

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</p>  <p>Dott. Ing. F. Colla Ordine Ingegneri Milano n° 20355</p>  <p>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> COLLEGAMENTI VERSANTE CALABRIA</p> <p><i>Tipo di sistema</i> CENTRO DIREZIONALE</p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i> OPERE CIVILI EDILI</p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i> PARCHEGGI</p> <p><i>Titolo del documento</i> TUNNEL PEDONALE - RELAZIONE SISMICA, DI CALCOLO E VEFIFICHE GEOTECNICHE</p>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">CD0118_F0</div>
--	--

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	X	D	C	C	D	1	C	P	R	0	0	0	0	0	0	0	4	F	0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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



Ponte sullo Stretto di Messina
PROGETTO DEFINITIVO

Tunnel pedonale parcheggi

Codice documento

CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0

Rev

F0

Data

20/06/2011

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	7
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	13
5.1 SABBIE E GHIAIE DI MESSINA.....	16
5.2 CONGLOMERATO DI PEZZO.....	16
6 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO.....	21
6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	21
6.2 PARAMETRI SISMICI DI BASE.....	22
6.3 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO	23
6.4 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	23
6.4.1 COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA.....	28
6.4.2 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE	29
7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	31
8 FASI COSTRUTTIVE	33
9 ANALISI DEI CARICHI	37
10 MODELLO DI CALCOLO.....	39
10.1 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATO	39
10.2 CALCOLO DELLE SPINTE DIAFRAMMI.....	39
10.3 MODELLAZIONE SOVRA-PRESSIONI SISMICHE	41
10.4 ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DELLE PARATIE.....	44
10.5 SISTEMI DI RIFERIMENTO E CONVENZIONI	47
10.6 FASI ESECUTIVE DI CALCOLO	48
10.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	51
10.8 VERIFICA DEI TIRANTI.....	51
10.9 CALCOLO DELLE SPINTE DELLE TERRE SCATOLARE	55
10.10 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	59
11 RISULTATI DI CALCOLO	61

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.1	TUNNEL PEDONALE E PARATIA VANO SCALA.....	61
11.2	SCATOLARE INTERNO	68

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi strutturale del sottopasso pedonale di collegamento fra il corpo di fabbrica 9 (Parcheggi di emergenza) e il corpo di fabbrica 1.

L'opera in oggetto è inquadrata nel Progetto Definitivo del Ponte sullo Stretto di Messina, nell'ambito delle opere connesse sia al centro direzionale che ai collegamenti infrastrutturali, ferroviari e stradali lato Calabria.

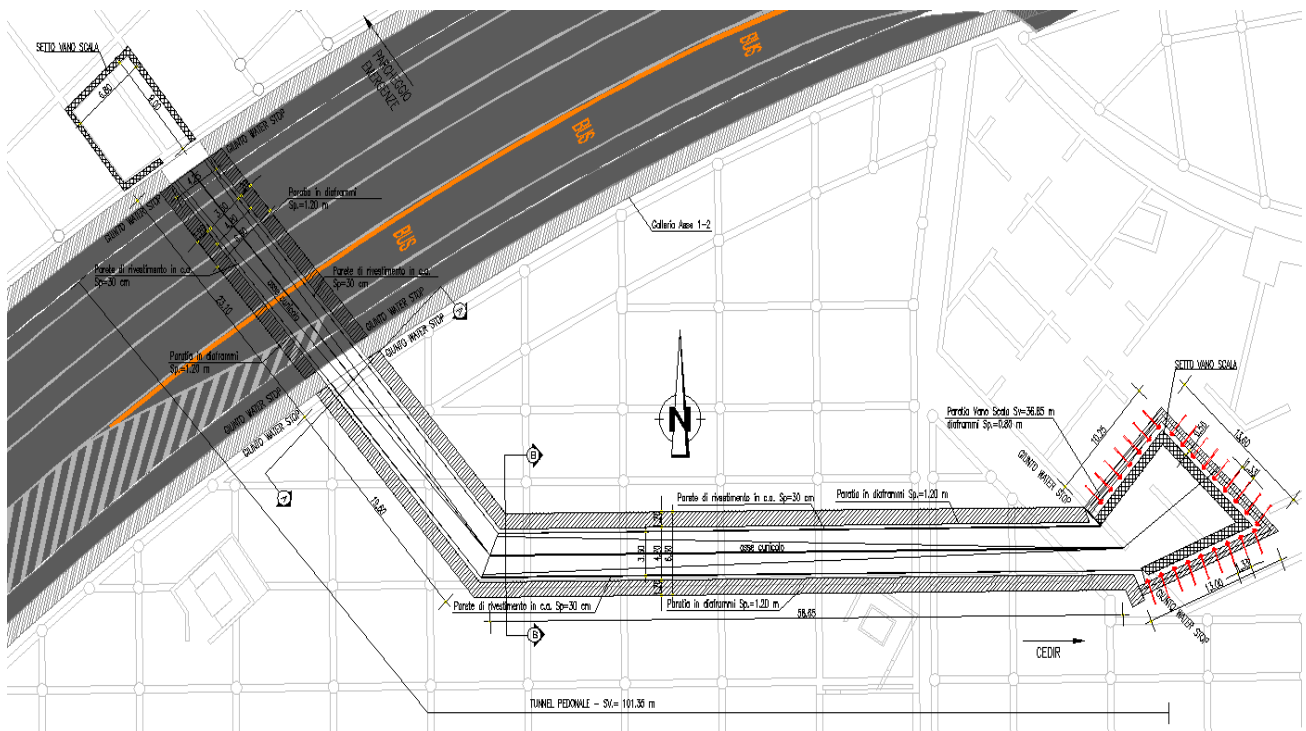


Fig.: Stralcio planimetrico delle opere

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008, pubblicato su S.O. alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [6] UNI-ENV 1991-3 Eurocodice 1, “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture” Parte 3: Carico da traffico sui ponti.
- [7] UNI-ENV 1991-2-5 Eurocodice 1, “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture” Parte 2-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI ENV 1992-1-1,1-2,1-3,-3: “Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;
- [10] UNI ENV 1998-1-1,1-2,1-3,-5: “Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- [13] UNI-ENV 206-1, “Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”.
- [14] UNI 11104, “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità” - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.
- UNI ENV 1997: “Eurocodice 7. Progettazione geotecnica”

