

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)
 SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)
 COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)
 SACYR S.A.U. (MANDANTE)
 ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)
 A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

 <p>IL PROGETTISTA Dott. Ing. F. Colla Ordine Ingegneri Milano n° 20355 Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE</p> <p>Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
--	--	---	--

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	CF0103_F0
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURA FERROVIARIA	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	PIAZZALE IMBOCCO	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	FABBRICATO TECNOLOGICO	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE	

CODICE

C G 0 7 0 0 P R X D C F C P 6 F A 0 0 0 0 0 0 0 1 F 0

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	6
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	6
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO	6
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI	6
3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	6
3.4 ACCIAIO.....	7
3.5 COPRIFERRO.....	7
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	7
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	7
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	8
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO	13
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	19
4.4.1 Verifica della sicurezza e delle prestazioni.....	20
4.4.2 Stati limite ultimi: combinazione delle azioni	22
4.4.3 Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni.....	24
4.4.4 Vita nominale e periodi di ritorno delle azioni sismiche.....	24
4.4.5 Verifiche degli elementi strutturali in c.a.	24
4.4.5.1 Verifica a pressoflessione – SLU	24
4.4.5.2 Verifica a pressoflessione – SLE	24
4.4.5.3 Verifica a fessurazione.....	25
4.4.5.4 Verifica a taglio.....	25
5 ANALISI DELLA STRUTTURA.....	26
5.1 ANALISI DEI CARICHI	26
5.2 MODELLO DI CALCOLO	27
5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: SISMICAD 11.7.....	27
5.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	28
5.2.2.1 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	28
5.2.2.2 Verifiche delle membrature in cemento armato	29

5.3	OUTPUT DI CALCOLO	30
6	ELABORATI DI RIFERIMENTO	33

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_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 contiene i calcoli preliminari delle strutture del fabbricato tecnologico ubicato nel piazzale di triage nei pressi dell'imbocco della galleria Bolano nel versante calabro.

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- UNI ENV 1993-5 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio;
- 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*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Norme per il

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.

- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- 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.
- EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design
- EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

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

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

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

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 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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

3.4 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: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione caratteristica al carico massimo: $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
- Deformazione di progetto: $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.5 COPRIFERRO

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

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura oggetto della presente relazione è un locale tecnico situato in corrispondenza del piazzale triage versante Calabria.

Il suddetto locale sarà realizzato con pareti in cemento armato solaio a lastre di tipo predalles; dal momento che la struttura complessivamente misura 7,50 m di larghezza e 53,75 m di lunghezza, il fabbricato è stato giuntato e suddiviso in tre conci lunghi rispettivamente 23,65 m, 16,75 m e 13,20 m, e separato da giunti sismici di 8 cm.

La fondazione è una platea in cemento armato di spessore 40 cm anch'essa giuntata.

Per rispettare i limiti degli spostamenti massimi di interpiano sono stati realizzati inoltre, nel primo e nel terzo concio, pareti trasversali in cemento armato di collegamento alle pareti perimetrali. Tali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

pareti sono larghe 22 cm per rispettare la larghezza minima delle pareti in calcestruzzo che, come previsto dalle NTA 2008, dovranno avere uno spessore maggiore di 15 cm o di 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

