



# 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 CALABRIA</p> <p>INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI</p> <p>ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE</p> <p>OPERE COMPLEMENTARI - BARRIERE FONOASSORBENTI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>CS0688_F0</p>
---	---	------------------

CODICE	C G 0 7 0 0	P	C L	D	C	S C	0 0	O C	0 0	0 0	0 0	0 1	F 0
--------	-------------	---	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	PRO ITER S.r.l.	F. BERTONI	F. COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE .....	3
BARRIERE FONOASSORBENTI .....	5
1   NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
1.1   NORMATIVE EMESSE DALLO STATO ITALIANO .....	6
1.2   NORMATIVE EMESSE DAL C.N.R. ....	6
1.3   NORMATIVE UNI .....	6
2   RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	7
3   PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	8
4   CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
4.1   CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI CORDOLO .....	9
4.2   CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI CORDOLO .....	10
4.3   ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	11
4.4   ACCIAIO PER MONTANTI E PIASTRE DI BASE.....	11
4.5   ACCIAIO PER TIRAFONDI.....	11
5   CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
6   CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' .....	13
6.1   PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	13
6.2   PARAMETRI SISMICI DI BASE.....	14
6.3   STATI LIMITE DI RIFERIMENTO .....	14
6.4   CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	14
6.4.1   COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA .....	15
6.4.2   COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA.....	16
7   BARRIERA FONOASSORBENTE .....	17
7.1   CALCOLO DELLA MASSIMA PRESSIONE DEL VENTO .....	17
7.2   COMBINAZIONI DI CARICO .....	18
7.3   DIMENSIONAMENTO DEI MONTANTI.....	19
7.3.1   VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME ALLA BASE .....	20
7.3.2   VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE.....	20
7.3.3   VERIFICA DEL MASSIMO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' .....	22
7.4   DIMENSIONAMENTO DELLE PIASTRE DI BASE E DEI TIRAFONDI.....	23
7.4.1   MONTANTE HEA240 .....	23

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.4.2	MONTANTE UPN240 .....	24
8	CORDOLO DI SOSTEGNO SU RILEVATO .....	27
8.1	ANALISI DEI CARICHI .....	28
8.1.1	PESO PROPRIO DEL CORDOLO DI SOSTEGNO .....	28
8.1.2	CARICHI PERMANENTI.....	28
8.1.3	AZIONE DEL VENTO .....	29
8.1.4	SPINTA DELLE TERRE .....	30
8.1.5	SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI .....	31
8.1.6	AZIONI SISMICHE .....	31
8.1.6.1	AZIONI SISMICHE SUL PESO PROPRIO DEL CORDOLO .....	31
8.1.6.2	AZIONI SISMICHE SUI CARICHI PERMANENTI .....	32
8.1.6.3	SPINTE SISMICHE DELLE TERRE .....	32
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	33
8.3	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....	33
8.3.1	VERIFICHE A RIBALTAMENTO.....	34
8.3.2	VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	34
8.3.3	VERIFICHE DI PORTATA DELLA FONDAZIONE .....	34
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEL CORDOLO DI SOSTEGNO .....	38
8.4.1	VERIFICHE DELL'ELEVAZIONE.....	38
8.4.1.1	STATO LIMITE DI ESERCIZIO: PRESSO-FLESSIONE .....	39
8.4.1.2	STATO LIMITE DI FESSURAZIONE .....	40
8.4.1.3	STATO LIMITE ULTIMO: PRESSO-FLESSIONE .....	40
8.4.1.4	STATO LIMITE ULTIMO: TAGLIO.....	41
8.4.2	VERIFICHE DELLA FONDAZIONE .....	43
8.4.2.1	STATO LIMITE DI ESERCIZIO: FLESSIONE.....	44
8.4.2.2	STATO LIMITE DI FESSURAZIONE .....	44
8.4.2.3	STATO LIMITE ULTIMO: FLESSIONE .....	45
8.4.2.4	STATO LIMITE ULTIMO: TAGLIO.....	46

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## BARRIERE FONOASSORBENTI

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi al dimensionamento delle barriere fonoassorbenti.

In particolare vengono identificate le seguenti barriere:

- Asse C da pk 0+175 a pk 0+323 Barriera acustica "Rampa N3" - H=4.00m;
- Asse C da pk 2+612 a pk 2+850 Barriera acustica "Piria" - H=4.00m;
- Asse C da pk 3+151 a pk 3+434 Barriera acustica "Gibia" - H=4.00m;
- Asse D da pk 2+736 a pk 2+885 Barriera acustica "Solaro" - H=4.00m;

La struttura metallica di sostegno dei pannelli viene dimensionata sulle sollecitazioni più gravose e utilizzata per tutti i casi esame.

La struttura di sostegno in c.a., interrata nel rilevato stradale, si compone di un cordolo con forma "a T rovescia" di altezza totale pari a 3.20m (2.50m elevazione + 0.70m fondazione) e ingombro massimo in pianta di 2.50m.

Per le barriere posizionate su opere d'arte (ponti e relative spalle) si riporta solo il dimensionamento della struttura di sostegno metallica: per le verifiche delle strutture in c.a. (cordoli d'impalcato e muri di risvolto delle spalle) si rimanda alle relazioni di calcolo delle opere stesse.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 1            **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “*degli Stati Limite*” e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle “Norme tecniche per le Costruzioni” (D.M. del 14/01/2008) e nelle relative istruzioni (Circ.Min. C.S.LL.PP. n.617 del 2/02/2009).

### 1.1           **NORMATIVE EMESSE DALLO STATO ITALIANO**

- **Legge n.1086 del 5/11/1971:** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **Legge n.64 del 0/02/1974:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **Ministero dei LL.PP. - D.M. 14/01/2008:** "Norme tecniche per le Costruzioni";
- **Consiglio Superiore LL.PP. - Circ.Min. n.617 del 2/02/2009:** Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

### 1.2           **NORMATIVE EMESSE DAL C.N.R.**

- **C.N.R. 10012:** “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”;
- **C.N.R. 10024:** “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”;
- **C.N.R.-DT 207/2008:** “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

### 1.3           **NORMATIVE UNI**

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Lancellotta R.  
**Geotecnica**  
*Edizioni Zanichelli - 1987*
- Migliacci A., Mola F.  
**Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.**  
*Masson Italia Editori - 1985*
- Bowles J.E.  
**Foundations Analysis and Design**  
*McGraw-Hill, New York - 1988*
- Horikoshi K., Randolph M.F.  
**Estimation of overall settlement of piled rafts**  
*Soils and Foundations Vol.39 n° 2 pp.59-68 - 1999*
- Nova R.  
**Fondamenti di meccanica delle terre**  
*McGraw-Hill, Milano - 2002*
- Raccomandazioni A.I.C.A.P.  
**Ancoraggi nei terreni e nelle rocce**  
1993
- Terzaghi K.  
**Theoretical Soil Mechanics**  
*J.Wiley & Sons, New York - 1943*
- Cestelli Guidi C.  
**Geotecnica e tecnica delle fondazioni**  
*Ulrico Hoepli Editore - 1987*
- Ballio G., Mazzolani F.M.  
**Strutture in acciaio**  
*Ulrico Hoepli Editore - 2000*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

- **STS Stati Limite Rel. 1.1**

Distribuito dall'ing. Dante Sangalli

*Programma di calcolo per la verifica alle Tensioni Ammissibili ed agli Stati Limite di sezioni in c.a. e c.a.p..*



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI CORDOLO

Classe di resistenza	C28/35 -
Rapporto massimo acqua / cemento	0.45 -
Slump	S4 -
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di esposizione	XF4 -
Contenuto minimo d'aria	3 %
Aggregati resistenti a cicli di gelo/disgelo	SI

