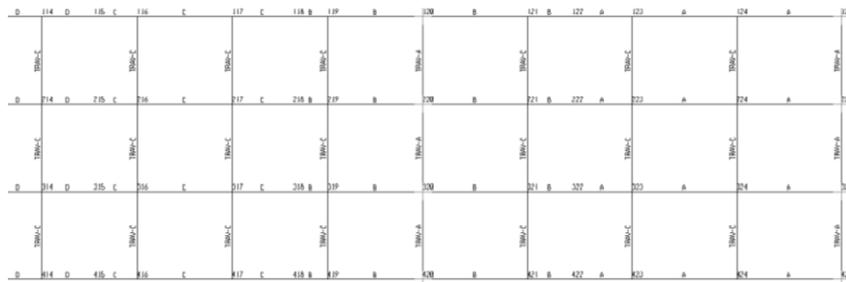
Data
20/06/2011



Frame e joint – prima campata



Frame e joint – seconda campata



Frame e joint – terza campata

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.5.1 Modellazione a graticcio

Il ponte in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate due fasi fondamentali:

1^a Fase: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste e dalla soletta in c.a.;

2^a Fase: la soletta di impalcato di spessore pari a 30 cm, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti ed accidentali.

8.5.1.1 Rigidezze flessionali

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidezza ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidezza viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature. Lo schema assunto per tale redistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

8.5.1.2 Rigidezze torsionali

Essendo l'impalcato privo di controventi inferiori non viene considerato torsionalmente rigido, come rigidezza torsionale viene considerata la sola sezione della trave.

8.5.2 Caratteristiche delle sezioni

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}, \quad (4.3.2 \text{ D.M. 2008})$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.1).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

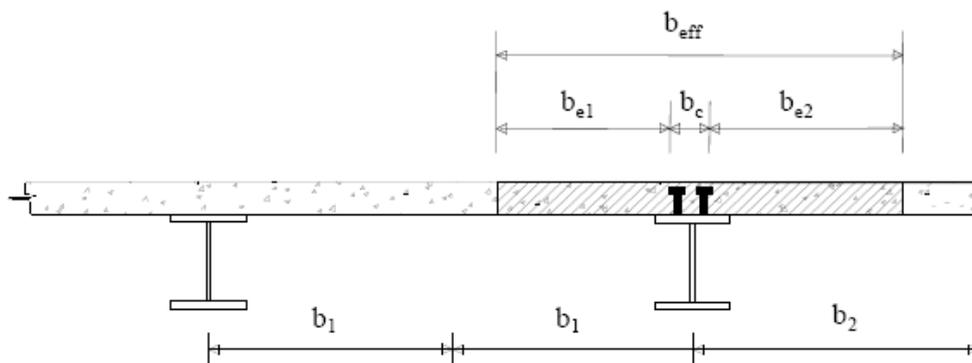


Figura 4.1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

Le nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.2

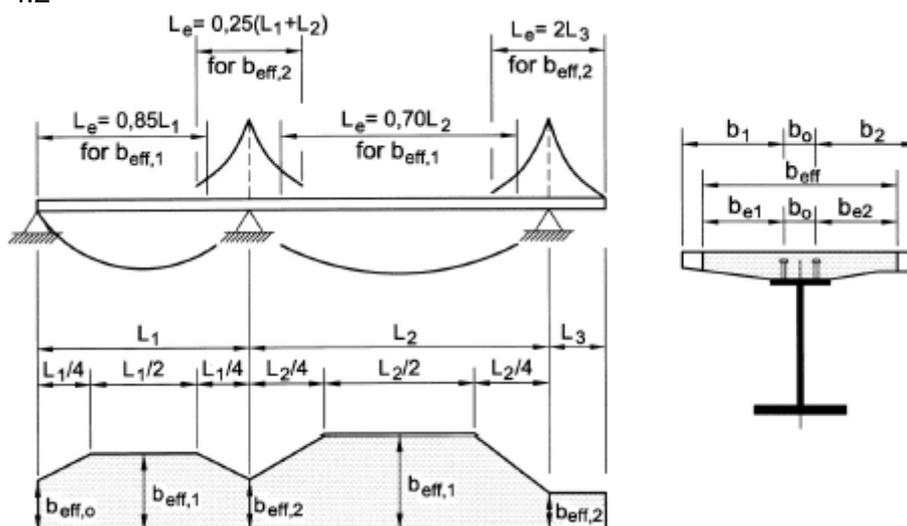


Figura 4.2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

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

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$

8.5.2.1 Calcolo larghezza soletta collaborante

CAMPATA DI ESTREMITÀ L = 21,00 MT

Per il calcolo delle larghezze collaboranti del tratto di impalcato a 4 travi si considera

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

prudenzialmente il punto di larghezza globale minore, pari a 17,25 m.

TRAVE ESTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = 200 - 25 = 175 \text{ cm} \quad \beta_1 = (0,55 + 0,025 \cdot \frac{2.100 \cdot 0,85}{175}) = 0,81$$

$$b_{ef1} = 175 \cdot 0,81 = 141 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm} \quad \beta_2 = (0,55 + 0,025 \cdot \frac{2.100 \cdot 0,85}{196}) = 0,78$$

$$b_{ef2} = 196 \cdot 0,78 = 153 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 141 + 153 = 344 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 320 cm.

TRAVE INTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm} \quad \beta_1 = (0,55 + 0,025 \cdot \frac{2.100 \cdot 0,85}{196}) = 0,78$$

$$b_{ef1} = 196 \cdot 0,78 = 152 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm} \quad \beta_2 = (0,55 + 0,025 \cdot \frac{2.100 \cdot 0,85}{196}) = 0,78$$

$$b_{ef2} = 196 \cdot 0,78 = 153 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 153 + 153 = 356 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 320 cm.

APPOGGI SU PILE L = 21,00 + 43,00 MT

In favore di sicurezza si considera la larghezza collaborante sull'appoggio della pila P1 per tutti gli appoggi di pila, in quanto nel punto in questione la carreggiata è più stretta.

TRAVE ESTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = 200 - 25 = 175 \text{ cm} \quad b_1 = \frac{L_e}{8} = \frac{(2.100 + 4.300) \cdot 0,25}{8} = 200 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm} \quad b_2 = \frac{L_e}{8} = \frac{(2.100 + 4.300) \cdot 0,25}{8} = 200 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 175 + 196 = 421 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 400 cm.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

TRAVE INTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_e}{8} = \frac{(2.100 + 4.300) \cdot 0,25}{8} = 200 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{L_e}{8} = \frac{(2.100 + 4.300) \cdot 0,25}{8} = 200 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 196 + 196 = 442 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 400 cm.

CAMPATE CENTRALI L = 43,00 MT

TRAVE ESTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = 200 - 25 = 175 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_e}{8} = \frac{4.300 \cdot 0,70}{8} = 376 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{L_e}{8} = \frac{4.300 \cdot 0,70}{8} = 376 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 196 + 175 = 421 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 400 cm.

TRAVE INTERNA

$$b_{ef1} : b_1 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_e}{8} = \frac{4.300 \cdot 0,70}{8} = 376 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b_2 = \frac{442}{2} - 25 = 196 \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{L_e}{8} = \frac{4.300 \cdot 0,70}{8} = 376 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 196 + 196 = 442 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume nei calcoli una larghezza di soletta collaborante pari a 400 cm.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

8.5.2.2 Caratteristiche geometriche

TRAVI PRINCIPALI

		A	B	C	D
	H(cm)	200	200	200	200
ALA SUPERIORE	spess	3,0	4,0	3,5	3,5
	largh	60	60	60	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	3,0	4,0	3,5	4,0
	largh	80	80	80	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0
ANIMA	spess	1,6	2,0	1,6	1,4
PREDALLE	spess	6	6	6	6
SOLETTA	spess	30	30	30	30
SOLETTA COLLAB.	spess	24	24	24	24
	largh	320	400	400	400
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	730	944	799	800
	y _i (cm)	92	92	91	87
	J _x (cm ⁴)	5.000.957	6.493.523	5.629.828	5.791.166
	J _y (cm ⁴)	182.066	242.795	212.399	233.711
	J _{torc} (cm ⁴)	1.525	3.499	2.264	2.740
SOLETTA COLLAB. 18,72	A (cm ²)	1.141	1.457	1.312	1.312
	y _i (cm)	137	136	141	138
	J _x (cm ⁴)	9.197.343	11.819.324	10.660.893	11.204.617
	J _y (cm ⁴)	3.682.921	7.080.402	7.050.006	7.071.318
	J _{torc} (cm ⁴)				
SOLETTA COLLAB. 6,24	A (cm ²)	1.961	2.482	2.337	2.338
	y _i (cm)	171	170	175	173
	J _x (cm ⁴)	12.347.787	15.900.294	14.132.207	14.939.429
	J _y (cm ⁴)	10.684.630	20.755.615	20.725.220	20.746.531
	J _{torc} (cm ⁴)				
SOLETTA COLLAB. 19,54	A (cm ²)	1.123	1.435	1.290	1.291
	y _i (cm)	136	135	140	137
	J _x (cm ⁴)	9.082.562	11.671.975	10.529.773	11.063.514
	J _y (cm ⁴)	3.536.007	6.793.460	6.763.065	6.784.376
	J _{torc} (cm ⁴)				
2,20E-04	N _{r,tot} (kg)	1,7474E+05	2,1843E+05	2,1843E+05	2,1843E+05
	κ	7,8045E-07	7,6926E-07	8,0470E-07	7,9471E-07
	Δt/h	7,8	7,7	8,0	7,9

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INERZIE DI CONTINUITÀ

Secondo quanto previsto dalla C.N.R. - U.N.I. 10016 - 97: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni" e ripreso dal D.M. 14/01/2008 " Norme tecniche per le costruzioni", nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento e visto che le campate differiscono tra loro più o meno del 60% si considera una zona fessurata all'estremità delle campate in adiacente le pile pari al 15% della luce delle campate; l'unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato dalle armature longitudinali della soletta stessa.

Si riportano di seguito le inerzie assunte alla base dei calcoli nelle zone interessate.

		B
	H(cm)	200
ALA SUPERIORE	spess	4,0
	largh	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0
	largh	0
ALA INFERIORE	spess	4,0
	largh	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0
	largh	0
ANIMA	spess	2,0
PREDALLE	spess	6
SOLETTA	spess	30
SOLETTA COLLAB.	spess	24
	largh	400
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	944
	y _i (cm)	92
	J _x (cm ⁴)	6.493.523
	J _y (cm ⁴)	242.795
	J _{torc} (cm ⁴)	3.499
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	6
	φ sup (mm)	1,8
	n° sup	40
	φ inf (mm)	1,8
	n° inf	20
	A (cm ²)	1.097
	y _i (cm)	110
	J _x (cm ⁴)	8.679.947

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

DIAFRAMMI DI CAMPATA

Il traverso di campata è composto da n° 2 elementi angolari accoppiati 150 x 14 posti superiormente e da n° 2 elementi angolari accoppiati 150 x 14 posti inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 120 x 10 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 150 x 14):

Area: 40,30 cm²

$J_{x-x} = J_{y-y}$: 845,4 cm⁴

$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}$: 4,58 cm

J_{torc} : \cong 0 cm⁴

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 120 x 10):

Area: 23,20 cm²

$J_{x-x} = J_{y-y}$: 313 cm⁴

$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}$: 3,67 cm

J_{torc} : \cong 0 cm⁴

DIAFRAMMI DI APPOGGIO

Il traverso di appoggio è composto da n° 2 elementi angolari accoppiati 200 x 18 posti superiormente e da n° 2 elementi angolari accoppiati 200 x 25 posti inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 130 x 12 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 200 x 25):

Area: 94,10 cm²

$J_{x-x} = J_{y-y}$: 3.446 cm⁴

$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}$: 6,05 cm

J_{torc} : \cong 0 cm⁴

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 130 x 12):

Area: 30,00 cm²

$J_{x-x} = J_{y-y}$: 472,2 cm⁴

$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}$: 3,97 cm

J_{torc} : \cong 0 cm⁴

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "SAP2000NL"; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi "beam" costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

1) Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

2) Analisi delle sollecitazioni per carico permanente; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=18,73$.

3) Analisi delle sollecitazioni per carichi accidentali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$.

3) Analisi delle sollecitazioni dovute agli effetti secondari del ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=19,53$.

I risultati dell'analisi sono contenuti nei tabulati di calcolo riportati al termine del presente capitolo, suddivisi nei seguenti files:

file R_1: analisi per peso proprio acciaio e peso proprio soletta;

file R_2: analisi per carichi permanenti;

file R_3: analisi per effetti secondari del ritiro;

file R_4: analisi per carichi accidentali mezzi vento e temperatura;

file Rsisma: analisi sismica.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

8.7 VERIFICA DELLE SEZIONI

8.7.1 VERIFICHE FONDAMENTALI

8.7.1.1 TRAVI PRINCIPALI

In allegato A e B si riportano le verifiche statiche e sismiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali.

8.7.1.2 Traverso di campata

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi maggiormente sollecitati:

frame	M (kNm)
Acciaio	7,5
Soletta	\
Permanenti	87,0
Accidentali mezzi	923
Totale	1.018

frame	T (kN)
Acciaio	2,2
Soletta	\
Permanenti	19,7
Accidentali mezzi	185
Totale	207

Si riportano i valori delle sollecitazioni allo stato Limite Ultimo, che corrisponde alla combinazione di carico in cui l'azione accidentale principale è rappresentata dai mezzi:

$$M_{SD} = 1,35 \cdot 7,5 + 1,50 \cdot 87,0 + 1,35 \cdot 923 = 1.387 \text{ kNm}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$T_{SD} = 1,35 \cdot 2,2 + 1,50 \cdot 19,7 + 1,35 \cdot 185 = 282,3 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 150x14 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 120x10). Prudenzialmente si effettua il calcolo sul traverso più sollecitato che ha luce pari 441 cm.

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi; in accordo con le NTC 2008 si considera inoltre un momento torcente distribuito avente la medesima area di influenza.

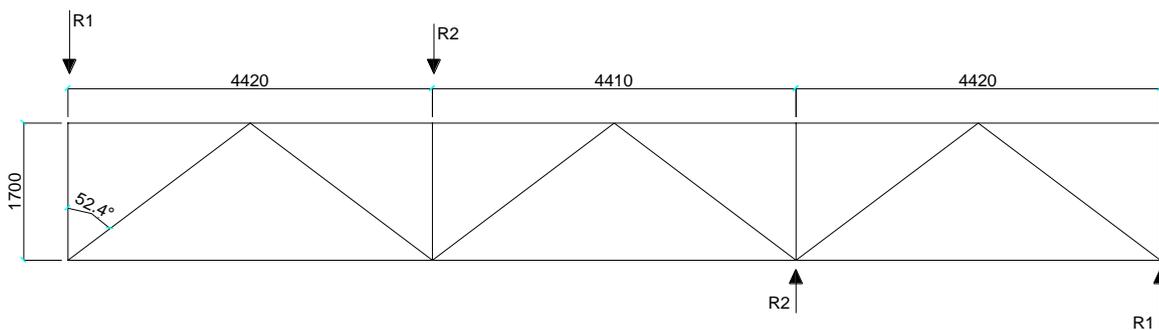
Tali azioni sono nel seguito riportate:

Ponte carico

altezza investita	5,84 m
quota riferimento	17,92 m
rapporto d/h _{tot}	2,95
coefficiente di esposizione	3,14
pressione picco vento	1,74 kN/m ²
coefficiente di forza X trasversale	0,53
coefficiente di forza Y verticale	1,00
coefficiente di momento	0,20

valori validi per rapporto d/htot>2

Risultante pressione X	15,76 kN/m
Risultante pressione Y	29,80 kN/m
Momento torcente	103,30 kNm/m



L'interasse tra i traversi in corrispondenza del traverso di campata maggiormente sollecitato è pari a 4,78 mt; il valore della reazione R1 si ottiene dall'equazione:

$$(46,02 + 103,30) \cdot 4,78 = 2 \cdot (R1_{\text{vento}} \cdot 6,625 + R2_{\text{vento}} \cdot 2,205);$$

il rapporto tra le due incognite è:

$$R2_{\text{vento}} = R1_{\text{vento}} \cdot 0,333, \text{ da cui:}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

$$R1_{\text{vento}} = 48,56 \text{ kN} \quad R2_{\text{vento}} = 16,16 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni su correnti e diagonali vanno che si ricavano vanno poi considerate con il coefficiente da normativa agli SLU, in cui il vento è un carico accidentale non principale:

$$\text{Sollecitazioni sui correnti: } N_{\text{correnti}} = (46,02 + 103,30) \cdot 4,78 / 1,70 \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 378 \text{ kN}$$

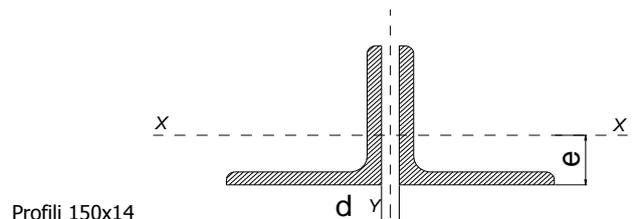
$$\text{Sollecitazioni sui diagonali: } N_{\text{diagonali}} = 48,56 / \cos 52^\circ \cdot 4 \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 72 \text{ kN}$$

CORRENTI

$$N_{\text{sup}} = N_{\text{inf}} = \frac{1.387}{1,70} + 378 = 1.194 \text{ kN}$$

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	40,30
Distanza e (cm)	4,21
Inerzia di un singolo profilo (cm ⁴)	845,00
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	60,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4,58
Snellezza dir X-X	92
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,94
Raggio d'inerzia min (cm)	2,94
Snellezza dir Y-Y	64



Profili 150x14

Lunghezza elemento (cm)	420
-------------------------	-----

ω= \ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CORRENTE DI CAMPATA

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 150x14	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	150	mm
t	spessore ala	14	mm
	rapporto h/t	10,71	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	92	
λ _y	snellezza direzione y-y	64	
A	area lorda di un profilo	4.030	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	240	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	1.934.400	N
Snellezza adimensionale	λ' =	1,216	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	1,412	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,469	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.194	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.221	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,978$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dei bulloni

Si dispongono 4 bulloni M27 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{119.400}{4} = 29.850$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 36.720 \text{ daN}$$

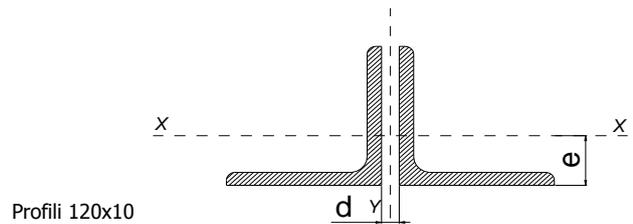
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

DIAGONALI

$$N_{\text{diag}} = \frac{282,3}{\cos 52^{\circ},4} + 72 = 535 \text{ kN}$$

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	3,31
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	313,00
Distanza profili d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	60,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,67
Snellezza dir X-X	67
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5,66
Raggio d'inerzia min (cm)	2,36
Snellezza dir Y-Y	50



Profili 120x10

Lunghezza elemento (cm)	245
-------------------------	-----

ω = \ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

DIAGONALI DI CAMPATA

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x10	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	12	mm
t	spessore ala	10	mm
	rapporto h/t	1,20	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	67	
λ _y	snellezza direzione y-y	50	
A	area lorda di un profilo	2.320	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	453	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	2.101.920	N
Snellezza adimensionale	λ' =	0,885	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	1,008	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,671	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	535	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.004	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} ? 1,00 = 0,533$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dei bulloni

Si dispongono 3 bulloni M24 classe 10.9 a taglio $N_{Sb} = \frac{53.500}{3} = 17.833$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 28.240 \text{ daN}$$

8.7.1.3 Traverso di appoggio

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi maggiormente sollecitati:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

frame	M (kNm)
Acciaio	3,40
Soletta	\
Permanenti	\
Accidentali mezzi	\
Totale	3,40

frame	T (kN)
Acciaio	4,60
Soletta	/
Permanenti	/
Accidentali mezzi	/
Totale	4,50

Si riportano i valori delle sollecitazioni allo stato Limite Ultimo; essendo le azioni assai modeste la combinazione di carico adottata prevede come azione accidentale principale quella dovuta al vento:

$$M_{SD} = 1,01 \cdot 3,4 = 3,4 \text{ kNm}$$

$$T_{SD} = 1,01 \cdot 4,6 = 4,6 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 250x21 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 130x12).

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari alla campata peggiore; in accordo con le NTC 2008 si considera inoltre un momento torcente distribuito avente la medesima area di influenza.

Si considera come larghezza di influenza dell'azione orizzontale del vento pari a:

$$L_{inf} = \frac{(21,00 + 43,00)}{2} = 32,00 \text{ m}$$

il valore della reazione R1 si ottiene dall'equazione:

$$M_v = 46,02 \cdot 32,00 + 103,30 \cdot 32,00 = 4.778 \text{ kNm}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$46,02 \cdot 32,00 + 103,30 \cdot 32,00 = 2 \cdot (R1_{\text{vento}} \cdot 6,625 + R2_{\text{vento}} \cdot 2,205);$$

il rapporto tra le due incognite è:

$$R2_{\text{vento}} = R1_{\text{vento}} \cdot 0,333, \text{ da cui:}$$

$$R1_{\text{vento}} = 324,62 \text{ kN} \quad R2_{\text{vento}} = 108,20 \text{ kN}$$

Il vento risulta essere l'azione accidentale principale:

$$\text{Sollecitazioni sui correnti:} \quad N_{\text{correnti}} = 1,50 \cdot 4.778 / 1,70 = 4.215 \text{ kN}$$

$$\text{Sollecitazioni sui diagonali:} \quad N_{\text{diagonali}} = 1,50 \cdot 324,62 / \cos 52^{\circ},4 = 798 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	Codice documento SS0688_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

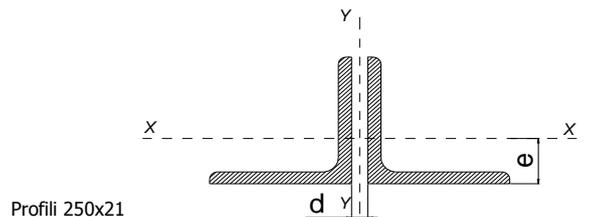
CORRENTI

$$N_{sup} = N_{inf} = \frac{3,4}{1,70} + 4.215 = 4.217 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTE APPOGGI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	101,00
Distanza e (cm)	6,97
Inerzia di un singolo profilo (cm ⁴)	5.997,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	7,71
Snellezza dir X-X	54
Raggio d'inerzia y-y (cm)	11,45
Raggio d'inerzia min (cm)	4,92
Snellezza dir Y-Y	39



Profili 250x21

Lunghezza elemento (cm) 420

$\omega =$ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CORRENTE DI APPOGGIO

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 250x21	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	250	mm
t	spessore ala	21	mm
	rapporto h/t	11,90	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	54	
λ _y	snellezza direzione y-y	39	
A	area lorda di un profilo	10.100	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sfuerzo critico euleriano	711	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 14.362.200$ N
 Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,707$
 Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$
 Fattore adimensionale $\Phi = 0,836$
 Coefficiente per instabilità $\chi = 0,780$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	4.217	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	5.085	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,829$

VERIFICA SODDISFATTA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

Verifica dei bulloni

Si dispongono 12 bulloni M27 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{421.700}{12} = 35.141$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

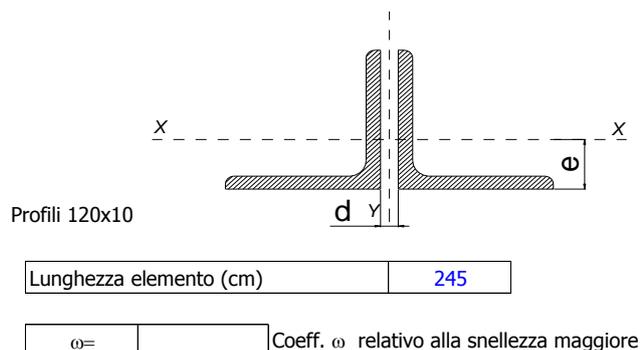
$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 36.720 \text{ daN}$$

DIAGONALI

$$N_{diag} = \frac{4,6}{\cos 52,4} + 798 = 806 \text{ kN}$$

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	30,00
Distanza e (cm)	3,64
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	472,00
Distanza profili d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	60,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,97
Snellezza dir X-X	62
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,49
Raggio d'inerzia min (cm)	2,54
Snellezza dir Y-Y	45



Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

DIAGONALI DI APPOGGIO

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10,83	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	62	
λ _y	snellezza direzione y-y	47	
A	area lorda di un profilo	3.000	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	529	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	3.174.000	N
Snellezza adimensionale	λ' =	0,819	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	0,941	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,713	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	806	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.380	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,584$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dei bulloni

Si dispongono 4 bulloni M27 classe 10.9 a taglio $N_{Sb} = \frac{80.600}{4} = 20.150$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 36.720 \text{ daN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.7.2 VERIFICHE SISMICHE

Lo studio sismico è stato effettuato tramite un'analisi lineare dinamica con l'impiego di accelerogrammi come indicato dalla normativa italiana DM2008 (§ 3.2.3.6).

Si utilizzano accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro elastico di risposta adottato nel capitolo 4 paragrafo 4.3.14.6; in particolare l'analisi è condotta con più di 7 serie temporali e si sono assunti i valori medi ottenuti dal modello come azioni di progetto, inoltre per descrivere il moto sismico si è tenuto in conto di non utilizzare lo stesso accelerogramma simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali.

Per ricavare gli accelerogrammi spettro compatibili si è utilizzato il programma **REXEL 3.0 beta**, redatto:

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2009).

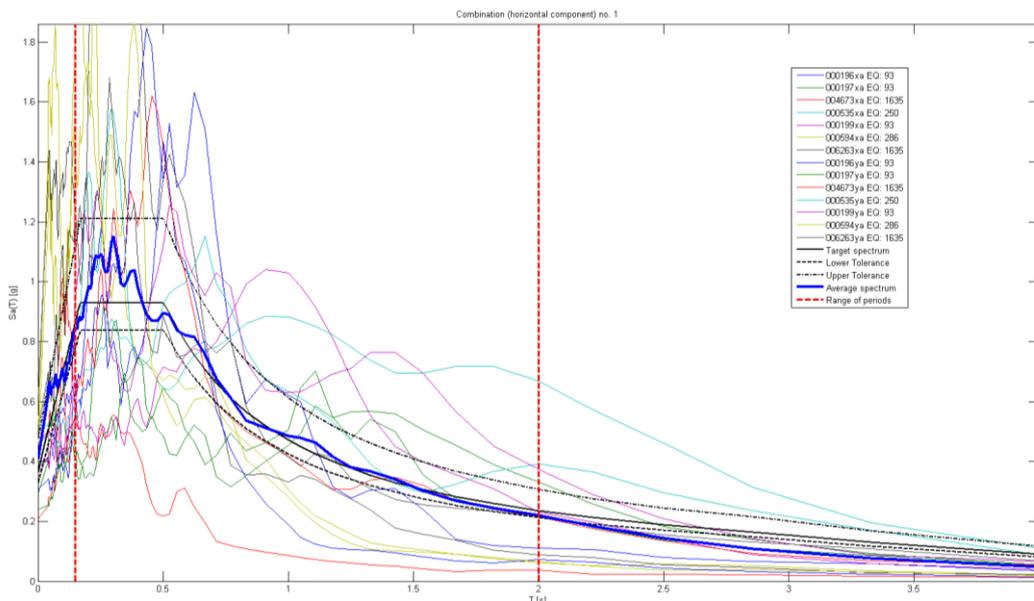
REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.

Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

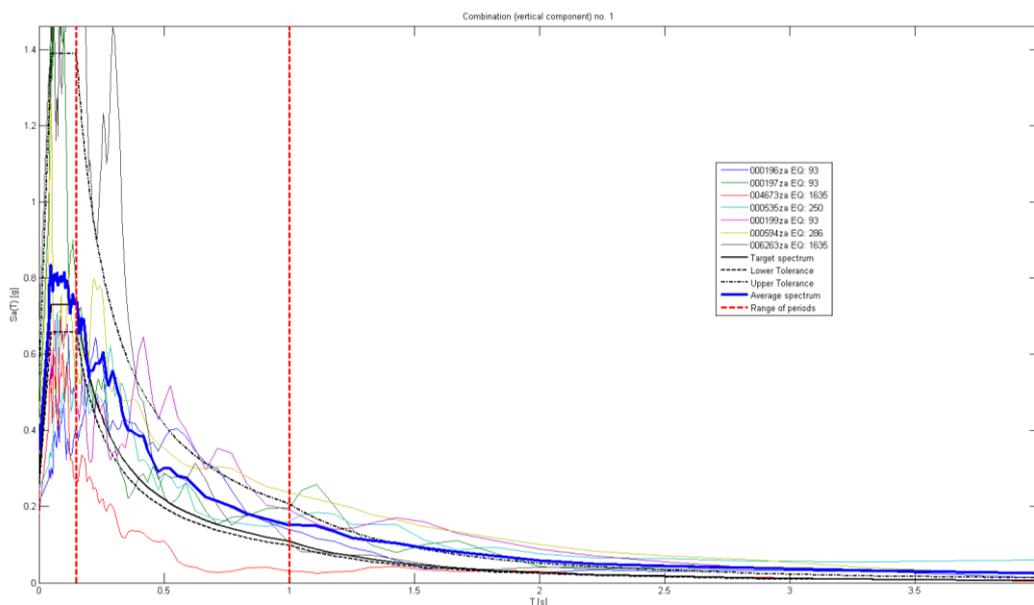
Il programma citato crea degli accelerogrammi spettro-compatibili con gli spettri elastici derivanti, in accordo con le Norme Tecniche 2008, dai parametri di coordinate del sito, categoria di sottosuolo, categoria topografica, vita nominale, classe d'uso e stato limite.

Tale modellazione risulta in accordo con quanto richiesto dalle NTC2008 per strutture isolate al paragrafo 7.10.2, ossia che la sovrastruttura e la sottostruttura devono mantenersi in campo elastico, coincidente con un valore del valore di struttura unitario.

Di seguito si riportano gli spettri estratti:



Spettri orizzontali



Spettri verticali

Le funzioni sono state implementate nel codice di calcolo SAP2000 definendo 7 combinazioni indipendenti.

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera in oggetto della seguente relazione si utilizzano isolatori sismici elastomerici, composti essenzialmente da due piastre, la superiore ancorata alla trave e l'inferiore al pulvino o al fusto, all'interno delle quali viene interposto uno strato di elastomero.

8.7.2.1 TRAVI PRINCIPALI

In allegato B si riportano le verifiche sismiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali.

8.7.2.2 TRAVERSI DI CAMPATA

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi maggiormente sollecitati:

frame		
	M (kNm)	
Acciaio	7,50	
Soletta	/	
Permanenti	87,0	
Accidentali mezzi	923	x 0,20
Sisma	219	
Totale		498,1

frame		
	T (kN)	
Acciaio	2,2	
Soletta	/	
Permanenti	19,7	
Accidentali mezzi	185	x 0,20
Sisma	50	
Totale		108,9

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

frame		
	N (kN)	
Sisma	15	
Totale		15,0

L'azione flettente e l'azione assiale vengono assorbite dagli elementi orizzontali (2L 150x14 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 120x10).

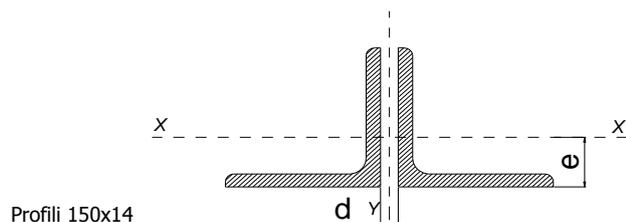
Sollecitazioni sui correnti: $N_{\text{correnti}} = 498,1/1,70 + 15/2 = 301 \text{ kN}$

Sollecitazioni sui diagonali: $N_{\text{diagonali}} = 108,9/\cos 52^\circ,4 = 179 \text{ kN}$

CORRENTI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	40,30
Distanza e (cm)	4,21
Inerzia di un singolo profilo (cm ⁴)	845,00
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	60,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4,58
Snellezza dir X-X	92
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,94
Raggio d'inerzia min (cm)	2,94
Snellezza dir Y-Y	64



Profili 150x14

Lunghezza elemento (cm)	420
-------------------------	-----

$\omega =$ \ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore

Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CORRENTE DI CAMPATA

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 150x14	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	150	mm
t	spessore ala	14	mm
	rapporto h/t	10,71	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	92	
λ _y	snellezza direzione y-y	64	
A	area lorda di un profilo	4.030	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	240	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	1.934.400	N
Snellezza adimensionale	λ' =	1,216	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	1,412	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,469	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	301	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.221	kN

Verifica: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,247$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dei bulloni

Si dispongono 4 bulloni M27 classe 10.9 a taglio $N_{Sb} = \frac{30 \cdot 100}{4} = 7.525$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

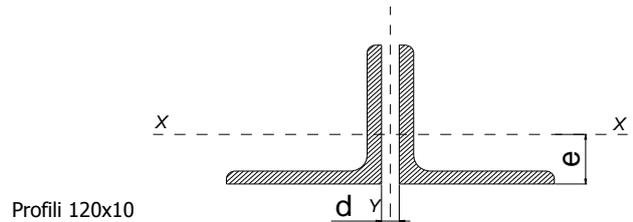
$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 36.720 \text{ daN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

DIAGONALI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	3,31
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	313,00
Distanza profili d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	60,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,67
Snellezza dir X-X	67
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5,66
Raggio d'inerzia min (cm)	2,36
Snellezza dir Y-Y	50



Profili 120x10

Lunghezza elemento (cm)	245
-------------------------	-----

ω=	\	Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
----	---	---

Si riporta di seguito la verifica del corrente calastrellato in accordo con quanto riportato dalle NTC2008 al paragrafo 4.2.4.1.3.1:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

DIAGONALI DI CAMPATA

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x10	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	12	mm
t	spessore ala	10	mm
	rapporto h/t	1,20	
	tipo di acciaio	S	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	67	
λ _y	snellezza direzione y-y	50	
A	area lorda di un profilo	2.320	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo		mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	453	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	2.101.920	N
Snellezza adimensionale	λ' =	0,885	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	1,008	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,671	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	179	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.004	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 0,178$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica dei bulloni

Si dispongono 4 bulloni M27 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{17.900}{4} = 4.475$ daN che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 36.720 \text{ daN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

8.7.2.3 Traverso di appoggio

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per i traversi maggiormente sollecitati:

frame		
	M (kNm)	
Acciaio	3,4	
Soletta	/	
Permanenti	/	
Accidentali mezzi	/	x 0,20
Sisma	/	
Totale		3,4

frame		
	T (kN)	
Acciaio	4,6	
Soletta	/	
Permanenti	/	
Accidentali mezzi	/	x 0,20
Sisma	/	
Totale		4,6

frame		
	N (kN)	
Sisma	17,0	
Totale		17,0

Data l'azione esigua agente sui diaframmi di appoggio che non risulta dimensionante per le verifiche degli elementi si omette la verifica.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.7.3 DEFORMAZIONI

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, si ottengono i valori delle deformazioni, suddivise per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in mm con deformazioni positive verso il basso.

8.7.3.1 PRIMA CAMPATA

<i>CAMPATA L=21,00 mt</i>				
DEFORMAZIONI (mm)				
<i>joint</i>	103	203	302	403
<i>Peso proprio acciaio</i>	-0.91	-0.88	-0.88	-0.93
<i>Peso proprio soletta</i>	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5
<i>Permanenti</i>	-0.48	-0.82	-0.82	-0.48
<i>Vento</i>	±0.65	±0.15	±0.15	±0.65
<i>Accidentali mezzi</i>	6	7	7	6

La combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli è la seguente:

Deformazione max per carichi permanenti = - 5 mm = $L/1500 < L/150$

Deformazione max per carichi accidentali (mezzi-vento)= 7,0 mm = $L/3000 < L/700$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.7.3.2 SECONDA CAMPATA

<i>CAMPATA L=43,00 mt</i>				
DEFORMAZIONI (mm)				
<i>joint</i>	113	213	313	412
<i>Peso proprio acciaio</i>	12	11	11	12
<i>Peso proprio soletta</i>	46	46	46	46
<i>Permanenti</i>	11	10	10	11
<i>Vento</i>	±12.0	±7.5	±7.5	±12.0
<i>Accidentali mezzi</i>	41	37	37	41

La combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli è la seguente:

Deformazione max per carichi permanenti = 69 mm = $L/623 < L/150$

Deformazione max per carichi accidentali (mezzi-vento)= 53 mm = $L/811 < L/700$

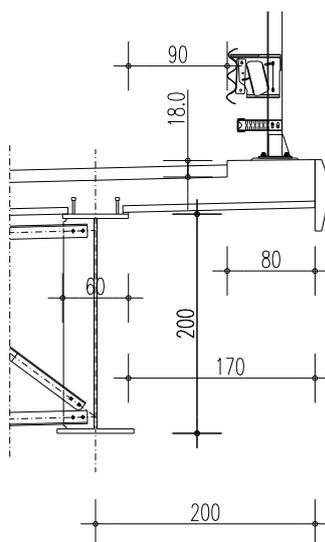
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.7.4 SOLETTA DI IMPALCATO

La soletta in calcestruzzo armato ha larghezza totale pari a 17,25 m, con gli sbalzi laterali pari a 2,00 m dall'asse delle travi esterne.

Si verifica nel seguito la soletta in corrispondenza dello sbalzo che si ritiene la sezione più significativa; per tale verifica si considera un modello a mensola con incastro posizionato in corrispondenza dell'asse dell'ala superiore della trave esterna.

In particolare si procede con la verifica dello sbalzo munito di cordolo di larghezza 80 cm, di cui si riporta il particolare.



8.7.4.1 ANALISI DEI CARICHI

PERMANENTI

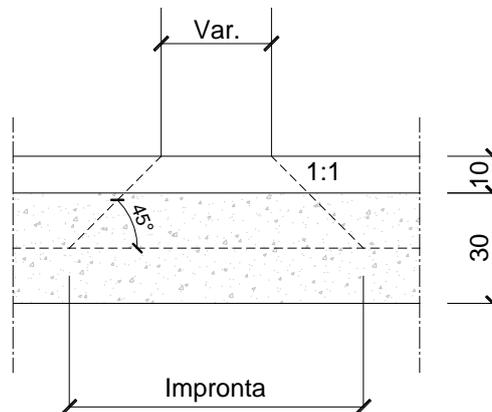
Cordolo	$0,18 \cdot 25,00 = 4,50 \text{ kN/m}^2$
Massicciata	$3,00 \text{ kN/m}^2$
Barriera di sicurezza	$2,00 \text{ kN/m}$

ACCIDENTALI

Si considera il carico Q_{1k} previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni". L'impronta di carico di dimensioni variabili a seconda dello schema considerato viene diffusa a livello dell'asse della soletta superiore; considerato che la soletta è alta 30 cm e che lo spessore

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

medio della pavimentazione è di 10 cm.



Schema 1

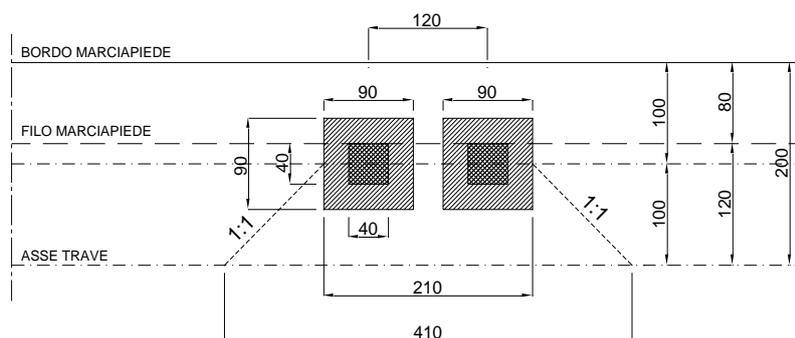
Si considerano le impronte del carico tandem da 150 kN con un'impronta di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + l_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,90 + 1,20 + 2 \cdot 1,00} = 73,17 \text{ kN dove:}$$

0,90 m = larghezza impronta

1,20 m = interasse tandem

1,00 m = ripartizione fino ad asse trave



$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 73,17 \cdot 1,00 = 73,17 \text{ kNm}$$

$$V_{1k} = F_{1k} = 73,17 \text{ kN}$$

Schema 2

Si considerano le impronte del carico tandem da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Sollecitazioni flettenti

Nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per condizione di carico, riferite uno sviluppo unitario di impalcato.

	Peso proprio (kNm/m)	Permanenti (kNm/m)	Accidentali (kNm/m)	Svio (kNm/m)
Sbalzo	-15,00	-11,12	-73,17	-29,77

Sollecitazioni taglianti

Nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni taglianti caratteristiche distinte per condizione di carico, riferite uno sviluppo unitario di impalcato.

	Peso proprio (kN/m)	Permanenti (kN/m)	Accidentali (kN/m)	Svio (kN/m)
Sbalzo	15,00	9,20	75,47	-

8.7.4.2 VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI AGLI SLU

Combinazione eccezionale:

Si considera la combinazione eccezionale per lo svio con schema dei carichi accidentali locale, coincidente con lo schema 2 descritto in precedenza:

$$M_{sd} = 1,00 \cdot M_{pp} + 1,00 \cdot M_{per} + 1,00 \cdot (M_{acc} \text{sch.2}) + 1,00 \cdot M_{svio} = -123,81 \text{ kNm/m} = -49,52 \text{ kNm/40''}$$

$$V_{sd} = 1,00 \cdot V_{pp} + 1,00 \cdot V_{per} + 1,00 \cdot (V_{acc} \text{sch.2}) = 99,67 \text{ kN/m} = 39,87 \text{ kN/40''}$$

Combinazione SLU – Principali accidentali:

$$M_{sd} = 1,35 \cdot M_{pp} + 1,5 \cdot M_{per} + 1,35 \cdot (M_{acc}) = -135,71 \text{ kNm/m} = -54,28 \text{ kNm/40''}$$

$$V_{sd} = 1,35 \cdot V_{pp} + 1,5 \cdot V_{per} + 1,35 \cdot (V_{acc}) = 132,83 \text{ kN/m} = 53,13 \text{ kN/40''}$$

Verifica a Pressoflessione

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	24+6

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ARMATURA	compressa	2 ϕ 14	I strato – predalles
		2 ϕ 16	II strato – in opera
	tesa	1 ϕ 18	I strato - predalles
		2 ϕ 18+2 ϕ 20	II strato – in opera
SOLLECITAZIONI	Msd =	-54,28 kNm	
	Nsd =	23,26 kN	
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	-123,14 kNm	
	Nrd =	52,76 kN	
	IR =	2,27	

Verifica a taglio

Vsd = 53,13 kN

VERIFICA S.L.U	
Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	30.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo a compressione calcestruzzo per taglio e torsione:	-14.1
Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo:	1.2
Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione:	391.3
RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (VRd):	44.358
Indice di resistenza:	1.20
Verifica delle bielle compresse	
Taglio resistente ultimo (VRcd):	304.776
ctg(Theta):	1.00
Indice di resistenza:	0.17
Verifica con armatura trasversale	
Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	53.130
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	6.29
Staffe a 2 braccia	
:	ø12/36.0cm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.7.4.3 VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI AGLI SLE

1° fase – getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predalle non ancora solidarizzate al getto in opera. Si ipotizza il getto dello sbalzo in una sola fase di getto.

$$\text{peso proprio soletta:} \quad = 0,30 \times 25,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{peso operatori durante il getto} \quad = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{peso proprio predalle:} \quad = 0,06 \times 25,00 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$M = -(7,50 - 1,50) \cdot \frac{2,00^2}{2} - 1,00 \cdot \frac{2,00^2}{2} - 1,50 \cdot \frac{2,00^2}{2} = -17,00 \text{ kNm/m} = -6,80 \text{ kNm/40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{68.000}{18,7} \cdot \frac{1}{1 \cdot 2,54} = 1.430 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 14) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{68.000}{18,7} \cdot \frac{1}{2 \cdot 1,54} = 1.181 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri inferiori compressi

$$i_{\phi 6} = 0,35 \text{ cm} \quad l_0 = 18,5 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{18,5}{0,35} = 53$$

$$\sigma_{\text{crE}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100.000}{53^2} = 2.349 \text{ daN/cm}^2 > 1,5 \sigma'_{\text{inf.fe}}$$

2° fase – in esercizio

Nella seconda fase si considera reagente l'armatura aggiuntiva e il contributo del traliccio.

Combinazione rara – Principali accidentali:

$$M = M_{\text{pp}} + M_{\text{per}} + M_{\text{acc}} = -1.500 - 1.112 - 7.317 = * - 9.929 \text{ daNm / m} = - 3.972 \text{ daNm / 40"}$$

Verifica a Pressoflessione

SEZIONE	base (cm)	40	
	altezza (cm)	24+6	
ARMATURA	compressa	2φ14	I strato – predalles
		2φ16	II strato – in opera

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

	tesa	1φ18	I strato - predalles
	tesa	2φ18+2φ20	II strato – in opera
SOLLECITAZIONI	Ms =	-38,50 kNm	
TENSIONI	cls	σ_c (daN/cm ²) =	63
	ferro teso	σ_f (daN/cm ²) =	1.072 I strato
		σ_f (daN/cm ²) =	1.327 II strato
	ferro compresso	σ_f (daN/cm ²) =	691 I strato
		σ_f (daN/cm ²) =	573 II strato

3° fase – tensioni totali

Le tensioni totali agenti sulle armature del traliccio risultano:

$$\sigma_{s,sup} = 1.430 + 1.072 = 2.512 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,inf} = 1.181 + 691 = 1.872 \text{ daN/cm}^2$$

8.7.4.4 VERIFICA A FESSURAZIONE

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili:

COMBINAZIONE FREQUENTE

- combinazione (frequente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_1(q_1 + q_2)$$

$$W_D \leq \cdot W_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \cdot 15,00 + 1,00 \cdot 11,12 + 0,75 \cdot 73,17 = 80,99 \text{ kNm} = 32,40 \text{ kNm} / 40''$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	40
	altezza (cm)	30
ARMATURA	compressa	2φ14 I strato – predalles
		2φ16 II strato – in opera
	tesa	1φ18 I strato - predalles
		2φ18+2φ20 II strato – in opera
SOLLECITAZIONI	Msd =	-32,40 kNm
TENSIONI	cls	σ_c (daN/cm ²) = 54

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

ferro teso σ_f (daN/cm²) = 1.074
ferro compresso σ_f (daN/cm²) = 424
ampiezza fess. w_D =(mm) 0,05
VERIFICA SODDISFATTA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

- combinazione (quasi permanente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_2(q_1 + q_2)$$

$$W_D \leq \cdot W_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \cdot 15,00 + 1,00 \cdot 11,12 + 0,00 \cdot 73,17 = 26,12 \text{ kNm} = 10,45 \text{ kNm} / 40''$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	40	
	altezza (cm)	30	
ARMATURA	compressa	2 ϕ 14	I strato – predalles
		2 ϕ 16	II strato – in opera
	tesa	1 ϕ 18	I strato - predalles
		2 ϕ 18+2 ϕ 20	II strato – in opera
SOLLECITAZIONI	Msd =	10,45 kNm	
TENSIONI	cls	σ_c (daN/cm ²) =	15
	ferro teso	σ_f (daN/cm ²) =	64
	ferro compresso	σ_f (daN/cm ²) =	55
		ampiezza fess. w_D =(mm)	0,00

VERIFICA SODDISFATTA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9 ANALISI SISTEMA DI VINCOLAMENTO

9.1 AZIONI VERTICALI

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata al § 3.6 si ottengono i valori delle azioni verticali massime trasmesse agli appoggi, suddivisi per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in kN.

	Spalla A			
	101	201	301	401
Peso Proprio	34	41	41	34
Soletta	136	136	136	136
Permanenti	114	48	56	77
Schema ecc	590	950	510	100
Schema centr	716	1.510	1.300	492
Vento	+93 - 14	+57 - 22	+57 - 22	+93 - 14
Temp	123	123	123	123

	Pila 1			
	106	206	306	406
Peso Proprio	318	332	332	318
Soletta	1238	1239	1239	1238
Permanenti	769	515	493	510
Schema ecc	1210	1501	906	280
Schema centr	1573	2364	2170	1240
Vento	+655 -101	+403 -151	+403 -151	+655 -101
Temp	-123	-123	-123	-123

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.2 AZIONI ORIZZONTALI

9.2.1 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} < [q_3 = 0,6 \times (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_1 \times L] < 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 85,0 = 590 \text{ kN}$$

9.2.2 Azione trasversale del vento

Come riportato nel capitolo 4 delle azioni paragrafo §4.3.10 si ricavano le azioni agli appoggi:

9.2.2.1 Azione del vento a ponte scarico

Ponte scarico

altezza investita	2,95 m
quota riferimento	16,48 m
rapporto d/h_{tot}	5,84
coefficiente di esposizione	3,08
pressione picco vento	1,71 kN/m ²
coefficiente di forza X trasversale	0,23
coefficiente di forza Y verticale	1,20
coefficiente di momento	0,20

valori validi per rapporto $d/h_{tot} > 2$
--

Risultante pressione X	6,80 kN/m
Risultante pressione Y	35,32 kN/m
Momento torcente	101,55 kNm/m

Vento Spalle $6,8 \cdot 21,00 / 2 = 71,4 \text{ kN}$

Vento Pile $6,8 \cdot \frac{21,00 + 43,00}{2} = 218 \text{ kN}$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.2.2.2 Azione del vento a ponte carico

Ponte carico

altezza investita	5,84 m
quota riferimento	17,92 m
rapporto d/h_{tot}	2,95
coefficiente di esposizione	3,14
pressione picco vento	1,74 kN/m ²
coefficiente di forza X trasversale	0,53
coefficiente di forza Y verticale	1,00
coefficiente di momento	0,20
Risultante pressione X	15,76 kN/m
Risultante pressione Y	29,80 kN/m
Momento torcente	103,30 kNm/m

valori validi per rapporto $d/h_{tot} > 2$
--

Vento Spalla $15,76 \cdot 21,00 / 2 = 166 \text{ kN}$

Vento Pila $15,76 \cdot \frac{21,00 + 43,00}{2} = 504 \text{ kN}$

9.2.3 Azione di attrito

L'azione d'attrito è stata valutata come percentuale del carico derivante dai permanenti, ovvero il 3%:

attrito spalle $(284 + 225 + 233 + 247) \cdot 0,03 = 30 \text{ kN}$

attrito Pile $(2.325 + 2.086 + 2.064 + 2.066) \cdot 0,03 = 256 \text{ kN}$

9.2.4 Urto dei veicoli in svio

Le azioni dovute all'urto dei veicoli debbono essere assorbite da una barriera di classe H4, che ammette un livello di Contenimento $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ che può essere ricondotto ad una forza statica equivalente con riferimento al documento CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E 30/04/1995.

Per valutare la forza media che si sviluppa durante la collisione, bisogna calcolare l'energia cinetica posseduta dal veicolo prima dell'impatto e bilanciarla col lavoro della forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$T = \frac{M \cdot v_n^2}{2}$$

$$W_n = F_{AV} \cdot s_n$$

dove:

T è l'energia cinetica laterale del veicolo;

M è la massa del veicolo;

v velocità del baricentro del veicolo;

α angolo di impatto del veicolo;

$v = v_n \cdot \sin\alpha$ componente della velocità di baricentro del veicolo ortogonale alla barriera

F_{AV} è la forza media agente sul baricentro del veicolo;

s_n è lo spostamento totale del baricentro del veicolo in direzione perpendicolare alla barriera.

Uguagliando le due espressioni e considerando, come prescritto dalla normativa D.M. 03/06/1998, l'urto di un autocarro della massa di 31,5 ton che impatta a 65 km/h e con un angolo di 20°, ipotizzando uno spostamento di 0,4 m, la forza media risulta:

$$F_{AV} = 242 \text{ kN.}$$

La forza massima agente sugli ancoraggi della barriera può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,5:

$$F_{Max} = F_{AV} \cdot 2,5 = 605 \text{ kN}$$

Si può ipotizzare che l'azione si ripartisca su due pile, e che l'urto coinvolga una estesa di barriera all'interno della campata, ottenendo una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{605}{2 \cdot 1,5} = 200 \text{ kN applicata a 1,0 m dal piano stradale.}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.2.5 Azioni sismiche

Dall'analisi condotta si riportano i valori di sisma per gli appoggi distinti per le tre componenti.

	SPALLE											
	101			201			301			401		
	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht
Sisma X	0	300	0	0	290	0	0	290	0	0	300	0
Sisma Y	0	0	180	0	0	180	0	0	180	0	0	180
Sisma Z	420	0	0	360	0	0	340	0	0	380	0	0

	PILE											
	106			206			306			406		
	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht
Sisma X	0	300	0	0	300	0	0	300	0	0	300	0
Sisma Y	0	0	240	0	0	250	0	0	250	0	0	250
Sisma Z	900	0	0	750	0	0	720	0	0	780	0	0

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10 ANALISI SOTTOSTRUTTURE

10.1 ANALISI DELLA SPALLA SpA

La spalla A è costituita da una ciabatta di fondazione a base quadrata con lati da 21,00 m, di spessore 2,60 m e da un muro frontale di spessore pari a 2,50 m. Sul muro frontale corre un muro paraghiaia caratterizzato da spessore 0,80 m ed altezza massima pari a 3,10 m.

Ai lati della spalla sono presenti due muri andatori paralleli all'asse stradale di lunghezza pari a 15,65 m, spessore variabile da 2,00 a 0,80 m e altezza massima pari a 14,20 m, che poggiano sulla medesima fondazione del muro frontale.