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- CeAs paratie Plus 2010 - Manuali di riferimento
- Aicap – Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni (Maggio 1993)
- Joseph E.Bowles – Fondazioni: Progetto e analisi – McGraw-Hill
- V.Pane, C.Tamagnini – Analisi di diaframmi multiancorati – Helvelius edizioni
- R.Jappelli – Principi di progettazione geotecnica – Helvelius edizioni
- G.Cusmano, G.Patri – La progettazione di opere edili nel sottosuolo – ilSole24ore
- M.Tanzini – Scavo meccanizzato – Dario Flaccovio Editore
- R.Lancellotta – Geotecnica – Zanichelli (1988)
- F.Zanghì – Analisi di opere di sostegno flessibili mediante la tecnica delle funzioni di trasferimento – Università di Messina (1998)
- E.Pozzo – Teoria e tecnica delle strutture – Pitagora Editrice (1999)

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI E TRAVI DI TESTATA

Classe di resistenza	C25/30 -
Rapporto massimo acqua / cemento	0.55 -
Slump	S4 -
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di esposizione	XC2 -

CALCESTRUZZO SOLETTONE DI FONDAZIONE

Classe di resistenza	C25/30 -
Rapporto massimo acqua / cemento	0.55 -
Slump	S4 -

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di esposizione	XC2 -

CALCESTRUZZO SOLETTA SUPERIORE

Classe di resistenza	C32/40 -
Rapporto massimo acqua / cemento	0.45 -
Slump	S4 -
Diametro massimo inerte	20 mm
Classe di esposizione	XS1 -

MALTA CEMENTIZIA PER INIEZIONI TIRANTI

Resistenza	Rck >= 25 MPa
Rapporto massimo acqua / cemento	>= 0.50 -
Additivi fluidificanti	Si -
Massa volumica della miscela	1.75 -g/cmc

PROFILATI E PIASTRE

Acciaio tipo S355J0 (ex 510C) – UNI EN 10025

TIRANTI

Trefoli stabilizzati da 0.6”
Acciaio armonico: F_{tpk} > 1860 MPa; F(1)_{pk} > 1670 MPa

DIAFRAMMI IN CA (IDROFRESA)

Primario: 1.20 m x 2.50 m; Secondario: 1.20 m x 2.80 m)
Interasse: 2.65 m

COPRIFERRO

Diaframmi sp. minimo 7 cm
Fondazione e soletta sp. minimo 4 cm

PROPRIETA' MECCANICHE CALCESTRUZZO C25/30

Classe di resistenza	C25/30
----------------------	---------------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Resistenza caratteristica cubica	Rck	30,00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	fck	25,00	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	fcm	33,00	MPa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14,17	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	fctk	1,80	MPa
Resistenza di progetto a trazione	fctd	1,20	MPa
Valore medio resist. a trazione semplice	fctm	2,56	MPa
Valore medio resist. a trazione per flessione	fcfm	3,08	MPa
Tensione massima in esercizio per combinazione rara	$\sigma_{C,1}$	15,00	MPa
Tensione massima in esercizio per combinazione quasi permanente	$\sigma_{C,2}$	11,25	MPa
Modulo di elasticità longitudinale (a 28 gg)	Ecm	31476	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	1,50	
Coefficiente di Poisson	ν	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,000010	1/°C
Deformazione del calcestruzzo alla tensione di picco (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,00200	
Deformazione ultima del calcestruzzo (parabola-rettangolo)	ϵ_{cu2}	0,00350	

PROPRIETA' MECCANICHE CALCESTRUZZO C32/40

Classe di resistenza		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	Rck	40,00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	fck	32,00	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	fcm	40,00	MPa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	18,13	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	fctk	2,12	MPa
Resistenza di progetto a trazione	fctd	1,41	MPa
Valore medio resist. a trazione semplice	fctm	3,02	MPa
Valore medio resist. a trazione per flessione	fcfm	3,63	MPa
Tensione massima in esercizio per combinazione rara	$\sigma_{C,1}$	19,20	MPa
Tensione massima in esercizio per combinazione quasi permanente	$\sigma_{C,2}$	14,40	MPa
Modulo di elasticità longitudinale (a 28 gg)	Ecm	33346	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	1,50	
Coefficiente di Poisson	ν	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,000010	1/°C
Deformazione del calcestruzzo alla tensione di picco (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,00200	
Deformazione ultima del calcestruzzo (parabola-rettangolo)	ϵ_{cu2}	0,00350	

PROPRIETA' MECCANICHE ARMATURE ORDINARIE

Tipo di acciaio		B450C	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S	1,15	
Tensione caratteristica di snervamento	fsyk	450,00	MPa
Tensione di progetto allo snervamento	fsyd	391,30	MPa
Tensione caratteristica di rottura	fstk	540,00	MPa

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Tensione di progetto di rottura	fstd	469,57	MPa
Tensione massima in esercizio	σ_S	360,00	MPa
Modulo di elasticità longitudinale	Es	206000	MPa
Massima deformazione di calcolo	ϵ_{ud}	0,0675	
Deformazione alla tensione di rottura	ϵ_{uk}	0,0750	

PROPRIETA' MECCANICHE TREFOLI

Tipo di acciaio		TREFOLI	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_p	1,15	
Tensione caratteristica di snervamento	fpyk	1670,00	MPa
Tensione di progetto allo snervamento	fpyd	1452,17	MPa
Tensione caratteristica di rottura	fptk	1860,00	MPa
Tensione di progetto di rottura	fptd	1617,39	MPa
Modulo di elasticità longitudinale	Ep	195000	MPa
Massima deformazione di calcolo	ϵ_{ud}	0,03150	
Deformazione alla tensione di rottura	ϵ_{uk}	0,03500	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il sottopasso pedonale in progetto è costituito da una doppia paratia in diaframmi di spessore **120 cm**, la lunghezza dei diaframmi è pari a **17.00 m** nel tratto 1 e a **16.00 m** nel tratto 2. Le paratie in fase di scavo (altezza di scavo pari a **9.40 m** tratto 1 e **8.75 m** tratto 2) presentano dei contrasti provvisori tubolari in acciaio del diametro di **457 mm** e dello spessore di **12 mm**, posti ad interasse orizzontale pari a 3.00 m. La sezione trasversale, ad opera ultimata, risulta formata da un solettone in c.a. gettato in opera dello spessore di **80 cm**, una soletta in c.a. dello spessore di **60 cm** e dalle pareti laterali di rivestimento dello spessore di **30 cm**. Le dimensioni nette del sottopasso sono **3.50x4.20 m** e il suo sviluppo complessivo è pari a **101.35 m**.

Insieme al sottopasso verrà realizzata, per il sostegno degli scavi necessari per la costruzione del vano scala del corpo di fabbrica 1, una paratia in diaframmi dello spessore di **80 cm** e della lunghezza di **10.50 m**. Tale paratia, di altezza **6.70 m** (altezza di scavo) ha uno sviluppo di **36.85 m** e presenta un ordine di tiranti.