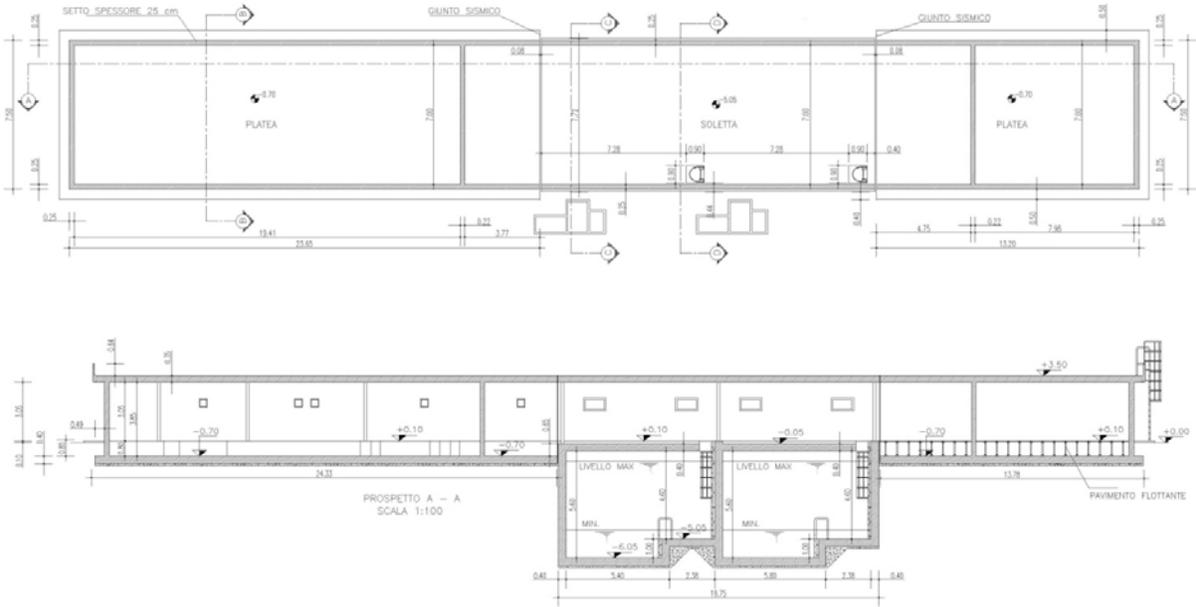


Figura 1 – pianta e sezione dell'intervento

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

La struttura insisterà su uno strato di circa 5 m di rilevato stradale che si estende fin sotto il piano d'imposta della fondazione delle vasche, realizzato con materiale conforme alle istruzioni RFI 44G del 02.03.2010, avente le seguenti caratteristiche medie:

- $\gamma = 1.9 \text{ t/mc}$
- $\phi = 35^\circ$
- $c' = 0$

Il carico limite del terreno è dato dalla formula:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

in cui le azioni sono state ricavate dal programma di calcolo SISMICAD per la modellazione della struttura (condizioni con carichi permanenti), mentre i parametri e le combinazioni dei carichi considerati sono riassunti nella tabella sottostante:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

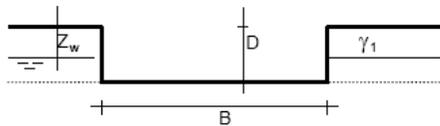
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

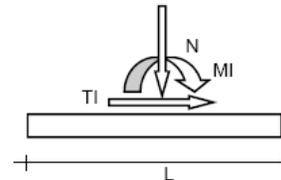
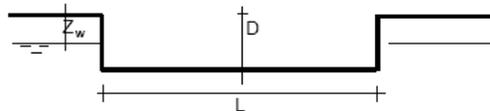
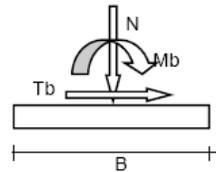
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	●	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00	

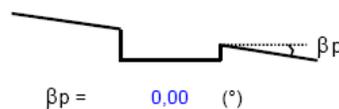
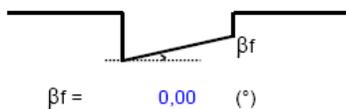


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 7,50 (m)
L = 23,65 (m)
D = 0,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15660,00		15660,00
Mb [kNm]	-5481,00		-5481,00
MI [kNm]	-47810,00		-47810,00
Tb [kN]	0,00		0,00
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 35,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 29,26$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 15,00$ (m)

$e_B = -0,35$ (m)
 $e_L = -3,05$ (m)

$B^* = 8,20$ (m)
 $L^* = 29,76$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 9,50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$

$N_q = 16,92$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$

$N_c = 28,42$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$

$N_\gamma = 20,08$

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1,16$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,15$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0,89$$