La spalla A è rappresentata nella figura seguente:

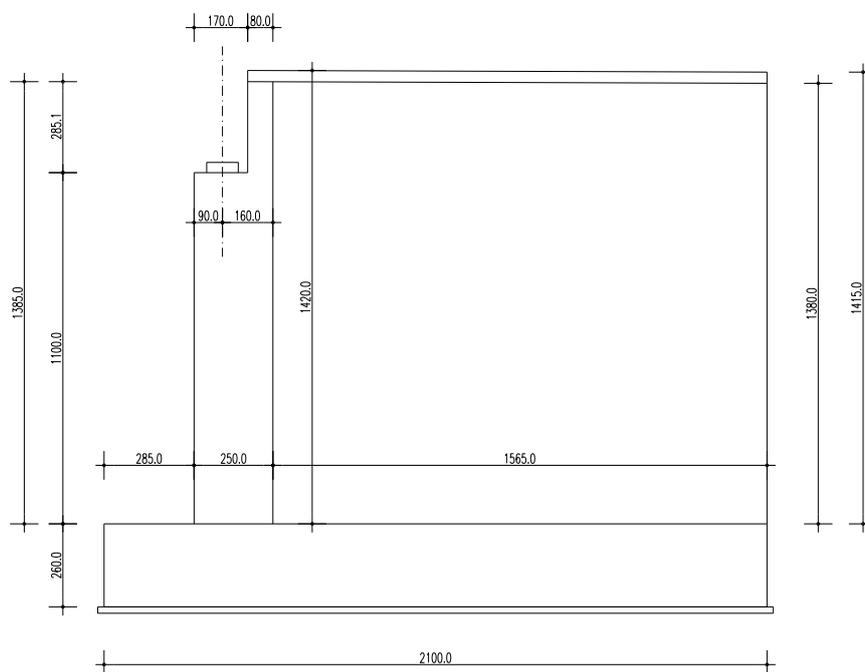


Figura 9.1 – Vista laterale Spalla A.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	21,00	21,00	2,60	1	25	28.665	0,00	10,50	300.983
muro frontale	2	2,50	17,25	11,00	1	25	11.859	2,85	4,10	48.623
ringrosso	3	0,00	0,00	0,00	0	25	0	0,00	0,00	0
paraghiaia	4	0,80	17,25	2,85	1	25	983	4,55	4,95	4.867
muri laterali	5	15,65	1,40	14,05	2	25	15.392	5,35	13,18	202.787
terra	6	15,65	13,25	13,85	1	19,0	54.567	5,35	13,18	718.926
							111.467			1.276.186

altezza fronte vento ponte scarico (m)	2,95
altezza fronte vento ponte carico (m)	5,84
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	3,75
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	10,50

10.1.1 ANALISI DEI CARICHI

La spalla è soggetta dalle sollecitazioni derivanti dall'impalcato riportati nel capitolo 8 e dalle spinte delle terre. Di seguito si riassumono i carichi globali gravanti:

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	698	0	0	2.618	35
permanenti	295	0	0	1.106	241
mezzi schema 1	3.947	0	0	14.801	2.117
mezzi schema 2	2.158	0	0	8.093	4.381
folia schema 1	18	0	0	68	146
folia schema 2	0	0	0	0	0
frenamento	0	148	0	-2.013	0
attrito / reazione gommoni ?T	0	77	0	-1.040	0
vento: impalcato scarico	371	0	72	0	-2.151
vento: impalcato carico	313	0	166	0	-3.826
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	400
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	1.348	1.154	620	15.694	8.556

Eccentricità dei carichi verticali (mt) 0,00

Mt	H	Obliquità	°	rad
	148	0,00		0,00
	77			
	72			
	166			

PARAMETRI SISMICI
PARAMETRI TERRENO

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0,4373	Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m ³	γ	
coefficiente orizzontale	$=S_s \times S_T =$	1,00	Angolo di attrito terreno rilevato	0,611	rad	ϕ	35,00 °
coefficiente verticale	$=S_s \times S_T =$	1,00	Angolo di attrito terreno di base	0,663	rad	ϕ	38,00 °
	$a_{max} =$	0,437	Angolo di inclinazione del muro	1,571	rad	ψ	90,00 °
	$\beta m =$	0,31					
	$K_h =$	0,136	Angolo di inclinazione del terreno	0,000	rad	β	0,00 °
Kv=0,5 Kh	$K_v =$	0,068	Angolo di resistenza terra-muro	0,407	rad	δ	23,33 °
	$\theta_1 =$	0,126	Coefficiente di spinta del terreno	K1=	0,325		
	$\theta_2 =$	0,144		K2=	0,339		

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
SS0688_F0.doc

Rev	Data
F0	20/06/2011

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)	
Ed= spinta terreno sismica+statica		16.063	-99.172	
spinta a riposo	133,28	18.910	-103.688	
spinta attiva	84,70	12.017	-65.893	
spinta passiva plinto (50%)	160,82	2.195	1.903	
spinta per sovraccarichi	3,84	1.089	-8.957	
	p (kN/mq)	N vert (kN)	H long (kN)	M long (kNm)
Sovraccarico				
sommità	64,46	2.071	4.974	-40.911
piede muro	17,76			

Per le spinte inerziali $\beta m=1$

$K_x=0,437$ $K_y=0,437$ $K_v=0,219$

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	24.372	48.744	48.744	356.837	356.837
Sisma -	-12.441	-24.882	-24.882	-129.548	-129.548

Larghezza pavimentato	14,45	m	
numero stese	3		
angolo diffusione	30,00	°	0,52

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.1.1 Considerazioni sul parametro β_m

All'interno delle "Specifiche tecniche per il progetto definitivo e il progetto esecutivo dei collegamenti stradali e ferroviari" al punto 3.2.3.3.3, viene esplicitato che "...si può ragionevolmente prefigurare il mantenimento delle condizioni di spinta a riposo in presenza di spostamenti attesi inferiori a $5 \times 10^{-4} H$ m essendo H l'altezza fuori terra dell'opera". Tale assunzione può essere certamente estesa ai muri frontali delle spalle di tipo classico presenti nelle opere di nostra competenza.

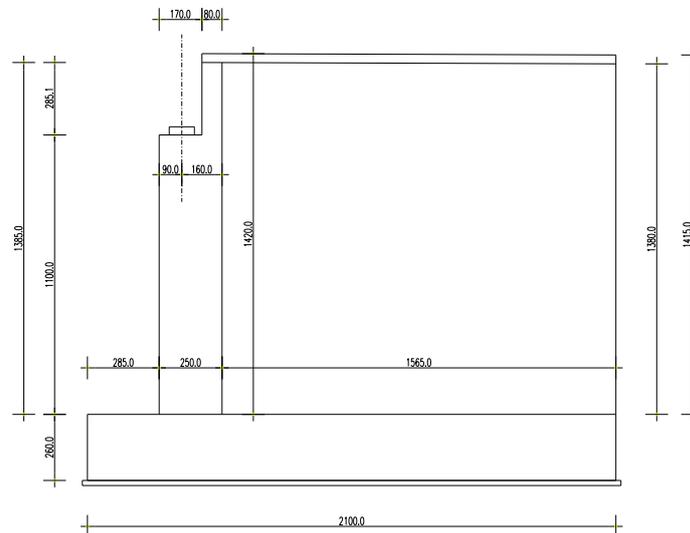
Per quanto riguarda la bibliografia, è possibile individuare il cedimento relativo tra un elemento di sostegno ed il terreno di spinta situato a tergo dello stesso; in particolare al capitolo 11.2 del libro "Fondazioni – progetto e analisi" del giugno 1991 di Joseph E. Bowles edito da McGraw – Hill, si definiscono, a seconda della tipologia del terreno, dei rapporti minimi tra cedimento ed altezza dell'elemento di sostegno per l'instaurarsi della spinta attiva, ovvero l'entità minima della traslazione affinché lo spostamento sia da considerarsi non trascurabile.

Per terreni incoerenti densi, come nei casi in esame rappresentati dal rilevato lavorato con rulli compattatori, il Bowles definisce tale spostamento pari a $0,001H \div 0,002H$, dove H rappresenta l'altezza dell'opera di sostegno; in definitiva si può quindi assumere prudenzialmente un valore della traslazione pari allo 0,5% come assunto dalle specifiche tecniche affinché si sviluppi un tipo di spinta attiva.

Rimandando alla bibliografia citata il significato della teoria alla base di tale assunzione, si effettua il calcolo dello spostamento di un muro frontale di una spalla tipo presente nei viadotti in oggetto di progettazione al fine di giustificare l'assunzione del coefficiente di riduzione sismica $\beta_m = 0,31$ indicato dalle NTC 2008 al punto 7.11.6.2.1.

Si effettua il calcolo dell'entità di tale spostamento per la Spalla A in oggetto:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

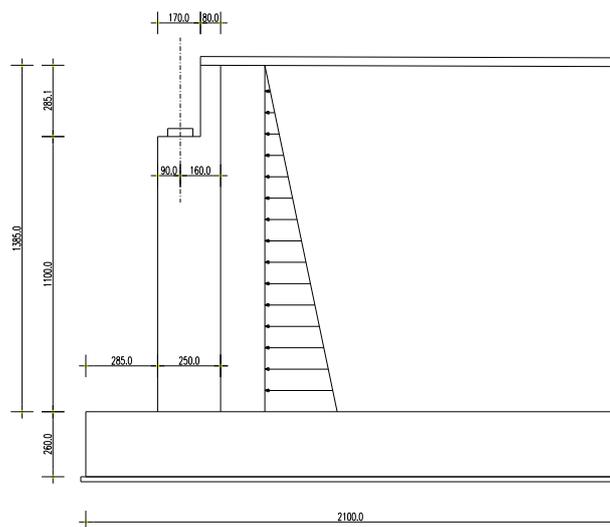


Si effettua il calcolo del cedimento in testa al muro frontale dovuto essenzialmente a 3 contributi:

- 1) Spinta attiva del terreno a tergo del muro con distribuzione triangolare;
- 2) Sovra spinta sismica per Mononobe-Okabe modellata come azione concentrata ad $H/2$, come stabilito dalla teoria; a tale forza si sommano le forze inerziali dovute a massa del terreno e del muro frontale ipotizzate con $\beta_m = 0,31$, con il medesimo punto di applicazione;
- 3) Forza sismica orizzontale in testa al muro derivante dall'impalcato.

I calcoli sono riferiti ad un metro di profondità del muro.

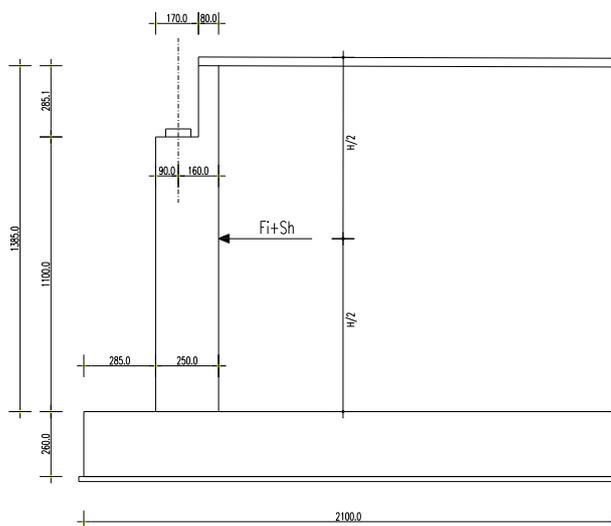
- 1) Il modello per la spinta attiva del terreno a tergo è così schematizzato:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

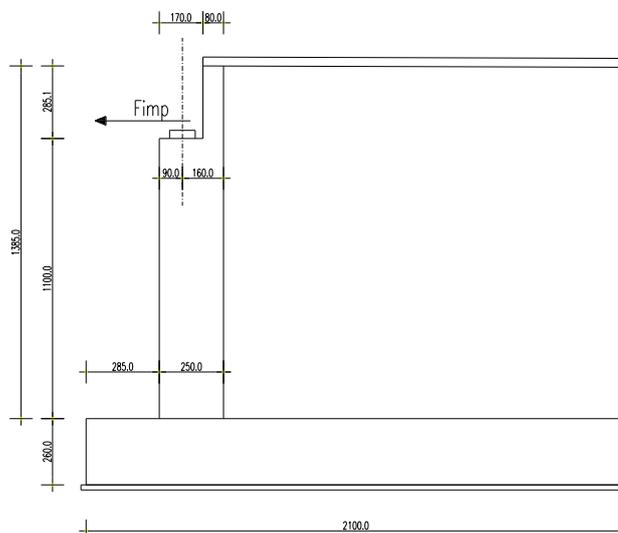
$$f_1 = \frac{1}{30} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EJ} = \frac{1}{30} \cdot \frac{78,46 \cdot 14,05^4}{3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0225 \text{ m} = 22,5 \text{ mm}$$

2) Il modello per le azioni sismiche da forze inerziali e sovra spinta sismica del terreno è così schematizzato:



$$f_2 = \frac{P \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3 \cdot EJ} = \frac{(918 + 120) \cdot 7,02^3}{3 \cdot 3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0265 \text{ m} = 26,5 \text{ mm}$$

3) Il modello per le azioni sismiche derivanti dall'impalcato è così schematizzato:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$f_2 = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot EJ} = \frac{68 \cdot 11,50^3}{3 \cdot 3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0076 \text{ m} = 7,6 \text{ mm}$$

Il cedimento totale del muro frontale schematizzato come mensola incastrata alla base vale quindi:

$$f_1 + f_2 + f_3 = 22,5 + 26,5 + 7,6 = 56,6 \text{ mm}$$

Tale valore di spostamento in testa al paramento verticale risulta pari a circa 0,40% dell'altezza della spalla e ciò consente di ritenere corretto l'utilizzo del fattore β_m ridotto in quanto il valore limite fissato nell'Eurocodice EC7 (Annesso C) e nella letteratura più conosciuta (Lancellotta – Geotecnica), perché si attivi la spinta attiva, è pari allo 0,05% - 0,10% dell'altezza della spalla

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento SS0688_F0.doc	Rev F0

10.1.1.2 Combinazioni di carico statiche

Si considerano le combinazioni di carico statiche allo SLU previste dalla normativa vigente:

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro			
				Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2		
SLU GEO	Vento	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,30										1,00	1,00	
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
Gruppo 1 rilevato	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,00	0,00	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	
	γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Qi}	Ψ_0	γ_{Qj}	Ψ_0	γ_{Qj}	Ψ_0	γ_{Qj}	Ψ_0	γ_{Qj}	Ψ_0	γ_{Qj}	Ψ_0	γ_{Qj}	
SLU STR	Vento	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50											1,00	1,20
	Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
Gruppo 1 rilevato	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	
SLE	Vento	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00											1,00	1,00
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
Gruppo 1 rilevato	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	

10.1.1.3 Combinazioni di carico Sismiche

Secondo le "Norme Tecniche 2008" le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l'azione sismica e Q_{kj} sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.		Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SISMA X N+	1,00	1,00	0,20		1,00	0,30	0,30

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20	0,30	1,00	0,30
------------	------	------	------	------	------	------

10.1.2 MODELLO DI CALCOLO

10.1.2.1 Descrizione del modello di calcolo

Per quanto concerne l'analisi strutturale condotta sulla spalla, è necessario chiarire preliminarmente quelle che sono le scelte di modellazione adottate.

Da un punto di vista dello schema statico i singoli elementi compositi della spalla, quali il muro frontale e il paraghiaia sono stati schematizzati come mensole incastrate alla base.

La modellazione di tali elementi è stata poi ricondotta a porzioni di struttura di profondità unitaria, ottenendo in questo modo, grazie ad una lecita bi-dimensionalizzazione del problema, un consistente sgravio computazionale.

Nella valutazione delle spinte agenti sulla struttura ad opera del terreno a tergo in condizioni sismiche, ci si è ricondotti alle teorie di comprovata validità di Mononobe-Okabe. Tale scelta supportata dalle prescrizioni della normativa vigente è avvalorata da una riflessione condotta sulla possibile cinematica dell'elemento spalla. Ritenendo infatti erroneo supporre una completa staticità della struttura, si è preferito utilizzare la suddetta teoria rispetto ad altre presenti in letteratura (es. Wood).

Per una descrizione dettagliata delle trattazioni teoriche alla base di tali teorie si rimanda alla bibliografia citata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.3 AZIONI SISMICHE: CONFRONTO ANALISI DINAMICA – ANALISI STATICA EQUIVALENTE

Al fine di poter emettere un giudizio motivato sull'accettabilità dei risultati ottenibili con l'utilizzo degli accelerogrammi spettro – compatibili dell'analisi dinamica utilizzata, si è proceduto all'analisi di una spalla tipo, individuata nella spalla SpA del Viadotto Curcuraci direzione Reggio Calabria, confrontando il risultato del calcolo operato con l'utilizzo di detti accelerogrammi con l'analogo calcolo effettuato con il metodo statico equivalente. Alla luce dei risultati, si può affermare, come più oltre analiticamente dimostrato, che gli scostamenti in termini di spostamenti ed azioni agli appoggi sono dell'ordine del 5% in media e del 10% di massimo e comunque sempre in favore di sicurezza. Pertanto l'analisi di cui al presente paragrafo viene estesa, per analogia, anche all'opera in oggetto, la quale presenta caratteristiche geometriche, statiche e di situazione geologico – geotecnica assimilabili a quella effettivamente analizzata.

Si effettua quindi nel seguito un confronto tra i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare con uso di accelerogrammi spettrocompatibili e dall'analisi lineare statica equivalente con uso di spettri da NTC 2008. Nel seguito si descrivono i due approcci e si confrontano i risultati ottenuti nei parametri di azioni sugli isolatori e spostamenti dei giunti trasversali di impalcato.

10.1.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

Lo studio sismico è stato effettuato tramite un'analisi lineare dinamica con l'impiego di accelerogrammi come indicato dalla normativa italiana DM2008 (§ 3.2.3.6).

Si utilizzano accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro elastico di risposta adottato nel capitolo 4 paragrafo 4.3.14.6; in particolare l'analisi è condotta con più di 7 serie temporali e si sono assunti i valori medi ottenuti dal modello come azioni di progetto, inoltre per descrivere il moto sismico si è tenuto in conto di non utilizzare lo stesso accelerogramma simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali.

Per ricavare gli accelerogrammi spettro compatibili si è utilizzato il programma **REXEL 3.0 beta**, redatto:

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2009).

REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.

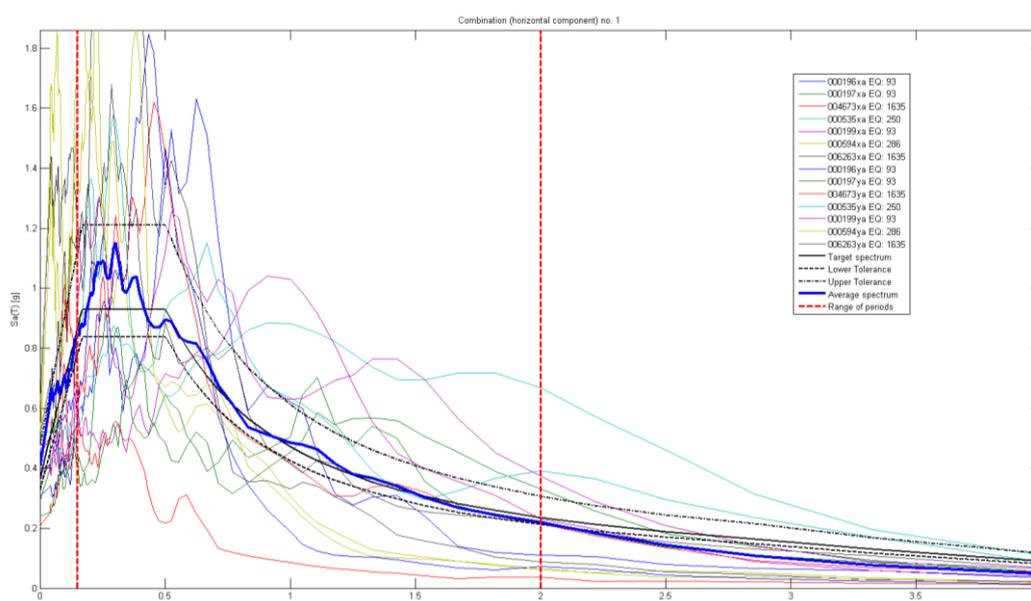
Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

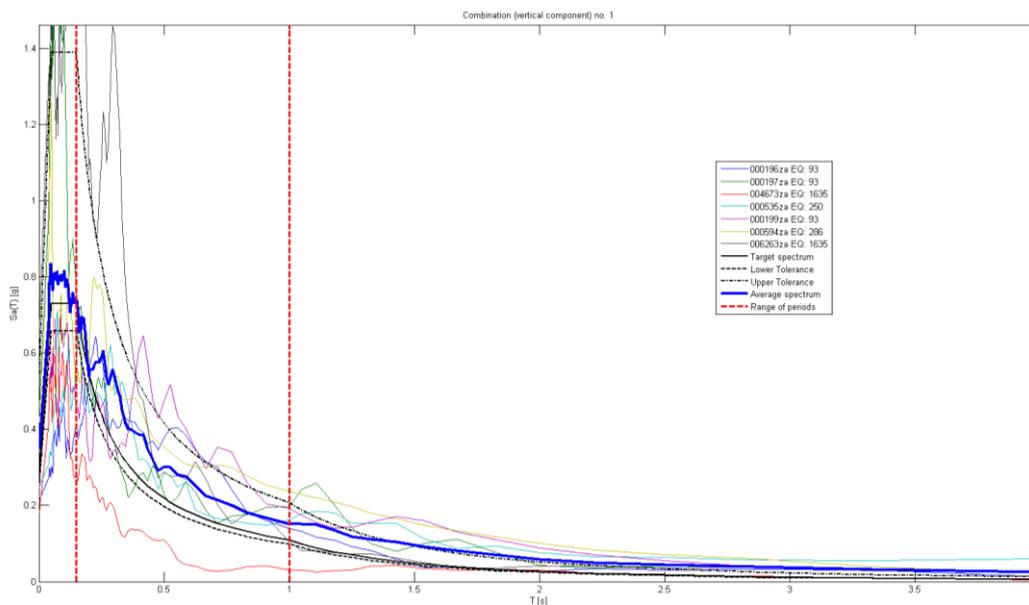
Il programma citato crea degli accelerogrammi spettro-compatibili con gli spettri elastici derivanti, in accordo con le Norme Tecniche 2008, dai parametri di coordinate del sito, categoria di sottosuolo, categoria topografica, vita nominale, classe d'uso e stato limite.

Tale modellazione risulta in accordo con quanto richiesto dalle NTC2008 per strutture isolate al paragrafo 7.10.2, ossia che la sovrastruttura e la sottostruttura devono mantenersi in campo elastico, coincidente con un valore del valore di struttura unitario.

Di seguito si riportano gli spettri estratti:



Spettri orizzontali



Spettri verticali

Le funzioni sono state implementate nel codice di calcolo SAP2000 definendo 7 combinazioni indipendenti.

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera in oggetto della seguente relazione si utilizzano isolatori sismici elastomerici, composti essenzialmente da due piastre, la superiore ancorata alla trave e l'inferiore al pulvino o al fusto, all'interno delle quali viene interposto uno strato di elastomero.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.3.2 AZIONI SISMICHE

Dall'analisi condotta si riportano i valori di sisma per gli appoggi distinti per le tre componenti.

	SPALLA SpA											
	101			201			301			401		
	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht
Sisma X	0	300	0	0	290	0	0	290	0	0	300	0
Sisma Y	0	0	180	0	0	180	0	0	180	0	0	180
Sisma Z	420	0	0	360	0	0	340	0	0	380	0	0

10.1.4 ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI

I giunti devono essere in grado di assorbire una deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di ± 30 °C. Tale deformazione risulta nulla in corrispondenza del baricentro dell'impalcato metallico e cresce all'aumentare della distanza dal giunto in questione al baricentro stesso. I giunti devono inoltre garantire lo spostamento dovuto alle azioni sismiche derivanti dalla modellazione. Si espongono nel seguito i valori delle escursioni termiche e degli spostamenti sismici per i giunti presenti nell'opera in oggetto:

	Δl_{term}	Δl_{sism}	$\Delta l_{ammesso}$
	mm	mm	mm
SpA	± 4	± 191	± 200

Occorre inoltre verificare che lo spostamento relativo tra le spalle sia compatibile con i giunti in oggetto, secondo le NTC2008, al paragrafo 3.2.5.2 "Spostamento assoluto e relativo del terreno", il valore dello spostamento relativo tra due punti a distanza x si può valutare con l'espressione:

$$d_{dj}(x) = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \cdot \left[1 - e^{-1,25 \left(\frac{x}{v_s} \right)^{0,7}} \right] \text{ dove:}$$

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s ricavabile dalle indagini sul terreno;

$d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}|$ spostamento relativo tra 2 punti a piccola distanza;

$$d_{ijmax} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} ;$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

d_{gi} e d_{gj} = spostamenti massimi del suolo nei punti i e j.

Essendo il terreno omogeneo tra le spalle ed i parametri sismici medesimi, si può calcolare, in accordo con il paragrafo 3.2.3.3 delle NTC2008:

$$d_{gi} = d_{gj} = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0,025 \cdot 4,373 \cdot 1,00 \cdot 0,55 \cdot 3,35 = 0,201 \text{ m}$$

Per cui :

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{0,201^2 + 0,201^2} = 0,252 \text{ m}$$

$$d_{ij0} = 1,25 \cdot (0,020 - 0,020) = 0 \text{ m}$$

$$d_{dj}(x) = 0 + (0,252 - 0) \cdot \left[1 - e^{-1,25 \left(\frac{85}{240} \right)^{0,7}} \right] = 0,114 \text{ m} = 114 \text{ mm}$$

Avendo considerato la distanza tra i punti pari a 85,00 m e una velocità media v_s per terreni di classe C come da NTC2008; lo spostamento risulta quindi compatibile con i giunti trasversali di spalla che sono stati assunti pari a +/- 200 mm.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.1.4.1 ANALISI STATICA EQUIVALENTE

Lo studio si effettua con l'ausilio di forze statiche sismiche equivalenti; per i parametri utilizzati nell'analisi sismica del graticcio di impalcato si rimanda al capitolo "4.4.3 – Azioni sismiche" dell'elaborato "CG0700PCLDSSCC5VIV0000001A-01 – Relazione di calcolo".

10.1.5 AZIONI SISMICHE

Dall'analisi condotta si riportano i valori di sisma per gli appoggi distinti per le tre componenti.

	SPALLA SpA											
	101			201			301			401		
	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht
Sisma X	0	305	0	0	294	0	0	290	0	0	289	0
Sisma Y	0	0	228	0	0	228	0	0	228	0	0	228
Sisma Z	326	0	0	266	0	0	273	0	0	321	0	0

I tabulati seguenti riportano i valori di reazioni delle molle ottenute con la modellazione e le reazioni verticali agli appoggi stessi.