#### **Caratteristiche del calcestruzzo:**

Resistenza caratt. a compressione cubica	$R_{ck}$	= -		= 35 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratt. a compressione cilindr.	$f_{ck}$	= 0.83 $R_{ck}$		= 28 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindr.	$f_{cm}$	= $f_{ck}+8$		= 37.05 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c$	= 22000 ( $f_{cm}/10$ ) <sup>0.3</sup>		= 32588 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm}$	= 0.3 $f_{ck}^{2/3}$		= 2.83 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratt. (frattile 5%)	$f_{ctk}$	= 0.7 $f_{ctm}$		= 1.98 N/mm <sup>2</sup>

#### **Resistenze di calcolo a SLU:**

Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c$	= -		= 1.50 -
Coeff. riduttivo per resist. di lunga durata	$\alpha_{cc}$	= -		= 0.85 -
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$		= 16.46 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	= $f_{ctk}/\gamma_c$		= 1.32 N/mm <sup>2</sup>

#### **Resistenze di calcolo a SLE:**

Massima compressione (Comb. Rara)	$\sigma_c$	= 0.60 $f_{ck}$		= 17.43 N/mm <sup>2</sup>
Massima compressione (Comb. Q.P.)	$\sigma_c$	= 0.45 $f_{ck}$		= 13.07 N/mm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

## 4.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI CORDOLO

Classe di resistenza	C25/30 -
Rapporto massimo acqua / cemento	0.50 -
Slump	S4 -
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di esposizione	XC2 -

### **Caratteristiche del calcestruzzo:**

Resistenza caratt. a compressione cubica	$R_{ck} = -$	$= 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratt. a compressione cilindr.	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	$= 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione cilindr.	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	$= 32.90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	$= 31447 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	$= 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	$= 1.79 \text{ N/mm}^2$

### **Resistenze di calcolo a SLU:**

Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c = -$	$= 1.50 -$
Coeff. riduttivo per resist. di lunga durata	$\alpha_{cc} = -$	$= 0.85 -$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$= 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	$= 1.19 \text{ N/mm}^2$

### **Resistenze di calcolo a SLE:**

Massima compressione (Comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	$= 14.94 \text{ N/mm}^2$
Massima compressione (Comb. Q.P.)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck}$	$= 11.21 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

### 4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo di acciaio	B450C -
Copriferro minimo elevazioni	50 mm
Copriferro minimo fondazioni	45 mm
Sovrapposizioni continue	50 Ø

#### **Caratteristiche dell'acciaio:**

Tensione caratt. di rottura (fratt. 5%)	$f_{tk} = -$	$= 540.00 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratt. di snervamento (fratt. 5%)	$f_{yk} = -$	$= 450.00 \text{ N/mm}^2$

#### **Resistenze di calcolo a SLU:**

Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = -$	$= 1.15 -$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	$= 391.30 \text{ N/mm}^2$

#### **Resistenze di calcolo a SLE:**

Tensione massima di trazione	$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	$= 360.00 \text{ N/mm}^2$
------------------------------	--------------------------	---------------------------

### 4.4 ACCIAIO PER MONTANTI E PIASTRE DI BASE

Si utilizza un acciaio strutturale resistente agli agenti atmosferici tipo **S355J0**, conforme alle norme UNI EN 10025-2, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )	$f_{yk} = 355.00 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )	$f_{tk} = 510.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di sicurezza per resistenza membrature	$\gamma_{M0} = 1.05 --$
Resistenza di calcolo membrature ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )	$f_d = 338.10 \text{ N/mm}^2$

### 4.5 ACCIAIO PER TIRAFONDI

Si utilizzano tirafondi di acciaio tipo **S500MC** conformi alle norme UNI EN 10149-2.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il materiale da rilevato viene assunto con le seguenti caratteristiche:

- Peso di volume naturale: 20.00 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di attrito: 38.00 °

Poichè i cordoli di sostegno delle barriere acustiche sono presentano fondazioni di tipo diretto su materiale da rilevato, per le verifiche di stabilità globale verranno utilizzate le caratteristiche geotecniche indicate in precedenza.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA'

La caratterizzazione sismica del sito in cui è inserita l'opera in oggetto viene effettuata sulla base delle indicazioni contenute nel D.M. 14/01/2008 (paragrafo 3.2).

I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo dedicato "Spettri di risposta", fornito dal Consiglio Sup. LL.PP. (<http://www.cslp.it/cslp/>), in base ai parametri del comune di Messina.

### 6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica.

In base alle indicazioni riportate nel paragrafo 2.4 del D.M. 14/01/2008 si scelgono i seguenti parametri di progetto:

<b>Tipo di costruzione</b>	2
<b>Vita nominale (<math>V_N</math>)</b>	50 anni
<b>Classe d'uso</b>	III
<b>Coefficiente d'uso (<math>C_U</math>)</b>	1.5

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6.2 PARAMETRI SISMICI DI BASE

In base alla posizione del sito in esame ed al periodo di riferimento considerato, si ottengono i seguenti parametri sismici di base:

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [sec]
SLO	45	0.077	2.326	0.290
SLD	75	0.102	2.305	0.313
SLV	712	0.295	2.431	0.373
SLC	1462	0.394	2.466	0.404

dove:  $T_R$  = periodo di ritorno associato allo Stato Limite considerato;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

$F_o$  = 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.

## 6.3 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Nel caso delle strutture in genere e delle opere di sostegno (muri, paratie) devono essere verificati i seguenti Stati Limite:

- **SLD** (Stato Limite di Danno), associato alle verifiche a Stato Limite di Esercizio;
- **SLV** (Stato Limite di salvaguardia della Vita), associato alle verifiche a Stato Limite Ultimo.

## 6.4 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento indicate nella Tabella 3.2.II del D.M. 14/01/2008.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessori massimo pari a 3m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina media-mente consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsa-mente consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In base alla caratterizzazione geotecnica del sito in cui sorge l'opera in progetto, il sottosuolo di progetto rientra nella **Categoria C**.

#### 6.4.1 COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) è calcolato in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di Categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008.

Si assumono pertanto i seguenti valori di amplificazione stratigrafica:

- **SLD:**  $S_s = 1.50$
- **SLV:**  $S_s = 1.31$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 6.4.2 COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

In accordo con la Tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/2008, le caratteristiche topografiche del sito in cui sorge l'opera in progetto rientrano nella **Categoria T2** ("Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ").

Tenendo conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, il valore del coefficiente di topografia ( $S_T$ ) assume quindi un valore pari a 1.20, in accordo con quanto riportato nella Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/2008.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7 BARRIERA FONOASSORBENTE

Nel presente capitolo viene dimensionata la struttura portante delle barriere fonoassorbenti, costituita dai seguenti elementi:

- Montanti in acciaio di profilo commerciale HEA240 o UPN240;
- Piastre di base in acciaio di dimensioni 400mm×400mm×30mm (per montanti HEA240) o 200mm×400mm×30mm (per montanti UPN240);
- Tirafondi in acciaio M24 (n°6 per montanti HEA240; n°4 per montanti UPN240).

La barriera viene dimensionata utilizzando le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione: in particolare viene massimizzata la pressione del vento (che risulta essere in prossimità della barriera in cima ai muri di sostegno).

L'azione sismica viene trascurata per il dimensionamento della struttura portante della barriera in quanto non dimensionante per gli elementi in esame.