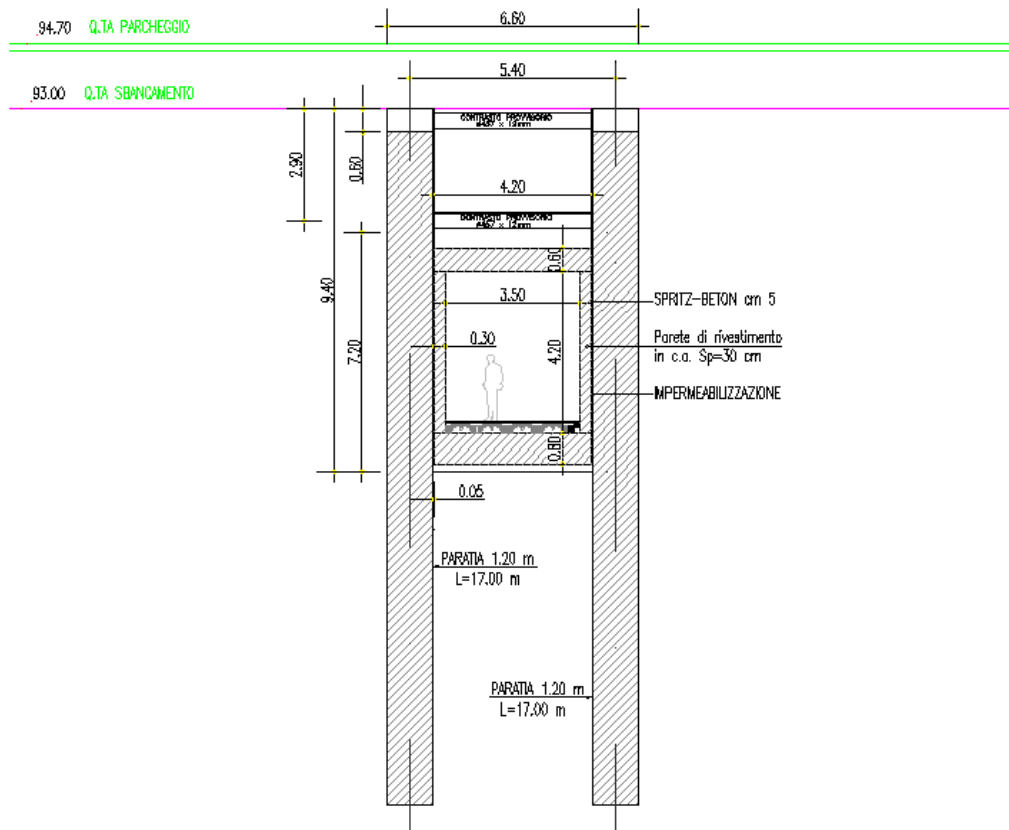


Fig. 4.1 - Sezione tipo del tunnel pedonale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale della paratia in diaframmi del vano scala sono riassunti nella seguente tabella:

TIPO	sp [cm]	Lb [m]	H [m]	L [m]	Q [m]	LL [m]	LB [m]	β [°]	Tiro [kN]	It [m]	nt
----	80	2.50	6.70	10.50	1.70	14.00	12.00	15	400	1.33	6

sp = Spessore diaframma

L = lunghezza totale paratia

LB = lunghezza bulbo ancoraggio

T = Tiro iniziale ancoraggio

Lb = Larghezza elemento

It = interasse ancoraggi

LL = lunghezza libera ancor.

Q = quota ancoraggio rispetto alla testa

H = altezza di scavo

β = inclinazione ancor.

nt = n° trefoli

Per i dettagli geometrici si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

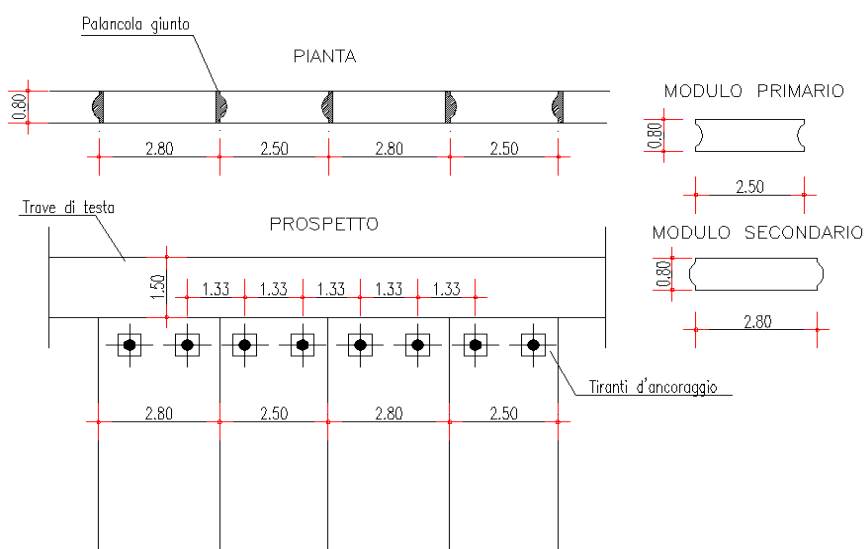


Fig. 4.2 – Dettaglio dei diaframmi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Per l'analisi dettagliata degli aspetti geologici e geomorfologici si rimanda ai seguenti elaborati:

Relazione tecnica illustrativa Indagini geognostiche	CG0800	Q	PR	D	C	RI	I5	00	00	00	00	01	A
Planimetria Indagini Geognostiche Calabria - Tavola 1	CG0800	Q	P6	D	C	RI	I5	00	00	00	00	01	A
Planimetria Indagini Geognostiche Calabria - Tavola 2	CG0800	Q	P6	D	C	RI	I5	00	00	00	00	02	A
Planimetria Indagini Geognostiche Calabria - Tavola 3	CG0800	Q	P6	D	C	RI	I5	00	00	00	00	03	A
Planimetria Indagini Geognostiche Calabria - Tavola 4	CG0800	Q	P6	D	C	RI	I5	00	00	00	00	04	A
Indagini geognostiche - Relazione generale	CG0000	P	RG	D	C	SB	C8	G0	00	00	00	01	A
Indagini geognostiche - Relazione sulle indagini sismiche	CG0000	P	RG	D	C	SB	C8	G0	00	00	00	02	A
Indagini geognostiche - Risultati prove di laboratorio	CG0000	P	RG	D	C	SB	C8	G0	00	00	00	03	A
caratterizzazione geotecnica - relazione geotecnica generale	CG0800	P	RB	D	C	SB	C8	G0	00	00	00	01	A
Relazione sismica generale	CG0800	P	RG	D	C	SB	C8	G0	00	00	00	01	A
Tracciato stradale - Ramo A													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	01	A
Tracciato stradale - Ramo B													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	02	A
Tracciato stradale - Ramo C													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	03	A
Tracciato stradale - Ramo D													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	04	A
Tracciato stradale - Rampa F													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	05	A
Tracciato stradale - Rampa G													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	06	A
Tracciato stradale - Rampa M													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	07	A
Tracciato stradale - Rampa U													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	08	A
Tracciato stradale - Rampa V													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	09	A
Tracciato stradale - Ramo A accelerazione													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	10	A
Tracciato stradale - Ramo C decelerazione													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	11	A
Tracciato stradale - Ramo D decelerazione													
Profilo geotecnico	CG0800	P	FZ	D	C	SB	C8	ST	00	00	00	12	A

