



# 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>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI</p> <p>LINEA FERROVIARIA DA OPERA DI ATTRAVERSAMENTO A STAZIONE DI ME</p> <p>POSTO MANUTENZ. - RICOVERO CARRELLI E STOCCAGGIO COMBUSTIBILE</p> <p>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE</p>	<p>SF0243_F0</p>
---	--	------------------

CODICE

C G 0 7 0 0 P R X D S F C L 2 P M 0 0 0 0 0 0 0 4 F 0

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	DAM S.p.A.	F.BERTONI	F.COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	6
3 CARATTERISTICHE MATERIALI .....	6
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO .....	6
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MAGGIORI .....	7
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI .....	7
3.3 ACCIAIO.....	7
3.4 COPRIFERRO.....	7
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	8
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	8
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	8
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO .....	11
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	17
Verifica della sicurezza e delle prestazioni .....	18
Stati limite ultimi: combinazione delle azioni.....	20
Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni .....	22
Vita nominale e periodi di ritorno delle azioni sismiche .....	22
Verifiche degli elementi strutturali in c.a. ....	22
Verifica a pressoflessione – SLU .....	22
Verifica a pressoflessione – SLE .....	23
Verifica a fessurazione.....	23
Verifica a taglio.....	23
5 ANALISI DELLA STRUTTURA.....	25
5.1 ANALISI DEI CARICHI .....	25
5.2 MODELLO DI CALCOLO .....	26
5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: SISMICAD.....	26
5.2.12 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	26
Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni .....	26
Verifiche delle membrature in cemento armato .....	28

5.3	OUTPUT DI CALCOLO .....	29
6	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	31

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.          PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente opera si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo del "PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA" che deriva dal progetto preliminare dell'Opera di Attraversamento derivante a sua volta direttamente dal Progetto di Massima ultimato nel dicembre 1992 in osservanza alla legge speciale 1158/71, approvato in Assemblea Generale dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n° 220 del 10.10.1997 e successivamente esaminato nel 2000 dagli advisor Steinman International – Parsons Transportation Group e Price Waterhouse Coopers, su delibera del CIPE e conseguente incarico affidato dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con quello del Tesoro del Bilancio e della P.E.. Inoltre il Progetto Definitivo della linea FS in Calabria sviluppa il progetto preliminare redatto da Stretto di Messina ed approvato dal CIPE con delibera n.66 del 01/08/2003 tenendo conto anche delle prescrizioni allegate a tale delibera.

In particolare la presente relazione si riferisce all'edificio destinato al ricovero dei carrelli situato in corrispondenza del Posto di manutenzione nel versante siciliano.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

- a) Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- b) Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- c) UNI ENV 1993-5 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio;
- d) Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento *degli elenchi nelle medesime zone*;
- e) Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Norme per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.
- f) D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- g) Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- h) EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design
- i) EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- j) EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- k) P. Pozzati, Teoria e tecnica delle strutture - Volume I, Ed. UTET, 1980;
- l) J. E. Bowles, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1998;
- m) AICAP – La corrosione nel calcestruzzo

## 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

### 3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Classe di esposizione ambientale: X0 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C12/15

### **3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MAGGIORI**

- Classe di esposizione ambientale: XC2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C25/30
- Rapporto A/C massimo: 0,55
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

### **3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI**

- Classe di esposizione ambientale: XC4-XS1-XF2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C32/40
- Rapporto A/C massimo: 0,45
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

### **3.3 ACCIAIO**

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo b450c controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

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

### **3.4 COPRIFERRO**

- Fondazioni: Copriferro minimo ( $C_{min}$ ) = 40 mm
- Elevazioni: Copriferro minimo ( $C_{min}$ ) = 45 mm

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura oggetto della presente relazione è un edificio adibito ad uso ricovero carrelli situato in corrispondenza del Posto di manutenzione nel versante siciliano.

Il suddetto edificio è costituito da due corpi di differente altezza: uno di dimensioni 5,85 x 11,93 m in pianta, di altezza pari a 5,20 m e l'altro di dimensioni 46,50 x 11,93 m in pianta e altezza pari a 8,95 m.