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,78 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,22 \quad m = 1,78 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \varphi'))^m$$

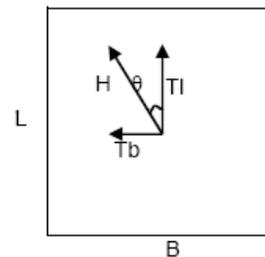
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1,00$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1,02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,02$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1,00$$

**RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO
DELLE STRUTTURE**

Codice documento
CF0103_F0

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

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_c) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_c) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1580,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 64,18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 878,06 \geq q = 64,18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' \cdot B \cdot L^*$$

$$S_d = 8772,20 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_n = 8772,2 \geq H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si ottiene quindi $q_{lim} = 1580.50 \text{ kN/m}^2$.

Per quanto riguarda la classificazione sismica del sottosuolo, come confermato dalla relazione sismica generale (CG0800PRGDCSBC8G000000001B.doc) della quale si riporta di seguito un estratto:

TRATTA	verticale	Vs30	Categoria
<i>Fondazioni</i>	FCCH1508	251,72	C
	FCBH5	291,21	C
<i>Opere terminali</i>	OTCCH1501	438,15	B
<i>Rampa A 0-0+500 / Rampa B 0-0+300 / Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia</i>	C403bis	383,46	B
<i>Rampa D_dec</i>	C416	358,58	C
	C417	343,28	C
<i>Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V</i>	C430	433,61	B
	Cn451	365,33	B
<i>Rampa D 0-0+500 / Rampa C 0-0+500 / Rampa A 0-0+500 / ferrovia</i>	CS103	596,95	B
	C423bis	551,68	B
<i>Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia</i>	SG13bis	481,84	B
<i>Galleria Rampa A / ferrovia</i>	SG14	411,53	B
<i>Rampa D 1+600-2+200 / Rampa B 0+800-1+325 / Rampa M</i>	C415	242,91	C
<i>Rampa C 1+200-3+300</i>	SG11	411,08	B
<i>Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G</i>	SG11bis	502,24	B

Essendo con l'opera in prossimità del sondaggio C403bis (alla fine della galleria artificiale), si avrebbe una categoria di suolo B, visto però che il valore di Vs30 è di poco maggiore di 360 m/s, si assume cautelativamente una categoria di suolo C.

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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.

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 il comune di Villa San Giovanni in provincia di Reggio Calabria.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 15.6394 LATITUDINE: 38.2286

Ricerca per comune REGIONE: Calabria PROVINCIA: Reggio Calabria COMUNE: Villa San Giovanni

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito

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

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="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

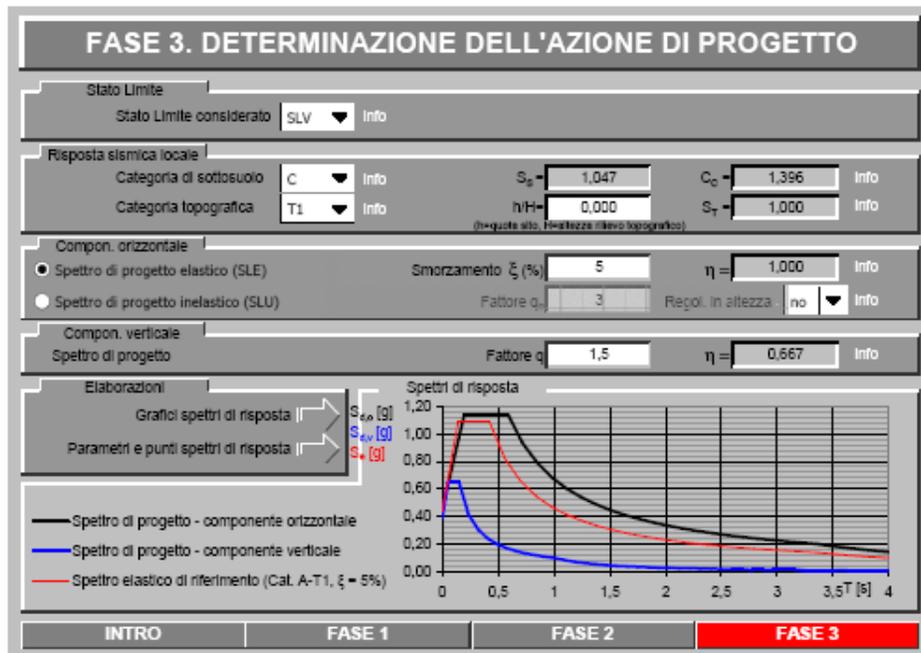
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Trattandosi di opere di linea, in accordo con i criteri di progettazione approvati, sono stati assunti come valori di riferimento per la stima dell'accelerazione sismica di progetto:

- Vita nominale (V_N)= 100 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione (C_U)= 2 (Classe d'uso: IV)
- Categoria topografica T1 in quanto l'inclinazione media del pendio su cui insiste il fabbricato è inferiore a 15°

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 200 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	0,437 g
F_o	2,490
T_c	0,422 s
S_s	1,047
C_c	1,396
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,047
η	1,000
T_B	0,196 s
T_c	0,589 s
T_D	3,349 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 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,458
$T_B \leftarrow$	0,196	1,140
$T_c \leftarrow$	0,589	1,140
	0,720	0,932
	0,852	0,788
	0,983	0,683
	1,115	0,602
	1,246	0,539
	1,378	0,487
	1,509	0,445
	1,641	0,409
	1,772	0,379
	1,903	0,353
	2,035	0,330
	2,166	0,310
	2,298	0,292
	2,429	0,276
	2,561	0,262
	2,692	0,249
	2,824	0,238
	2,955	0,227
	3,086	0,218
	3,218	0,209
$T_D \leftarrow$	3,349	0,200
	3,380	0,197
	3,411	0,193
	3,442	0,190
	3,473	0,186
	3,504	0,183
	3,535	0,180
	3,566	0,177
	3,597	0,174
	3,628	0,171
	3,659	0,168
	3,690	0,165
	3,721	0,162
	3,752	0,160
	3,783	0,157
	3,814	0,155
	3,845	0,152
	3,876	0,150
	3,907	0,147
	3,938	0,145
	3,969	0,143
	4,000	0,141

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,170 g
F_o	2,357
T_C	0,337 s
S_S	1,460
C_C	1,504
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,460
η	1,000
T_B	0,169 s
T_C	0,506 s
T_D	2,280 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 $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,248
T_B ←	0,169	0,585
T_C ←	0,506	0,585
	0,591	0,501
	0,675	0,439
	0,760	0,390
	0,844	0,351
	0,929	0,319
	1,013	0,292
	1,097	0,270
	1,182	0,250
	1,266	0,234
	1,351	0,219
	1,435	0,206
	1,520	0,195
	1,604	0,185
	1,689	0,175
	1,773	0,167
	1,858	0,159
	1,942	0,152
	2,027	0,146
	2,111	0,140
	2,196	0,135
T_D ←	2,280	0,130
	2,362	0,121
	2,444	0,113
	2,526	0,106
	2,608	0,099
	2,690	0,093
	2,771	0,088
	2,853	0,083
	2,935	0,078
	3,017	0,074
	3,099	0,070
	3,181	0,067
	3,263	0,063
	3,345	0,060
	3,427	0,057
	3,509	0,055
	3,590	0,052
	3,672	0,050
	3,754	0,048
	3,836	0,046
	3,918	0,044
	4,000	0,042

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_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, γ_{Mi} e γ_{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):

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

- 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.

4.4.1 Verifica della sicurezza e delle prestazioni

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

- 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:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
 - 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_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti o deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- variabile (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti.
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{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:

- valore quasi permanente $\psi_{2j}Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- 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;
- 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:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{Q2} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **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 :

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **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 omessi 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 γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti ψ nella tabella sotto.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

4.4.2 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:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		Codice documento CF0103_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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/γ_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 γ_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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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.