### 7.1 CALCOLO DELLA MASSIMA PRESSIONE DEL VENTO

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e seguendo le indicazioni fornite da CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- $q_p$  è la pressione cinetica di picco;
- $\rho$  è la densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;
- $v_r$  è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione

#### **Calcolo della velocità di riferimento di progetto**

In base alla localizzazione geografica (Zona 4), all'altitudine stimata del sito (circa 150 m.s.l.m.) ed al periodo di ritorno di progetto (100 anni) si ottengono i seguenti dati:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Velocità base di riferimento a livello del mare	$V_{b,0}$	28.00	m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	$a_0$	500	m
Velocità di riferimento (associata a $T_R=50$ anni)	$k_a$	0.020	1/s
Coefficiente correttivo per il periodo di ritorno	$V_b$	28.00	m/s
Velocità di riferimento	$\alpha_R$	1.04	-
	$V_b(T_R)$	29.10	m/s

### Calcolo del coefficiente di esposizione

In base alla classe di rugosità (si assume a favore di sicurezza la classe D) si ottiene una categoria di esposizione II, che presenta i seguenti parametri:

Fattore di terreno	$k_r$	0.19	-
Lunghezza di rugosità	$z_0$	0.05	m
Altezza minima	$z_{min}$	4.00	m

L'altezza di riferimento per le barriere acustiche è pari all'altezza investita direttamente dal vento. Considerando il caso  $H_{barr}=5.00$ m si ottiene un'altezza di riferimento pari a 5.60 m (comprensiva del carter in testa e del tratto di 50 cm fuori terra dell'elevazione del cordolo).

Poichè la massima altezza dal suolo si ha in prossimità delle barriere posizionate sulla testa dei muri di sostegno, occorre considerare anche un coefficiente di topografia pari a 1.42 (calcolato secondo il procedimento dell'appendice D di CNR-DT 207/2008, considerando l'altezza media dal suolo  $z$  pari a 12.00m e un'inclinazione  $\Phi$  del rilevato pari a circa 0.57).

Pertanto si ottiene:

Coefficiente di esposizione	$c_e$	3.33	-
Pressione cinetica di picco	$q_p$	1.76	kN/m <sup>2</sup>

Tale pressione viene applicata uniformemente su tutta l'altezza della barriera.

## 7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Vengono prese in esame 2 combinazioni di carico:

- **SLE:** vento con coefficiente unitario;
- **SLU:** vento con coefficiente pari a 1.50.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 7.3 DIMENSIONAMENTO DEI MONTANTI

Nel presente paragrafo vengono dimensionati i montanti in acciaio tipo HEA240 (montante utilizzato normalmente in retto) e tipo UPN240 (montante utilizzato nei tratti planimetrici spigolosi e nelle zone di salto altimetrico).

Vengono eseguite le seguenti verifiche:

- Verifiche a SLU: massime tensioni della sezione di base e verifiche di instabilità flessor-torsionale;
- Verifiche a SLE: massimo spostamento orizzontale in sommità.

In particolare risulta essere dimensionante la verifica a SLE: la dimensione dei montanti viene tarata sul soddisfacimento di tale verifica.

Ragionevolmente, per il dimensionamento dei montanti viene utilizzato uno schema statico di mensola incastrata alla base soggetta ad un carico uniformemente distribuito lungo il suo asse, costituito dalla pressione del vento calcolata sull'interasse dei montanti (pari a 3.00m per i montanti tipo HAE240 e pari a 1.50m per i montanti tipo UPN240).

I montanti utilizzati presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

#### Montante HEA240:

- Momento d'inerzia asse forte (elastico):  $J_y = 77631696 \text{ mm}^4$
- Momento d'inerzia torsionale primario:  $J_T = 370660 \text{ mm}^4$
- Momento d'inerzia settoriale:  $J_\omega = 328985000000 \text{ mm}^6$
- Momento statico asse forte (elastico):  $W_y = 675060 \text{ mm}^3$
- Momento statico asse forte (plastico):  $W_{y,pl} = 744620 \text{ mm}^3$
- Area di taglio nella direzione del vento:  $A_T = 230 \times 7.5 = 1725 \text{ mm}^2$

#### Montante UPN240:

- Momento d'inerzia asse forte (elastico):  $J_y = 35980308 \text{ mm}^4$
- Momento d'inerzia torsionale primario:  $J_T = 190610 \text{ mm}^4$
- Momento d'inerzia settoriale:  $J_\omega = 25381180000 \text{ mm}^6$
- Momento statico asse forte (elastico):  $W_y = 299835.9 \text{ mm}^3$
- Momento statico asse forte (plastico):  $W_{y,pl} = 357588 \text{ mm}^3$
- Area di taglio nella direzione del vento:  $A_T = 240 \times 9.5 = 2280 \text{ mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 7.3.1 VERIFICA DELLE TENSIONI MASSIME ALLA BASE

Le sollecitazioni massime alla base del montante sono ottenute considerando le seguenti sollecitazioni:

Montante HEA240: Momento flettente:  $M_{SLU} = 113 \text{ kNm}$

Taglio:  $V_{SLU} = 40 \text{ kN}$

Montante UPN240: Momento flettente:  $M_{SLU} = 56.5 \text{ kNm}$

Taglio:  $V_{SLU} = 20 \text{ kN}$

Considerando le sollecitazioni ideali si ottengono i seguenti valori:

$$\text{HEA240: } \sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{SLU}}{W_y}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_{SLU}}{A_T}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{113 \cdot 10^6}{675060}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{40 \cdot 10^3}{1725}\right)^2} = 172.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{UPN240: } \sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{SLU}}{W_y}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_{SLU}}{A_T}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{56.50 \cdot 10^6}{299835.90}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{20 \cdot 10^3}{2280}\right)^2} = 189.05 \text{ N/mm}^2$$

Poichè le tensioni massime sono inferiori alla tensione resistente di calcolo ( $f_d = 338.09 \text{ N/mm}^2$ ) le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.3.2 VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

Nonostante siano presenti dei pannelli fonoassorbenti in cls che impediscono l'ingobbimento del montante, come ulteriore misura di sicurezza vengono eseguite le verifiche di instabilità flessio-torsionale del profilo in base alle specifiche del D.M. 14/01/2008 (paragrafo 4.2.4.1.3.2).

In particolare deve essere verificata la seguente diseuguaglianza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:  $M_{Ed}$  Momento flettente sollecitante a Stato Limite Ultimo;

$M_{b,Rd}$  Momento resistente di progetto per instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni d'instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove:

$W_y$  Momento resistente della sezione (pari al modulo plastico per le sezioni di classe 1-2);

$\chi_{LT}$  Fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale dipendente dal profilo impiegato:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove:  $\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}]$

con:  $\alpha_{LT}$  fattore d'imperfezione ottenuto dalla tabella 4.2.VII

$\bar{\lambda}_{LT,0}$  coefficiente assunto pari a 0.4 (sezioni laminate)

$\beta$  coefficiente assunto pari a 0.75 (sezioni laminate)

$f$  fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$$

con:  $k_c$  valore da tabella 4.2.VIII

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico d'instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme:

$$M_{cr} = \Psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{E \cdot J_y + G \cdot J_T} \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\omega}}{G \cdot J_T}}$$

Di seguito vengono riportate le tabelle con le verifiche d instabilità:

		HEA240	UPN240
<b>E</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	210000000	210000000
<b>J<sub>y</sub></b>	<b>[m<sup>4</sup>]</b>	7.7630E-05	3.5980E-05
<b>v</b>	<b>[-]</b>	0.3	0.3
<b>G</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	80769231	80769231
<b>J<sub>T</sub></b>	<b>[m<sup>4</sup>]</b>	3.7066E-07	1.9061E-07
<b>L<sub>cr</sub></b>	<b>[m]</b>	3.50	3.50

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

	HEA240	UPN240
$J_w$ [m <sup>6</sup> ]	3.2899E-07	2.5381E-08
$\Psi$ [-]	1.00	1.00
$M_{cr}$ [kNm]	194	88
<b>Classe sezione</b>	2	2
$W_y$ [m <sup>3</sup> ]	7.4462E-04	3.5759E-04
$f_{yk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	355000	355000
$\bar{\lambda}_{LT}$ [-]	1.17	1.20
$\alpha_{LT}$ [-]	0.34	0.49
$\bar{\lambda}_{LT,0}$ [-]	0.40	0.40
$\beta$ [-]	0.75	0.75
$\Psi_0$ [-]	0	0
$k_c$ [-]	0.75	0.75
$f$ [-]	0.91	0.92
$\Phi_{LT}$ [-]	1.14	1.23
$\chi_{LT}$ [-]	0.66	0.57
$\gamma_{M1}$ [-]	1.05	1.05
$M_{b,Rd}$ [kNm]	166.6	69.4
$M_{Ed}$ [kNm]	113	56.5
<b>Verifica</b>	OK	OK

In entrambi i casi le verifiche all'instabilità flessione-torsionale sono soddisfatte.