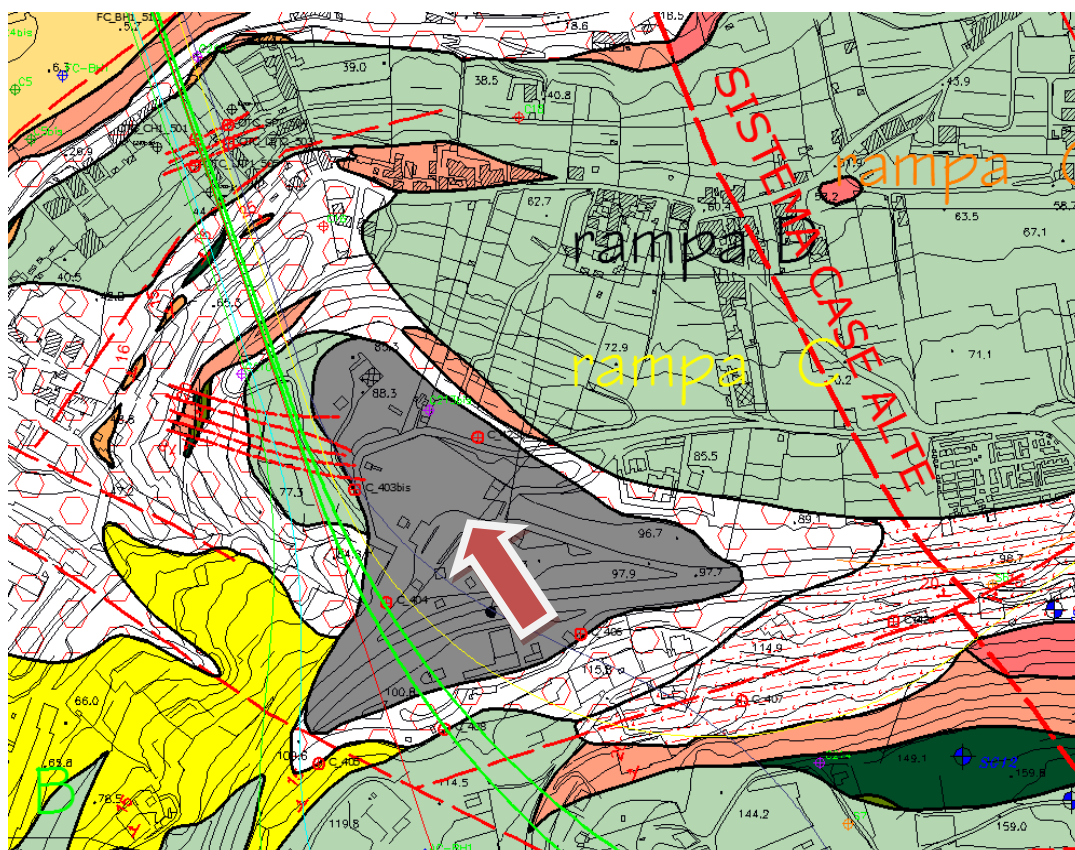

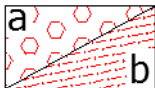





Fig. 5.1 – Stralcio della carta geologica con ubicazione della struttura

- Ghiaie e sabbie di Messina.**
 Sabbie e ghiaie grigio giallastre, con abbondante matrice. I clasti sono da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati. Sono presenti livelli e lenti di sabbie fini. Si presentano clinostratificati. Le facies sono attribuibili ad ambienti di tipo deltizio e/o conoide sottomarina. (PLEISTOCENE MEDIO)
- Depositi di versante.**
 Depositi poco coesivi, costituiti da materiale spigoloso, poligenico ed eterometrico con matrice a grana fine (a), localmente si presenta con grossi blocchi. In località Case Alte il detrito si presenta con tessiture da medie a grossolane, subordinatamente fine, con laminazione incrociata e clinostratificato (b). (OLOCENE)
- Ripporto antropico.**
 (ATTUALE)
- Conglomerato di Pezzo.**
 Conglomerato a matrice arenacea, da scarsamente a ben cementato, a stratificazione poco distinta, con passaggi laterali a livelli arenacei e sabbie grossolane. Gli elementi costituenti sono esclusivamente di natura cristallino-metamorfica. (TORTONIANO SUPERIORE)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