Il fabbricato è stato concepito come una struttura prefabbricata in cemento armato con tamponamenti armati che fungono da irrigidimenti (cautelativamente non considerati nel modello di calcolo) e solaio tipo forocap.

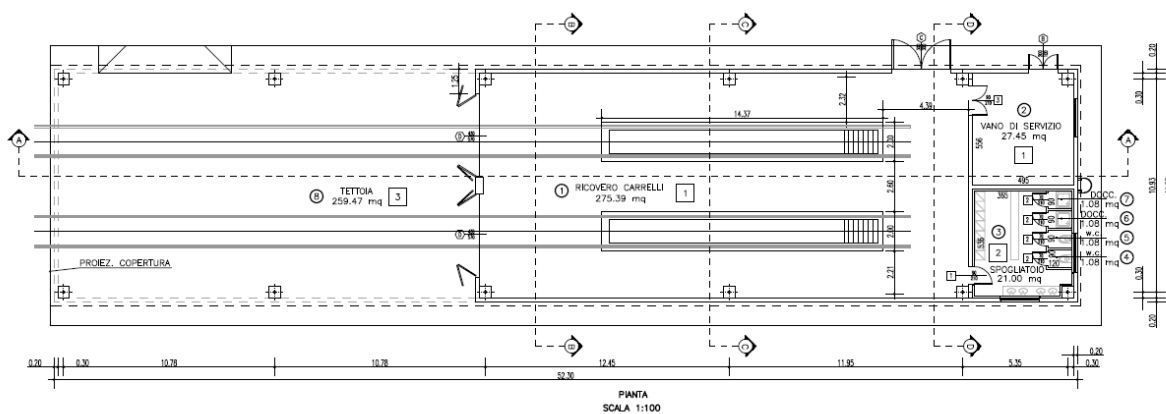
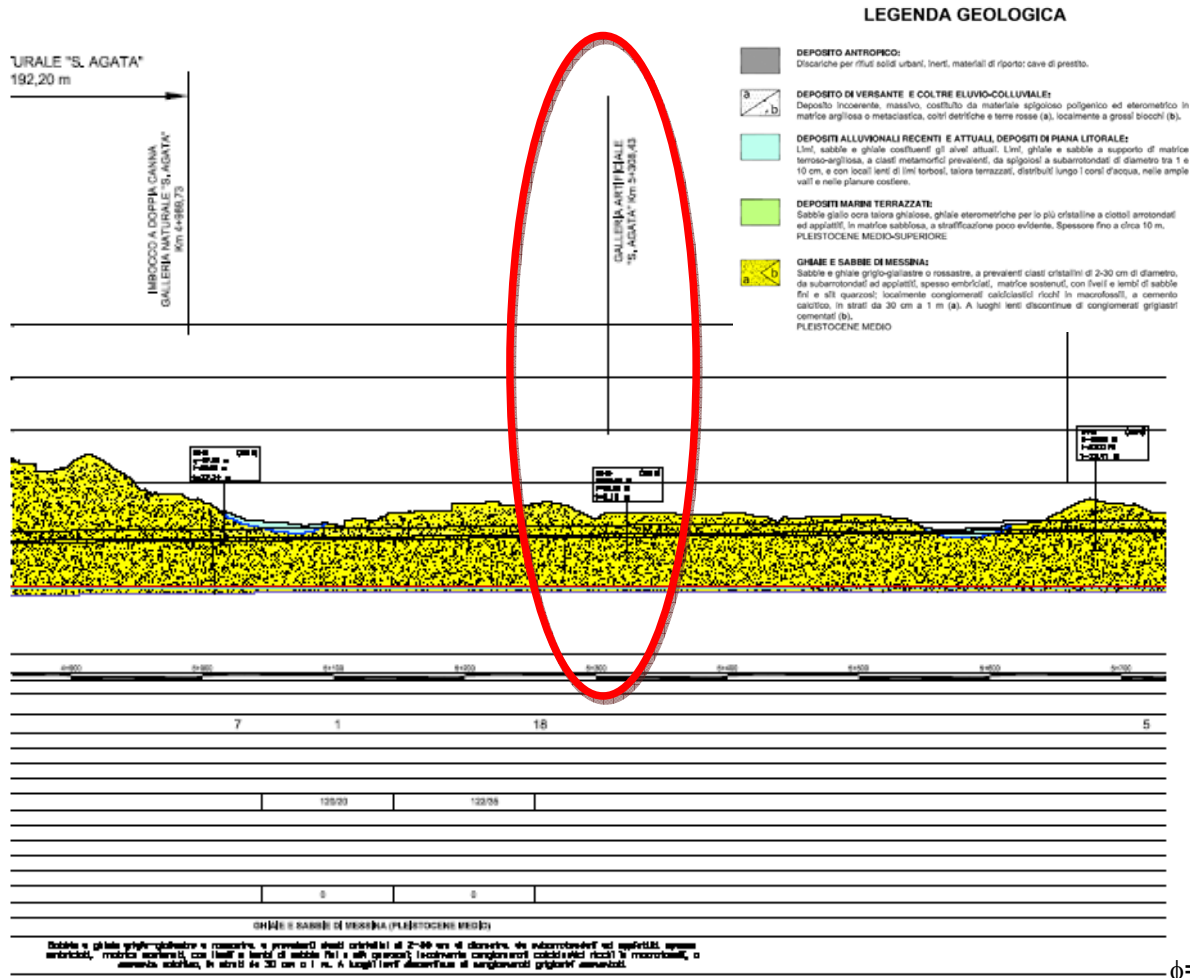