### 7.3.3 VERIFICA DEL MASSIMO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'

Con la nota formula di scienza delle costruzioni si verifica il massimo spostamento orizzontale in sommità dei montanti.

$$\text{HEA240: } f_{\max} = \frac{p_{\text{ven}} \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot J_y} = \frac{(1.76 \cdot 3.00) \cdot (5.10)^4}{8 \cdot (210000 \cdot 10^3) \cdot (77631696 \cdot 10^{-12})} \cdot 10^3 = 27.40 \text{ mm}$$

$$\text{UPN240: } f_{\max} = \frac{p_{\text{ven}} \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot J_y} = \frac{(1.76 \cdot 1.50) \cdot (5.10)^4}{8 \cdot (210000 \cdot 10^3) \cdot (35980308 \cdot 10^{-12})} \cdot 10^3 = 29.55 \text{ mm}$$

Poichè le frecce in sommità risultano minori di 1/150 della luce (pari a 34 mm), le verifiche risultano soddisfatte.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 7.4 DIMENSIONAMENTO DELLE PIASTRE DI BASE E DEI TIRAFONDI

### 7.4.1 MONTANTE HEA240

Disponendo a flessione 3+3 tirafondi M20 (area resistente del singolo tirafondo pari a 245 mm<sup>2</sup>), le sollecitazioni sulla piastra di base risultano calcolate secondo le espressioni seguenti:

- Posizione asse neutro: 
$$x = \frac{nA_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} \right)$$
- Compressione mediata sul cls: 
$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} \cdot \frac{x/2}{0.8 \cdot x}$$
- Massimo sforzo di trazione: 
$$\sigma_s = n\sigma_c \left( \frac{d}{x} - 1 \right)$$
- Massima trazione sul tirafondo: 
$$N_{,b} = \sigma_s \cdot A_{RES,b}$$
- Massimo taglio sul tirafondo: 
$$V_{,b} = \frac{T}{n_{,b} \cdot n_{,file}}$$
- Momenti sulla piastra: 
$$M_{a-a} = \sigma_c b \frac{x}{2} \cdot \left( d' - \frac{x}{3} \right)$$
  

$$M_{b-b} = \sigma_s A_s \cdot d''$$

Geometrie			
h =	400 mm		d = 370 mm
b =	400 mm		d' = 30 mm
a =	200 mm		d'' = 30 mm
h <sub>M</sub> =	230 mm		x = 80 mm
A <sub>RES,b</sub> =	245 mm <sup>2</sup>		s = 30 mm
n <sub>,b tesi</sub> =	3		i = 340 mm
n <sub>,file</sub> =	2		m = 170 mm

La combinazione dimensionante per la piastra risulta essere la SLU-STR. Pertanto si ha:

Sollecitazioni di progetto a base montante (SLU-STR)		
Momento flettente	M =	113.00 kNm
Taglio	T =	40.00 kN
Coeff. di omogeneizzazione	n =	6.00 -

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Sollecitazioni e sforzi su piastra, tirafondi e calcestruzzo cordolo		
Sforzi di compressione nel cls	$\sigma_c =$	12.86 N/mm <sup>2</sup>
Sforzi di trazione nel tirafondo	$\sigma_s =$	279.86 N/mm <sup>2</sup>
Trazione singolo tirafondo	$N_{,b} =$	68.57 kN
Taglio singolo tirafondo	$V_{,b} =$	6.67 kN
Sollecitazioni piastra base	$M_{a-a} =$	19.20 kNm
Sollecitazioni piastra base	$M_{b-b} =$	11.31 kNm
Verifiche piastra		
Massima tensione elastica	$\sigma_{p,elastico} =$	320.03 N/mm <sup>2</sup>
Massima tensione plastica	$\sigma_{p,plastico} =$	213.35 N/mm <sup>2</sup>

Pertanto, utilizzando una piastra di spessore (s) pari a 30 mm le massime tensioni sulla piastra e sul cls del cordolo di sostegno risultano soddisfatte.

Il singolo tirafondo M20 ha un'area resistente pari a 245 mm<sup>2</sup> e forze resistenti rispettivamente pari a 96.30 kN ( $N_{Rdu}$ ) e 22.90 kN ( $V_{Rdu}$ ).

Considerando la concomitanza di taglio e trazione, si verifica la seguente disequaglianza:

$$\left(\frac{N_{,b}}{N_{Rdu}}\right)^{4/3} + \left(\frac{V_{,b}}{V_{Rdu}}\right)^{4/3} = \left(\frac{68.57}{96.30}\right)^{4/3} + \left(\frac{6.67}{22.90}\right)^{4/3} = 0.83 < 1$$

Anche la verifica dei tirafondi risulta pertanto soddisfatta.

#### 7.4.2 MONTANTE UPN240

Disponendo a flessione 2+2 tirafondi M20 (area resistente del singolo tirafondo pari a 245 mm<sup>2</sup>), le sollecitazioni sulla piastra di base risultano calcolate secondo le espressioni seguenti:

- Posizione asse neutro: 
$$x = \frac{nA_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} \right)$$
- Compressione mediata sul cls: 
$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right)} \cdot \frac{x/2}{0.8 \cdot x}$$
- Massimo sforzo di trazione: 
$$\sigma_s = n\sigma_c \left( \frac{d}{x} - 1 \right)$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

- Massima trazione sul tirafondo:  $N_{,b} = \sigma_s \cdot A_{RES,b}$
- Massimo taglio sul tirafondo:  $V_{,b} = \frac{T}{n_{,b} \cdot n_{,file}}$
- Momenti sulla piastra:
$$M_{a-a} = \sigma_c b \frac{x}{2} \cdot \left( d' - \frac{x}{3} \right)$$

$$M_{b-b} = \sigma_s A_s \cdot d''$$

Geometrie			
h =	400 mm	d =	370 mm
b =	200 mm	d' =	30 mm
a =	200 mm	d'' =	30 mm
h <sub>M</sub> =	240 mm	x =	91 mm
A <sub>RES,b</sub> =	245 mm <sup>2</sup>	s =	30 mm
n <sub>,b tesi</sub> =	2	i =	340 mm
n <sub>,file</sub> =	2	m =	140 mm

La combinazione dimensionante per la piastra risulta essere la SLU-STR. Pertanto si ha:

Sollecitazioni di progetto a base montante (SLU-STR)		
Momento flettente	M =	56.50 kNm
Taglio	T =	20.00 kN
Coeff. di omogeneizzazione	n =	6.00 -
Sollecitazioni e sforzi su piastra, tirafondi e calcestruzzo cordolo		
Sforzi di compressione nel cls	$\sigma_c =$	11.47 N/mm <sup>2</sup>
Sforzi di trazione nel tirafondo	$\sigma_s =$	212.08 N/mm <sup>2</sup>
Trazione singolo tirafondo	N <sub>,b</sub> =	51.96 kN
Taglio singolo tirafondo	V <sub>,b</sub> =	5.00 kN
Sollecitazioni piastra base	M <sub>a-a</sub> =	8.28 kNm
Sollecitazioni piastra base	M <sub>b-b</sub> =	5.20 kNm
Verifiche piastra		
Massima tensione elastica	$\sigma_{p,elastico} =$	275.97 N/mm <sup>2</sup>
Massima tensione plastica	$\sigma_{p,plastico} =$	183.98 N/mm <sup>2</sup>

Pertanto, utilizzando una piastra di spessore (s) pari a 30 mm le massime tensioni sulla piastra e sul cls del cordolo di sostegno risultano soddisfatte.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il singolo tirafondo M20 ha un'area resistente pari a 245 mm<sup>2</sup> e forze resistenti rispettivamente pari a 96.30 kN (N<sub>Rdu</sub>) e 22.90 kN (V<sub>Rdu</sub>).