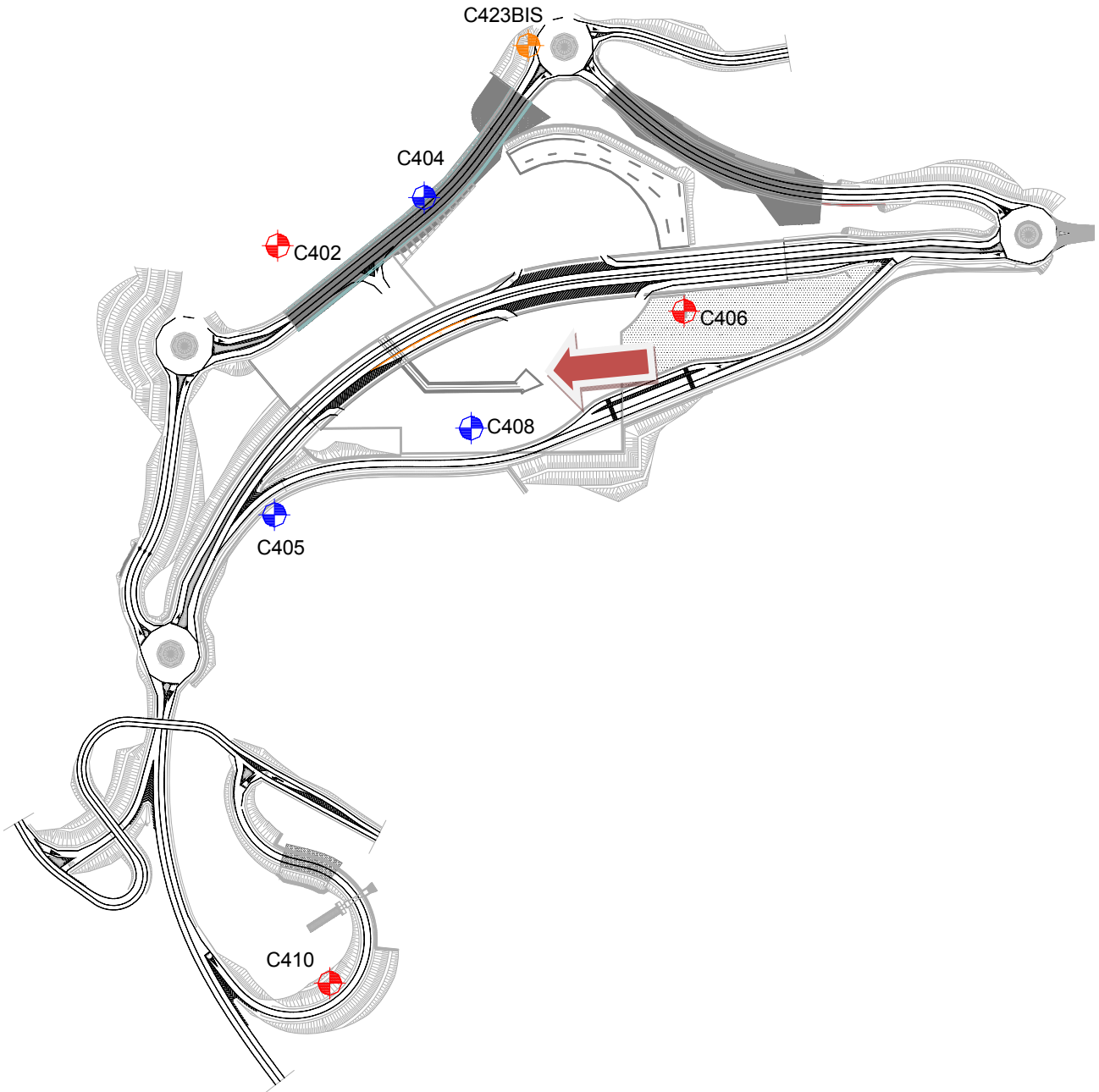


Fig. 5.2 – Stralcio planimetrico con ubicazione delle opere e dei sondaggi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.1 SABBIE E GHIAIE DI MESSINA

Per le caratteristiche fisiche da un'analisi statistica delle caratteristiche granulometriche emerge, un andamento che conferma che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 36%), sia di materiali intermedi (sabbie 52%). Il contenuto di fino è mediamente del 11%. La formazione non è sovraconsolidata, nel senso che in passato non ha generalmente subito dei carichi maggiori di quelli attuali. Presenta un locale grado di cementazione di natura chimica.

γ (kN/m ³)	18-20
c'_{picco} (kPa)	0-10
φ'_{picco} (°)	38° ÷ 40° (p'ff=0-272KPa) / 35° ÷ 38° (p'ff=272-350KPa)
$C_{residuo'}$ (kPa)	0
$\varphi_{cv'}$ (°)	33-35
k_o (-)	0.45-0.55
V_s (m/sec)	200 + 7 z
G'_o	$G'_o = 1780 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.65}$
E_o	$E_o = 4300 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.65}$
$E' *$	$E' = (17 \div 40) \cdot (z)^{0.7}$
ν'	0.2
K (m/s)	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁵

5.2 CONGLOMERATO DI PEZZO

Il conglomerato di Pezzo è la litologia stratigraficamente più bassa della successione sedimentaria. La sua potenza è superiore ai 200 m. Il conglomerato è composto prevalentemente da clasti di graniti e gneiss cementati in matrice prevalentemente composta da frazioni arenacee fini e limose. Le dimensioni dei clasti sono eterogenee e variabili da pochi mm fino a blocchi superiori al metro, interpretati come grossi trovanti inglobati nel conglomerato. Negli affioramenti la

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

formazione presenta un aspetto litoide con scarpate stabili. Il Conglomerato di Pezzo ha quindi generalmente caratteristiche assimilabili a quelle di rocce tenere. Per i parametri di resistenza al taglio nell'ambito dello strato superficiale più alterato ($z < 25 \div 30m$), si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica generale che si basa sull'esito delle prove di carico su piastra, ritenute maggiormente rappresentative del comportamento d'insieme dell'ammasso: si considerano quelle ubicate in prossimità del blocco di ancoraggio lato Calabria (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500) ed al proposito si è ripreso lo studio effettuato nel Progetto preliminare (“Le basi del progetto – Geotecnica” – Elab. PP2RA24) (Vd. Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A).

γ (kN/m ³)	21-23
c' picco (kPa)	0-100
φ' picco (°)	38°-42°
$C_{residuo}'$ (kPa)	0
φ_{cv}' (°)	33-35
k_0 (-)	0.7-0.9
V_s (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
G'_o	$G_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.50}$
E_o	$E_o = 7200 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.50}$
$E' *$	$E' = 150-300$ (z 0 -20m) $E' = 300-500$ (20 - 35m)
ν'	0.2-0.3
K (m/s)	10^{-7}

Per problemi ingegneristici caratterizzati dallo sviluppo di deformazioni dell'ordine di 10^{-3} (gallerie, opere di sostegno,...) i moduli operativi potranno essere definiti come:

$$(1/3-1/5)E_o$$

La legge di variazione assegnata, riportata nelle tabelle riepilogative, presenta la seguente forma:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

$$E = a p_a \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^n$$

Nel modello geotecnico utilizzato è stata presa in considerazione la variabilità della rigidità delle molle secondo la seguente legge di tipo esponenziale,

$$E = E_{lod} \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^n$$

Per la congruenza delle due relazioni, il valore del modulo Elod è stato assunto pari a 1/5 del valore “a “ assegno e l’esponente n è assunto pari al valore corrispettivo della stessa relazione. Il valore del modulo di scarico/ricarico Eur è stato assunto pari a 1.6 volte il modulo Elod.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