Figura 1 – pianta dell'intervento

### 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

La struttura insisterà su uno strato di circa 40 m di ghiaie di Messina, come si evince dal sondaggio S448 e dalla stratigrafia riportata nella figura seguente,





le caratteristiche medie sono le seguenti:

$$\gamma = 20 \text{ t/mc}$$

$$37^\circ$$

$$c' = 0$$

Il carico limite del terreno è dato dalla formula:

$$q_{lim} = c' * N_c * sc * dc * ic * bc * gc + q * N_q * sq * dq * iq * bq * gq + 0,5 * g * B * N_g * sg * dg * ig * bg * gg$$

in cui:

D = Profondità del piano di appoggio

eB = Eccentricità in direzione B (eB = Mb/N)

eL = Eccentricità in direzione L (eL = Ml/N)

B\* = Larghezza fittizia della fondazione (B\* = B - 2\*eB)

L\* = Lunghezza fittizia della fondazione (L\* = L - 2\*eL)

Si ottiene quindi  $q_{lim} = 2668.18 \text{ kN/m}^2$ .

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sottosuolo, come confermato dalla relazione sismica generale (CG0800PRGDCSBC8G00000001B.doc) della quale si riporta di seguito un estratto:

Tratta	FORO	Nspt30	Categoria	
Ancoraggio	S102Pz	30	C	
	S103Pz	38	C	
	S104Pz	37	C	
	SPT8-AS	50	B	
	AS CH1 504	30	C	
	AS LPT3 506	18	C	
	AS LPT3 503	26	C	
	AS CH1 501	41	C	
Fondazioni	AS LPT2 508	11	D	
	BH3-FS	35	C	
	BH4-AS	39	C	
	BH4-FS	33	C	
	SPT8-FS	32	C	
	FS LPT1 503	12	D	
	FS SPT 501	37	C	
	FS LPT2 510	23	C	
	FS CH1 506	37	C	
	S101	12	D	
Opere terminali	S101bis	20	C	
	OTS CH1 501	13	D	
	OTS SPT 503	17	C	
	OTS SPT 504	19	C	
	OTS LPT1 505	22	C	
Viadotto Pantano	VP CH1 502	13	D	
	VP SPT 504	15	D	
	VP SPT 509	15	D	
	VP CH1 505	19	C	
	VP SPT 512	25	C	
	VP SPT 507	32	C	
	VP SPT 508	28	C	
Ferrovia / Strada Da 0+0 a 1+0 km	VP SPT 513	34	C	
	S105Pz	61	B	
	S106Pz	40	C	
	S107Pz	33	C	
	S108Pz	60	B	
	SPPS00	48	C	
	SPPS02	55	B	
	SPPS09	49	C	
	Ferrovia Da 1+0 a 5+1 km - GN "S.Agata"	S410	48	C
		S445	25	C
S445bis		42	C	
Ferrovia Da 5+1 a 5+6 km	S448	39	C	
	S425	33	C	
	S449	39	C	
Ferrovia Da 5+6 a 17+3 km - GN "S.Cecilia"	S450	76	B	
	S451bis	71	B	
	S452	37	C	
	S464bis	61	B	
	S458	23	C	
	S409	27	C	
Strada Da 1+0 a 2+0 km	S1	59	B	
	SPPS01	47	C	
	S409bis	39	C	
	S411	23	C	
	S412	22	C	
	S412bis	40	C	
	S413	28	C	
	S414	44	C	
	S414bis	23	C	
	S417	59	B	
Strada Da 5+4 a 5+9 km	S418	63	B	
	SPPS03	55	B	
	S420	63	B	
	S422	42	C	
Strada Da 5+9 a 7+0 km - GN "Balena"	S423	50	B	
	SPPS04	60	B	
	S424	91	B	
	S426	40	C	
	S5	45	C	
Strada Da 7+0 a 7+2 km	SPPS06	57	B	
	S427	46	C	
	S429bis	45	C	
	S429bis	45	C	