Figura 2 – coefficienti parziali da NTC 08

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 3– coefficienti parziali da NTC 08

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4.3 Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni

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

4.4.4 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, purchè 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 100 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 200 anni.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2.00 = 200 \text{ anni}$$

4.4.5 Verifiche degli elementi strutturali in c.a.

4.4.5.1 Verifica a pressoflessione – SLU

RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

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

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:

$$\gamma_s = 1.15$$

4.4.5.2 Verifica a pressoflessione – SLE

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Combinazione Rara/Frequente

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

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

Combinazione Quasi Permanente

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

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

4.4.5.3 Verifica a fessurazione

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

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

4.4.5.4 Verifica a taglio

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

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

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

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)

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

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

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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;

α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

θ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$$

σ_c coefficiente maggiorativo =	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	$0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
	1.25	$0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
	$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

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 25,0 KN/m³

Sono stati considerati i seguenti carichi:

carico su solaio di copertura: peso proprio solaio a predalles 0,6 + 2,4 + 0,5 = 3,5 KN/m²
pesi strutturali: guaina + ghiaia (10 cm) = 2,5 KN/m²
carichi variabili = 2,0 KN/m²

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

carico su platea/soletta piano terra: pesi strutturali: carico apparecchiature: 10,0 KN/m²
carichi variabili = 4,0 KN/m²

carico lineare cornicione: pesi strutturali: sporto di gronda e veletta in cls + ghiaia: 8,0 KN/m
carichi variabili = 4,0 KN/m²

spinta dei terreni (sulle pareti della vasca)

I coefficienti di spinta sono calcolati adottando i coefficienti di spinta a riposo, più cautelativi rispetto a quelli di spinta attiva nonché più aderenti alla realtà dal momento che la parte interrata delle strutture sarà a contatto con terreno rimaneggiato.

Il coefficiente di spinta a riposo del terreno viene calcolato secondo la seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

adottando $\phi = 35^\circ$ ed un peso di volume pari a 1,9 t/mc si ha:

$$k_0 = 1 - \sin (35^\circ) = 0,426$$

Pertanto la pressione del terreno alla quota z sarà data dalla seguente formula:

$$\sigma_t = 0,5 \cdot (\gamma \cdot z) \cdot K_0 = 0,213 \cdot 1900 \cdot z = 405,1 \cdot z \text{ (con z espresso in metri).}$$

Sulle pareti interrate della vasca è stato inoltre considerato un sovraccarico variabile pari a 10 KN/m².

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

- È stata trascurata la spinta dell'acqua sulle pareti in quanto di segno opposto rispetto alla spinta dei terreni, quindi a favore di sicurezza.
- Non è stata considerata l'azione del vento in quanto, data la tipologia della struttura, risulta trascurabile.

5.2 MODELLO DI CALCOLO

5.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: SISMICAD 11.7

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

output.

5.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

5.2.2.1 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 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 rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 di rigidezza 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 rigidezze 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 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.

5.2.2.2 Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE	<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

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.

5.3 OUTPUT DI CALCOLO

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

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE</p>		<p>Codice documento CF0103_F0</p>	<p>Rev F0</p>	<p>Data 20/06/2011</p>