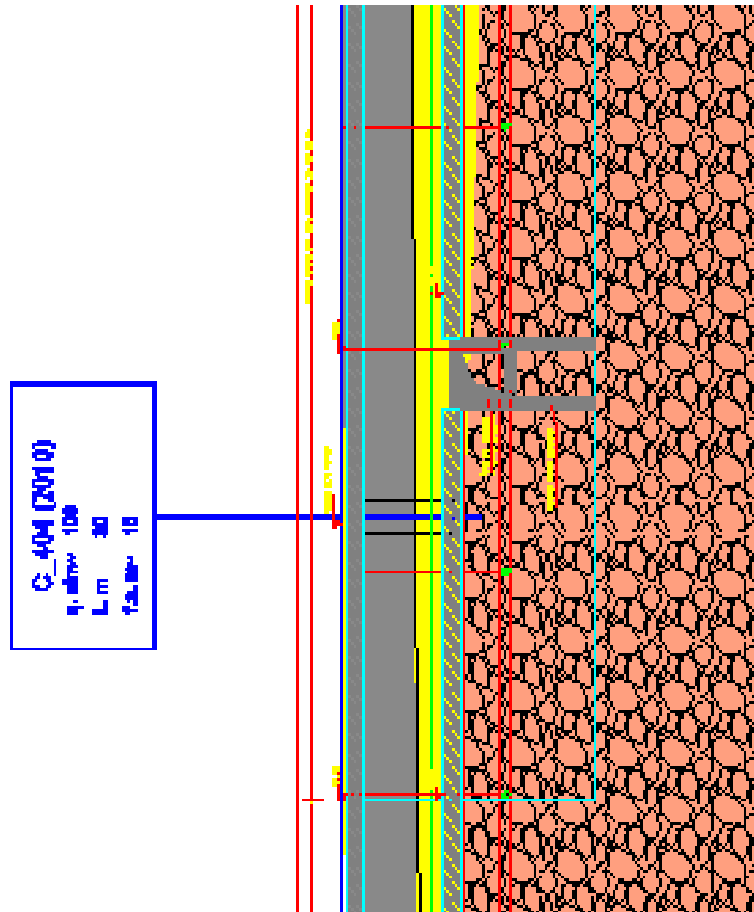


Fig. 4.5 – Profilo geotecnico



Riporto antropico.
(ATTUALE)



Ghiaie e sabbie di Messina.
Sabbie e ghiaie grigio giallastre, con abbondante matrice. I clasti sono da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati. Sono presenti livelli e lenti di sabbie fini. Si presentano clinostratificati. Le facies sono attribuibili ad ambienti di tipo deltizio e/o conoide sottomarina.
(PLEISTOCENE MEDIO)



Conglomerato di Pezzo.
Conglomerato a matrice arenacea, da scarsamente a ben cementato, a stratificazione poco distinta, con passaggi laterali a livelli arenacei e sabbie grossolane. Gli elementi costituenti sono esclusivamente di natura cristallino-metamorfica.
(TORTONIANO SUPERIORE)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per la valutazione degli angoli di attrito terreno struttura si è fatto riferimento alla seguente tabella:

Tipo di opera	Lato spinta attiva $\delta a/\varphi'$	Lato spinta passiva $\delta p/\varphi'$
Calcestruzzo gettato in opera	2/3	2/3
Calcestruzzo prefabbricato	1/2 ÷ 2/3	1/2 ÷ 2/3
Palancole metalliche	2/3	1/2 ÷ 2/3
Micropali iniettati	2/3 ÷ 1	2/3
Terre rinforzate/armate	1	1/2 ÷ 2/3

Nel nostro caso, per il calcolo dei diaframmi, è stato assunto cautelativamente $\delta p = 0$ lato spinta passiva.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

La caratterizzazione sismica del sito in cui è inserita l'opera in oggetto viene effettuata sulla base delle indicazioni contenute nel D.M. 14/01/2008 (paragrafo 3.2). I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo dedicato "Spettri di risposta", fornito dal Consiglio Sup. LL.PP. (<http://www.cslp.it/cslp/>), inserendo le coordinate geografiche dell'intervento in corrispondenza dell'opera in progetto:

Latitudine	38,22715
Longitudine	15,645979

6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. In base alle indicazioni riportate nel paragrafo 2.4 del D.M. 14/01/2008 e quanto riportato nei criteri di progettazione contenuti nel documento "criteri di progettazione_rev06_20101013.xls":

- Per $H > 5.00$ m:

Tipo di costruzione	3
Vita nominale (V_N)	100 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2

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

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

- Per $H \leq 5.00$ m:

Tipo di costruzione	2
Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso (C_U)	1.5

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

6.2 PARAMETRI SISMICI DI BASE

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

- Per $H > 5.00$ m:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
SLO	120	0.133	2.330	0.324
SLD	201	0.172	2.358	0.337
SLV	1898	0.444	2.488	0.421
SLC	2475	0.492	2.502	0.436

- Per $H \leq 5.00$ m:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
SLO	45	0.079	2.313	0.292
SLD	75	0.105	2.300	0.313
SLV	712	0.302	2.436	0.376
SLC	1462	0.402	2.474	0.408

dove: T_R = periodo di ritorno associato allo Stato Limite considerato;
 a_g = accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;
 F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6.3 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

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

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

6.4 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

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

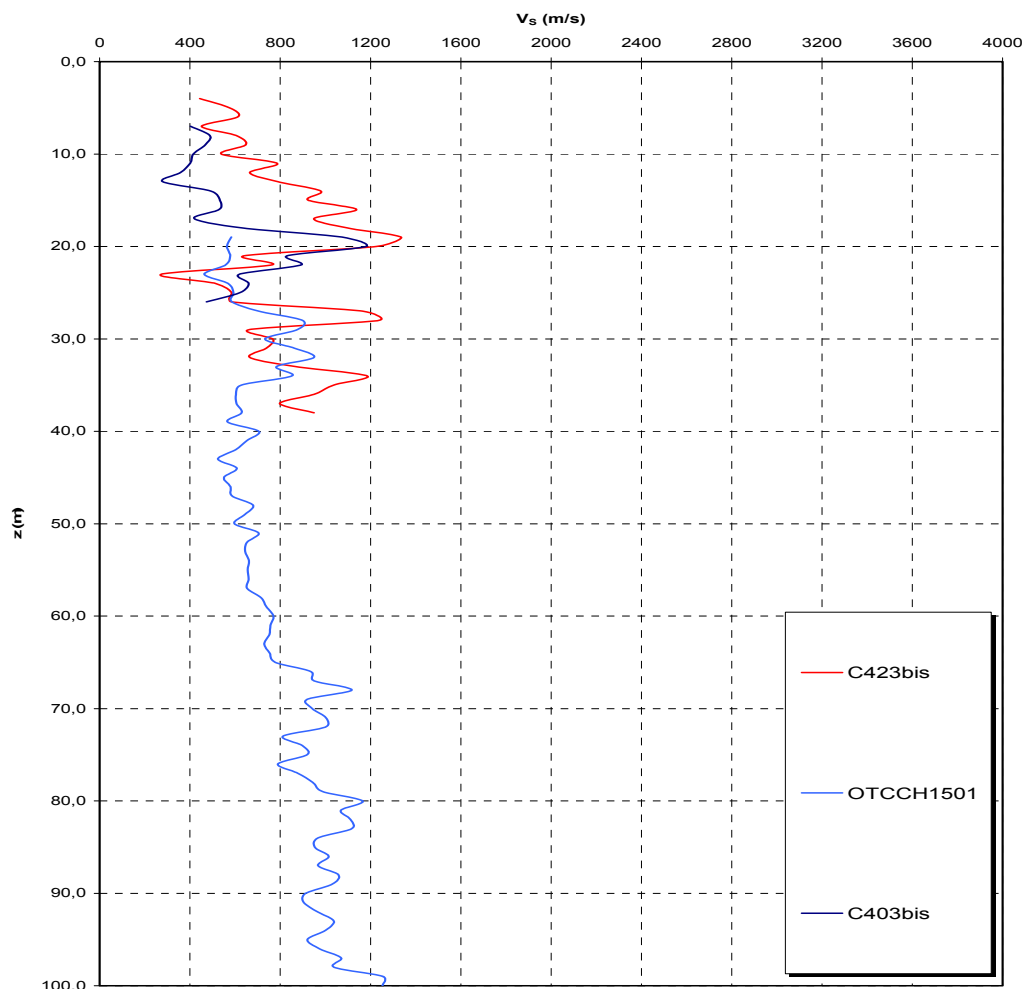
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