essendo l'opera tra le progressive 5+1 Km e 5+6 Km, si considera una categoria di suolo di tipo C.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO

#### Coefficiente di spinta sismica del terreno

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento a quanto indicato nella Normativa Italiana riportata nel DM 14 gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni) e successive modificazioni.

Nel seguito si fa riferimento al documento “Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica”. In base a tale documento, l’azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una “pericolosità sismica di base” in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, 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 quale definita al § 3.2.2 delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 (della precedente Normativa), nel periodo di riferimento  $V_R$  (definito al § 2.4 del NTC).

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- $T_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici, che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- i termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi del “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 Km);
- per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte da condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Nel seguito si riportano i valori e gli spettri di risposta considerati per il sito in oggetto che viene identificato con le seguenti coordinate: Long. 15,58°, Lat. 38,25° in Provincia di Messina.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

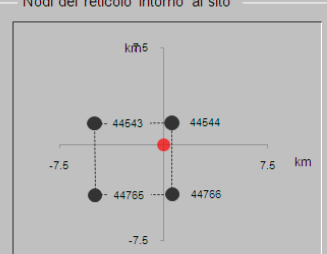
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →


**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri →

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

**Interpolazione**

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info  $S_D = 1,189$   $C_C = 1,435$  info

Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0,000$   $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1,000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza **no** info

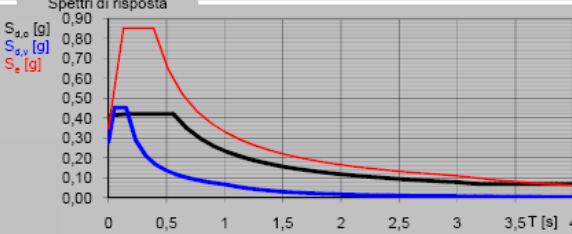
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 0,667$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Trattandosi di opere di linea, in accordo con i criteri di progettazione approvati, sono stati assunti

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.          PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>	<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

come valori di riferimento per la stima dell'accelerazione sismica di progetto:

- Vita nominale ( $V_N$ )= 75 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione ( $C_u$ )= 1.5 (Classe d'uso: III)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 112.5 anni.

Sempre in analogia alle linee guida emanate nel caso sismico sono state analizzate le condizioni di Stato Limite di Vita (SLV) e di Stato Limite di Danno (SLD), da cui risultano le accelerazioni al suolo di seguito riportate:

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,348 g
$F_o$	2,450
$T_c^*$	0,388 s
$S_s$	1,189
$C_c$	1,435
$S_T$	1,000
$q$	2,400