Considerando la concomitanza di taglio e trazione, si verifica la seguente disequaglianza:

$$\left(\frac{N_b}{N_{Rdu}}\right)^{4/3} + \left(\frac{V_b}{V_{Rdu}}\right)^{4/3} = \left(\frac{51.96}{96.30}\right)^{4/3} + \left(\frac{5.00}{22.90}\right)^{4/3} = 0.57 < 1$$

Anche la verifica dei tirafondi risulta pertanto soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

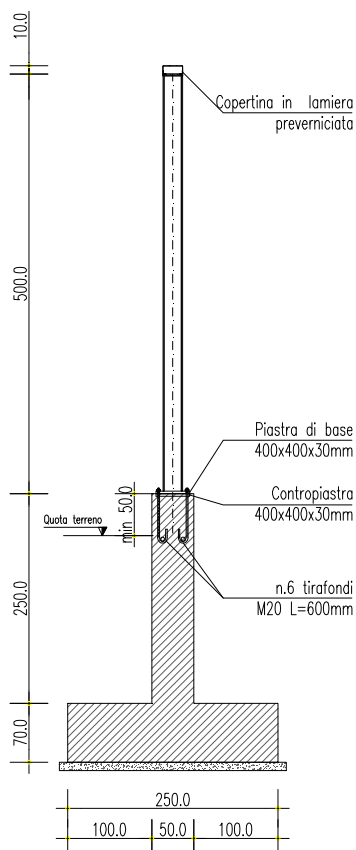
## 8 CORDOLO DI SOSTEGNO SU RILEVATO

Nel presente capitolo viene dimensionato il cordolo di sostegno delle barriere fonoassorbenti posizionato sulle scarpe dei rilevati stradali.

Il cordolo di sostegno tipologico analizzato presenta le seguenti dimensioni in sezione trasversale:

- Fondazione: larghezza 250 cm, spessore 70 cm;
- Elevazione: altezza totale 250 cm, spessore 50 cm.

L'analisi viene effettuata "a corpo rigido" con l'ausilio di fogli elettronici appositamente preparati. Nei paragrafi successivi vengono eseguite le verifiche di stabilità globale per il sistema cordolo/barriera e le verifiche strutturali del cordolo in c.a..



**Sezione trasversale del cordolo di sostegno con barriera**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8.1 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1.1 PESO PROPRIO DEL CORDOLO DI SOSTEGNO

Il peso proprio della cordolo di sostegno in c.a. è valutato in ragione di 25.00 kN/m<sup>3</sup> ed è inserito nella condizione di carico “**CORD**”.

Le caratteristiche del cordolo vengono riepilogate nella seguente tabella:

<b>CORDOLO</b>	
Peso specifico	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Larghezza base	2.50 m
Spessore base	0.70 m
Dente lato carreggiata	1.00 m
Dente lato esterno	1.00 m
Altezza totale elevazione	2.50 m
Altezza elevazione fuori terra	0.50 m
Spessore elevazione	0.50 m
Sviluppo del concio	30.00 m

### 8.1.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono costituiti dal peso della barriera fonoassorbente (montanti metallici, pannelli fonoassorbenti e carter di testa di chiusura) e dal peso del terreno da rilevato che grava direttamente sulla fondazione del cordolo di sostegno. Tali carichi sono inseriti rispettivamente nelle condizioni di carico “**BARR**” e “**RIL**”.

Le caratteristiche della barriera vengono riepilogate nella tabella seguente:

<b>BARRIERA</b>	
<b><i>Pannelli</i></b>	
Peso specifico	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Altezza massima	5.00 m
Spessore	0.15 m
<b><i>Montanti HEA240</i></b>	
Peso specifico	78.50 kN/m <sup>3</sup>
Area sezione trasversale profilo	7.68E-03 m <sup>2</sup>
Interasse montanti	3.00 m
<b><i>Carter metallico di copertura</i></b>	
Peso specifico	78.50 kN/m <sup>3</sup>
Area sezione trasversale profilo	0.00E+00 m <sup>2</sup>
Altezza oltre testa montante	0.10 m

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.1.3 AZIONE DEL VENTO

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e seguendo le indicazioni fornite da CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- $q_p$  è la pressione cinetica di picco;
- $\rho$  è la densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;
- $v_r$  è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione

#### **Calcolo della velocità di riferimento di progetto**

In base alla localizzazione geografica (Zona 4), all'altitudine stimata del sito (circa 150 m.s.l.m.) ed al periodo di ritorno di progetto (100 anni) si ottengono i seguenti dati:

Velocità base di riferimento a livello del mare	<b>V<sub>b,0</sub></b> 28.00    m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	<b>a<sub>0</sub></b> 500      m
Velocità di riferimento (associata a T <sub>R</sub> =50anni)	<b>k<sub>a</sub></b> 0.020    1/s
Coefficiente correttivo per il periodo di ritorno	<b>V<sub>b</sub></b> 28.00    m/s
Velocità di riferimento	<b>α<sub>R</sub></b> 1.04      -
	<b>V<sub>b</sub> (T<sub>R</sub>)</b> 29.10    m/s

#### **Calcolo del coefficiente di esposizione**

In base alla classe di rugosità (si assume a favore di sicurezza la classe D) si ottiene una categoria di esposizione II, che presenta i seguenti parametri:

Fattore di terreno	<b>k<sub>r</sub></b> 0.19      -
Lunghezza di rugosità	<b>z<sub>0</sub></b> 0.05      m
Altezza minima	<b>z<sub>min</sub></b> 4.00      m

L'altezza di riferimento per le barriere acustiche è pari all'altezza investita direttamente dal vento. Considerando il caso H<sub>barri</sub>=5.00m si ottiene un'altezza di riferimento pari a 5.60 m (comprensiva

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

del carter in testa e del tratto di 50 cm fuori terra dell'elevazione del cordolo).

Poichè le barriere risultano in cima al rilevato, occorre considerare anche un coefficiente di topografia pari a 1.08 (calcolato secondo il procedimento dell'appendice D di CNR-DT 207/2008, considerando l'altezza dal suolo z pari a 5.00m e un inclinazione  $\Phi$  del rilevato pari a circa 0.57).

Pertanto si ottiene:

Coefficiente di esposizione	<b>c<sub>e</sub></b>	2.23	-
Pressione cinetica di picco	<b>q<sub>p</sub></b>	1.18	kN/m <sup>2</sup>

Tale pressione viene applicata uniformemente su tutta l'altezza fuori terra del sistema barriera/cordolo. Tale azione viene inserita nella condizione di carico "**VENTO**".