TABLE: Joint Reactions - Spring Forces					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	304,8853	6,2353
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,1440	228,1107
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0000	0,0001
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	294,1113	6,2340
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0014	228,1160
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0001	0,0000
301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	290,1947	6,2287
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0014	228,1127
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0001	0,0000
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	288,6433	6,2247
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,1440	228,0993
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0000	0,0001

TABLE: Joint Reactions				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Text	Text	Text	Text	KN
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	423,6865
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0000
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	346,1493
301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	354,7475
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	417,2913

ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI

I giunti devono essere in grado di assorbire una deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di ± 30 °C. Tale deformazione risulta nulla in corrispondenza del baricentro dell'impalcato metallico e cresce all'aumentare della distanza dal giunto in questione al baricentro stesso. I giunti devono inoltre garantire lo spostamento dovuto alle azioni sismiche derivanti dalla modellazione. Si espongono nel seguito i valori delle escursioni termiche e degli spostamenti sismici per i giunti presenti nell'opera in oggetto:

	Δl_{term}	Δl_{sism}	$\Delta l_{ammesso}$
	mm	mm	mm
SpA	± 4	± 193	± 200

Di seguito si riporta l'output degli spostamenti massimi in corrispondenza dei nodi di spalla.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	m	m
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,1932608	0,004872
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001344	0,1217896
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	1,5256E-08	5,3304E-08
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,1822728	0,0048712
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	1,3008E-06	0,121792
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	7,0584E-08	1,4056E-08

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,178492	0,0048664
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	1,3304E-06	0,1217888
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	5,64E-08	3,108E-08
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,17716	0,0048632
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001344	0,1217776
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	1,7848E-08	5,52E-08

I risultati ottenuti per mezzo della modellazione statica equivalente mostrano, rispetto alla modellazione dinamica, dei valori di spostamenti e di reazioni orizzontali agli appoggi confrontabili, con discostamenti medi dell'ordine del 5% e massimi dell'ordine del 10%.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

10.1.6.1 Sollecitazioni muro frontale

MURO FRONTALE: AZIONI GLOBALI

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 11	18.722	132.571	23.985	1.085	7.685	1.390	SLU STF
Combinazione 12	24.063	144.621	25.223	1.395	8.384	1.462	
Combinazione 13	21.636	143.771	25.223	1.254	8.335	1.462	
Combinazione 14	22.719	143.803	25.113	1.317	8.336	1.456	
Combinazione 15	20.907	143.169	25.113	1.212	8.300	1.456	
Combinazione 20	18.722	171.721	29.639	1.085	9.955	1.718	
	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	20.762	109.064	17.217	1.204	6.323	998	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	20.401	108.937	17.220	1.183	6.315	998	
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 1	20.762	72.723		1.204	4.216		
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 2	20.401	72.597		1.183	4.209		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.1.6.2 Sollecitazioni fondazione

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	128.919	-135.835	1.495.919	11,01	10,55	-0,05	SLU GEO
Combinazione 2	133.468	-146.136	1.512.979	10,35	10,24	0,26	
Combinazione 3	131.400	-146.136	1.505.226	10,30	10,34	0,16	
Combinazione 4	132.323	-145.876	1.508.685	10,34	10,30	0,20	
Combinazione 5	130.780	-145.876	1.502.899	10,30	10,38	0,12	
Combinazione 6	132.323	-142.521	1.512.040	10,61	10,35	0,15	
Combinazione 7	130.780	-142.521	1.506.254	10,57	10,43	0,07	
Combinazione 8	132.323	-143.561	1.508.685	10,51	10,32	0,18	
Combinazione 9	130.780	-143.561	1.502.899	10,47	10,39	0,11	
Combinazione 10	131.544	-182.883	1.498.300	8,19	10,00	0,50	
Combinazione 11	160.050	-156.937	1.835.883	11,70	10,49	0,01	SLU STR
Combinazione 12	165.391	-169.029	1.855.910	10,98	10,20	0,30	
Combinazione 13	162.963	-169.029	1.846.807	10,93	10,30	0,20	
Combinazione 14	164.046	-168.724	1.850.869	10,97	10,25	0,25	
Combinazione 15	162.235	-168.724	1.844.076	10,93	10,33	0,17	
Combinazione 16	164.046	-164.602	1.854.991	11,27	10,30	0,20	
Combinazione 17	162.235	-164.602	1.848.198	11,23	10,38	0,12	
Combinazione 18	164.046	-166.006	1.850.869	11,15	10,27	0,23	
Combinazione 19	162.235	-166.006	1.844.076	11,11	10,34	0,16	
Combinazione 20	163.127	-212.167	1.838.678	8,67	9,97	0,53	
Comb SLE 1	112.460	-104.729	1.279.909	12,22	10,45	0,05	SLE
Comb SLE 2	116.416	-113.686	1.294.744	11,39	10,15	0,35	
Comb SLE 3	114.618	-113.686	1.288.002	11,33	10,25	0,25	
Comb SLE 4	115.420	-113.460	1.291.010	11,38	10,20	0,30	
Comb SLE 5	114.078	-113.460	1.285.979	11,33	10,28	0,22	
Comb SLE 6	115.420	-110.406	1.294.064	11,72	10,26	0,24	
Comb SLE 7	114.078	-110.406	1.289.032	11,68	10,33	0,17	
Comb SLE 8	115.420	-111.447	1.291.010	11,58	10,22	0,28	
Comb SLE 9	114.078	-111.447	1.285.979	11,54	10,30	0,20	
Comb SLE 10	114.718	-145.640	1.281.980	8,80	9,91	0,59	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	121.758	-551.032	1.287.746	2,34	6,05	4,45	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	121.039	-551.032	1.285.049	2,33	6,06	4,44	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

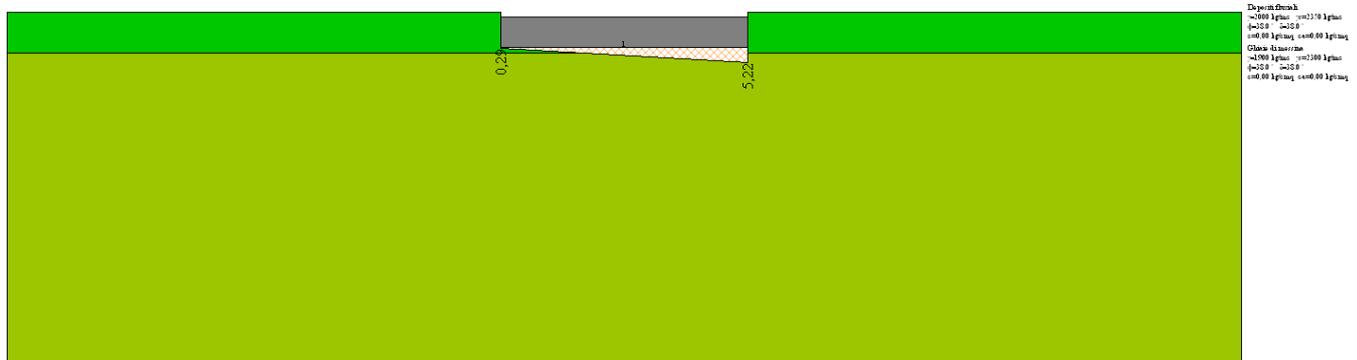
AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T long</i> (kN)	<i>T trasv</i> (kN)	
Combinazione 1	128.919	-6.439	3.545	24.659	94	SLU GEO
Combinazione 2	133.468	34.571	6.251	25.912	129	
Combinazione 3	131.400	20.614	8.771	25.912	129	
Combinazione 4	132.323	26.581	5.559	25.769	129	
Combinazione 5	130.780	16.165	7.511	25.769	129	
Combinazione 6	132.323	19.870	7.511	25.275	129	
Combinazione 7	130.780	9.455	7.511	25.275	129	
Combinazione 8	132.323	24.266	5.559	25.598	129	
Combinazione 9	130.780	13.850	7.511	25.598	129	
Combinazione 10	131.544	65.793	3.733	30.379	129	
Combinazione 11	160.050	1.581	4.116	28.468	108	SLU STR
Combinazione 12	165.391	49.723	7.289	29.938	149	
Combinazione 13	162.963	33.338	10.247	29.938	149	
Combinazione 14	164.046	40.343	6.476	29.770	149	
Combinazione 15	162.235	28.116	8.768	29.770	149	
Combinazione 16	164.046	32.099	8.768	29.164	149	
Combinazione 17	162.235	19.873	8.768	29.164	149	
Combinazione 18	164.046	37.626	6.476	29.571	149	
Combinazione 19	162.235	25.399	8.768	29.571	149	
Combinazione 20	163.127	86.323	4.332	31.263	149	
Comb SLE 1	112.460	5.648	2.827	18.986	72	SLE
Comb SLE 2	116.416	41.308	5.162	20.075	100	
Comb SLE 3	114.618	29.171	7.353	20.075	100	
Comb SLE 4	115.420	34.360	4.560	19.951	100	
Comb SLE 5	114.078	25.303	6.258	19.951	100	
Comb SLE 6	115.420	28.254	6.258	19.502	100	
Comb SLE 7	114.078	19.197	6.258	19.502	100	
Comb SLE 8	115.420	32.347	4.560	19.803	100	
Comb SLE 9	114.078	23.291	6.258	19.803	100	
Comb SLE 10	114.718	68.201	2.972	21.057	100	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	121.758	379.957	110.317	63.766	14.809	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	121.039	377.542	110.494	63.766	14.809	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Sollecitazione sezione A-A

Il momento flettente e il taglio sono calcolati rispetto al filo anteriore del muro frontale; si considera la situazione più gravosa corrispondente tra le combinazioni GEO, alla combinazione 11 in condizioni sismiche. Si riporta di seguito la pressione sul terreno lungo l'asse longitudinale della spalla:



$$M_{SDA} = \left[(4,55 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,60) \cdot \frac{2,85^2}{2} + (5,22 - 4,55) \cdot 10 \cdot \frac{2,85^2}{3} \right] \cdot 10 = 1.770 \text{ kNm}$$

$$V_{SDA} = \left[(4,55 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,60) \cdot 2,85 + (5,22 - 4,55) \cdot 10 \cdot \frac{2,85}{2} \right] \cdot 10 = 1.210 \text{ kN}$$

Sollecitazione sezione B-B

Il momento flettente e il taglio sono calcolati rispetto al filo posteriore del muro frontale; si considera la situazione più gravosa corrispondente tra le combinazioni GEO, corrispondente alla combinazione 11 in condizioni sismiche:

$$M_{SDB} = \left[(1,900 \cdot 14,20 + 2,500 \cdot 2,60) \cdot \frac{15,65^2}{2} - 0,29 \cdot 10 \cdot \frac{15,65^2}{2} - (3,96 - 0,29) \cdot 10 \cdot \frac{15,65^2}{6} \right] \cdot 10 = 22.470 \text{ kNm}$$

$$V_{SDB} = \left[(1,900 \cdot 14,20 + 2,500 \cdot 2,60) \cdot 15,65 - 0,29 \cdot 10 \cdot 15,65 - (3,96 - 0,29) \cdot 10 \cdot \frac{15,65}{2} \right] \cdot 10 = 1.914 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

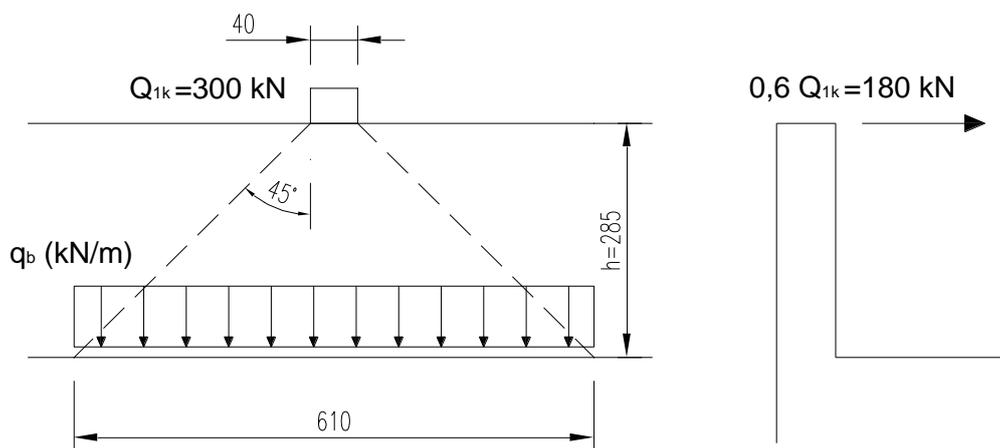
10.1.6.3 Sollecitazioni paraghiaia

La verifica viene effettuata secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno	$\phi = 35^\circ$
Peso specifico del terreno	$\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Sovraccarico	$q = 90,91 \text{ kN/m}^2$
Spinta del terreno alla base	$p_1 = k_0 \quad \sigma_v = 0,43 \times 19,00 \times 2,85 = 23,20 \text{ kN/m}^2$
Spinta del sovraccarico	$p_2 = k_0 \quad q = 0,43 \times 90,91 = 39,09 \text{ kN/m}^2$

Alla spinta della terra va aggiunto, in accordo con quanto specificato dalle NTC 2008 al punto 5.1.3.3.6 e ripreso dalla circolare n°617 del 2 febbraio 2009 al paragrafo C5.1.3.3.7.2 "Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte", il carico verticale Q_{1k} ed un'azione orizzontale di frenamento pari a $0,6 Q_{1k}$. Tali azioni si ripartiscono a 45° lungo l'altezza del paraghiaia per arrivare alla pressoflessione di base ogni metro lineare, come descritto nell'immagine seguente.



Larghezza di influenza	$b = 0,40 + 2 \cdot 2,60 = 5,60 \text{ m}$
Pressione dovuta a Q_{1k}	$q_b = 300 / 5,60 = 53,57 \text{ kN/m}$

Approccio 1:

Combinazione 1 → Stato Limite Ultimo STR:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<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						

$$M_{sd} = 23,20 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,85^2}{6} + 39,09 \cdot 1,50 \cdot \frac{2,85^2}{2} + 180 \cdot 1,50 \cdot \frac{2,85}{6,10} = 406 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 23,20 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,85}{2} + 39,09 \cdot 1,50 \cdot 2,85 + 1,50 \cdot \frac{180}{6,10} = 256 \text{ kN / m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle "Norme Tecniche 2008" al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,31 \cdot 1,00 \cdot 0,4373 = 0,136$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e di sisma vale:

Coefficiente di spinta attiva: $k_a = 0,271$

Coefficiente di spinta statica + sisma: $k_{ah} = 0,339$

Spinta attiva del terreno alla base: $p_3 = k_a \quad \sigma_v = 0,271 \times 19,00 \times 2,85 = 14,67 \text{ kN/m}^2$

Spinta attiva + sisma alla base: $p_4 = k_{ah} \quad \sigma_v = 0,339 \times 19,00 \times 2,72 = 18,36 \text{ kN/m}^2$

Forze di inerzia: $F_i = k_h \quad P = 0,4373 \times (0,80 \times 2,85 \times 25) = 24,49 \text{ kN}$

$$M_{sd} = 18,36 \times 1,00 \times \frac{2,85^2}{4} + 39,09 \times 0,20 \times \frac{2,85^2}{2} + 24,49 \times 1,00 \times \frac{2,85}{2} = 103,93 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 18,36 \times 1,00 \times \frac{2,85}{2} + 39,09 \times 0,20 \times 2,85 + 24,49 \times 2,85 = 118,24 \text{ kN / m}$$

10.1.7 VERIFICA DELLE SEZIONI

10.1.7.1 Muro frontale

FLESSIONE ALLA SEZIONE DI BASE (SLU)

$$M_{sd} = 9.955 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 1.085 \text{ kN}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	φ26/10
	tesa	φ26/10 I strato
		φ26/10 II strato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SOLLECITAZIONI	Msd =	9.955 kNm
	Nsd =	1.085 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	10.766 kNm
	Nrd =	1189 kNm
	IR =	1,09

TAGLIO (SLU)

$$V_{sd} = 1.677 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (VRd):	1019.216
Indice di resistenza:	1.67
Verifica delle bielle compresse	
Taglio resistente ultimo (VRcd):	7755.588
ctg(Theta):	1.00
Indice di resistenza:	0.22
Verifica con armatura trasversale	
Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	1701.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	20.38
Staffe a 4 braccia	
:	ø20/61.7cm

VERIFICA TENSIONALE (SLE):

Si procede alla verifica tensionale della sezione di base che risulta essere maggiormente sollecitata.

Comb. Quasi Permanente

	N (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Comb SLE 4	115.420	36.989	4.560

SEZIONE	base (cm)	1725
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	ø26/10

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	tesa	$\phi 26/10$	I strato
		$\phi 26/10$	II strato
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (N/mm^2) 4,3 < 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94$	
	ferro	$\sigma_f = (N/mm^2) 63 < 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360$	

10.1.7.2 Verifiche fondazione

FLESSIONE ALLA SEZIONE A-A:

$$M_{sd} = 1.770 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	260
ARMATURA	compressa	$\phi 26/10$
	tesa	$\phi 26/10$
SOLLECITAZIONI	Msd =	1.770 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	5.250 kNm
	IR =	2,94

TAGLIO ALLA SEZIONE A-A:

$$V_{sd} = 1.210 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (Vrdu1):	68665.141
Indice di resistenza:	1.76
Verifica delle bielle compresse	
Taglio res. ultimo (Vrdu2):	809503.813
Indice di resistenza:	0.15
Verifica con armatura trasversale	
Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (Vrdu3):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (Vwd):	120999.990
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	13.24
Staffe a 4 braccia (in accordo con i minimi di norma per fondazioni):	$\phi 20/30\text{cm}$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

FLESSIONE ALLA SEZIONE B-B:

$$M_{sd} = 22.470 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	260
ARMATURA	compressa	$\phi 26/10$
	tesa	$\phi 30/10$ I strato
		$\phi 30/10$ II strato
		$\phi 30/10$ III strato
		$\phi 30/10$ IV strato
SOLLECITAZIONI	Msd =	22.470 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	24.719 kNm
	IR =	1,10

TAGLIO ALLA SEZIONE B-B:

$$V_{sd} = 1.914 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (Vrdu1):	115935.570
Indice di resistenza:	1.65
Verifica delle bielle compresse	
Taglio res. ultimo (Vrdu2):	761885.938
Indice di resistenza:	0.25
Verifica con armatura trasversale	
Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (Vrdu3):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (Vwd):	191399.981
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	22.25
Staffe a 4 braccia (in accordo con i minimi di norma per fondazioni): $\phi 20/30\text{cm}$	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.7.3 Paraghiaia

PRESSOFLESSIONE ALLA SEZIONE DI BASE

$$M_{sd} = 406 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	φ24/20
	tesa	φ24/20
SOLLECITAZIONI	Msd =	406 kNm
	Nsd =	54 kN
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	639 kNm
	IR =	1,57

TAGLIO:

$$V_{sd} = 256 \text{ kN}$$

Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (VRd):	244.596
Indice di resistenza:	0.86
Verifica delle bielle compresse	
Taglio resistente ultimo (VRcd):	2381.062
ctg(Theta):	1.00
Indice di resistenza:	0.09
Verifica con armatura trasversale	
Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	256.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	7.99
Applicare solo i minimi di norma perchè la sezione non richiede armatura trasversale a taglio (V<=VRdu1)	
Staffe a 4 braccia:	ø20/80 cm

FESSURAZIONE (SLE):

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili:

COMBINAZIONE FREQUENTE

- combinazione (frequente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_1(q_1 + q_2)$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$W_D \leq \cdot W_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \times 23,20 \times 2,85^2 / 6 + 1,00 \times 0,75 \times 39,09 \times 2,85^2 / 2 = 150 \text{ kNm}$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	5φ24
	tesa	5φ24
SOLLECITAZIONI	Msd =	150 kNm
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{N/mm}^2)$ 1,2
	ferro teso	$\sigma_f = (\text{N/mm}^2)$ 7,3
	ampiezza fess. $w_D = (\text{mm})$	0,00

VERIFICA SODDISFATTA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

- combinazione (quasi permanente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_2 (q_1 + q_2)$$

$$W_D \leq \cdot W_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \times 23,20 \times 2,85^2 / 6 + 1,00 \times 0,00 \times 39,09 \times 2,85^2 / 2 = 31,40 \text{ kNm}$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	5φ20
	tesa	5φ20
SOLLECITAZIONI	Msd =	31,40 kNm
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{N/mm}^2)$ 0,3
	ferro teso	$\sigma_f = (\text{N/mm}^2)$ 1,6
	ampiezza fess. $w_D = (\text{mm})$	0,00

VERIFICA SODDISFATTA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.1.8 VERIFICA DEI MURI ANDATORI PREFABBRICATI

Per il sostegno del rilevato stradale nel primo tratto della Rampa 3 oltre i muri laterali della spalla SpA si utilizzano dei muri prefabbricati in c.a. su fondazioni dirette per uno sviluppo lineare totale di 32,50 m, caratterizzati da un'altezza netta dell'elevazione pari a 9,00 m. Si riporta di seguito la verifica dei muri in questione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La presente relazione illustra gli schemi statici e i dimensionamenti adottati per i pannelli prefabbricati.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

CALCESTRUZZO PREFABBRICATO PER PANNELLI – C35/45

resistenza caratteristica cilindrica	fck = 350	kg/cm ²
resistenza caratteristica cubica	fck(c) = 450	kg/cm ²
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	fc _m = 430	kg/cm ²
valore medio resistenza a trazione assiale	ft _m = 32.1	kg/cm ²
modulo di elasticità secante	E _{cm} = 340771	kg/cm ²

CALCESTRUZZO IN OPERA PER SUOLA DI STABILIZZAZIONE – C20/25

resistenza caratteristica cilindrica	fck = 200	kg/cm ²
resistenza caratteristica cubica	fck(c) = 250	kg/cm ²
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	fc _m = 280	kg/cm ²
valore medio resistenza a trazione assiale	ft _m = 22.1	kg/cm ²
modulo di elasticità secante	E _{cm} = 299620	kg/cm ²

CALCESTRUZZO IN OPERA PER PIANO D'APPOGGIO – C16/20

resistenza caratteristica cilindrica	fck = 160	kg/cm ²
resistenza caratteristica cubica	fck(c) = 200	kg/cm ²
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	fc _m = 240	kg/cm ²
valore medio resistenza a trazione assiale	ft _m = 19,05	kg/cm ²
modulo di elasticità secante	E _{cm} = 286079	kg/cm ²

ACCIAIO B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} = 4500	kg/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f _{tk} = 5400	kg/cm ²

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

PARAMETRI GEOTECNICI

TERRENO DI RIEMPIMENTO

$\Phi = 35^\circ$	angolo di attrito interno
$\gamma = 1800 \text{ daN/mc}$	peso specifico del terreno
$c' = 0 \text{ daN/cmq}$	coesione

3.2 TERRENO DI FONDAZIONE

$\Phi = 38^\circ$	angolo di attrito interno
$\gamma = 1800 \text{ daN/mc}$	peso specifico del terreno
$c' = 0 \text{ daN/cmq}$	coesione

Al falda si assume a profondità non significative per le verifiche dei muri.

CARATTERIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Secondo quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008, ai fini delle verifiche di sicurezza di una struttura devono essere definiti i seguenti parametri:

- VITA NOMINALE : vista l'importanza strategica dell'opera si considera $V_N \geq 100$ anni;
- CLASSE D'USO : IV
- PERIODO DI RIFERIMENTO (per l'azione sismica) : 200 anni.

CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

AZIONI PERMANENTI (G)

- Pesì Propri : prefabbricato, fondazione e terreno sulla fondazione;
- Spinte del terreno : l'interazione terreno-struttura è tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta attiva.

AZIONI VARIABILI (Q)

- Sovraccarico accidentale dovuto alla presenza di veicoli di 2000 daN/mq (Q1).

AZIONI SISMICHE (E)

Parametri sismici adottati :

- TEMPO DI RITORNO :	1898 anni
- CATEGORIA SOTTOSUOLO :	B
- CATEGORIA TOPOGRAFICA :	T1
- FATTORE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA :	1
- FATTORE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA :	1.2
- ACC. ORIZZ. MASSIMA SU SITO RIGIDO:	0.4373

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 – par. 2.5.3 e tabella 2.5.I, si riportano i coefficienti di combinazione adottati:

COMBINAZIONI SLU

COMBINAZIONE	PERMANENTI		ACCIDENTALI		VENTO		SISMA		URTO	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
Comb A1+M1	1.3	1.0	1.5	1.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A1+M1	1.3	1.0	1.5	0.7	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A2+M2	1.0	1.0	1.5	1.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb A2+M2	1.0	1.0	1.5	0.7	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb EQ	1.1	1.0	1.5	1.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb EQ	1.1	1.0	1.5	0.7	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma (ag/g=0.05)	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.3	1.0	0.0	0.0	0.0
URTO	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.3	0.0	0.0	1.0	0.0

COMBINAZIONI SLE

COMBINAZIONE	PERMANENTI		ACCIDENTALI		VENTO		SISMA		URTO	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
RARA	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
FREQUENTE	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
Q. PERMANENTE	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

MURO DI ALTEZZA FINO A 10.10 m

L'analisi viene condotta prendendo come riferimento un elemento modulare prefabbricato di larghezza 2.50 m, considerando il contributo delle due nervature di irrigidimento a tergo del paramento verticale. Le nervature di irrigidimento di spessore 15/18 cm presentano un primo tratto a sezione costante di altezza $h=30$ cm ed un secondo ad altezza variabile secondo un'inclinazione del 20% sulla verticale. Il paramento può essere verticale o inclinato fino ad un massimo del 10%, anche se a favore di sicurezza nel dimensionamento si considera sempre verticale. Le due nervature sono collegate fra loro da una soletta di spessore costante $s=10$ cm.

I bordi presentano un giunto "a sella" maschio-femmina in modo da trattenere i materiali e da permettere il montaggio degli elementi anche seguendo una curva, sia concava che convessa.

Alla base del muro le nervature presentano ciascuna un'apertura trasversale per il passaggio delle armature della trave di collegamento che si realizza fra i pannelli; l'altezza dell'apertura viene determinata in base all'altezza della suola di stabilizzazione, assicurando un adeguato ricoprimento dell'armatura superiore della trave.

I muri in oggetto sono tipo "T" dove il tipo di fondazione è sia a monte che a valle.

VERIFICHE DI STABILITA' E VERIFICHE STRUTTURALI -SLU

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_s F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.3)$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 1:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 : (A2+M2+R2).

Per la sola verifica a ribaltamento si considera la sola combinazione (EQ+M2+R2).

VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B^i N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

Fattore di capacità portante	N _c N _γ N _q	(N _q -1)cotφ 1,5*(N _q -1)tanφ e ^{tanφ} tan ² (45+φ/2)	Hansen Hansen Hansen
Fattore correttivi	forma s _c s _γ	1 per fondazioni nastriformi 1 per fondazioni nastriformi	Hansen Hansen

	s_n	l per fondazioni nastriformi	Hansen
approfondimento			
d_c		$1+0,4k$	Hansen e Vesic
d_i		1	Hansen e Vesic
d_n		$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)k$	Hansen e Vesic
Inclinazione carico			
i_c		$i_q - (1-i_q)/(Nq-1)$	Hansen e Vesic
i_n		$(1-(0,7*H)/(N+B*c*\cot\phi))^5$	Hansen
i_n		$(1-(0,5*H)/(N+B*c*\cot\phi))^5$	Hansen
Inclinazione fondazione*			
b_c		$1-\eta/147^\circ$	Hansen
b_n		$\exp(-2,7*\eta\tan\phi)$	Hansen
b_n		$\exp(-2*\eta\tan\phi)$	Hansen
Inclinazione piano campagna**			
e_c		$eg - [(1-eg)/(Nc*\tan\phi)]$	Hansen
e_n		$(1-\tan\beta)^2$	Hansen
e_n		e_c	Hansen

* η = inclinazione base fondazione

** β = inclinazione pendio (dipende dall'angolo d'inclinazione del rilevato e dall'altezza del rilevato)

Tabella 1 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Il coefficiente di sicurezza a capacità portante è dato da:

$$F_s = \frac{q_{lim-q}}{q_{amm} - q}$$

dove:

q_{lim} = capacità portante limite del terreno

q = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

q_{amm} = pressione verticale uniforme sulla fondazione di area ridotta (N/Br)

F_s = coefficiente di sicurezza (R1,R2,R3<4p)

COEFFICIENTI SULLE AZIONI γF

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_s)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_G	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_G	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano computatamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

COEFFICIENTI SUI MATERIALI γ_M

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_d$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_d	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	s_u	γ_{su}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_s	1,0	1,0

COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE γ_R

Tabella 6.5.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

VERIFICHE S.L.E.

Due sono le verifiche condotte:

1. Verifiche a fessurazione;
2. Verifiche delle tensioni di esercizio

VERIFICA A FESSURAZIONE

Secondo le prescrizioni riportate nella norma UNI EN 206-1 il muro Paver può essere soggetto alle condizioni ambientali corrispondenti alle seguenti classi di esposizione : XD1 e XC3 (per le classi XF e XA è necessario fare riferimento ai parametri qualitativi del calcestruzzo).