**Parametri dipendenti**

$S$	1,189
$\eta$	0,417
$T_B$	0,186 s
$T_C$	0,557 s
$T_D$	2,991 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,413
$T_B \leftarrow$	0,186	0,422
$T_C \leftarrow$	0,557	0,422
	0,673	0,349
	0,789	0,298
	0,905	0,260
	1,021	0,230
	1,137	0,207
	1,253	0,188
	1,368	0,172
	1,484	0,158
	1,600	0,147
	1,716	0,137
	1,832	0,128
	1,948	0,121
	2,064	0,114
	2,180	0,108
	2,296	0,102
	2,411	0,098
	2,527	0,093
	2,643	0,089
	2,759	0,085
	2,875	0,082
$T_D \leftarrow$	2,991	0,079
	3,039	0,076
	3,087	0,074
	3,135	0,072
	3,183	0,070
	3,231	0,070
	3,279	0,070
	3,327	0,070
	3,375	0,070
	3,423	0,070
	3,471	0,070
	3,519	0,070
	3,568	0,070
	3,616	0,070
	3,664	0,070
	3,712	0,070
	3,760	0,070
	3,808	0,070
	3,856	0,070
	3,904	0,070
	3,952	0,070
	4,000	0,070

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLO
$a_g$	0,096 g
$F_o$	2,307
$T_c^*$	0,309 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,548
$S_T$	1,000
$q$	2,400

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	0,417
$T_B$	0,159 s
$T_C$	0,478 s
$T_D$	1,983 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,144
$T_B \leftarrow$	0,159	0,138
$T_C \leftarrow$	0,478	0,138
	0,549	0,120
	0,621	0,106
	0,693	0,095
	0,764	0,086
	0,836	0,079
	0,908	0,073
	0,979	0,067
	1,051	0,063
	1,123	0,059
	1,195	0,055
	1,266	0,052
	1,338	0,049
	1,410	0,047
	1,481	0,045
	1,553	0,042
	1,625	0,041
	1,696	0,039
	1,768	0,037
	1,840	0,036
	1,911	0,035
$T_D \leftarrow$	1,983	0,033
	2,079	0,030
	2,175	0,028
	2,271	0,025
	2,367	0,023
	2,463	0,022
	2,559	0,020
	2,655	0,019
	2,751	0,017
	2,847	0,016
	2,944	0,015
	3,040	0,014
	3,136	0,013
	3,232	0,013
	3,328	0,012
	3,424	0,011
	3,520	0,011
	3,616	0,010
	3,712	0,009
	3,808	0,009
	3,904	0,009
	4,000	0,008



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le verifiche geotecniche (GEO) e strutturali (STR) vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite, in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il metodo dei coefficienti parziali: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali, questo si traduce nell'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto del sistema geotecnico, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico, cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita nominale della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato, comunque piccolo.

In particolare, per i muri di sostegno si considereranno i seguenti stati limite ultimi:

SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU):

- n) Instabilità globale dell'insieme terreno-opera: (A2+M2+1).
- o) Scorrimento sul piano di posa della fondazione (A2+M2+1)
- p) Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (A2+M2+1)
- q) Ribaltamento (Aequ+M2+1)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

r) Raggiungimento della resistenza strutturale delle opere (A1+M1+1.)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

**Verifica della sicurezza e delle prestazioni**

Le azioni che agiscono sulle strutture possono venire classificate secondo la loro variazione nel tempo in:

- s) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - t) peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
  - u) forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G<sub>1</sub>);
  - v) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G<sub>2</sub>);
  - w) spostamenti o deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - x) pretensione e precompressione (P);
  - y) ritiro e viscosità;
  - z) spostamenti differenziali;
- aa) variabile (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - bb) di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - cc) di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- dd) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
  - ee) incendi;
  - ff) esplosioni;
  - gg) urti ed impatti.
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.</b> <b>PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>	<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore caratteristico*  $Q_k$ , ossia il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili, della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}, \dots$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  i cui valori sono forniti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- hh) valore quasi permanente  $\psi_{2j}Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- ii) valore frequente  $\psi_{1j}Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- jj) valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j}Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con il pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedici  $k$  i valori nominali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + Y_{Q3} \cdot Q_{k3} \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica  $E$ :

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti  $\psi$  nella tabella sotto.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

### Stati limite ultimi: combinazione delle azioni

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \cdot \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Ovvero:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$  e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e delle resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$  dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Le verifiche vengono eseguite per le condizioni di carico più gravose che possono agire sulla struttura ed adottando le combinazioni ed i coefficienti parziali riportati nelle immagini seguenti.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali da NTC 08 (Tab.6.2.I)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_M$ $\gamma_\varphi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Coefficienti parziali da NTC 08 (Tab.6.2.II)

### Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono eseguite adottando coefficienti parziali unitari.