#### 8.1.4 SPINTA DELLE TERRE

Viene considerata la spinta attiva del terreno poichè il cordolo di sostegno risulta su fondazioni di tipo diretto. Il calcolo della spinta (basato sulla formulazione di Rankine) viene differenziato come segue (per considerare le parzializzazioni dei parametri geotecnici del terreno):

- Spinte attive: 
$$S = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot H^2 \quad \text{con: } K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right)$$
- Spinte attive parzializzate: 
$$S_p = \frac{1}{2} \cdot K_{a-p} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \quad \text{con: } K_{a-p} = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_p}{2}\right)$$

dove:

$\gamma_t$	=	20.00 kN/m <sup>3</sup>	peso terreno da rilevato per unità di volume
$\phi$	=	38.00 °	angolo di attrito interno del terreno
$\phi_p$	=	32.01 °	angolo di attrito interno del terreno parzializza to
$K_0$	=	0.24 -	coefficiente di spinta attiva
$K_{0-p}$	=	0.31 -	coefficiente di spinta attiva parzializzata
H			profondità alla quale si calcola la sollecitazione

La spinta delle terre viene inserita nelle condizioni di carico "**SPT**" e "**SPTp**" (spinta delle terre con angolo di attrito parzializzato).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.1.5 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Le spinte orizzontali dovute all'azione del sovraccarico accidentale vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- Sovraspinte attive:  $S_{acc} = K_a \cdot q_{acc} \cdot H$       con:  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right)$
- Sovraspinte attive parzializzate:  $S_{acc-p} = K_{a-p} \cdot q_{acc} \cdot H$       con:  $K_{a-p} = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_p}{2}\right)$

dove:

$q_{acc} = 20.00 \text{ kN/m}^2$	valore del sovraccarico accidentale
$\phi = 38.00^\circ$	angolo di attrito interno del terreno
$\phi_p = 32.01^\circ$	angolo di attrito interno del terreno parzializzato
$K_0 = 0.24$	coefficiente di spinta attiva
$K_{0-p} = 0.31$	coefficiente di spinta attiva parzializzata
$H$	profondità alla quale si calcola la sollecitazione

La spinta dei sovraccarichi accidentali viene inserita nelle condizioni di carico “SPA” e “SPAp” (spinta dei sovraccarichi accidentali con angolo di attrito parzializzato).

### 8.1.6 AZIONI SISMICHE

Tutte le sollecitazioni sotto elencate vengono raggruppate nella condizione **SLD** (Stato Limite di Danno) ed **SLV** (Stato Limite di salvaguardia della Vita). Inoltre le sollecitazioni sismiche vengono sempre combinate considerando la componente orizzontale al 100% e la componente verticale al 30% (poichè questa è la combinazione più gravosa per tutte le verifiche in esame).

#### 8.1.6.1 AZIONI SISMICHE SUL PESO PROPRIO DEL CORDOLO

Il peso proprio del cordolo viene moltiplicato per i coefficienti sismici orizzontali e verticali indicati di seguito (calcolati secondo le formule 7.11.6 e 7.11.7 del DM 14/01/2008, considerando un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito):

- **SLD:**       $K_{H-SLD} = 0.03$  ;       $K_{V-SLD} = 0.02$       con:  $\beta_m = 0.18$
- **SLV:**       $K_{H-SLV} = 0.13$  ;       $K_{V-SLV} = 0.06$       con:  $\beta_m = 0.31$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

### 8.1.6.2 AZIONI SISMICHE SUI CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti costituiti dalla barriera fonoassorbente (montanti metallici, pannelli fonoassorbenti e carter di testa di chiusra) e dal terreno da rilevato gravante direttamente sulla fondazione vengono moltiplicati per i coefficienti sismici orizzontali e verticali indicati nel paragrafo precedente (calcolati secondo le formule 7.11.6 e 7.11.7 del DM 14/01/2008, considerando un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito).

### 8.1.6.3 SPINTE SISMICHE DELLE TERRE

Viene considerata la spinta sismica attiva del terreno poichè il cordolo di sostegno risulta su fondazioni di tipo diretto. Il calcolo della spinta (basato sulla formulazione di Mononobe e Okabe contenuta in UNI EN 1998-5:2005 Appendice E) viene differenziato come segue (per considerare le parzializzazioni dei parametri geotecnici del terreno):

- Spinte sismiche attive: 
$$E_d = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm K_v) \cdot H^2$$
- Spinte sismiche attive parzializzate: 
$$E_d = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm K_v) \cdot H^2$$

Con:

$$K = \frac{\sin^2(90 + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin(90 - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \vartheta)}{\sin(90 - \vartheta)}} \right]^2} \quad \text{se } \phi - \vartheta \geq 0$$

$$K = \frac{\sin^2(90 + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin(90 - \vartheta)} \quad \text{se } \phi - \vartheta < 0$$

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{K_H}{1 \pm K_v}\right)$$

dove:

$\gamma_t$	= 20.00 kN/m <sup>3</sup>	peso terreno da rilevato per unità di volume
$\phi$	= 38.00 °	angolo di attrito interno del terreno
$\phi_p$	= 32.01 °	angolo di attrito interno del terreno parzializzato (sostituisce $\phi$ )
$K$	= 0.24 -	coefficiente di spinta attiva
$K_p$	= 0.31 -	coefficiente di spinta attiva parzializzata
$H$		profondità alla quale si calcola la sollecitazione



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0

## 8.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Vengono prese in esame le combinazioni di carico seguenti:

COMBO	CORD	BARR	RIL	SPT	SPTp	SPA	SPAp	VENTO	SLD	SLV
SLE-QP	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-FR	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.20	0.00	0.00
SLE-CAR	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.00	1.00	0.00	0.00
SLE-SLD	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLU-STR	1.30	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00
SLU-GEO	1.00	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	0.98	1.30	0.00	0.00
SLU-EQU	0.90	0.90	0.90	0.00	1.50	0.00	1.13	1.50	0.00	0.00
SLU-SLV	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 8.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Nella seguente tabella vengono riepilogate le sollecitazioni (a metro lineare di struttura) agenti alla quota di imposta della fondazione del cordolo: in particolare il momento  $M$  è riferito al baricentro della fondazione, mentre i momenti  $M_{\text{EQU-stab}}$  e  $M_{\text{EQU-rib}}$  sono riferiti al centro di rotazione del sistema rigido cordolo/barriera.

AZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE (BARICENTRO)	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	$M_{\text{EQU-stab}}$ [kNm/m]	$M_{\text{EQU-rib}}$ [kNm/m]
Cordolo	75.00	0.00	0.00	93.75	0.00
Barriera	19.76	0.00	0.00	24.69	0.00
Terreno su fondazione	80.00	0.00	0.00	100.00	0.00
Spinta attiva terreno (parz.)	0.00	17.34	15.61	0.00	15.61
Spinta attiva accidentali (parz.)	0.00	22.39	20.15	0.00	20.15
Forza del vento	0.00	6.60	36.31	0.00	36.31
SLV: Cordolo	1.57	10.44	10.61	1.96	10.61
SLV: Barriera	0.41	2.75	15.67	0.52	15.67
SLV: Terreno su fondazione	1.67	11.13	18.93	2.09	18.93
SLV: spinta attiva terreno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV: spinta attiva terreno (parz.)	0.00	30.27	27.24	0.00	27.24

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.3.1 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento viene effettuata, in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, utilizzando le combinazioni di carico SLU-EQU e SLU-SLV (combinazione sismica).

VERIFICHE A RIBALTAMENTO	$M_{stab}$ [kNm/m]	$M_{rib}$ [kNm/m]	$F_s$ [-]
SLU-EQU	196.60	109.89	1.79
SLU-SLV	223.00	72.45	3.08

Poichè in entrambi i casi il rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante è superiore all'unità, le verifiche a ribaltamento risultano soddisfatte.

### 8.3.2 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento viene effettuata, in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, utilizzando le combinazioni di carico SLU-STR, SLU-GEO e SLU-SLV.

Il coefficiente di attrito tra il cordolo di fondazione in c.a. ed il terreno da rilevato viene assunto ragionevolmente pari a 0.60.

VERIFICHE A SCORRIMENTO	$F_{res}$ [kN/m]	$F_{sciv}$ [kN/m]	$F_s$ [-]
SLU-STR	136.31	55.19	2.47
SLU-GEO	104.85	53.87	1.95
SLU-SLV	107.04	54.59	1.96

Poichè in tutti i casi il rapporto tra la forza totale resistente e la forza totale di scivolamento è superiore all'unità, le verifiche a scorrimento lungo il piano di posa risultano soddisfatte.