Per la definizione del limite di apertura delle fessure si assumono i seguenti parametri:

- Condizioni ambientali aggressive
- Armagliatura poco sensibili

quindi

combinazione frequente : $w_k = 1,7 \cdot w_m \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

combinazione quasi permanente : $w_k = 1,7 \cdot w_m \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

4.1.2.2.5 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

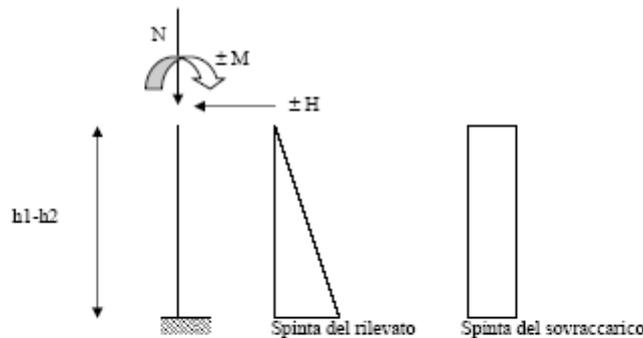
Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

VERIFICHE PANNELLO PREFABBRICATO

VERIFICA A FLESSIONE NEL PIANO VERTICALE

Si adotta lo schema statico di mensola incastrata nella fondazione, secondo lo schema seguente:

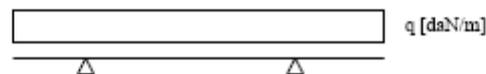


Viene condotta una verifica a presso flessione di un'equivalente sezione a T, con una sola nervatura data dalla somma delle due nervature, a partire dal bordo superiore del paramento prefabbricato, con passo di esplorazione "d"

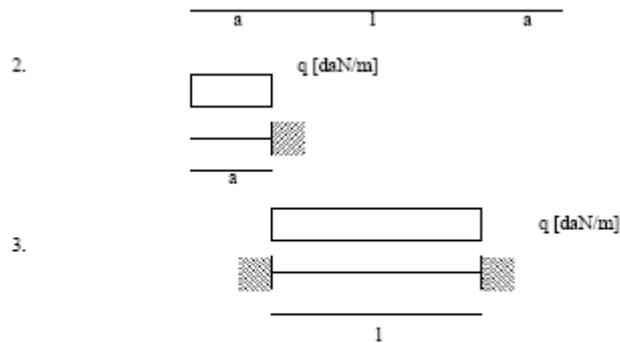
VERIFICA A FLESSIONE NEL PIANO ORIZZONTALE

Gli schemi statici adottabili per la verifica della soletta nel piano orizzontale sono i seguenti :

1.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



In quanto per le caratteristiche geometriche del pannello è sempre $a > l/2$ lo schema di carico più gravoso si ha per la condizione 2, per cui nel calcolo si adotta lo schema di mensola incastrata nella nervatura. Viene valutato lo sforzo di flessione a cui sono sottoposti i due sbalzi laterali del pannello, alla sezione d'attacco con le nervature verticali.

VERIFICA A TAGLIO

Secondo quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 :

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4.1.17)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rd,t} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;									
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;									
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;									
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);									
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	<table style="border: none; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="padding-right: 10px;">1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 10px;">$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$</td> <td>per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 10px;">1,25</td> <td>per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 10px;">$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$</td> <td>per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$</td> </tr> </table>	1	per membrature non compresse	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
1	per membrature non compresse									
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$									
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$									
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$									

SOLETTA DI FONDAZIONE

VERIFICA A FLESSIONE

Si verifica la sezione resistente della soletta di fondazione, sollecitata a momento flettente per effetto del carico del terreno insistente su di essa, del sovraccarico e della reazione scambiata all'interfaccia con il terreno d'appoggio.

Si adotta lo schema statico di mensola incastrata nel cordolo armato passante nei fori delle nervature stesse.

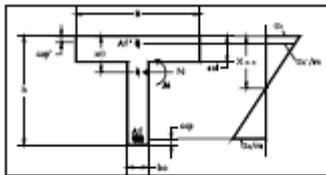
RELAZIONE TECNICA PER MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO H = mt 10,1

MURO TIPO T

1) DATI DI PROGETTO :			
1a) <u>Dati geotecnici</u>			
-	angolo di attrito interno in gradi	gradi (ϕ)	35
-	peso specifico	daN/mc (γ)	1800
-	angolo di attrito terra-muro valore prudenziale	gradi (δ)	23
-	angolo di inclinazione piano di campagna	gradi (ϵ)	0
-	coesione	daN/cm ² (c)	0
1b) <u>Carichi agenti</u>			
-	sovraccarico variabile stradale/femoviarlo	daN/mq (qa)	2000
-	sovraccarico permanente	daN/mq (qp)	0
-	Forza orizzontale in testa var. (positivo tende lato monte)	daN per pannello (Fv)	0
-	Forza orizzontale in testa ecc. (positivo tende lato monte)	daN per pannello (Fe)	0
-	sovraccarico sulla fondazione a monte H	daN/mq (q1)	0
-	momento in testa var. (positivo tende lato monte)	daNm per pannello (momv)	0
-	momento in testa ecc. (positivo tende lato monte)	daNm per pannello (mome)	0
-	Forza verticale in testa (positivo di compressione)	daN per pannello N	0
-	braccio di N rispetto al paramento vert (+ verso nervature)	m braccio	0
1b) <u>Dati sismici</u>			
-	Classe d'uso IV	SLV (Cu)	2
-	vita nominale	anni (Vn)	100
-	periodo di riferimento	anni (Vr)	200
-	tempo di ritorno	anni (Tr)	1898
-	accelerazione orizzontale massima su un sito rigido	g (ag)	0,4373
-	fattore di amplificazione spettrale	F0	2,62
-	periodo d'inizio	sec T0*	0,33
-	categoria sottosuolo	S	B
-	categoria topografica	T	1
-	fattore di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2
-	fattore di amplificazione topografica	St	1
1d) <u>Morfologia del muro</u>			
-	altezza del muro	mt (h1)	10,1
-	distanza tra il punto di ribaltamento e il baricentro G dell'elemento prefabbricato	mt (XG)	2,47
-	distanza tra il baricentro G del pannello e soletta	mt	0,47
-	peso elemento prefabbricato	daN (P)	12925
-	angolo di inclinazione parete prefabbricato rispetto l'orizzontale in gradi	gradi (β)	90
-	larghezza elemento prefabbricato	m (b1)	2,50
-	dimensione appoggio muro	m (appoggio)	2,02
-	altezza sezione in sommità (tratto a sez. costante)	m	0,30
-	pendenza nervatura	m (pendenza)	20%
-	larghezza nervatura/e	m (s)	0,36
-	spessore soletta	m (sol)	0,1
1e) <u>Morfologia della fondazione</u>			
-	spessore massimo soletta di fondazione	m (h2)	1,00
-	spessore minimo soletta di fondazione a monte	m (h3)	1,00
-	spessore minimo soletta di fondazione a valle	m (h4)	1,00
-	larghezza fondazione	m (l)	6,00
-	dimensione sbalzo anteriore	m (sbalzo)	2,00
-	larghezza suola fondazione a monte	m (l1)	3,90
-	larghezza suola fuori nervatura	m (l2)	2,18
-	larghezza sottofondazione	m (lf)	0,00
-	altezza sottofondazione	m (hf)	0,00
-	soalzo a valle sottofondazione	m (sobf)	0,00
1f) <u>Dati geotecnici terreno di fondazione</u>			
-	angolo di attrito interno in gradi	gradi (ϕ)	38
-	peso specifico	daN/mc (γ)	1800
-	coesione	daN/cm ² (c)	0
-	ricoprimento fondazione a valle	m (hr)	0,4

4) VERIFICHE PREFABBRICATO :

4a) Verifica prefabbricato



A1= 4 Ø 12
A11= 4 Ø 12
A2= 4 Ø 24 L2= 8,60 m
A3= 4 Ø 24 L3= 5,70 m
A4= 4 Ø 24 L4= 2,81 m
A5= Ø Ø 0 L5= 0 m

SLE						Ka		STAFFE		diam [mm]	passo [cm]
d	h	A _s	A _s	M _u	N _u	M _u	M _u M _u	V _{ud}	V _{ud}	Ø	z
cm	cm	cm ²	cm ²	daNm	daN	daNm	>1,00	daN	daN		
124	30	4,52	4,52	1714	1762	4639	2,71	1922	43031	339	
1	331	66,2	18,10	4,52	17140	4700	41557	2,42	4700	106327	13561
2	620	124,1	36,19	4,52	84642	8812	161355	1,91	91573	204994	36755
3	910	182,0	54,29	4,52	234524	12924	360376	1,54	136094	304661	71072
4											

SISMICO						Ka		STAFFE		diam [mm]	passo [cm]
d	h	A _s	A _s	M _u	N _u	M _u	M _u M _u	V _{ud}	V _{ud}	Ø	z
cm	cm	cm ²	cm ²	daNm	daN	daNm	>1,00	daN	daN		
124	30	4,52	4,52	2949	1762	4639	1,57	1922	43031	4824	
1	331	66,2	18,10	4,52	26947	4700	41557	1,54	4700	106327	18250
2	620	124,1	36,19	4,52	124154	8812	161355	1,30	91573	204994	48358
3	910	182,0	54,29	4,52	330347	12924	360376	1,09	136094	304661	91662
4											

SLE						Ka		FREQUENTE		RARA	
d	h	A _s	A _s	M _{or}	sm	M _e	sm	wk	σ _s	σ _s	σ _s
cm	cm	cm ²	cm ²	daNm	mm	daNm	mm	mm	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
124	30	4,52	4,52	2437	-	753	-	MCR/Me	11	373	
1	331	66,2	18,10	4,52	16145	-	9169	-	MCR/Me	17	1105
2	620	124,1	36,19	4,52	57609	-	50989	-	MCR/Me	27	1421
3	910	182,0	54,29	4,52	121549	104	150031	0,00045	0,08	40	1797
4											

QUASI PERMANENTE			
M _e	sm-sm	wk	σ _s
daNm	mm	mm	daN/cm ²
581	-	MCR/Me	5
7540	-	MCR/Me	11
46670	-	MCR/Me	21
140740	0,00038	0,07	33

4b) Verifica soletta nel piano orizzontale SLU
Verifica soletta nel piano orizzontale SISMICO

20 Ø 6 M_uM_u = 2,02
M_uM_u = 1,51

Verifica soletta nel piano orizzontale - SLE RARA

σ_s[daN/cm²] = 57 < σ_slim = 210
σ_s[daN/cm²] = 1401 < σ_slim = 3520

Verifica soletta nel piano orizzontale - SLE FREQUENTE

M_{or} [daNm] = 198 > M_e = 197

Verifica soletta nel piano orizzontale - SLE QUASI PERMANENTE

σ_s[daN/cm²] = 53 < σ_slim = 157,5
M_{or}[daNm] = 198 > M_e = 193

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

10.2 ANALISI DELLA SPALLA SpB

La spalla B è costituita da una ciabatta di fondazione a base rettangolare di dimensioni da 21,00 x 12,00 m, di spessore 2,50 m e da un muro frontale di spessore pari a 2,50 m. Sul muro frontale corre un muro paraghiaia caratterizzato da spessore 0,80 m ed altezza massima pari a 3,10 m.

Ai lati della spalla sono presenti due muri andatori paralleli all'asse stradale di lunghezza pari a 6,55 m, spessore 0,80 m e altezza massima pari a 7,25 m, che poggiano sulla medesima fondazione del muro frontale.

La spalla B è rappresentata nella figura seguente:

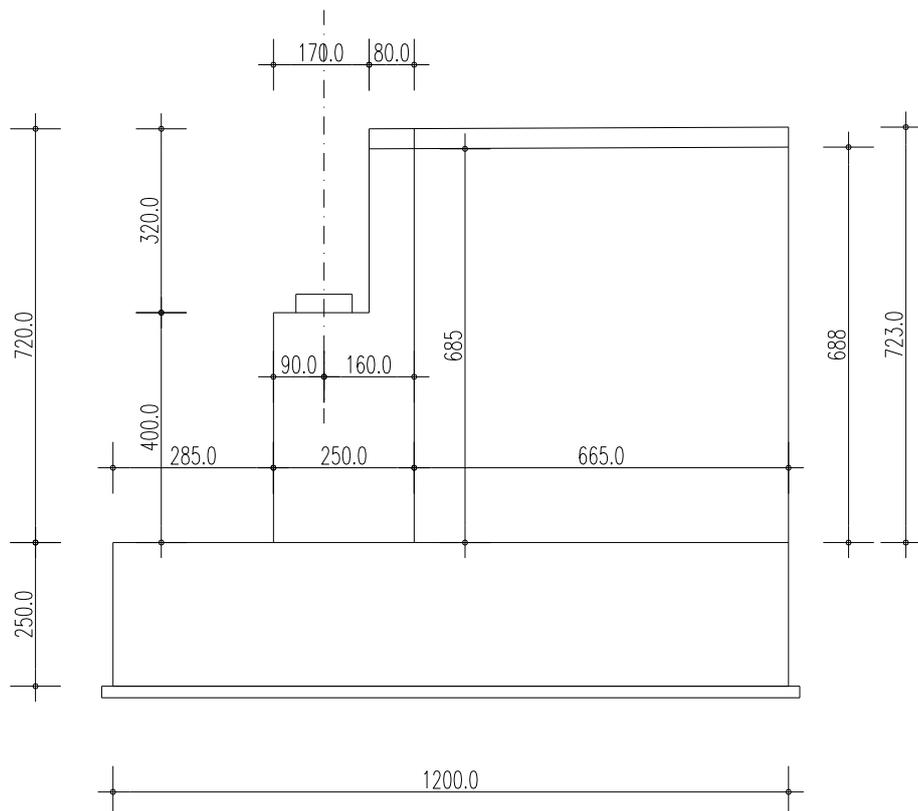


Figura 9.2 – Vista laterale Spalla B.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	12,00	21,00	2,50	1	25	15.750	0,00	6,00	94.500
muro frontale	2	2,50	17,25	4,00	1	25	4.313	2,95	4,20	18.113
ringrosso	3	0,00	0,00	0,00	0	25	0	0,00	0,00	0
paraghiaia	4	0,80	17,25	3,20	1	25	1.104	4,65	5,05	5.575
muri laterali	5	6,55	0,80	7,25	2	25	1.900	5,45	8,73	16.573
terra	6	6,55	14,45	7,20	1	19,0	12.948	5,45	8,73	112.969
							36.014			247.730

altezza fronte vento ponte scarico (m)	2,85
altezza fronte vento ponte carico (m)	5,84
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	3,75
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	6,00

10.2.1 ANALISI DEI CARICHI

La spalla è soggetta dalle sollecitazioni derivanti dall'impalcato riportati nel capitolo 8 e dalle spinte delle terre. Di seguito si riassumono i carichi globali gravanti:

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
peso strutturale	698	0	0	2.618	35
permanenti	295	0	0	1.106	241
mezzi schema 1	3.947	0	0	14.801	2.117
mezzi schema 2	2.158	0	0	8.093	4.381
folla schema 1	18	0	0	68	146
folla schema 2	0	0	0	0	0
frenamento	0	148	0	-962	0
attrito / reazione gommoni ?T	0	77	0	-497	0
vento: impalcato scarico	371	0	72	0	-1.637
vento: impalcato carico	313	0	166	0	-2.648
temperatura	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	400
azione centrifuga	0	0	0	0	0
sisma	1.348	1.154	620	7.501	4.154

Eccentricità dei carichi verticali (mt) 0,00

Mt	H	Obliquità	°	rad
	148	0,00	0,00	
	77			
1.066	72			
1.084	166			

PARAMETRI SISMICI
PARAMETRI TERRENO

accelerazione di picco	$\alpha/g =$	0,4373	Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m ³	γ	
coefficiente orizzontale	$=S_s \times S_T =$	1,00	Angolo di attrito terreno rilevato	0,611	rad	ϕ	35,00 °
coefficiente verticale	$=S_s \times S_T =$	1,00	Angolo di attrito terreno di base	0,663	rad	ϕ	38,00 °
	$a_{max} =$	0,437	Angolo di inclinazione del muro	1,571	rad	ψ	90,00 °
	$\beta_m =$	0,31					
	$K_h =$	0,136	Angolo di inclinazione del terreno	0,000	rad	β	0,00 °
$K_v = 0,5 K_h$	$K_v =$	0,068	Angolo di resistenza terra-muro	0,407	rad	δ	23,33 °
	$\theta_1 =$	0,126	Coefficiente di spinta del terreno	K1 =	0,325		
	$\theta_2 =$	0,144		K2 =	0,339		

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento
SS0688_F0.doc

Rev
F0

Data
20/06/2011

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)	
Ed= spinta terreno sismica+statica		5.585	-20.333	
spinta a riposo	78,59	6.575	-21.259	
spinta attiva	49,94	4.178	-13.510	
spinta passiva plinto (50%)	154,63	2.030	1.691	
spinta per sovraccarichi	3,84	642	-3.114	
	p (kN/mq)	N vert (kN)	H long (kN)	M long (kNm)
Sovraccarico				
sommità	64,46	1.564	3.233	-15.678
piede muro	26,16			

Per le spinte inerziali $\beta m=1$

$K_x=0,437$ $K_y=0,437$ $K_v=0,219$

AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	7.874	15.749	15.749	60.633	60.633
Sisma -	-5.043	-10.087	-10.087	-26.094	-26.094

Larghezza pavimentato	14,45	m	
numero stese	3		
angolo diffusione	30,00	°	0,52

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.2.1.1 Considerazioni sul parametro β_m

All'interno delle "Specifiche tecniche per il progetto definitivo e il progetto esecutivo dei collegamenti stradali e ferroviari" al punto 3.2.3.3.3, viene esplicitato che "...si può ragionevolmente prefigurare il mantenimento delle condizioni di spinta a riposo in presenza di spostamenti attesi inferiori a $5 \times 10^{-4} H$ m essendo H l'altezza fuori terra dell'opera". Tale assunzione può essere certamente estesa ai muri frontali delle spalle di tipo classico presenti nelle opere di nostra competenza.

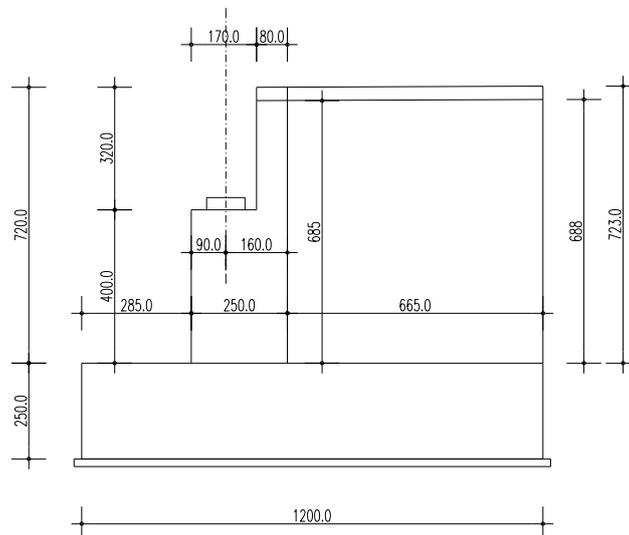
Per quanto riguarda la bibliografia, è possibile individuare il cedimento relativo tra un elemento di sostegno ed il terreno di spinta situato a tergo dello stesso; in particolare al capitolo 11.2 del libro "Fondazioni – progetto e analisi" del giugno 1991 di Joseph E. Bowles edito da McGraw – Hill, si definiscono, a seconda della tipologia del terreno, dei rapporti minimi tra cedimento ed altezza dell'elemento di sostegno per l'instaurarsi della spinta attiva, ovvero l'entità minima della traslazione affinché lo spostamento sia da considerarsi non trascurabile.

Per terreni incoerenti densi, come nei casi in esame rappresentati dal rilevato lavorato con rulli compattatori, il Bowles definisce tale spostamento pari a $0,001H \div 0,002H$, dove H rappresenta l'altezza dell'opera di sostegno; in definitiva si può quindi assumere prudenzialmente un valore della traslazione pari allo 0,5% come assunto dalle specifiche tecniche affinché si sviluppi un tipo di spinta attiva.

Rimandando alla bibliografia citata il significato della teoria alla base di tale assunzione, si effettua il calcolo dello spostamento di un muro frontale di una spalla tipo presente nei viadotti in oggetto di progettazione al fine di giustificare l'assunzione del coefficiente di riduzione sismica $\beta_m = 0,31$ indicato dalle NTC 2008 al punto 7.11.6.2.1.

Si effettua il calcolo dell'entità di tale spostamento per la Spalla B in oggetto:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

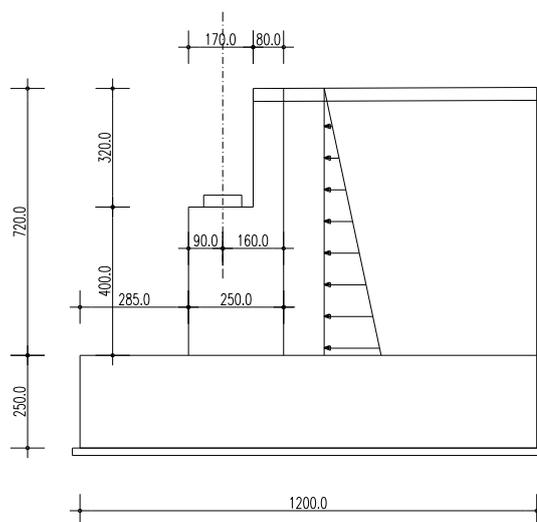


Si effettua il calcolo del cedimento in testa al muro frontale dovuto essenzialmente a 3 contributi:

- 4) Spinta attiva del terreno a tergo del muro con distribuzione triangolare;
- 5) Sovra spinta sismica per Mononobe-Okabe modellata come azione concentrata ad $H/2$, come stabilito dalla teoria; a tale forza si sommano le forze inerziali dovute a massa del terreno e del muro frontale ipotizzate con $\beta_m = 0,31$, con il medesimo punto di applicazione;
- 6) Forza sismica orizzontale in testa al muro derivante dall'impalcato.

I calcoli sono riferiti ad un metro di profondità del muro.

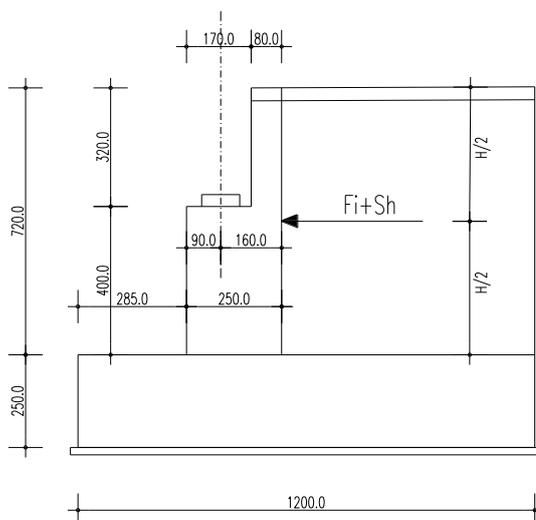
1) Il modello per la spinta attiva del terreno a tergo è così schematizzato:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

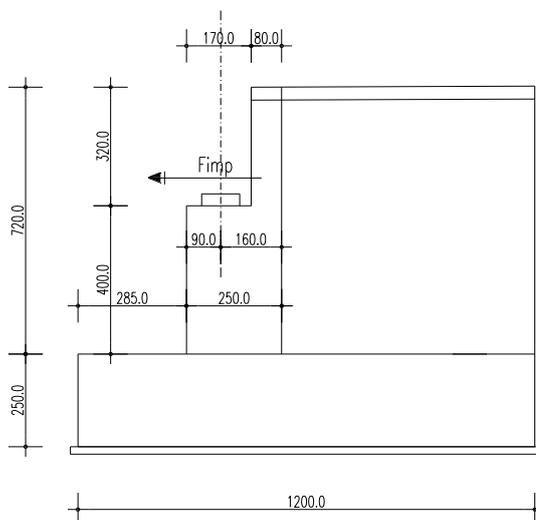
$$f_1 = \frac{1}{30} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EJ} = \frac{1}{30} \cdot \frac{53,51 \cdot 7,25^4}{3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0025 \text{ m} = 2,5 \text{ mm}$$

2) Il modello per le azioni sismiche da forze inerziali e sovra spinta sismica del terreno è così schematizzato:



$$f_2 = \frac{P \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3 \cdot EJ} = \frac{(381 + 120) \cdot 3,63^3}{3 \cdot 3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0019 \text{ m} = 1,90 \text{ mm}$$

3) Il modello per le azioni sismiche derivanti dall'impalcato è così schematizzato:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$f_2 = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot EJ} = \frac{68 \cdot 4,00^3}{3 \cdot 3,334 \cdot 10^6 \cdot 1,302} = 0,0033 \text{ m} = 3,3 \text{ mm}$$

Il cedimento totale del muro frontale schematizzato come mensola incastrata alla base vale quindi:

$$f_1 + f_2 + f_3 = 2,5 + 1,9 + 3,3 = 7,8 \text{ mm}$$

Tale valore di spostamento in testa al paramento verticale risulta pari a circa 0,11% dell'altezza della spalla e ciò consente di ritenere corretto l'utilizzo del fattore β_m ridotto in quanto il valore limite fissato nell'Eurocodice EC7 (Annesso C) e nella letteratura più conosciuta (Lancellotta – Geotecnica), perché si attivi la spinta attiva, è pari allo 0,05% - 0,10% dell'altezza della spalla

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento SS0688_F0.doc	Rev F0

10.2.1.2 Combinazioni di carico statiche

Si considerano le combinazioni di carico statiche allo SLU previste dalla normativa vigente:

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro			
				Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2
SLU GEO	Vento	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,30										1,00	1,00	
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,30	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	-1,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00
Gruppo 1 rilevato	1,00	1,30	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,00	0,00	0,00	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G3}	Ψ_0	γ_{Qi}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q		
SLU STR	Vento	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	1,00	1,50										1,00	1,20	
	Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.+	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a centr.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2a ecc.-	1,35	1,50	-1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	-1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
	Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20
Gruppo 1 rilevato	1,35	1,50	1,00	1,35	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	
SLE	Vento	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00										1,00	1,00	
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.+	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a centr.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2a ecc.-	1,00	1,00	-1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Gruppo 1 rilevato	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	

10.2.1.3 Combinazioni di carico Sismiche

Secondo le "Norme Tecniche 2008" le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l'azione sismica e Q_{kj} sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.		Sisma	Sisma	Sisma
					X	Y	Z
SISMA X N+	1,00	1,00	0,20		1,00	0,30	0,30

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20	0,30	1,00	0,30
------------	------	------	------	------	------	------

10.2.2 MODELLO DI CALCOLO

10.2.2.1 Descrizione del modello di calcolo

Per quanto concerne l'analisi strutturale condotta sulla spalla, è necessario chiarire preliminarmente quelle che sono le scelte di modellazione adottate.

Da un punto di vista dello schema statico i singoli elementi compositi della spalla, quali il muro frontale e il paragliaia sono stati schematizzati come mensole incastrate alla base.

La modellazione di tali elementi è stata poi ricondotta a porzioni di struttura di profondità unitaria, ottenendo in questo modo, grazie ad una lecita bi-dimensionalizzazione del problema, un consistente sgravio computazionale.

Nella valutazione delle spinte agenti sulla struttura ad opera del terreno a tergo in condizioni sismiche, ci si è ricondotti alle teorie di comprovata validità di Mononobe-Okabe. Tale scelta supportata dalle prescrizioni della normativa vigente è avvalorata da una riflessione condotta sulla possibile cinematica dell'elemento spalla. Ritenendo infatti erroneo supporre una completa staticità della struttura, si è preferito utilizzare la suddetta teoria rispetto ad altre presenti in letteratura (es. Wood).

Per una descrizione dettagliata delle trattazioni teoriche alla base di tali teorie si rimanda alla bibliografia citata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.2.3 AZIONI SISMICHE: CONFRONTO ANALISI DINAMICA – ANALISI STATICA EQUIVALENTE

Al fine di poter emettere un giudizio motivato sull'accettabilità dei risultati ottenibili con l'utilizzo degli accelerogrammi spettro – compatibili dell'analisi dinamica utilizzata, si è proceduto all'analisi di una spalla tipo, individuata nella spalla SpA del Viadotto Curcuraci direzione Reggio Calabria, confrontando il risultato del calcolo operato con l'utilizzo di detti accelerogrammi con l'analogo calcolo effettuato con il metodo statico equivalente. Alla luce dei risultati, si può affermare, come più oltre analiticamente dimostrato, che gli scostamenti in termini di spostamenti ed azioni agli appoggi sono dell'ordine del 5% in media e del 10% di massimo e comunque sempre in favore di sicurezza. Pertanto l'analisi di cui al presente paragrafo viene estesa, per analogia, anche all'opera in oggetto, la quale presenta caratteristiche geometriche, statiche e di situazione geologico – geotecnica assimilabili a quella effettivamente analizzata.