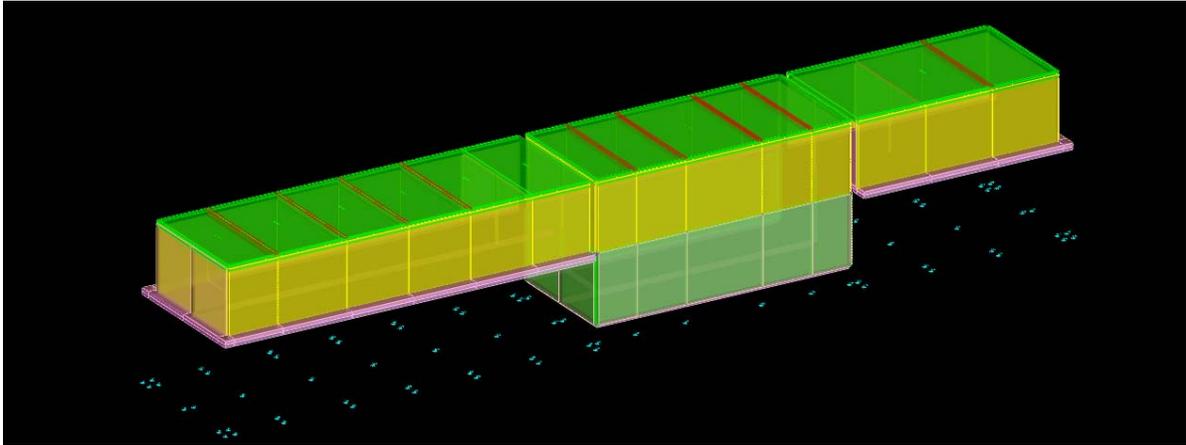


Figura 2 – schema strutturale

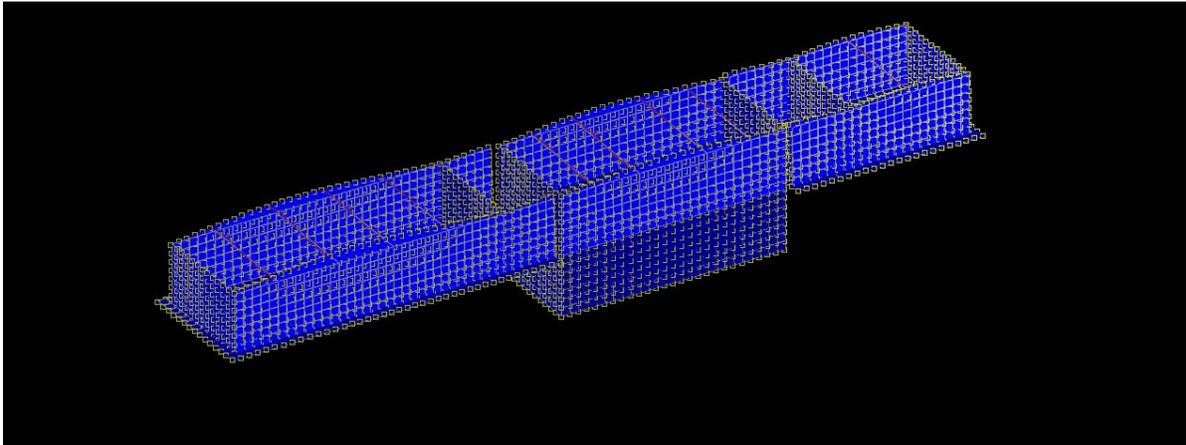
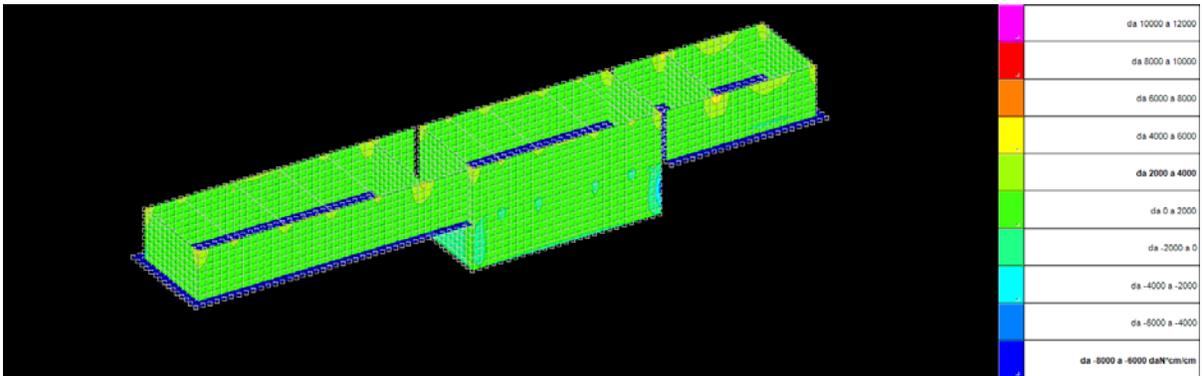