### 8.3.3 VERIFICHE DI PORTATA DELLA FONDAZIONE

La portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poichè la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si trascurano i fattori correttivi corrispondenti.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La portata limite unitaria è pertanto fornita dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

- dove:
- $\gamma'$  = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
  - $B$  = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);
  - $c'$  = coesione del terreno di fondazione;
  - $q'$  = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
  - $N_{\gamma}, N_c, N_q$  = coefficienti di capacità portante;
  - $s_{\gamma}, s_c, s_q$  = coefficienti di forma;
  - $i_{\gamma}, i_c, i_q$  = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
  - $d_c, d_q$  = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni per il calcolo della larghezza equivalente, del sovraccarico e dei vari coefficienti:

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

- dove:
- $B_R$  = larghezza reale della fondazione;
  - $M$  = momento risultante sulla fondazione;
  - $N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

- dove:
- $\gamma_t$  = peso del terreno di ricoprimento;
  - $D$  = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

- *Coefficienti di forma (per  $B < L$ ):*

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $L$  = lunghezza della fondazione.

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \sin(\phi')]^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \sin(\phi')]^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi')}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;  
 $N_c$  = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).

- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^m \quad \text{con: } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\phi')}$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $c'$  = coesione del terreno di fondazione;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $L$  = lunghezza della fondazione;  
 $N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;  
 $H$  = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;  
 $N_c$  = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$d_q$  = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

In base a quanto riportato nel D.M. 14/01/2008, la capacità portante della fondazione del cordolo di sostegno è verificata se risulta vera la seguente espressione:

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} = \frac{\sigma_{lim}}{\gamma_R}$$

dove:  $\sigma_{Sd}$  = pressione equivalente sul terreno;  
 $\sigma_{lim}$  = portata limite unitaria calcolata secondo Brinch-Hansen;  
 $\gamma_R$  = coefficiente parziale a S.L.U. (pari a 1.00 per tutte le combinazioni SLU).

Il calcolo del valore equivalente della pressione di contatto nella verifica di portata delle fondazioni superficiali, ampiamente documentato in letteratura ed in particolare nei citati riferimenti bibliografici, si basa sulla considerazione che il comportamento dei terreni risulta tutt'altro che lineare: il calcolo del valore massimo di pressione sulla base della tradizionale ipotesi di validità per il terreno della legge di Hooke (valore  $\sigma_{max}$  nelle tabelle) appare quindi poco significativo.

Il calcolo del valore equivalente si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni, in modo da ridistribuire in modo uniforme su una dimensione ridotta della platea le sollecitazioni stesse.

Nella tabella seguente vengono riportate le verifiche di capacità portante; ogni singola combinazione analizzata riporta nell'ordine:

M	=	momento flettente alla base dell'opera
N	=	azione verticale alla base dell'opera
V	=	azione orizzontale alla base dell'opera
$L_{reaq}$	=	larghezza reagente della fondazione (controsoletta)
$\sigma_{min}$	=	pressione minima sul terreno
$\sigma_{max}$	=	pressione massima sul terreno
$\sigma_{Sd}$	=	pressione equivalente sul terreno
$\sigma_{Rd}$	=	portata resistente del terreno di progetto

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, viene considerato un approfondimento (D) pari al solo spessore della fondazione.

VERIFICHE DI PORTATA	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	L <sub>reag</sub> [m]	$\sigma_{Sd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Rd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	F <sub>S</sub> [-]
SLU-STR	227.18	55.19	103.90	191.07	0.00	0.58	143.30	1004.94	7.01
SLU-GEO	174.76	53.87	95.24	165.25	0.00	0.65	123.94	328.10	2.65
SLU-SLV	178.40	54.59	72.45	140.92	1.81	2.50	105.70	358.16	3.39

Poichè in tutti i casi il rapporto tra la portata resistente di progetto e la pressione equivalente sul terreno è superiore all'unità, le verifiche di portata risultano soddisfatte.

## 8.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEL CORDOLO DI SOSTEGNO

Vengono riportate nei paragrafi seguenti le verifiche strutturali del cordolo di sostegno della barriera fonoassorbente: in particolare viene verificata l'elevazione (sezione allo stacco con la fondazione) e la fondazione (sezione allo stacco con l'elevazione).

### 8.4.1 VERIFICHE DELL'ELEVAZIONE

Si analizza una sezione di dimensioni in pianta 100cm × 50cm, armata con tondini Ø16/20 sia all'intradosso che all'estradosso; l'armatura di ripartizione risulta esterna alla principale e costituita da tondini Ø8/20. Il copriferro nominale è assunto pari a 50mm.

Nella tabella seguente vengono riepilogate le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche seguenti:

AZIONI A BASE ELEVAZIONE	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
SLE-QP	51	10	6
SLE-FR	51	14	16
SLE-CAR	51	23	45
SLE-SLD	51	18	16
SLU-STR	66	38	71
SLU-GEO	51	37	64
SLU-SLV	52	27	33

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

#### 8.4.1.1 STATO LIMITE DI ESERCIZIO: PRESSO-FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 50.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø16 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso  
5 ø16 mm posizionati a 43.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 2010.6 (mm<sup>2</sup>) a 25.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico SLE-QP

Momento = 6.0(KN.m)  
Sforzo normale = -51.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.23(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 0.17(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 41.4 (cm)  
Braccio di leva interno = 28.9 (cm)

Condizione di carico SLE-FR

Momento = 16.0(KN.m)  
Sforzo normale = -51.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.71(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 16.43(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 31.7 (cm)

Condizione di carico SLE-CAR

Momento = 45.0(KN.m)  
Sforzo normale = -51.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.14(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 87.13(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.7 (cm)  
Braccio di leva interno = 38.7 (cm)

Condizione di carico SLE-SLD

Momento = 16.0(KN.m)  
Sforzo normale = -51.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.71(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 16.43(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 31.7 (cm)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 8.4.1.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Visti i bassi valori di tensione nell'acciaio nelle combinazioni SLE-QP e SLE-FR le verifiche a fessurazione vengono ragionevolmente omesse.

#### 8.4.1.3 STATO LIMITE ULTIMO: PRESSO-FLESSIONE

##### METODO SEMIPROBABILISTICO - VERIFICA A ROTTURA

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 50.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5 ø16 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso  
5 ø16 mm posizionati a 43.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 2010.6 (mm<sup>2</sup>) a 25.0 cm da intrad.

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0(N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33674.9(N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica del calcestruzzo: R<sub>ck</sub> = 35.00(N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica iniziale (alla tesatura):R<sub>ckj</sub> = 25.00(N/mm<sup>2</sup>)  
Soglia di snervamento acciaio normale: F<sub>yk</sub> = 450.00(N/mm<sup>2</sup>)

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ<sub>c</sub> = 1.500  
Coefficiente di sicurezza acciaio : γ<sub>s</sub> = 1.150  
Termine di lunga durata : F<sub>1</sub> = 0.850  
Rapporto R<sub>cyl</sub>/R<sub>cubo</sub>: F<sub>2</sub> = 0.830  
Resistenza di progetto calcestruzzo : F<sub>1</sub>·F<sub>2</sub>·R<sub>cubo</sub>/γ<sub>c</sub> = 0.47R<sub>cubo</sub>  
Resistenza di progetto dell'acciaio : F<sub>sd</sub> = F<sub>yk</sub>/γ<sub>s</sub> = 0.87F<sub>yk</sub>

##### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 16.46(N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30(N/mm<sup>2</sup>)

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

##### Condizione di carico SLU-STR

Momento di Progetto M<sub>d</sub> = 71.0(KN.m)  
Sforzo di Progetto N<sub>d</sub> = -66.0(KN)