Si effettua quindi nel seguito un confronto tra i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare con uso di accelerogrammi spettrocompatibili e dall'analisi lineare statica equivalente con uso di spettri da NTC 2008. Nel seguito si descrivono i due approcci e si confrontano i risultati ottenuti nei parametri di azioni sugli isolatori e spostamenti dei giunti trasversali di impalcato.

10.2.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

Lo studio sismico è stato effettuato tramite un'analisi lineare dinamica con l'impiego di accelerogrammi come indicato dalla normativa italiana DM2008 (§ 3.2.3.6).

Si utilizzano accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro elastico di risposta adottato nel capitolo 4 paragrafo 4.3.14.6; in particolare l'analisi è condotta con più di 7 serie temporali e si sono assunti i valori medi ottenuti dal modello come azioni di progetto, inoltre per descrivere il moto sismico si è tenuto in conto di non utilizzare lo stesso accelerogramma simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali.

Per ricavare gli accelerogrammi spettro compatibili si è utilizzato il programma **REXEL 3.0 beta**, redatto:

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2009).

REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.

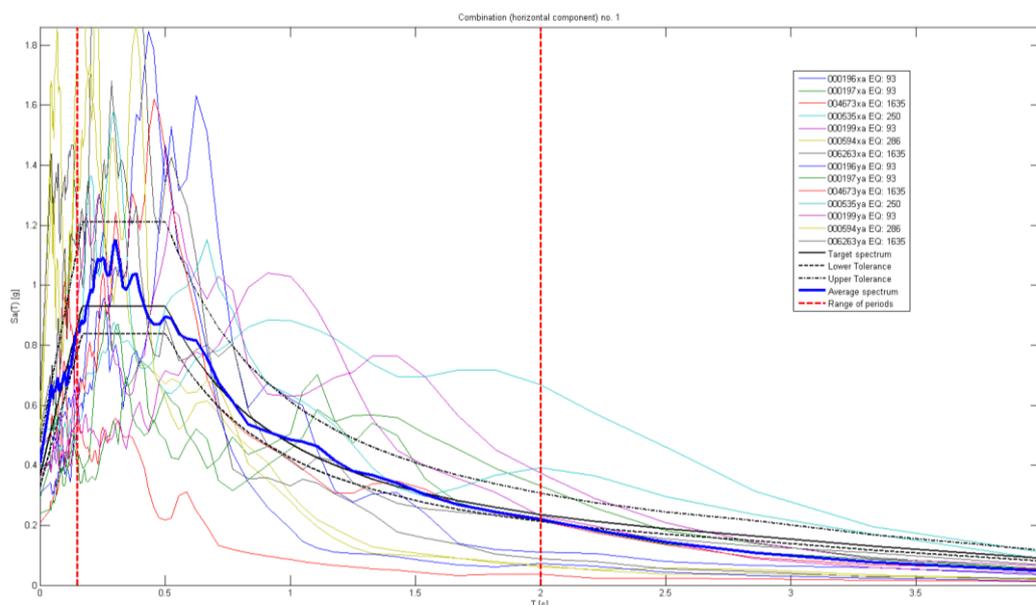
Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

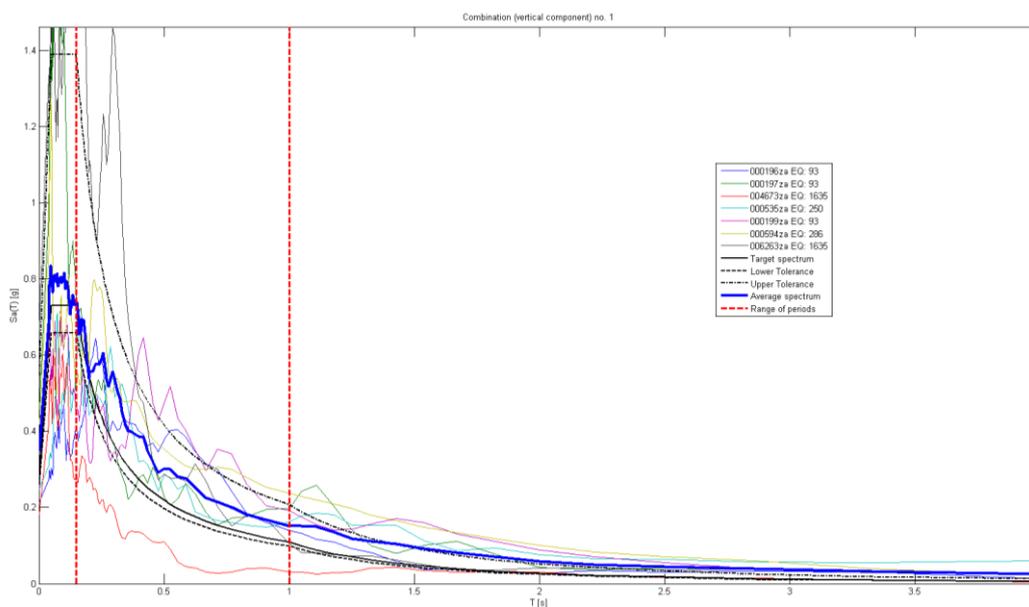
Il programma citato crea degli accelerogrammi spettro-compatibili con gli spettri elastici derivanti, in accordo con le Norme Tecniche 2008, dai parametri di coordinate del sito, categoria di sottosuolo, categoria topografica, vita nominale, classe d'uso e stato limite.

Tale modellazione risulta in accordo con quanto richiesto dalle NTC2008 per strutture isolate al paragrafo 7.10.2, ossia che la sovrastruttura e la sottostruttura devono mantenersi in campo elastico, coincidente con un valore del valore di struttura unitario.

Di seguito si riportano gli spettri estratti:



Spettri orizzontali



Spettri verticali

Le funzioni sono state implementate nel codice di calcolo SAP2000 definendo 7 combinazioni indipendenti.

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera in oggetto della seguente relazione si utilizzano isolatori sismici elastomerici, composti essenzialmente da due piastre, la superiore ancorata alla trave e l'inferiore al pulvino o al fusto, all'interno delle quali viene interposto uno strato di elastomero.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.2.3.2 ANALISI STATICA EQUIVALENTE

Lo studio si effettua con l'ausilio di forze statiche sismiche equivalenti; per i parametri utilizzati nell'analisi sismica del graticcio di impalcato si rimanda al capitolo "4.4.3 – Azioni sismiche" dell'elaborato "CG0700PCLDSSCC5VIV0000001A-01 – Relazione di calcolo".

10.2.4 AZIONI SISMICHE

Dall'analisi condotta si riportano i valori di sisma per gli appoggi distinti per le tre componenti.

	SPALLA SpA											
	101			201			301			401		
	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht	V	HI	Ht
Sisma X	0	305	0	0	294	0	0	290	0	0	289	0
Sisma Y	0	0	228	0	0	228	0	0	228	0	0	228
Sisma Z	326	0	0	266	0	0	273	0	0	321	0	0

I tabulati seguenti riportano i valori di reazioni delle molle ottenute con la modellazione e le reazioni verticali agli appoggi stessi.

TABLE: Joint Reactions - Spring Forces					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	KN	KN
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	304,8853	6,2353
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,1440	228,1107
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0000	0,0001
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	294,1113	6,2340
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0014	228,1160
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0001	0,0000
301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	290,1947	6,2287
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0014	228,1127
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0001	0,0000
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	288,6433	6,2247
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,1440	228,0993
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	0,0000	0,0001

TABLE: Joint Reactions				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Text	Text	Text	Text	KN
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	423,6865
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0000
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	346,1493
301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	354,7475
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,0000
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	417,2913

10.2.5 ESCURSIONE DEI GIUNTI TRASVERSALI

I giunti devono essere in grado di assorbire una deformazione longitudinale dell'impalcato causata da una variazione termica ΔT di ± 30 °C. Tale deformazione risulta nulla in corrispondenza del baricentro dell'impalcato metallico e cresce all'aumentare della distanza dal giunto in questione al baricentro stesso. I giunti devono inoltre garantire lo spostamento dovuto alle azioni sismiche derivanti dalla modellazione. Si espongono nel seguito i valori delle escursioni termiche e degli spostamenti sismici per i giunti presenti nell'opera in oggetto:

	Δl_{term}	Δl_{sism}	$\Delta l_{ammesso}$
	mm	mm	mm
SpA	± 4	± 193	± 200

Occorre inoltre verificare che lo spostamento relativo tra le spalle sia compatibile con i giunti in oggetto, secondo le NTC2008, al paragrafo 3.2.5.2 "Spostamento assoluto e relativo del terreno", il valore dello spostamento relativo tra due punti a distanza x si può valutare con l'espressione:

$$d_{dj}(x) = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \cdot \left[1 - e^{-1,25 \left(\frac{x}{v_s} \right)^{0,7}} \right] \text{ dove:}$$

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s ricavabile dalle indagini sul terreno;

$d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}|$ spostamento relativo tra 2 punti a piccola distanza;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$d_{ij\max} = 1,25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} ;$$

d_{gi} e d_{gj} = spostamenti massimi del suolo nei punti i e j.

Essendo il terreno omogeneo tra le spalle ed i parametri sismici medesimi, si può calcolare, in accordo con il paragrafo 3.2.3.3 delle NTC2008:

$$d_{gi} = d_{gj} = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0,025 \cdot 4,373 \cdot 1,00 \cdot 0,55 \cdot 3,35 = 0,201 \text{ m}$$

Per cui :

$$d_{ij\max} = 1,25\sqrt{0,201^2 + 0,201^2} = 0,252 \text{ m}$$

$$d_{ijo} = 1,25 \cdot (0,020 - 0,020) = 0 \text{ m}$$

$$d_{dj}(x) = 0 + (0,252 - 0) \cdot \left[1 - e^{-1,25 \left(\frac{85}{240} \right)^{0,7}} \right] = 0,114 \text{ m} = 114 \text{ mm}$$

Avendo considerato la distanza tra i punti pari a 85,00 m e una velocità media v_s per terreni di classe C come da NTC2008; lo spostamento risulta quindi compatibile con i giunti trasversali di spalla che sono stati assunti pari a +/- 200 mm.

Di seguito si riporta l'output degli spostamenti massimi in corrispondenza dei nodi di spalla.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	m	m
101	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,1932608	0,004872
101	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001344	0,1217896
101	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	1,5256E-08	5,3304E-08
201	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,1822728	0,0048712
201	SPETTROY	LinRespSpec	Max	1,3008E-06	0,121792
201	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	7,0584E-08	1,4056E-08
301	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,178492	0,0048664
301	SPETTROY	LinRespSpec	Max	1,3304E-06	0,1217888
301	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	5,64E-08	3,108E-08
401	SPETTROX	LinRespSpec	Max	0,17716	0,0048632
401	SPETTROY	LinRespSpec	Max	0,0001344	0,1217776
401	SPETTROZ	LinRespSpec	Max	1,7848E-08	5,52E-08

I risultati ottenuti per mezzo della modellazione statica equivalente mostrano, rispetto alla modellazione dinamica, dei valori di spostamenti e di reazioni orizzontali agli appoggi confrontabili,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

con discostamenti medi dell'ordine del 5% e massimi dell'ordine del 10%.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.2.6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

10.2.6.1 Sollecitazioni muro frontale

MURO FRONTALE: AZIONI GLOBALI

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 11	8.697	24.706	7.425	504	1.432	430	SLU STR
Combinazione 12	14.038	30.231	8.069	814	1.752	468	
Combinazione 13	11.610	29.138	8.069	673	1.689	468	
Combinazione 14	12.693	29.645	8.108	736	1.719	470	
Combinazione 15	10.882	28.829	8.108	631	1.671	470	
Combinazione 20	8.697	36.368	10.664	504	2.108	618	
	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)	<i>N</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN)	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	10.250	24.810	6.739	594	1.438	391	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	9.888	24.647	6.748	573	1.429	391	
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 1	10.250	15.165		594	879		
perm + 0,30 sisma (X+Z) + sisma Y schema 2	9.888	15.002		573	870		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.2.6.2 Sollecitazioni fondazione

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	<i>η</i>	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	40.980	-28.134	285.677	10,15	6,28	-0,28	SLU GEO
Combinazione 2	45.529	-31.716	302.737	9,55	5,95	0,05	
Combinazione 3	43.461	-31.716	294.983	9,30	6,06	-0,06	
Combinazione 4	44.384	-31.927	298.443	9,35	6,00	0,00	
Combinazione 5	42.841	-31.927	292.656	9,17	6,09	-0,09	
Combinazione 6	44.384	-30.323	300.046	9,89	6,08	-0,08	
Combinazione 7	42.841	-30.323	294.260	9,70	6,16	-0,16	
Combinazione 8	44.384	-30.821	298.443	9,68	6,03	-0,03	
Combinazione 9	42.841	-30.821	292.656	9,50	6,11	-0,11	
Combinazione 10	43.023	-46.164	287.476	6,23	5,61	0,39	
Combinazione 11	51.946	-32.560	356.574	10,95	6,24	-0,24	SLU STR
Combinazione 12	57.286	-36.765	376.601	10,24	5,93	0,07	
Combinazione 13	54.859	-36.765	367.499	10,00	6,03	-0,03	
Combinazione 14	55.942	-37.012	371.560	10,04	5,98	0,02	
Combinazione 15	54.131	-37.012	364.768	9,86	6,05	-0,05	
Combinazione 16	55.942	-35.042	373.530	10,66	6,05	-0,05	
Combinazione 17	54.131	-35.042	366.738	10,47	6,13	-0,13	
Combinazione 18	55.942	-35.714	371.560	10,40	6,00	0,00	
Combinazione 19	54.131	-35.714	364.768	10,21	6,08	-0,08	
Combinazione 20	54.339	-53.726	358.686	6,68	5,61	0,39	
Comb SLE 1	37.007	-21.756	251.454	11,56	6,21	-0,21	SLE
Comb SLE 2	40.963	-24.871	266.289	10,71	5,89	0,11	
Comb SLE 3	39.165	-24.871	259.546	10,44	5,99	0,01	
Comb SLE 4	39.967	-25.054	262.555	10,48	5,94	0,06	
Comb SLE 5	38.625	-25.054	257.523	10,28	6,02	-0,02	
Comb SLE 6	39.967	-23.595	264.014	11,19	6,02	-0,02	
Comb SLE 7	38.625	-23.595	258.983	10,98	6,09	-0,09	
Comb SLE 8	39.967	-24.092	262.555	10,90	5,97	0,03	
Comb SLE 9	38.625	-24.092	257.523	10,69	6,04	-0,04	
Comb SLE 10	38.759	-37.435	253.018	6,76	5,56	0,44	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	41.356	-104.654	259.079	2,48	3,73	2,27	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	40.637	-104.654	256.382	2,45	3,73	2,27	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

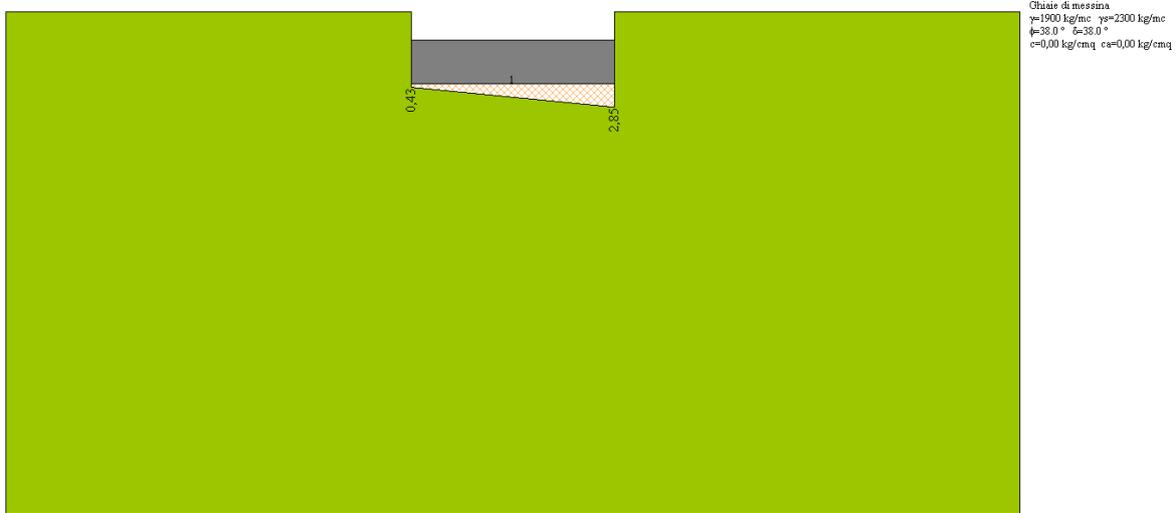
AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T long</i> (kN)	<i>T trasv</i> (kN)	
Combinazione 1	40.980	-11.665	2.876	8.624	94	SLU GEO
Combinazione 2	45.529	2.153	5.332	9.363	129	
Combinazione 3	43.461	-2.499	7.852	9.363	129	
Combinazione 4	44.384	-213	4.639	9.348	129	
Combinazione 5	42.841	-3.684	6.592	9.348	129	
Combinazione 6	44.384	-3.420	6.592	8.855	129	
Combinazione 7	42.841	-6.891	6.592	8.855	129	
Combinazione 8	44.384	-1.319	4.639	9.178	129	
Combinazione 9	42.841	-4.791	6.592	9.178	129	
Combinazione 10	43.023	16.825	2.814	12.342	129	
Combinazione 11	51.946	-12.341	3.344	9.966	108	SLU STR
Combinazione 12	57.286	3.880	6.228	10.833	149	
Combinazione 13	54.859	-1.581	9.186	10.833	149	
Combinazione 14	55.942	1.103	5.415	10.816	149	
Combinazione 15	54.131	-2.972	7.707	10.816	149	
Combinazione 16	55.942	-2.837	7.707	10.210	149	
Combinazione 17	54.131	-6.912	7.707	10.210	149	
Combinazione 18	55.942	-195	5.415	10.616	149	
Combinazione 19	54.131	-4.271	7.707	10.616	149	
Combinazione 20	54.339	21.075	3.272	12.078	149	
Comb SLE 1	37.007	-7.657	2.313	6.652	72	SLE
Comb SLE 2	40.963	4.359	4.455	7.294	100	
Comb SLE 3	39.165	313	6.646	7.294	100	
Comb SLE 4	39.967	2.302	3.852	7.281	100	
Comb SLE 5	38.625	-717	5.550	7.281	100	
Comb SLE 6	39.967	-617	5.550	6.832	100	
Comb SLE 7	38.625	-3.636	5.550	6.832	100	
Comb SLE 8	39.967	1.340	3.852	7.133	100	
Comb SLE 9	38.625	-1.679	5.550	7.133	100	
Comb SLE 10	38.759	16.970	2.265	8.216	100	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	41.356	61.054	20.135	20.458	4.911	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	40.637	60.249	20.312	20.458	4.911	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Sollecitazione sezione A-A

Il momento flettente e il taglio sono calcolati rispetto al filo anteriore del muro frontale; si considera la situazione più gravosa corrispondente tra le combinazioni GEO, alla combinazione 11 in condizioni sismiche. Si riporta di seguito la pressione sul terreno lungo l'asse longitudinale della spalla:



$$M_{SDA} = \left[(2,85 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,50) \cdot \frac{2,85^2}{2} + (2,85 - 2,28) \cdot 10 \cdot \frac{2,85^2}{3} \right] \cdot 10 = 1.058 \text{ kNm}$$

$$V_{SDA} = \left[(2,85 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,50) \cdot 2,85 + (2,85 - 2,28) \cdot 10 \cdot \frac{2,85}{2} \right] \cdot 10 = 715 \text{ kN}$$

Sollecitazione sezione B-B

Il momento flettente e il taglio sono calcolati rispetto al filo posteriore del muro frontale; si considera la situazione più gravosa corrispondente tra le combinazioni GEO, corrispondente alla combinazione 11 in condizioni sismiche:

$$M_{SDB} = \left[(1,900 \cdot 7,20 + 2,500 \cdot 2,50) \cdot \frac{6,65^2}{2} - 0,43 \cdot 10 \cdot \frac{6,65^2}{2} - (1,77 - 0,43) \cdot 10 \cdot \frac{6,65^2}{6} \right] \cdot 10 = 2.470 \text{ kNm}$$

$$V_{SDB} = \left[(1,900 \cdot 7,20 + 2,500 \cdot 2,50) \cdot 6,65 - 0,43 \cdot 10 \cdot 6,65 - (1,77 - 0,43) \cdot 10 \cdot \frac{6,65}{2} \right] \cdot 10 = 593 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

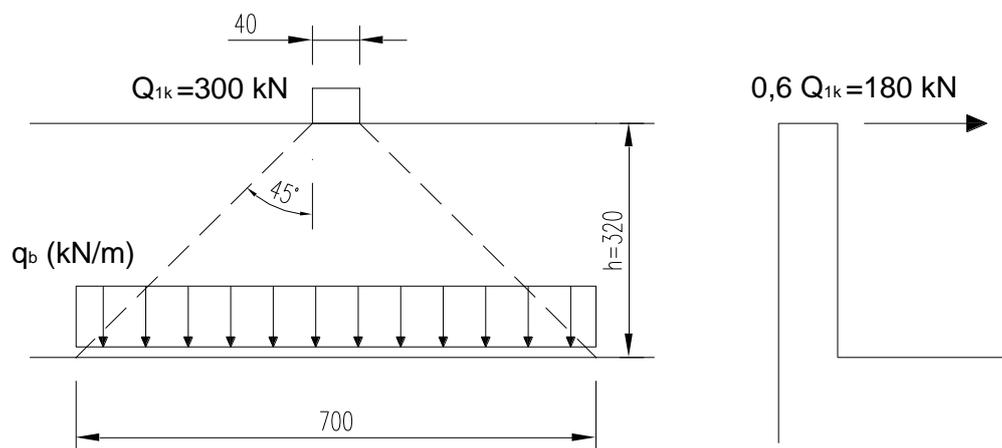
10.2.6.3 Sollecitazioni paraghiaia

La verifica viene effettuata secondo l'approccio SLU di tipo STR indicato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle "Norme Tecniche 2008".

La combinazione attinente alla verifica degli elementi strutturali risulta essere la combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'approccio previsto dalla norma, in cui i coefficienti sono presi dalle tabelle 5.1.V.

Angolo di attrito del terreno	$\phi = 35^\circ$
Peso specifico del terreno	$\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Sovraccarico	$q = 90,91 \text{ kN/m}^2$
Spinta del terreno alla base	$p_1 = k_0 \quad \sigma_v = 0,43 \times 19,00 \times 320 = 26,05 \text{ kN/m}^2$
Spinta del sovraccarico	$p_2 = k_0 \quad q = 0,43 \times 90,91 = 39,09 \text{ kN/m}^2$

Alla spinta della terra va aggiunto, in accordo con quanto specificato dalle NTC 2008 al punto 5.1.3.3.6 e ripreso dalla circolare n°617 del 2 febbraio 2009 al paragrafo C5.1.3.3.7.2 "Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte", il carico verticale Q_{1k} ed un'azione orizzontale di frenamento pari a $0,6 Q_{1k}$. Tali azioni si ripartiscono a 45° lungo l'altezza del paraghiaia per arrivare alla pressoflessione di base ogni metro lineare, come descritto nell'immagine seguente.



Larghezza di influenza	$b = 0,40 + 2 \cdot 3,20 = 7,00 \text{ m}$
Pressione dovuta a Q_{1k}	$q_b = 300 / 7,00 = 42,86 \text{ kN/m}$

Approccio 1:

Combinazione 1 → Stato Limite Ultimo STR:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$M_{sd} = 26,20 \cdot 1,35 \cdot \frac{3,20^2}{6} + 39,09 \cdot 1,50 \cdot \frac{3,20^2}{2} + 180 \cdot 1,50 \cdot \frac{3,20}{7,00} = 484 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 26,20 \cdot 1,35 \cdot \frac{3,20}{2} + 39,09 \cdot 1,50 \cdot 3,20 + 1,50 \cdot \frac{180}{7,00} = 283 \text{ kN / m}$$

Combinazione sismica:

In accordo con quanto indicato nelle "Norme Tecniche 2008" al paragrafo 7.11.6.2.1, per le verifiche allo SLU si assume il coefficiente di spinta del terreno come segue, considerando la tabella 7.11.II.

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,31 \cdot 1,00 \cdot 0,4373 = 0,136$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e di sisma vale:

Coefficiente di spinta attiva: $k_a = 0,271$

Coefficiente di spinta statica + sisma: $k_{ah} = 0,339$

Spinta attiva del terreno alla base: $p_3 = k_a \quad \sigma_v = 0,271 \times 19,00 \times 3,20 = 16,47 \text{ kN/m}^2$

Spinta attiva + sisma alla base: $p_4 = k_{ah} \quad \sigma_v = 0,339 \times 19,00 \times 3,20 = 20,16 \text{ kN/m}^2$

Forze di inerzia: $F_i = k_h \quad P = 0,4373 \times (0,80 \times 3,20 \times 25) = 27,49 \text{ kN}$

$$M_{sd} = 20,16 \times 1,00 \times \frac{3,20^2}{4} + 39,09 \times 0,20 \times \frac{3,20^2}{2} + 27,49 \times 1,00 \times \frac{3,20}{2} = 135,63 \text{ kNm / m}$$

$$V_{sd} = 20,16 \times 1,00 \times \frac{3,20}{2} + 39,09 \times 0,20 \times 3,20 + 27,49 \times 3,20 = 145,24 \text{ kN / m}$$

10.2.7 VERIFICA DELLE SEZIONI

10.2.7.1 Muro frontale

FLESSIONE ALLA SEZIONE DI BASE

$$M_{sd} = 2.108 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 504 \text{ kN}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	ϕ26/20
	tesa	ϕ26/20 I strato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	tesa	φ26/20	Il strato
SOLLECITAZIONI	Msd =	2.108 kNm	
	Nsd =	504 kNm	
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	3.787 kNm	
	Nrd =	948 kNm	
	IR =	1,80	

TAGLIO:

$$V_{sd} = 592 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (VRd):	655.457
Indice di resistenza:	0.77
Verifica delle bielle compresse	
Taglio resistente ultimo (VRcd):	7619.400
ctg(Theta):	1.00
Indice di resistenza:	0.07
Verifica con armatura trasversale	
Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	504.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	5.96
Applicare solo i minimi di norma perchè la sezione non richiede armatura trasversale a taglio (V<=Vrdul)	
Staffe a 4 braccia	
:	ø20/99.0cm

VERIFICA TENSIONALE (SLE):

Si procede alla verifica tensionale della sezione di base che risulta essere maggiormente sollecitata.