Figura 3 – deformazioni in condizioni SLO sisma Y



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE		<i>Codice documento</i> CF0103_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Figura 4 – sollecitazioni Moo massime

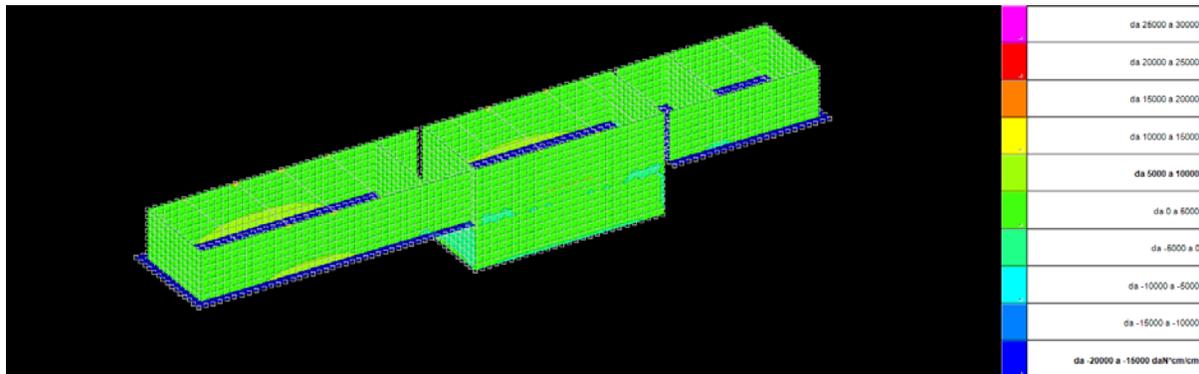


Figura 5 – sollecitazioni Mzz massime

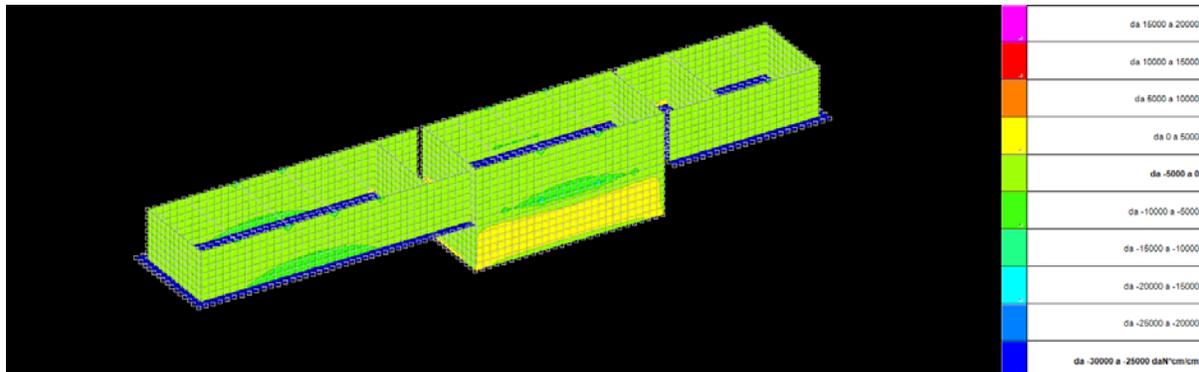


Figura 6 – sollecitazioni Mzz minime

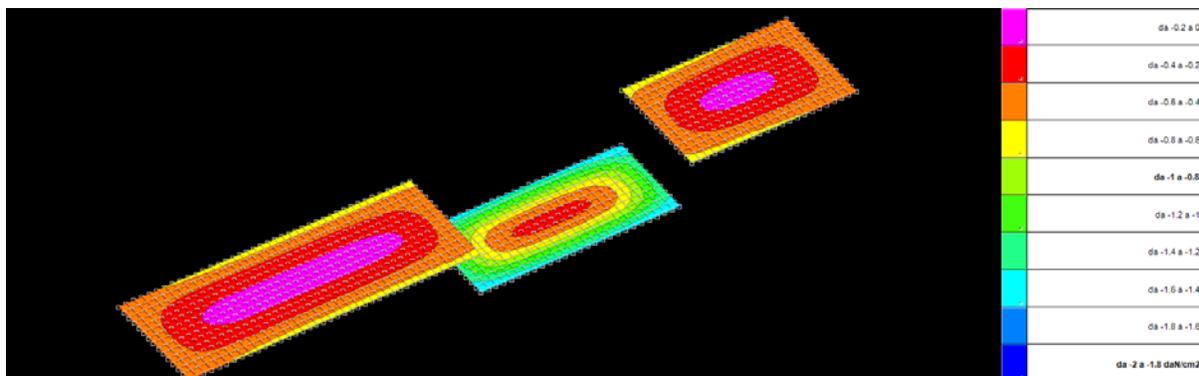


Figura 7 – pressioni sul terreno (massime)

Come si vede le pressioni massime in fondazione (180 kN/m^2) sono inferiori al valore limite determinato nel paragrafo 4.2.

**RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO
DELLE STRUTTURE**

Codice documento
CF0103_F0

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

ALLEGATO: Tabulati di calcolo

(vedi ALLEGATO ALLA RELAZIONE DI PRE-DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE)

6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati a cui fanno riferimento le opere descritte nella presente relazione sono i seguenti:

T1		COLLEGAMENTI CALABRIA													
	T2	17 INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI													
	T3	17 Piazzale imbocco													
	T4	17 Generale													
DAM	TS	17	Relazione descrittiva		CG0700	P	RG	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Planimetria di progetto	1:500	CG0700	P	P8	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Planimetria di tracciamento	1:1000	CG0700	P	P7	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Profili longitudinali - Rampe 1	1:500/1:50	CG0700	P	FZ	D	C	FC	P6	G0	00	00	02