L'opera in sotterraneo insiste interamente nella formazione del Conglomerato di Pezzo, esteso fino alle massime profondità indagate. L'estradosso della soletta di copertura si trova a circa 10.00 m dal piano di campagna.

Data l'esiguità delle prove localmente presenti, si è scelto di tenere conto anche delle prove effettuate nei sondaggi utilizzati per caratterizzare la zona in corrispondenza delle rampe di accesso alle gallerie (Rampe A/B/C/D 0-0+500).

Per la caratterizzazione sismica del suolo nella zona in esame si dispone delle prove sismiche relative ai sondaggi **C403bis** **C423bis**.



Andamento delle Vs nelle verticali indagate

Inoltre, è stato stimato il valore di $N_{spt,30}$ a partire dai dati delle prove penetrometriche in foro

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

effettuate nel sondaggio **C408**, prossimo all'opera in esame, per uno spessore di 30.00 m valutato dall'estradosso di copertura.

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} N_{SPT,i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

N_{SPT} = Valore di N_{spt} i-esimo

M = Numero di strati

C408

Strato	Litotipo	h_i [m]	N_{SPT}	Z	$h_i/N_{spt,i}$	
h_1	Sabbia con ghiaia	0	45	0.00	0.000	
h_2	Sabbia con ghiaia	5.4	100	5.40	0.054	
h_3	Conglomerato di Pezzo	24.6	100	30.00	0.246	
h_{totale}		30		$\Sigma h_i/N_{spt,i}$	0.300	
$N_{spt,30} =$						
		30	/	0.300	=	100.00
B						

Sulla base dei valori sopra riportati, si ritiene che il sottosuolo di progetto rientri nella **Categoria B**.

Si riporta di seguito la stratigrafia del sondaggio di riferimento:

Tunnel pedonale parcheggi

Codice documento

CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0

Rev

F0

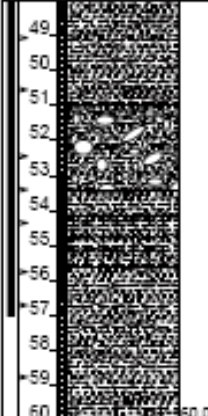
Data

20/06/2011

R m 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48	LITOLOGIA	prof. m	DESCRIZIONE	Campioni	S.P.T.		N	prova in Sca.	Prel. % 0 --- 100	Class.	RQD % (0 --- 100)	Pz
					S.P.T.	N						
1		0.7	Sabbia da media a fine, debolmente ghiaioso - limosa, di colore marrone. Presenza di ciottoli di laterizi ed apparati radicali.									
2		2.2										
3			Sabbia omogenea media ghiaiosa di colore giallo chiaro. Presenza di rari ciottoli.	SPT 1 < 3.20 3.65	15-20-24	44				1		
4		4.6										
5		5.3	Sabbia da media a grossolana con ghiaia, addensata, immersa in una matrice da limosa a debolmente limosa di colore grigio - marrone. Presenza di ciottoli sub - angolari (3 - 5 cm).	SPT 2 < 4.80 5.05	22-3-44	47						
6												
7		7.0	Ghiaia da media a grossolana con ciottoli, molto addensata, immersa in una matrice sabbiosa, colore marrone chiaro.	SPT 3 < 7.00 7.23	44-RIF7cm	RIF				2		
8												
9			Sabbia da fine a media con ghiaia, immersi in una matrice limosa. Presenza di ciottoli, con rari ciottoli di granito (3 - 4 cm), da sub - angolari a sub - arrotondati di forma allungata.	SPT 4 < 8.40 8.64	5-RIF5cm	RIF						
10		10.2										
11		11.3	Sabbia sciolta da media a grossolana, fortemente ossidata, di colore bruno - rossiccio con ghiaia grossolana. A m 7.00 - 7.30, m 8.65 - 8.95 e m 9.30 - 9.65 ciottoli e blocchi di granito poco alterati, sciolti, da angolari a sub - angolari di colore bianco a struttura cristallina.	SPT 5 < 10.20 10.65	17-20-30	50						
12				1) Rim < 11.80 12.05						3		
13			A m 7.30 - 7.40, m 7.50 - 7.60 e m 9.80 - 9.95 ciottoli e blocchi di granito fortemente alterati in sabbia media quarzosa - micacea di colore giallo ocra. E' ancora riconoscibile la tipica struttura a granuli del granito.	SPT 6 < 14.10 14.34	24-RIF5cm	RIF						
14		14.4										
15		15.4	Sabbia da fine a media di colore grigio - marrone con ghiaia fine, immersa in una matrice debolmente limosa, a tratti limosa. Presenza di sporadici ciottoli e blocchi di granito da angolari a sub - angolari.	SPT 7 < 17.70 17.77	RIF9cm	RIF				4		
16			A m 13.00 - 13.50 trovante di granito poco alterato, con frattura (i = 45°) senza materiale di riempimento. Riconoscibile la struttura originaria del granito.	2) Rim < 18.45 18.65								
17												
18			Sabbia da media a grossolana ghiaiosa con clasti da sub - angolari a sub - arrotondati, da debolmente cementata a cementata, di colore grigio - verde. Sono presenti ciottoli e blocchi di granito poco alterato.	SPT 8 < 20.65 20.71	RIF9cm	RIF				5		
19			A m 12.60 - 12.70 ciottolo di gneiss biotitico di colore grigio scuro.									
20			Granito a grana media non alterato dove è ancora riconoscibile la struttura microcristallina.							6		
21			A m 14.70 presente una frattura (i = 30°), poco rugosa, senza materiale di riempimento.	3) Rim < 26.90 27.30								
22			A m 15.20 presente una frattura (i = 90°) senza materiale di riempimento.									
23			Conglomerato costituito da blocchi e ciottoli di granito, da alterato a poco alterato, di colore grigio - bianco, e di gneiss biotitico, di colore grigio scuro, immersi in una matrice da debolmente sabbiosa a sabbioso - ghiaiosa, da debolmente cementata a cementata. I clasti si presentano generalmente da spigolosi a sub - angolari.							7		
24			A m 16.60 - 17.00 blocco di gneiss biotitico fratturato ed alterato dove sono ancora riconoscibili i piani di scistosità.									
25			A m 27.90 - 28.00 ciottolo di gneiss occhiadino con tipica struttura a "layers differenziati", con alternanza di livelli melanocratici e leucocratici.									
26			A m 40.10 ciottolo di granito di colore grigio - bianco con frattura (i = 45°) senza materiale di riempimento.							8		
27			A m 51.00 - 53.45 aumento della matrice sabbiosa debolmente ghiaiosa, poco cementata (si scalfisce facilmente).									
28			A m 54.15 - 55.60 blocchi di granito di colore grigio - bianco, immersi in una matrice debolmente sabbiosa, con fratture (i = 0°, i = 45° e i = 60°) senza riempimento o con materiale di riempimento avente spessori inferiori a 5 mm, derivante dall'alterazione del granito stesso.							9		
29												
30												
31												
32												
33												
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												
41												
42												
43												
44												
45												
46												
47												
48				4) Rim < 46.30 46.75						10		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0