Comb. Quasi Permanente

	N (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Comb SLE 4	39.967	3.558	3.126

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SEZIONE	base (cm)	1725
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	φ26/10
	tesa	φ26/10 I strato
		φ26/10 II strato
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (N/mm^2) 1,1 < 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94$
	ferro	$\sigma_f = (N/mm^2) 15,9 < 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360$

10.2.7.2 Verifiche fondazione

FLESSIONE ALLA SEZIONE A-A:

$$M_{sd} = 1.058 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	φ26/10
	tesa	φ26/10
SOLLECITAZIONI	Msd =	1.058 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	5.250 kNm
	IR =	4,96

TAGLIO ALLA SEZIONE A-A:

$$V_{sd} = 715 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (Vrdu1):	62981.934
Indice di resistenza:	1.14
Verifica delle bielle compresse	
Taglio res. ultimo (Vrdu2):	77758.625
Indice di resistenza:	0.09
Verifica con armatura trasversale	
Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (Vrdu3):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (Vwd):	71499.996
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	8.14
Staffe a 4 braccia (in accordo con i minimi di norma per fondazioni):	ø20/30cm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

FLESSIONE ALLA SEZIONE B-B:

$$M_{sd} = 2.470 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	$\phi 26/10$
	tesa	$\phi 26/10$
SOLLECITAZIONI	Msd =	2.470 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	5.041 kNm
	IR =	2,04

TAGLIO ALLA SEZIONE B-B:

$$V_{sd} = 593 \text{ kN}$$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (Vrdul):	62981.934
Indice di resistenza:	0.94
Verifica delle bielle compresse	
Taglio res. ultimo (Vrd2):	777758.625
Indice di resistenza:	0.08
Verifica con armatura trasversale	
Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (Vrd3):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (Vwd):	59300.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	6.75
Staffe a 4 braccia (in accordo con i minimi di norma per fondazioni): $\phi 20/30\text{cm}$	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

10.2.7.3 Paraghiaia

PRESSOFLESSIONE ALLA SEZIONE DI BASE

$$M_{sd} = 484 \text{ kNm}$$

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	$\phi 24/20$
	tesa	$\phi 24/20$
SOLLECITAZIONI	Msd =	484 kNm
INDICI DI RESISTENZA	Mrd =	635 kNm
	IR =	1,31

TAGLIO:

$$V_{sd} = 283 \text{ kN}$$

Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (VRd):	244.596
Indice di resistenza:	1.00
Verifica delle bielle compresse	
Taglio resistente ultimo (VRcd):	2381.062
ctg(Theta):	1.00
Indice di resistenza:	0.10
Verifica con armatura trasversale	
Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	283.000
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm ² /m):	9.24
Applicare solo i minimi di norma perchè la sezione non richiede armatura trasversale a taglio (V<=Vrdul)	
Staffe a 4 braccia	$\phi 20/80 \text{ cm}$

FESSURAZIONE (SLE):

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili:

COMBINAZIONE FREQUENTE

- combinazione (frequente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_1(q_1 + q_2)$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$W_D \leq \cdot W_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \times 26,20 \times 3,20^2 / 6 + 1,00 \times 0,75 \times 39,09 \times 3,20^2 / 2 = 194 \text{ kNm}$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	5φ20
	tesa	5φ20
SOLLECITAZIONI	Msd =	194 kNm
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{N/mm}^2)$ 1,6
	ferro teso	$\sigma_f = (\text{N/mm}^2)$ 9,2
	ampiezza fess. $w_D = (\text{mm})$	0,00

VERIFICA SODDISFATTA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

- combinazione (quasi permanente):

$$F_d = g_1 + g_2 + \psi_2 (q_1 + q_2)$$

$$W_D \leq \cdot W_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$M = 1,00 \times 26,20 \times 3,20^2 / 6 + 1,00 \times 0,00 \times 39,09 \times 3,20^2 / 2 = 44,71 \text{ kNm}$$

VERIFICA A FESSURAZIONE:

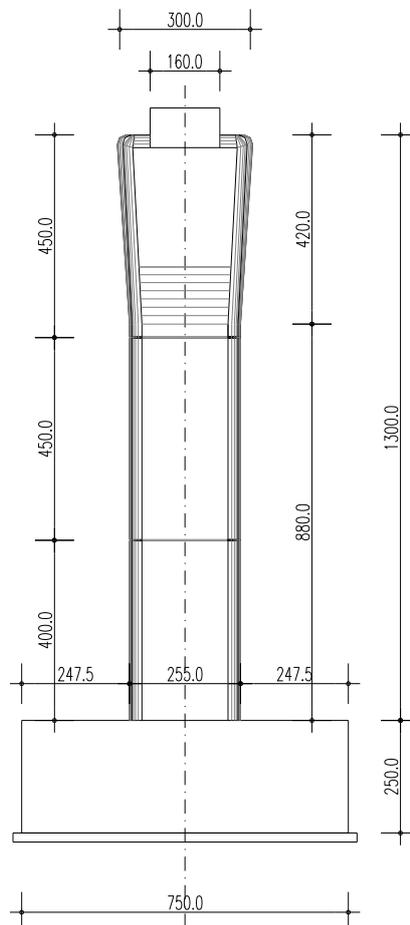
SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	80
ARMATURA	compressa	5φ20
	tesa	5φ20
SOLLECITAZIONI	Msd =	31,40 kNm
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{N/mm}^2)$ 0,4
	ferro teso	$\sigma_f = (\text{N/mm}^2)$ 2,2
	ampiezza fess. $w_D = (\text{mm})$	0,00

VERIFICA SODDISFATTA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

10.3 ANALISI DELLE PILE

Le pile sono costituite da un plinto di fondazione a pianta rettangolare di dimensioni 16,50 x 7,50 m, di spessore 2,50 m .L'architettura della pila è definita da due fusti poligonali cavi alti 8,50 m. In sommità del fusto è individuabile un pulvino caratterizzato da uno sviluppo verticale di 4,50 m. Il collegamento tra impalcato ed opera di sostegno è affidato integralmente a due appoggi, collocati con un interasse reciproco di 4,42m.



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

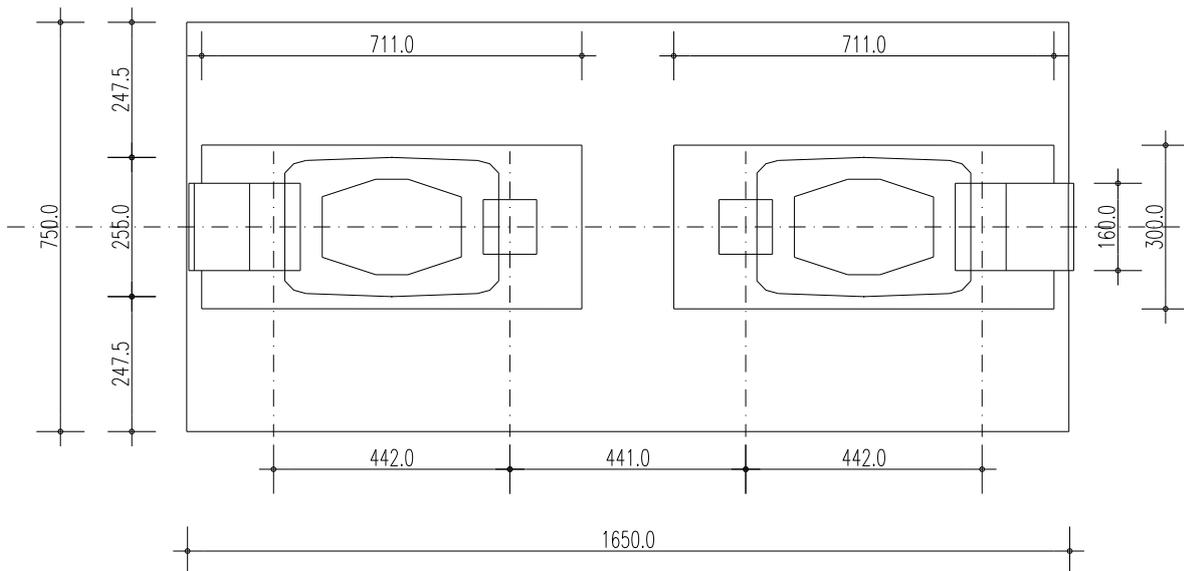
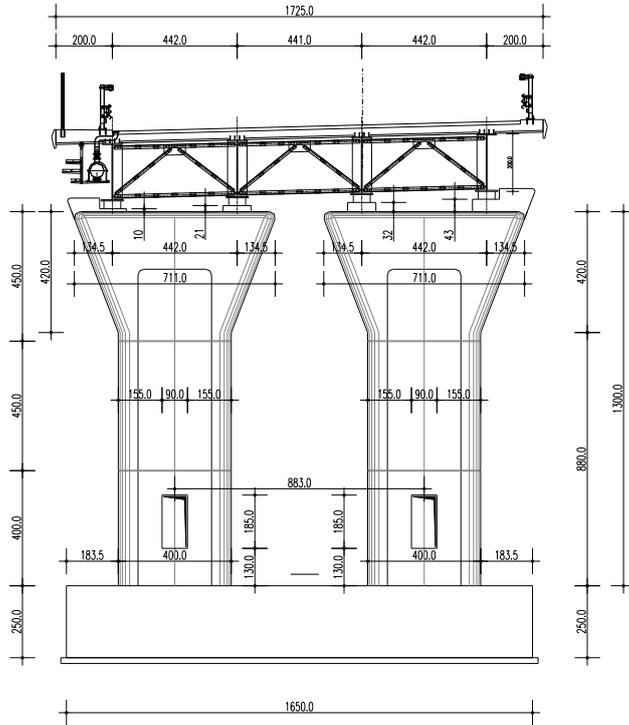


Figura 9.3 – Carpenterie Pile.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

Si riporta di seguito un tabulato riassuntivo della geometria delle strutture.

FUSTO	Altezza impalcato		2,40	mt
	Larghezza pavimentato		14,45	mt
	Baricentro impalcato		0,00	mt
	Campata		32,00	mt
	Altezza baggiolo+appoggio		0,50	mt
	Peso pulvino		1.470,00	kN
	Altezza pulvino		4,20	
	Altezza fusto		8,80	
	Altezza fusto +pulgino		13,00	mt
	Numero fusti		2	
	Interasse fusti		8,83	mt
	Base / Diametro sezione	D	2,70	mt
	Altezza sezione		-	mt
	Peso fusto +pulgino		5.458,77	kN
FONDAZIONE	Eccentricità Fusti-Fond-trasversale		0,01	mt
	Base plinto		7,50	mt
	Lunghezza plinto		16,50	mt
	Altezza plinto		2,50	mt
	Altezza terreno su plinto		2,60	mt
	Peso Terreno su plinto		5.255,69	kN
	Peso plinto		7.734,38	kN
	Totale plinto + Terreno		12.990,06	kN
	N° pali		8,00	
	Diametro		1,50	mt
	W _{long} palo		18,00	mt
W _{trav} palo		30,00	mt	
Obliquità fondazione	0 °	0,00	rad	

diametro fittizio equipeso

Modulo elastico cls	360.000 daN/cm ²
Inerzia longitudinale	4,09 m ⁴
Inerzia trasversale	10,51 m ⁴

ASSE LONGITUDINALE PALI

ASSE TRASVERSALE PALI

10.3.1 ANALISI DEI CARICHI

La pila è soggetta dalle sollecitazioni derivanti dall'impalcato riportati precedentemente. Di seguito si riassumono i carichi globali gravanti:

REAZIONI IMPALCATO

	Pila 1				Pila 2			
	N	M trasv	H long	H trasv	N	M trasv	H long	H trasv
	3.127	-25	0	0	3.128	26	0	0
	1.284	495	0	0	1.004	-38	0	0
	176	0	0	0	176	0	0	0
	3.936	-1.541	0	0	3.409	1.979	0	0
	2.869	-330	0	0	1.189	1.336	0	0
	156	238	0	0	-19	23	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	74	0	0	0	74	0
	0	0	132	0	0	0	124	0
	837	263	0	109	295	288	0	109
	839	353	0	253	117	386	0	253
	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	100	0	0	0	100
	1.630	254	600	490	1.480	-85	600	490

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

	N	H long	H trasv	M long	M trasv
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Peso strutturale impalcato	6.255	0	0	0	58
Permanenti	2.288	0	0	0	1.716
Ritiro	352	0	0	0	4
Mezzi schema centrato	7.345	0	0	0	2.838
Mezzi schema eccentrico	4.058	0	0	0	8.464
Folla schema centrato	137	0	0	0	1.035
Folla schema eccentrica	0	0	0	0	0
Frenamento	0	148	0	0	0
Resistenze passive vincolo	0	256	0	0	0
Vento: impalcato scarico	1.132	0	218	0	2.955
Vento: impalcato carico	956	0	506	0	3.936
Cedimento	0	0	0	0	0
Azione centrifuga	0	0	0	0	0
Svico	0	0	200	0	0
Sisma	3.110	1.200	980	0	862

Eccentricità dei carichi verticali (mt) **0,01**
 Azione sismica sul fusto Flong.= **416** Ftrasv.= **672** Fvert.= **909**
 Vento sul fusto Flong.= **90,0** Ftrasv.= **672** Fvert.= **909**

PRINCIPALE	P.p. %G1	Perm. %G2	Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Ced. - Ritiro		Centrifuga	
			Ψ ₀	%G2	Ψ ₀	%G3	Ψ ₀	%Q										
Vento	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	1,00	1,30							1,00	1,00		
Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Gruppo 2a centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Gruppo 2a ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15
Vento	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50							1,00	1,20		
Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2a centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2a ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Vento	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50							1,00	1,20		
Gruppo 1 centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 1 ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2a centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2a ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2b centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35
Gruppo 2b ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10.3.1.1 Combinazioni di carico Sismiche

Secondo le “Norme Tecniche 2008” le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell’azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l’azione sismica e Q_{kj} sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.	Sisma		
				X	Y	Z
SISMA X N+	1,00	1,00	0,20	1,00	0,30	0,30
SISMA Z N+	1,00	1,00	0,20	0,30	0,30	1,00
SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20	0,30	1,00	0,30

10.3.2 MODELLO DI CALCOLO

10.3.2.1 Descrizione del modello di calcolo

Alla luce di quanto scaturito da valutazioni preliminari di carattere statico, condotte sulla tipologia strutturale ivi considerata, è stato possibile individuare la modellazione più performante, che meglio simulasse il naturale comportamento in opera delle pile.

Si è quindi scelta una particolare schematizzazione a mensola incastrata alla base, la cui applicabilità è supportata dall’indiscutibile rilevanza che risiede nella valutazione dei momenti sollecitanti alla base del fusto.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.3.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

10.3.3.1 Sollecitazioni sul fusto

AZIONI ALLO SPICCATO DEL FUSTO NORME TECNICHE 2008

	Combinazioni	AZIONI GLOBALI	N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m	FUSTO SINGOLO PILA1	N	Vlong	Vtrasv	Mlong	Mtra
									kN	kN	kN	kNm	kNm
AZIONI SLU GEO	15	Comb 1	16.582	256,00	400,40	3.548	10.721		8.825	132	259	1774	3.634
	16	Comb 2	24.598	256,00	464,88	3.660	15.603		13.095	132	155	1830	-2.278
	17	Comb 3	20.523	256,00	464,88	3.609	20.881		11.691	132	155	1804	-1.089
	18	Comb 4	22.254	426,20	464,88	6.365	14.072		11.858	217	155	3182	-1.929
	19	Comb 5	19.356	426,20	464,88	6.315	18.448		10.866	217	155	3158	-994
	20	Comb 6	22.254	256,00	464,88	3.659	14.072		11.858	132	155	1829	-1.929
	21	Comb 7	19.356	256,00	464,88	3.609	18.448		10.866	132	155	1804	-994
AZIONI SLU STR	22	Comb 8	21.366	345,60	462,00	4.784	12.382		11.299	178	299	2392	4.188
	23	Comb 9	30.787	345,60	536,40	4.935	18.103		16.321	178	179	2467	-2.664
	24	Comb 10	26.007	345,60	536,40	4.867	24.300		14.672	178	179	2433	-1.269
	25	Comb 11	28.039	545,40	536,40	8.111	16.307		14.868	278	179	4055	-2.256
	26	Comb 12	24.637	545,40	536,40	8.043	21.443		13.703	278	179	4022	-1.158
	27	Comb 13	28.039	345,60	536,40	4.934	16.307		14.868	178	179	2467	-2.256
	28	Comb 14	24.637	345,60	536,40	4.867	21.443		13.703	178	179	2433	-1.158
SISMA	36	SISMA long	19.869	2.288,00	2.324,00	22.360	19.944		10.643	1.148,00	1.162,00	11180	11.145
	37	SISMA trasv	19.517	2.032,00	2.324,00	18.904	20.802		10.467	1.016,00	1.162,00	9452	11.145

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

10.3.3.2 Sollecitazioni sulle fondazioni

AZIONI ALLA BASE						
	Combinazioni	N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m
AZIONI SLU GEO	Comb 1	29.572	256,00	517,40	4.188	12.775
	Comb 2	37.588	256,00	535,08	4.300	17.397
	Comb 3	33.513	256,00	535,08	4.249	22.675
	Comb 4	35.244	426,20	535,08	7.430	15.866
	Comb 5	32.346	426,20	535,08	7.381	20.242
	Comb 6	35.244	256,00	535,08	4.299	15.866
	Comb 7	32.346	256,00	535,08	4.249	20.242
AZIONI SLU STR	Comb 8	38.903	345,60	597,00	5.648	14.752
	Comb 9	48.324	345,60	617,40	5.799	20.173
	Comb 10	43.543	345,60	617,40	5.731	26.370
	Comb 11	45.576	545,40	617,40	9.474	18.377
	Comb 12	42.174	545,40	617,40	9.407	23.513
	Comb 13	45.576	345,60	617,40	5.798	18.377
	Comb 14	42.174	345,60	617,40	5.731	23.513
SISMA	SISMA long	33.768	2.288,00	980,00	30.784	2.553
	SISMA trasv	33.416	1.200,00	2.324,00	19.200	31.187
AZIONI SLE	Comb SLE 1	28.476	256,00	398,00	4.181	9.841
	Comb SLE 2	35.505	256,00	411,60	4.256	13.843
	Comb SLE 3	31.975	256,00	411,60	4.222	18.433
	Comb SLE 4	33.529	404,00	411,60	6.979	12.874
	Comb SLE 5	30.961	404,00	411,60	6.945	16.317
	Comb SLE 6	33.529	256,00	411,60	4.256	12.874
	Comb SLE 7	30.961	256,00	411,60	4.222	15.558

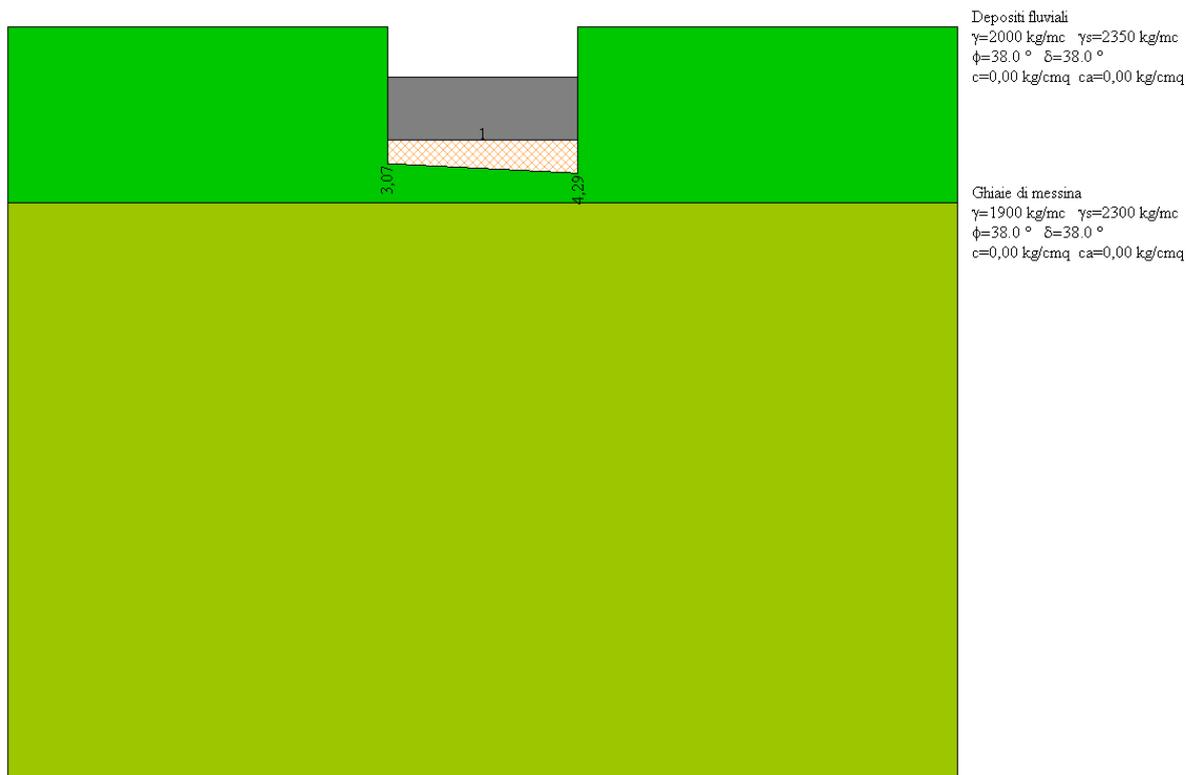
SPOSTAMENTI IN TESTA PILA

SLE	H (kN)	δ (mm)
Frenamento	74	0,368
Resistenze passive vincolo	132	0,657

SLU	H (kN)	δ (mm)
Sisma	600	2,984

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Il momento flettente e il taglio sono calcolati rispetto al filo del fusto; si considera la situazione più gravosa corrispondente tra le combinazioni STR alla combinazione 4. Si riporta di seguito la pressione sul terreno lungo l'asse longitudinale della pila:



Le azioni sollecitanti sono calcolate rispetto al filo del fusto:

$$M_{Sd} = \left[(3,89 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,50) \cdot \frac{2,475^2}{2} + (4,29 - 3,89) \cdot 10 \cdot \frac{2,475^2}{3} \right] \cdot 10 = 1.123 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = \left[(3,89 \cdot 10 - 2,500 \cdot 2,50) \cdot 2,475 + (4,29 - 3,89) \cdot 10 \cdot \frac{2,475}{2} \right] \cdot 10 = 858 \text{ kN}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

10.3.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

10.3.4.1 Plinto di fondazione

$M_{Sd} = 1.123 \text{ kNm}$

VERIFICA A FLESSIONE

SEZIONE RETTANGOLARE	base (cm)	100
	altezza (cm)	250
ARMATURA	compressa	$\phi 26/10$
	tesa	$\phi 26/10$
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} =$	1.123 kNm
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} =$	5.041 kNm
	IR =	4,55

VERIFICA A TAGLIO

$T_{Sd} = 858 \text{ kN}$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO	
Verifica senza armatura trasversale	
Taglio res. ultimo (V_{rd1}):	67153.563
Indice di resistenza:	1.28
Verifica delle bielle compresse	
Taglio res. ultimo (V_{rd2}):	777758.625
Indice di resistenza:	0.11
Verifica con armatura trasversale	
Componente di taglio attribuita al calcestruzzo (V_{rd3}):	0.000
Componente di taglio attribuita all'armatura (V_{rd}):	85800.006
Armatura trasversale per unita' di lunghezza ($A_{sw}, \text{cm}^2/\text{m}$):	9.77
Staffe a 4 braccia (in accordo con i minimi di norma per fondazioni): $\phi 20/30\text{cm}$	

RELAZIONE DI CALCOLO

Codice documento

SS0688_F0.doc

Rev

F0

Data

20/06/2011

```

1.8 -1.2 -0.17 -138.67
1.7 -1.3 -0.17 -138.47
1.6 -1.3 -0.17 -138.37
0.0 0.0 -0.20 -141.07
0.0 0.0 -0.20 -141.07
0.0 0.0 -0.20 -141.07
0.0 0.0 -0.20 -141.07

```

Deformazione massima nel calcestruzzo

```

z y Def(%) Tens
0.0 0.0 0.00 0.00

```

Legame costitutivo dell'acciaio ordinario

```

Def(, ) a Tens, a
0.00 0.00
0.19 3982.60

```

Deformazioni e Tensioni nell'Acciaio Ordinario

```

z y d Def(%) Tens
0.4 -1.3 0.0 -0.17 -3597.51
0.4 -0.9 0.0 -0.18 -3743.09
1.4 -0.7 0.0 -0.19 -3887.46
1.4 0.5 0.0 -0.21 -3982.60
0.3 0.9 0.0 -0.22 -3982.60
-0.3 0.9 0.0 -0.22 -3982.60
-1.4 0.5 0.0 -0.21 -3982.60
-1.4 -0.7 0.0 -0.18 -3836.35
-0.5 -0.9 0.0 -0.18 -3732.53
-0.5 -1.3 0.0 -0.17 -3581.00
-1.7 -1.2 0.0 -0.17 -3579.36
-1.7 -1.2 0.0 -0.17 -3587.20
-1.8 -1.2 0.0 -0.17 -3604.39
-1.9 -1.1 0.0 -0.17 -3630.04
-2.0 -1.0 0.0 -0.17 -3659.23
-2.0 0.9 0.0 -0.21 -3982.60
-1.9 1.0 0.0 -0.22 -3982.60
-1.8 1.0 0.0 -0.22 -3982.60
-1.8 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-1.7 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-0.0 1.2 0.0 -0.22 -3982.60
1.6 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
1.7 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
1.8 1.0 0.0 -0.22 -3982.60
1.9 1.0 0.0 -0.22 -3982.60
1.9 0.9 0.0 -0.22 -3982.60
1.9 -1.0 0.0 -0.18 -3729.78
1.9 -1.1 0.0 -0.18 -3697.47
1.8 -1.2 0.0 -0.17 -3668.55
1.7 -1.2 0.0 -0.17 -3648.41
1.6 -1.2 0.0 -0.17 -3638.09
-1.4 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-1.1 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-0.8 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-0.6 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-0.3 1.2 0.0 -0.22 -3982.60
0.3 1.2 0.0 -0.22 -3982.60
0.5 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
0.8 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
1.1 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
1.4 1.1 0.0 -0.22 -3982.60
-2.0 -0.8 0.0 -0.18 -3780.70
-2.0 -0.5 0.0 -0.19 -3902.17
-2.0 -0.2 0.0 -0.19 -3982.60
-2.0 0.1 0.0 -0.20 -3982.60
-2.0 0.4 0.0 -0.20 -3982.60
-2.0 0.6 0.0 -0.21 -3982.60
-1.4 -0.4 0.0 -0.19 -3939.89
-1.4 -0.2 0.0 -0.19 -3982.60
-1.4 0.1 0.0 -0.20 -3982.60
-1.4 0.3 0.0 -0.20 -3982.60
1.4 -0.4 0.0 -0.19 -3982.60
1.4 -0.2 0.0 -0.19 -3982.60
1.4 0.1 0.0 -0.20 -3982.60
1.4 0.3 0.0 -0.20 -3982.60
-1.1 0.6 0.0 -0.21 -3982.60
-0.9 0.7 0.0 -0.21 -3982.60
-0.7 0.7 0.0 -0.21 -3982.60
-0.5 0.8 0.0 -0.21 -3982.60
0.5 0.8 0.0 -0.21 -3982.60
0.7 0.7 0.0 -0.21 -3982.60
0.9 0.7 0.0 -0.21 -3982.60
1.1 0.6 0.0 -0.21 -3982.60
-0.1 0.9 0.0 -0.22 -3982.60
0.1 0.9 0.0 -0.22 -3982.60
-0.5 -1.2 0.0 -0.17 -3631.51
-0.5 -1.0 0.0 -0.18 -3682.02
0.4 -1.2 0.0 -0.17 -3646.04
0.4 -1.1 0.0 -0.18 -3694.56
-0.7 -0.9 0.0 -0.18 -3758.48
-0.9 -0.8 0.0 -0.18 -3784.44
-1.1 -0.7 0.0 -0.18 -3810.40
0.7 -0.9 0.0 -0.18 -3779.18
0.9 -0.8 0.0 -0.18 -3815.27
1.1 -0.7 0.0 -0.18 -3851.37
-0.7 -1.3 0.0 -0.17 -3580.67
-1.0 -1.3 0.0 -0.17 -3580.34
-1.2 -1.2 0.0 -0.17 -3580.01
-1.4 -1.2 0.0 -0.17 -3579.69
0.7 -1.3 0.0 -0.17 -3605.63
0.9 -1.3 0.0 -0.17 -3613.74
1.2 -1.2 0.0 -0.17 -3621.86
1.4 -1.2 0.0 -0.17 -3629.97
1.9 -0.8 0.0 -0.18 -3851.26
1.9 -0.5 0.0 -0.19 -3972.74
1.9 -0.2 0.0 -0.19 -3982.60
1.9 0.1 0.0 -0.20 -3982.60