DAM	TS	17	Profili longitudinali - Rampe 2	1:500/1:50	CG0700	P	FZ	D	C	FC	P6	G0	00	00	03
DAM	TS	17	Planimetria barriere di sicurezza	1:500	CG0700	P	P8	D	C	FC	P6	G0	00	00	03
DAM	TS	17	Planimetria idraulica e particolari costruttivi	1:500	CG0700	P	P8	D	C	FC	P6	G0	00	00	06
DAM	TS	17	Sezioni trasversali	1:200	CG0700	P	W9	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Sezioni tipologiche	1:100	CG0700	P	WA	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Muro di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		CG0700	P	CL	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera		CG0700	P	SH	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
DAM	TS	17	Muro di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e particolari	1:200	CG0700	P	P9	D	C	FC	P6	G0	00	00	01
	T4	17 Fabbricato tecnologico													
DAM	TS	17	Relazione descrittiva		CG0700	P	RG	D	C	FC	P6	FA	00	00	01
DAM	TS	17	Relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	C	FC	P6	FA	00	00	01
DAM	TS	17	Allegato alla relazione di pre-dimensionamento delle strutture		CG0700	P	RX	D	C	FC	P6	FA	00	00	02
DAM	TS	17	Pianta piano terra e di copertura con abaci finiture e particolari	1:100/1:10	CG0700	P	PZ	D	C	FC	P6	FA	00	00	01
DAM	TS	17	Prospetti e sezioni	100	CG0700	P	PA	D	C	FC	P6	FA	00	00	01
DAM	TS	17	Carpenteria: pianta fondazioni, sezioni e particolari	1:100/1:50/1:10	CG0700	P	BZ	D	C	FC	P6	FA	00	00	01
DAM	TS	17	Carpenteria: pianta copertura e particolari	1:100/1:10	CG0700	P	BZ	D	C	FC	P6	FA	00	00	02