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r = 180.5$  (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r = -65.9$  (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d = 2.542$

**Condizione di carico SLU-GEO**

Momento di Progetto  $M_d = 64.0$  (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d = -51.0$  (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.5 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r = 177.4$  (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r = -51.0$  (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d = 2.771$

**Condizione di carico SLU-SLV**

Momento di Progetto  $M_d = 33.0$  (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d = -52.0$  (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.5 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r = 177.6$  (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r = -52.2$  (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d = 5.382$

**8.4.1.4 STATO LIMITE ULTIMO: TAGLIO**

**Verifiche senza armatura trasversale resistente a taglio**

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del D.M. 14/01/2008, la resistenza alle sollecitazioni taglienti di elementi sprovvisti di apposita armatura a taglio è valutata con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con: } \begin{cases} k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \\ v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{3/2} \end{cases}$$

dove:  $d$  = altezza utile della sezione (in mm);  
 $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  = rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );  
 $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  = tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ );  
 $b_w$  = larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito viene presentata la tabella di verifica della sezione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls		$R_{ck}$	=	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls		$f_{ck}$	=	29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls		$f_{cd}$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio		$F_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente		$V_{Ed}$	=	<b>38</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$		$N(V_{Ed})$	=	<b>0</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$		$M(V_{Ed})$	=	<b>0</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione		$d$	=	<b>436</b>	mm
Larghezza minima della sezione		$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali		$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati		$n^\circ$	=	<b>5</b>	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa		$A_{sl}$	=	1005	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitud. ( $\leq 0.02$ )		$\rho_l$	=	0.0023	-

**Calcolo del taglio resistente:**

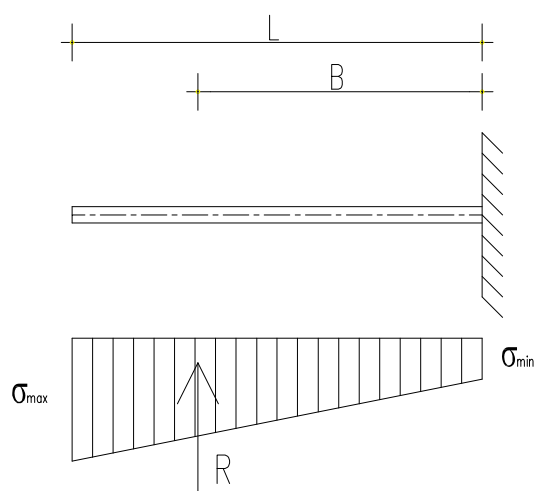
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )		$k$	=	1.68	-
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resist. del cls		$v_{min}$	=	0.41	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compress. nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )		$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima		$V_{Rd,min}$	=	178.66	kN
Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )		$V_{Rd}$	=	<b>178.66</b>	kN

Poichè il taglio sollecitante ( $V_{Sd}$ ) risulta minore del taglio resistente ( $V_{Rd}$ ), la sezione risulta verificata senza apposita armatura a taglio.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

#### 8.4.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

Il plinto di fondazione è modellato come una mensola di lunghezza pari 1.00 m assoggettata alle forze di reazione del terreno:



Con note formule di geometria e scienza delle costruzioni si ottengono i seguenti momenti sollecitanti (calcolate a metro lineare di sviluppo):

	<b>B</b> <b>[m]</b>	<b>R</b> <b>[kN]</b>	<b>M<sub>Sdu</sub></b> <b>[kNm]</b>
<b>SLU-SLV</b>	0.54	113	61
<b>SLE-QP</b>	0.51	79	40
<b>SLE-FR</b>	0.52	86	45
<b>SLE-CAR</b>	0.54	107	58

Si analizza una sezione di dimensioni in pianta 100cm × 70cm, armata con tondini Ø16/20 sia all'intradosso che all'estradosso; l'armatura di ripartizione risulta esterna alla principale e costituita da tondini Ø8/20. Il copriferro nominale è assunto pari a 45 mm.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

### 8.4.2.1 STATO LIMITE DI ESERCIZIO: FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 70.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø16 mm posizionati a 6.1 cm da intradosso  
5 ø16 mm posizionati a 63.9 cm da intradosso

Area armatura normale = 2010.6 (mm<sup>2</sup>) a 35.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico SLE-QP

Momento = 40.0(KN.m)  
Sforzo normale = 0.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.01(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 66.62(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 59.7 (cm)

Condizione di carico SLE-FR

Momento = 45.0(KN.m)  
Sforzo normale = 0.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.13(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 74.95(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 59.7 (cm)

Condizione di carico SLE-CAR

Momento = 58.0(KN.m)  
Sforzo normale = 0.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.46(N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 96.60(N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 59.7 (cm)

### 8.4.2.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Considerati i contenuti valori di tensione nell'acciaio nelle combinazioni SLE-QP e SLE-FR le verifiche a fessurazione vengono ragionevolmente omesse.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.4.2.3 STATO LIMITE ULTIMO: FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 70.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ø16 mm posizionati a 6.1 cm da intradosso  
5 ø16 mm posizionati a 63.9 cm da intradosso  
Area armatura normale = 2010.6 (mm<sup>2</sup>) a 35.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 31176.9 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica del calcestruzzo: R<sub>ck</sub> = 30.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica iniziale (alla tesatura): R<sub>ckj</sub> = 20.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Soglia di snervamento acciaio normale: F<sub>yk</sub> = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %  
Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo : γ<sub>c</sub> = 1.500  
Coefficiente di sicurezza acciaio : γ<sub>s</sub> = 1.150  
Termine di lunga durata : F<sub>1</sub> = 0.850  
Rapporto R<sub>cy1</sub>/R<sub>cubo</sub>: F<sub>2</sub> = 0.830  
Resistenza di progetto calcestruzzo : F<sub>1</sub>·F<sub>2</sub>·R<sub>cubo</sub>/γ<sub>c</sub> = 0.47R<sub>cubo</sub>  
Resistenza di progetto dell'acciaio : F<sub>sd</sub> = F<sub>yk</sub>/γ<sub>s</sub> = 0.87F<sub>yk</sub>

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.11 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico SLU-SLV

Momento di Progetto M<sub>d</sub> = 61.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto N<sub>d</sub> = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.2 (cm)  
Momento di Rottura M<sub>r</sub> = 242.7 (KN.m)  
Sforzo di Rottura N<sub>r</sub> = -0.5 (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto M<sub>r</sub>/M<sub>d</sub> = 3.979

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 8.4.2.4 STATO LIMITE ULTIMO: TAGLIO

##### Verifiche senza armatura trasversale resistente a taglio

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del D.M. 14/01/2008, la resistenza alle sollecitazioni taglianti di elementi sprovvisti di apposita armatura a taglio è valutata con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con: } \begin{cases} k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \\ v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{3/2} \end{cases}$$

dove:  $d$  = altezza utile della sezione (in mm);  
 $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  = rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );  
 $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  = tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ );  
 $b_w$  = larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito viene presentata la tabella di verifica della sezione.

##### **Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	<b>29</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	<b>14.11</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$F_{yd}$	=	<b>391.30</b>	N/mm <sup>2</sup>

##### **Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>113</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0</b>	kNm

##### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>639</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

##### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n^\circ$	=	<b>5</b>	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	<b>1005</b>	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitud. ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1$	=	<b>0.0016</b>	-

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		<i>Codice documento</i> CS0688_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

**Calcolo del taglio resistente:**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	k	=	1.56	-
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resist. del cls	$v_{min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compress. nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	217.33	kN
Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )	$V_{Rd}$	=	<b>217.33</b>	<b>kN</b>

Poichè il taglio sollecitante ( $V_{Sd}$ ) risulta minore del taglio resistente ( $V_{Rd}$ ), la sezione risulta verificata senza apposita armatura a taglio.