```

1.9 0.4 0.0 -0.21 -3982.60
1.9 0.6 0.0 -0.21 -3982.60
Barra di acciaio ordinario più tesa
z y d Def(%) Tens
0.0 0.0 0.0 0.00 0.00

DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO

Nome archivio di lavoro : Sezionel
Intestazione del lavoro : Sezionel Combinazione sismica
Unità misura Forza : kN
Unità misura Lunghezza : cm
Tensioni : N/mm²

Parametri di calcolo
Normativa: NTC-2008
Versione: 14 Gennaio 2008
Rck = 300 fyk = 4580 fykp = 16300

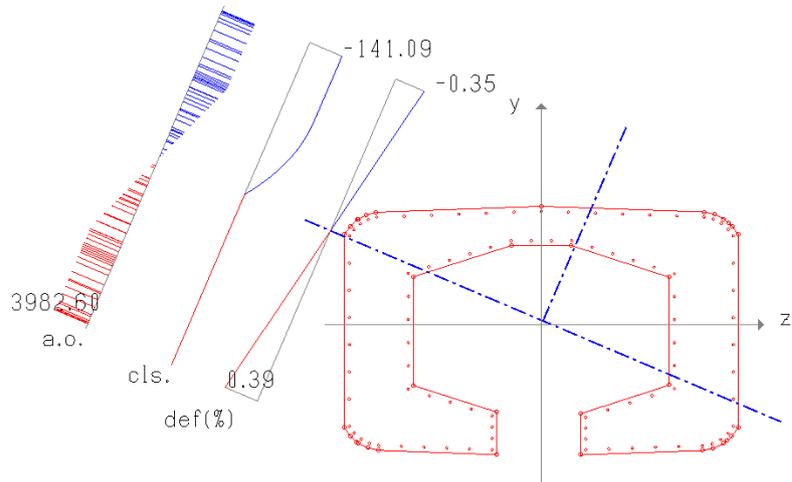
Dominio di rottura N-Mz

N,M di riferimento
N(A) = -789735.250
N(B) = 153112.969
M(C') = -17660412.000
M(C) = 17628072.000
N(D') = -789735.250
M(D') = -41643900.000
N(D) = 159333.516
M(D) = 41967096.000

Verifiche sezioni 2010 SP2 - [Sezione1.vca]



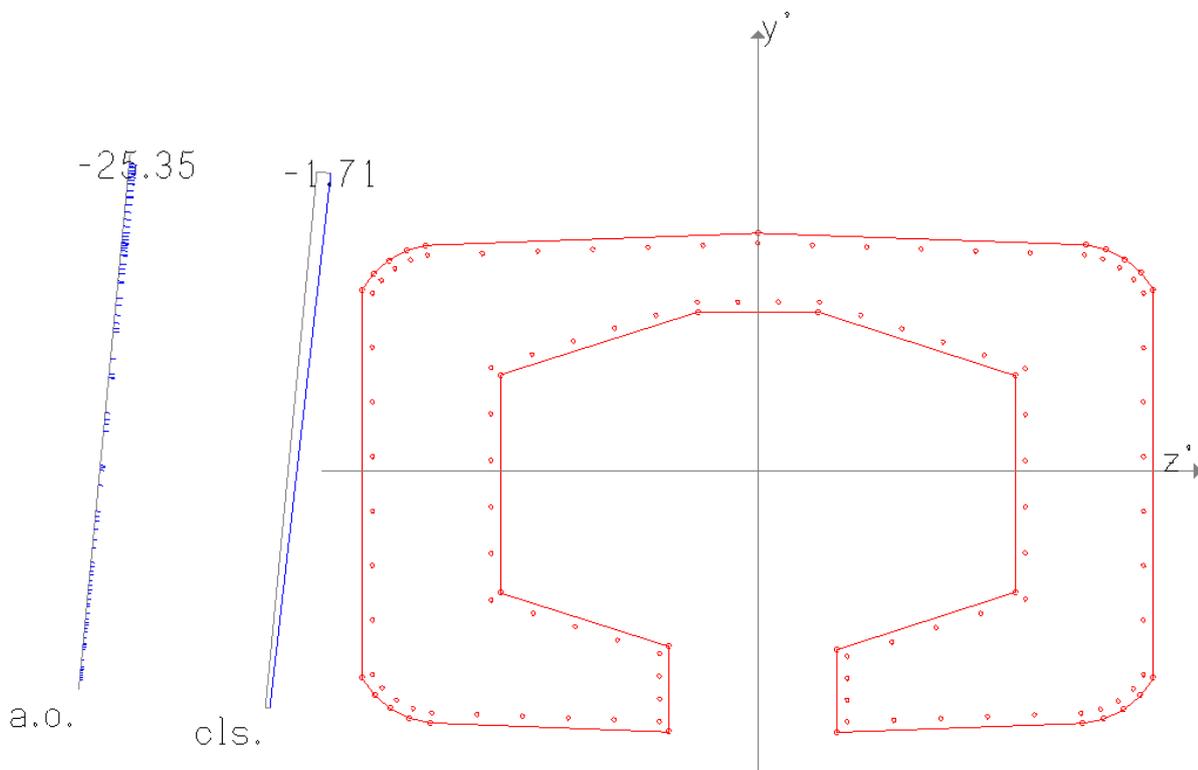
- Unità di misura
- Baricentro e area calcestruzzo
- Verifica t.a. non calcolata
- Risultati verifica s.l.u.
- Parametri di calcolo
 - Rck = 300
 - Fyk = 4580
 - Fykp = 16300
- Sollecitazioni agenti
 - N = -10643
 - Mz = 1.1145e+006
 - My = 3.03584
- Sollecitazioni resistenti di calcolo
 - N = -303584
 - Mz = 3.18873e+007
 - My = 3.17877e+007
- Indice di resistenza s.l.u.
 - I.R. = 0.04
- Campo di rottura della sezione
 - Campo = 3
- Ni max a compressione centrata
 - Ni,min = -789735
 - inferiore ad Ni,R = -303584
- Asse neutro
- Legame costitutivo (parabola-rettang)
- Tensione massima di compressione
- Deformazioni e tensioni nel calcestruzzo
- Deformazione massima nel calcestruzzo
- Legame costitutivo dell'acciaio ordinario
- Deformazioni e tensioni nell'acciaio ordinario
- Barra di acciaio ordinario più tesa
- Risultati dominio di rottura



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Con riferimento ora alle sollecitazioni al piede della pila si considerano la combinazione allo SLE QUASI PERMANENTE.

ARMATURA	distribuita	φ24/20
SOLLECITAZIONI	Nsd =	7.140 KN
	Msd long =	1.771 kNm
	Msd trasv =	470 kNm



TENSIONI	cls	$\sigma_c = (N/mm^2) 1,71 < 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94$
	ferro	$\sigma_f = (N/mm^2) 25,35 < 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE DI CALCOLO	<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0

11 ANALISI DELLE FONDAZIONI

11.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA A

11.1.1 ANALISI DEI CARICHI

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	128.919	-135.200	1.495.919	11,06	10,55	-0,05	SLU GEO
Combinazione 2	133.468	-145.501	1.512.979	10,40	10,25	0,25	
Combinazione 3	131.400	-145.501	1.505.226	10,35	10,35	0,15	
Combinazione 4	132.323	-148.994	1.508.685	10,13	10,28	0,22	
Combinazione 5	130.780	-148.994	1.502.899	10,09	10,35	0,15	
Combinazione 6	132.323	-142.521	1.515.159	10,63	10,37	0,13	
Combinazione 7	130.780	-142.521	1.509.372	10,59	10,45	0,05	
Combinazione 8	132.323	-142.926	1.508.685	10,56	10,32	0,18	
Combinazione 9	130.780	-142.926	1.502.899	10,52	10,40	0,10	
Combinazione 10	131.544	-182.248	1.498.300	8,22	10,00	0,50	
Combinazione 11	160.050	-156.080	1.835.883	11,76	10,50	0,00	SLU STR
Combinazione 12	165.391	-168.172	1.855.910	11,04	10,20	0,30	
Combinazione 13	162.963	-168.172	1.846.807	10,98	10,30	0,20	
Combinazione 14	164.046	-172.273	1.850.869	10,74	10,23	0,27	
Combinazione 15	162.235	-172.273	1.844.076	10,70	10,30	0,20	
Combinazione 16	164.046	-164.602	1.858.540	11,29	10,33	0,17	
Combinazione 17	162.235	-164.602	1.851.747	11,25	10,40	0,10	
Combinazione 18	164.046	-165.149	1.850.869	11,21	10,28	0,22	
Combinazione 19	162.235	-165.149	1.844.076	11,17	10,35	0,15	
Combinazione 20	163.127	-211.309	1.838.678	8,70	9,98	0,52	
Comb SLE 1	112.460	-104.094	1.279.909	12,30	10,46	0,04	SLE
Comb SLE 2	116.416	-113.051	1.294.744	11,45	10,15	0,35	
Comb SLE 3	114.618	-113.051	1.288.002	11,39	10,25	0,25	
Comb SLE 4	115.420	-116.088	1.291.010	11,12	10,18	0,32	
Comb SLE 5	114.078	-116.088	1.285.979	11,08	10,26	0,24	
Comb SLE 6	115.420	-110.406	1.296.692	11,74	10,28	0,22	
Comb SLE 7	114.078	-110.406	1.291.661	11,70	10,35	0,15	
Comb SLE 8	115.420	-110.812	1.291.010	11,65	10,23	0,27	
Comb SLE 9	114.078	-110.812	1.285.979	11,61	10,30	0,20	
Comb SLE 10	114.718	-145.004	1.281.980	8,84	9,91	0,59	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	121.758	-550.397	1.295.712	2,35	6,12	4,38	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	121.039	-550.397	1.293.015	2,35	6,14	4,36	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T long</i> (kN)	<i>T trasv</i> (kN)	
Combinazione 1	128.919	-6.439	3.545	24.659	94	SLU GEO
Combinazione 2	133.468	34.571	6.251	25.912	129	
Combinazione 3	131.400	20.614	8.771	25.912	129	
Combinazione 4	132.323	26.581	5.559	25.769	129	
Combinazione 5	130.780	16.165	7.511	25.769	129	
Combinazione 6	132.323	19.870	7.511	25.275	129	
Combinazione 7	130.780	9.455	7.511	25.275	129	
Combinazione 8	132.323	24.266	5.559	25.598	129	
Combinazione 9	130.780	13.850	7.511	25.598	129	
Combinazione 10	131.544	65.793	3.733	30.379	129	
Combinazione 11	160.050	1.581	4.116	28.468	108	SLU STR
Combinazione 12	165.391	49.723	7.289	29.938	149	
Combinazione 13	162.963	33.338	10.247	29.938	149	
Combinazione 14	164.046	40.343	6.476	29.770	149	
Combinazione 15	162.235	28.116	8.768	29.770	149	
Combinazione 16	164.046	32.099	8.768	29.164	149	
Combinazione 17	162.235	19.873	8.768	29.164	149	
Combinazione 18	164.046	37.626	6.476	29.571	149	
Combinazione 19	162.235	25.399	8.768	29.571	149	
Combinazione 20	163.127	86.323	4.332	31.263	149	
Comb SLE 1	112.460	5.648	2.827	18.986	72	SLE
Comb SLE 2	116.416	41.308	5.162	20.075	100	
Comb SLE 3	114.618	29.171	7.353	20.075	100	
Comb SLE 4	115.420	34.360	4.560	19.951	100	
Comb SLE 5	114.078	25.303	6.258	19.951	100	
Comb SLE 6	115.420	28.254	6.258	19.502	100	
Comb SLE 7	114.078	19.197	6.258	19.502	100	
Comb SLE 8	115.420	32.347	4.560	19.803	100	
Comb SLE 9	114.078	23.291	6.258	19.803	100	
Comb SLE 10	114.718	68.201	2.972	21.057	100	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	121.758	379.957	110.317	63.766	14.809	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	121.039	377.542	110.494	63.766	14.809	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.1.2 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo della capacità portante delle fondazioni si utilizza il software di calcolo Aztec CARL 10.0 versione 10.05.b – carico limite e cedimenti.

11.1.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Progetto: Curcuraci lato Reggio Calabria – spalla SpA

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$N_y = 2.0(N_q - 1)tg\phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B' (1+\text{sen } \phi)}{L' (1-\text{sen } \phi)}$$

$$s_q = 1 + 0.1 \frac{B' (1+\text{sen } \phi)}{L' (1-\text{sen } \phi)}$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B' (1+\text{sen } \phi)}{L' (1-\text{sen } \phi)}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$k = \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1$$

vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{m H}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$$

per $\eta = 0$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

dove

$$m = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi=0$

$$b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

per $\phi>0$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_y = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

poter applicare la formula di Brinch-Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Destrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	10,50	10,50	21,00	21,00	3,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [daN/cm²]

ca Adesione del terreno espressa in [daN/cm²]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Depositi fluviali	2000,0	2350,0	38,00	38,00	0,000	0,000
Ghiaie di messina	1900,0	2300,0	38,00	38,00	0,000	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = -10,0 [m] Y = 3,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 10,0 [m] Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-3,5	-3,5	-3,5	Depositi fluviali
2	-30,0	-30,0	-30,0	Ghiaie di messina

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 1

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
- γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
- γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
- $\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
 γ_γ Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
------------------	--	--	-----------	-----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10
Coeff. di combinazione	$\Psi_0= 0,70$	$\Psi_1= 0,50$	$\Psi_2= 0,20$	

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [daN]
<i>M_x</i>	Momento in direzione X espressa in [daNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [daNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [daN]

Per le verifiche geotecniche specifiche si rimanda all'elaborato CG0700PRBDSSCC5VIV0000001A-01 "Relazione Geotecnica".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.2 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLA SPALLA B

11.2.1 ANALISI DEI CARICHI

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	40.980	-27.831	285.677	10,26	6,29	-0,29	SLU GEO
Combinazione 2	45.529	-31.412	302.737	9,64	5,96	0,04	
Combinazione 3	43.461	-31.412	294.983	9,39	6,06	-0,06	
Combinazione 4	44.384	-33.417	298.443	8,93	5,97	0,03	
Combinazione 5	42.841	-33.417	292.656	8,76	6,05	-0,05	
Combinazione 6	44.384	-30.323	301.537	9,94	6,11	-0,11	
Combinazione 7	42.841	-30.323	295.750	9,75	6,20	-0,20	
Combinazione 8	44.384	-30.517	298.443	9,78	6,04	-0,04	
Combinazione 9	42.841	-30.517	292.656	9,59	6,12	-0,12	
Combinazione 10	43.023	-45.861	287.476	6,27	5,62	0,38	
Combinazione 11	51.946	-32.150	356.574	11,09	6,25	-0,25	SLU STR
Combinazione 12	57.286	-36.355	376.601	10,36	5,94	0,06	
Combinazione 13	54.859	-36.355	367.499	10,11	6,04	-0,04	
Combinazione 14	55.942	-38.708	371.560	9,60	5,95	0,05	
Combinazione 15	54.131	-38.708	364.768	9,42	6,02	-0,02	
Combinazione 16	55.942	-35.042	375.227	10,71	6,08	-0,08	
Combinazione 17	54.131	-35.042	368.434	10,51	6,16	-0,16	
Combinazione 18	55.942	-35.304	371.560	10,52	6,01	-0,01	
Combinazione 19	54.131	-35.304	364.768	10,33	6,09	-0,09	
Combinazione 20	54.339	-53.316	358.686	6,73	5,62	0,38	
Comb SLE 1	37.007	-21.453	251.454	11,72	6,22	-0,22	SLE
Comb SLE 2	40.963	-24.567	266.289	10,84	5,90	0,10	
Comb SLE 3	39.165	-24.567	259.546	10,56	6,00	0,00	
Comb SLE 4	39.967	-26.311	262.555	9,98	5,91	0,09	
Comb SLE 5	38.625	-26.311	257.523	9,79	5,99	0,01	
Comb SLE 6	39.967	-23.595	265.271	11,24	6,05	-0,05	
Comb SLE 7	38.625	-23.595	260.239	11,03	6,13	-0,13	
Comb SLE 8	39.967	-23.789	262.555	11,04	5,97	0,03	
Comb SLE 9	38.625	-23.789	257.523	10,83	6,05	-0,05	
Comb SLE 10	38.759	-37.131	253.018	6,81	5,57	0,43	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	41.359	-104.362	266.357	2,55	3,92	2,08	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	40.640	-104.362	263.660	2,53	3,92	2,08	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2008

	<i>N</i> (kN)	<i>M long</i> (kNm)	<i>M trasv</i> (kNm)	<i>T long</i> (kN)	<i>T trasv</i> (kN)	
Combinazione 1	40.980	-11.665	2.876	8.624	94	SLU GEO
Combinazione 2	45.529	2.153	5.332	9.363	129	
Combinazione 3	43.461	-2.499	7.852	9.363	129	
Combinazione 4	44.384	-213	4.639	9.348	129	
Combinazione 5	42.841	-3.684	6.592	9.348	129	
Combinazione 6	44.384	-3.420	6.592	8.855	129	
Combinazione 7	42.841	-6.891	6.592	8.855	129	
Combinazione 8	44.384	-1.319	4.639	9.178	129	
Combinazione 9	42.841	-4.791	6.592	9.178	129	
Combinazione 10	43.023	16.825	2.814	12.342	129	
Combinazione 11	51.946	-12.341	3.344	9.966	108	SLU STR
Combinazione 12	57.286	3.880	6.228	10.833	149	
Combinazione 13	54.859	-1.581	9.186	10.833	149	
Combinazione 14	55.942	1.103	5.415	10.816	149	
Combinazione 15	54.131	-2.972	7.707	10.816	149	
Combinazione 16	55.942	-2.837	7.707	10.210	149	
Combinazione 17	54.131	-6.912	7.707	10.210	149	
Combinazione 18	55.942	-195	5.415	10.616	149	
Combinazione 19	54.131	-4.271	7.707	10.616	149	
Combinazione 20	54.339	21.075	3.272	12.078	149	
Comb SLE 1	37.007	-7.657	2.313	6.652	72	SLE
Comb SLE 2	40.963	4.359	4.455	7.294	100	
Comb SLE 3	39.165	313	6.646	7.294	100	
Comb SLE 4	39.967	2.302	3.852	7.281	100	
Comb SLE 5	38.625	-717	5.550	7.281	100	
Comb SLE 6	39.967	-617	5.550	6.832	100	
Comb SLE 7	38.625	-3.636	5.550	6.832	100	
Comb SLE 8	39.967	1.340	3.852	7.133	100	
Comb SLE 9	38.625	-1.679	5.550	7.133	100	
Comb SLE 10	38.759	16.970	2.265	8.216	100	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	41.356	61.054	20.135	20.458	4.911	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	40.637	60.249	20.312	20.458	4.911	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.2.2 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo della capacità portante delle fondazioni si utilizza il software di calcolo Aztec CARL 10.0 versione 10.05.b – carico limite e cedimenti.

11.2.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Progetto: Curcuraci lato Reggio Calabria – spalla SpB

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$N_y = 2.0(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B' (1 + \operatorname{sen} \phi)}{L' (1 - \operatorname{sen} \phi)}$$

$$s_q = 1 + 0.1 \frac{B' (1 + \operatorname{sen} \phi)}{L' (1 - \operatorname{sen} \phi)}$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B' (1 + \operatorname{sen} \phi)}{L' (1 - \operatorname{sen} \phi)}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$k = \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1$$

vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{m H}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$$

per $\eta = 0$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

dove

$$m = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi=0$

$$b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

per $\phi>0$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_y = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

poter applicare la formula di Brinch-Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

$$\text{dove: } R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2};$$

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Destrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	6,00	10,50	12,00	21,00	4,30	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [daN/cm²]

ca Adesione del terreno espressa in [daN/cm²]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Depositi fluviali	2000,0	2350,0	38,00	38,00	0,000	0,000
Ghiaie di messina	1900,0	2300,0	38,00	38,00	0,000	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = -10,0 [m] Y = 3,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 10,0 [m] Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-30,0	-30,0	-30,0	Ghiaie di messina

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: **Approccio 1**

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
 γ_γ Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
------------------	--	--	-----------	-----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0,70$ $\Psi_1 = 0,50$ $\Psi_2 = 0,20$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [daN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [daNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [daNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [daN]

Per le verifiche geotecniche specifiche si rimanda all'elaborato CG0700PRBDSSCC5VIV0000001A-01 "Relazione Geotecnica".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		Codice documento SS0688_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

11.3 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE PILE

Si riportano le sole verifiche della pila 1 in quanto le due pile sono tra loro uguali.

11.3.1 ANALISI DEI CARICHI

AZIONI ALLO SPICCATO DEL FUSTO NORME TECNICHE 2008

	Combinazioni		N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m
		AZIONI GLOBALI					
AZIONI SLU GEO	15	Comb 1	16.582	256,00	400,40	3.548	10.721
	16	Comb 2	24.598	256,00	464,88	3.660	15.603
	17	Comb 3	20.523	256,00	464,88	3.609	20.881
	18	Comb 4	22.254	426,20	464,88	6.365	14.072
	19	Comb 5	19.356	426,20	464,88	6.315	18.448
	20	Comb 6	22.254	256,00	464,88	3.659	14.072
	21	Comb 7	19.356	256,00	464,88	3.609	18.448

AZIONI SLU STR	22	Comb 8	21.366	345,60	462,00	4.784	12.382
	23	Comb 9	30.787	345,60	536,40	4.935	18.103
	24	Comb 10	26.007	345,60	536,40	4.867	24.300
	25	Comb 11	28.039	545,40	536,40	8.111	16.307
	26	Comb 12	24.637	545,40	536,40	8.043	21.443
	27	Comb 13	28.039	345,60	536,40	4.934	16.307
	28	Comb 14	24.637	345,60	536,40	4.867	21.443

	Combinazioni		N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m
SISMA	36	SISMA long	19.869	2.288,00	2.324,00	22.360	19.944
	37	SISMA trasv	19.517	2.032,00	2.324,00	18.904	20.802

	Combinazioni		N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m
AZIONI SLE	38	Comb SLE 1	15.486	256,00	308,00	3.541	8.261
	39	Comb SLE 2	22.515	256,00	357,60	3.616	12.463
	40	Comb SLE 3	18.985	256,00	357,60	3.582	17.053
	41	Comb SLE 4	22.027	404,00	119,20	5.969	7.922
	42	Comb SLE 5	18.603	404,00	119,20	5.935	12.512
	43	Comb SLE 6	22.027	256,00	119,20	3.616	7.922
	44	Comb SLE 7	18.603	256,00	119,20	3.582	12.512

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

AZIONI ALLA BASE						
	Combinazioni	N kN	Vlong kN	Vtrasv kN	Mlong kN m	Mtrasv kN m
AZIONI SLU GEO	Comb 1	29.572	256,00	517,40	4.188	12.775
	Comb 2	37.588	256,00	535,08	4.300	17.397
	Comb 3	33.513	256,00	535,08	4.249	22.675
	Comb 4	35.244	426,20	535,08	7.430	15.866
	Comb 5	32.346	426,20	535,08	7.381	20.242
	Comb 6	35.244	256,00	535,08	4.299	15.866
	Comb 7	32.346	256,00	535,08	4.249	20.242
AZIONI SLU STR	Comb 8	38.903	345,60	597,00	5.648	14.752
	Comb 9	48.324	345,60	617,40	5.799	20.173
	Comb 10	43.543	345,60	617,40	5.731	26.370
	Comb 11	45.576	545,40	617,40	9.474	18.377
	Comb 12	42.174	545,40	617,40	9.407	23.513
	Comb 13	45.576	345,60	617,40	5.798	18.377
	Comb 14	42.174	345,60	617,40	5.731	23.513
SISMA	SISMA long	33.768	2.288,00	980,00	30.784	2.553
	SISMA trasv	33.416	1.200,00	2.324,00	19.200	31.187
AZIONI SLE	Comb SLE 1	28.476	256,00	398,00	4.181	9.841
	Comb SLE 2	35.505	256,00	411,60	4.256	13.843
	Comb SLE 3	31.975	256,00	411,60	4.222	18.433
	Comb SLE 4	33.529	404,00	411,60	6.979	12.874
	Comb SLE 5	30.961	404,00	411,60	6.945	16.317
	Comb SLE 6	33.529	256,00	411,60	4.256	12.874
	Comb SLE 7	30.961	256,00	411,60	4.222	15.558

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.3.2 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo della capacità portante delle fondazioni si utilizza il software di calcolo Aztec CARL 10.0 versione 10.05.b – carico limite e cedimenti.

Si procede con la verifica della pila maggiormente sollecitata coincidente, come evidenziato dalle tabelle esposte in precedenza, con la pila P1 (che nel caso in esame risulta identica alla pila P2).

11.3.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Progetto: Curcuraci lato Reggio Calabria - Pile

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B' \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2.0(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B' (1 + \text{sen } \phi)}{L' (1 - \text{sen } \phi)}$$

$$s_q = 1 + 0.1 \frac{B' (1 + \text{sen } \phi)}{L' (1 - \text{sen } \phi)}$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B' (1 + \text{sen } \phi)}{L' (1 - \text{sen } \phi)}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$k = \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1$$

vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{m H}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$$

per $\eta = 0$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

dove

$$m = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi=0$

$$b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

per $\phi>0$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_y = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

poter applicare la formula di Brinch-Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z .

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Destrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	3,75	8,25	7,50	16,50	4,50	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [daN/cm²]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ca Adesione del terreno espressa in [daN/cm²]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Depositi fluviali	2000,0	2350,0	38,00	38,00	0,000	0,000
Ghiaie di messina	1900,0	2300,0	38,00	38,00	0,000	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = -10,0 [m] Y = 3,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 10,0 [m] Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-7,0	-7,0	-7,0	Depositi fluviali
2	-30,0	-30,0	-30,0	Ghiaie di messina

Normativa

N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10
Coeff. di combinazione	$\Psi_0= 0,70$	$\Psi_1= 0,50$	$\Psi_2= 0,20$	

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [daN]
<i>M_x</i>	Momento in direzione X espressa in [daNm]
<i>M_y</i>	Momento in direzione Y espresso in [daNm]
<i>e_x</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>e_y</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [daN]

Per le verifiche geotecniche specifiche si rimanda all'elaborato

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>		<p><i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

CG0700PRBDSSCC5VIV0000001A-01 "Relazione Geotecnica".

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI CALCOLO		<i>Codice documento</i> SS0688_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 TABULATI DI CALCOLO

Si veda il CD allegato, contenente i seguenti dati:

10.2 ANALISI DELL'IMPALCATO: PESO PROPRIO ACCIAIO E SOLETTA

10.2.1 DATI DI INPUT

10.2.2 DATI DI OUTPUT

10.3 ANALISI DELL'IMPALCATO: PERMANENTI

10.3.1 DATI DI INPUT

10.3.2 DATI DI OUTPUT

10.4 ANALISI DELL'IMPALCATO: CARICHI ACCIDENTALI, VENTO E TEMPERATURA

10.4.1 DATI DI INPUT

10.4.2 DATI DI OUTPUT

10.5 ANALISI DELL'IMPALCATO: EFFETTI SECONDARI DEL RITIRO

10.5.1 DATI DI INPUT

10.5.2 DATI DI OUTPUT

10.6 ANALISI DELL'IMPALCATO: CARICHI SISMICI

10.6.1 DATI DI INPUT

10.6.2 DATI DI OUTPUT

ALLEGATO A

ALLEGATO B