### Vita nominale e periodi di ritorno delle azioni sismiche

Si definisce vita nominale di un'opera strutturale il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è stata destinata.

Nella fattispecie, in linea con i criteri di progettazione emanati, si assumono per queste opere una vita nominale di 75 anni ed una classe d'uso IV (par. 2.4.2. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni), determinando quindi una periodo di riferimento per la costruzione pari a 112.5anni.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni}$$

Come già indicato nel par. 4.3, nell'esecuzione dei calcoli con l'elaboratore si sono considerati cautelativamente i seguenti valori:

- Vita nominale ( $V_N$ )= 75 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione ( $C_U$ )= 2 (Classe d'uso: IV)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 150 anni.

### Verifiche degli elementi strutturali in c.a.

#### Verifica a pressoflessione – SLU

#### RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

#### RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$$

#### RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15$$

#### **Verifica a pressoflessione – SLE**

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

##### Combinazione Rara/Frequente

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$

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

##### Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

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

#### **Verifica a fessurazione**

Le ampiezze delle fessure verranno contenute nei seguenti limiti, per combinazioni di carico frequenti.

$$\text{Aperture fessure} \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

#### **Verifica a taglio**

Affinché possa risultare non necessaria l'armatura trasversale resistente a taglio devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.</b> <b>PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione (mm)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  = tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.02 \cdot f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso in cui le condizioni sopra non siano soddisfatte, 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.

La verifica di resistenza si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;

s: interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\theta$ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{ck};$$

$\sigma_c$  coefficiente maggiorativo = 1 per membrane non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

$$1.25 \quad 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

## 5 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 5.1 ANALISI DEI CARICHI

Per quanto riguarda i pesi strutturali degli elementi in cemento armato è stato considerato un carico di 25 KN/m<sup>3</sup>.

Sono stati considerati i seguenti carichi:

**carico su solaio di copertura:** peso proprio solaio tipo forocap 32 cm + getto integrativo di cls = 4,26 KN/m<sup>2</sup>

pesi strutturali: massetto alleggerito per le pendenze + guaina (9,5 cm) = 2,14 KN/m<sup>2</sup>

carichi variabili (manutenzione ed eventuali attrezzature)= 1,10 KN/m<sup>2</sup>

**carico su travi di fondazione:** pesi strutturali: vespaio aerato tipo igloo H = 20 cm + getto integrativo cls + strato coibente + massetto + pavimentazione industriale (42 cm) = 4,30 KN/m<sup>2</sup>

carichi variabili = 6,00 KN/m<sup>2</sup>

**carico lineare travi guida carroponete:** pesi strutturali: 50 KN/m (maggiore del carico approssimato trasmesso alle travi guida da un carroponete di portata pari a 10 tonnellate)

I carichi saranno combinati come illustrato nel paragrafo 4.4.1, tenendo conto che:

- Non è stata considerata l'azione del vento in quanto, data la tipologia della struttura, risulta trascurabile.

Inoltre il fattore di struttura adottato è quello per strutture in c.a. a telaio con più piani e più campate e bassa classe di duttilità CD"B".

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5.2 MODELLO DI CALCOLO

### 5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### 5.2.12 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

#### **Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni**

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.  PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>	<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.          PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>	<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

### **Verifiche delle membrature in cemento armato**

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensola con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL.          PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.3 OUTPUT DI CALCOLO

Si riportano in seguito le immagini relative alla modellazione della struttura:

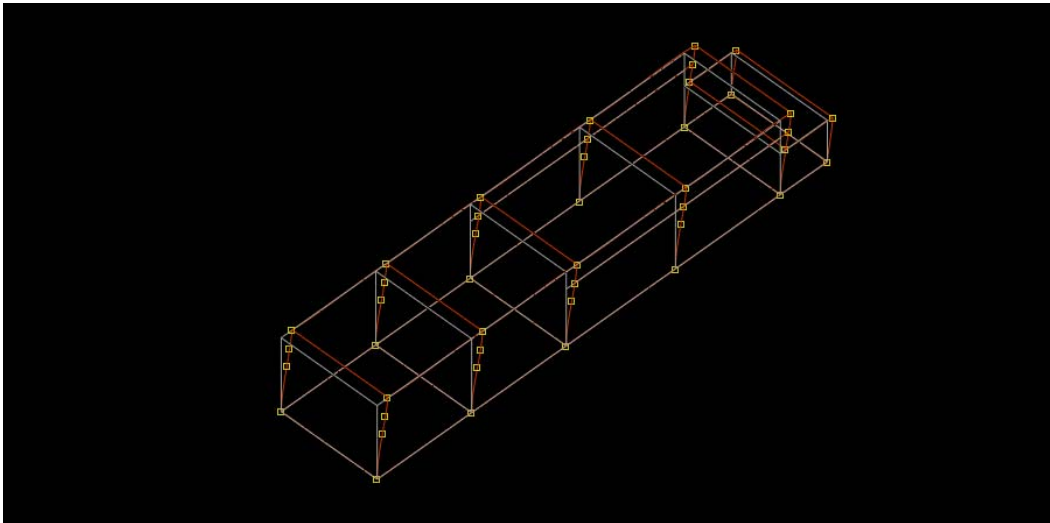


Figura 2 – deformazioni in condizioni SLO sisma X

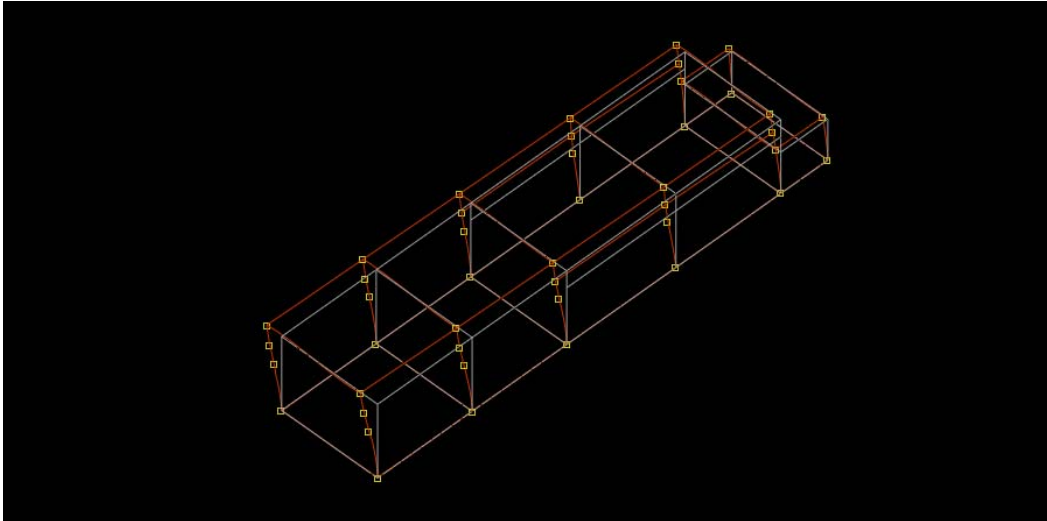


Figura 3 – deformazioni in condizioni SLO sisma Y

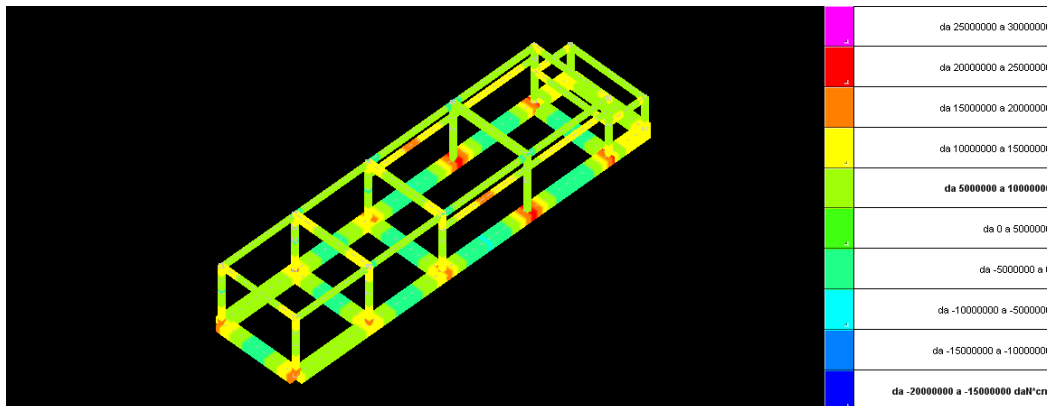


Figura 4 – sollecitazioni massime aste

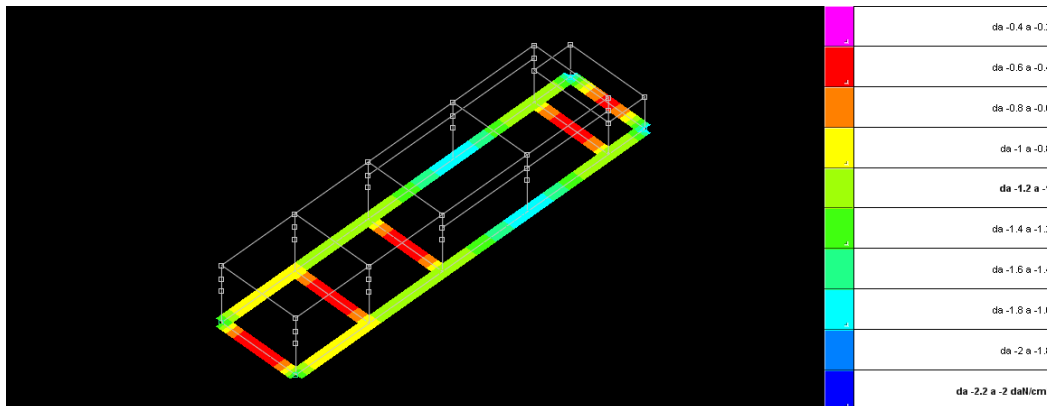




Figura 7 – pressioni sul terreno (massime)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>PM – RICOVERO CARRELLI - REL. PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE</b>		<i>Codice documento</i> SF0243_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Come si vede le pressioni massime in fondazione (1.8 N/m<sup>2</sup>) sono inferiori al valore limite determinato nel paragrafo 4.2.

## 6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

COLLEGAMENTI SICILIA														
46 INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI														
46 Linea ferroviaria da Opera di Attraversamento a stazione di Messina														
46 Posto di manutenzione														
46	Relazione descrittiva		CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Planimetria di progetto	1:500	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Planimetria di tracciamento	1:500	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	02
46	Planimetria idraulica e particolari costruttivi	Varie	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	03
46	Planimetria recinzioni e segnaletica stradale	Varie	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	05
46	Sezioni tipologiche	1:100	CG0700	P	WA	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Sezioni trasversali - Tav.1	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Sezioni trasversali - Tav.2	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	02
46	Sezioni trasversali - Tav.3	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	03
46	Sezioni trasversali - Tav.4	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	04
46	Sezioni trasversali - Tav.5	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	05
46	Sezioni trasversali - Tav.6	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	06
46	Sezioni trasversali - Tav.7	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	07
46	Sezioni trasversali - Tav.8	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	08
46	Sezioni trasversali - Tav.9	1:200	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	09
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e part - Tav.1	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e part - Tav.2	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	02
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	03
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Prospetto e sezioni trasversali	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	06
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Particolari costruttivi	Varie	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	01
46	Opere di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità delle opere		CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	02
46 Posto di manutenzione - Ricovero Carrelli e Stoccaggio combustibile														
46	Relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	04
46	Allegato alla relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	09
46	Pianta piano terra e di copertura con abaci finiture e particolari	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	12
46	Prospetti e sezioni	Varie	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	14
46	Carpenteria: piante, sezioni, particolari e stoccaggio combustibile	Varie	CG0700	P	BZ	D	S	FC	L2	PM	00	00	00	08