Riferimento: Eurolink S.c.p.a.	Sondaggio: C 408
Località: Ponte sullo Stretto	Quota: 110 m s.l.m.
Impresa esecutrice: SO.RI.GE. s.r.l. - Operatore: Pettinato S. - Sonda: Comacchio MP900	Data: 29/04/2010
Coordinate: 558641.594 4231224.224	Redattore: Geol. Francesco Amodeo
Perforazione: Rotazione a carotaggio continuo da 0.00 m a 60.00 m	

R V metri dati	LITOLOGIA prof. m	DESCRIZIONE	Campioni	S.P.T.		Pz	
				S.P.T.	N		
49		Segue dalla pagina precedente					
50							
51							
52				5) Rim < 51.25			
53							
54							
55							
56							
57							
58							
59							
60							

NOTE: Sondaggio verticale (i=0° rispetto alla verticale).

UTENSILI DI PERFORAZIONE:

- Carotiere semplice Ø 101 mm a m 0.00-7.00, 10.50-11.30
- Carotiere doppio T6 Ø 101 mm e corona diamantata a m 7.00-10.50, 31.95-35.70, 42.90-45.50, 52.45-54.35
- Carotiere doppio Wireline Ø PQ e corona diamantata a m 11.30-60.00

FLUIDO DI PERFORAZIONE: acqua con polimero

Dalla stratigrafia non si rileva presenza di falda.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6.4.1 COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

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

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

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

Pertanto si ha:

- Per $H > 5.00$ m:

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]	S_s	
SLV	0.444	2.488	0.421	A	1.00
				B	1.00
				C	1.037
				D	0.90
				E	1.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Per $H \leq 5.00$ m:

STATO LIMITE	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [sec]	S_s	
SLV	0.302	2.436	0.376	A	1.00
				B	1.106
				C	1.259
				D	1.296
				E	1.191

Per le componenti verticali del sisma, il coefficiente S_s assume sempre il valore unitario.

6.4.2 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

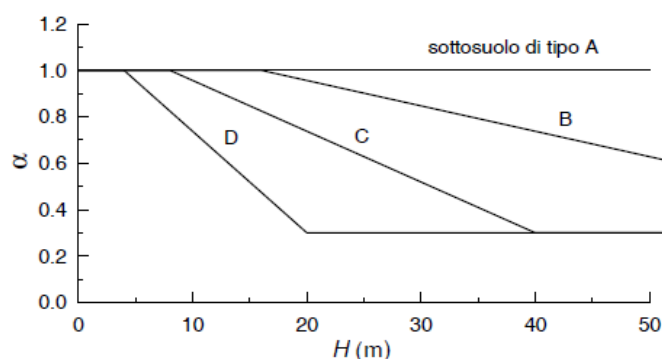
L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle norme tecniche ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

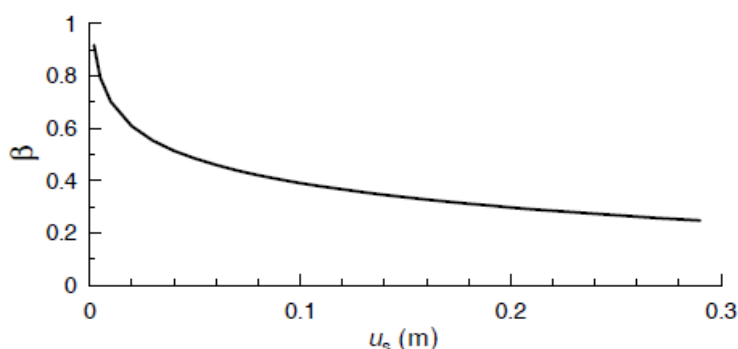
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma seguente:



Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo si è posto $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma seguente:



in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Nella presente analisi si è imposto:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H.$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ si assumerà $k_h = 0,2 \cdot a_{max}/g$.

Nella presente analisi sono state presi in considerazione gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

La tabella seguente riassume i valori di accelerazione sismica orizzontale di calcolo e gli spostamenti massimi in funzione delle diverse tipologie strutturali:

Paratia tipo	H [m]	u_s [cm]	ah/g [-]	α [-]	β [-]
Tunnel tratto 1	17.00	8.50	0.178	0.989	0.405
Tunnel tratto 2	16.00	8.00	0.184	1.000	0.414
Diafr. sp80	10.50	5.25	0.208	1.000	0.479

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Per l'opera in oggetto sono stati eseguiti accurati rilievi dello stato dei luoghi interessati dall'attraversamento, dei manufatti, dei fabbricati e delle opere ed impianti in genere che, in una qualsiasi fase, possono essere interessati dai lavori.

La progettazione è stata condotta con riferimento alle normative di calcolo indicate nel documento GCG.F.01.02 "Normativa tecnica applicabile" o, in mancanza di disposizioni specifiche, a criteri fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati, allo scopo di garantire la completa stabilità e la sicurezza delle strutture sia singolarmente che nel loro insieme.

La tipologia dell'opera in oggetto e le procedure di dimensionamento e verifica sono state delineate in relazione alla situazione stratigrafica e geotecnica locale, all'entità dei carichi e alle condizioni di stabilità dei siti di futura costruzione.

Diaframmi

Si prevede come metodologia di scavo l'uso di idrofresa.

E' stato verificato, per ciascuna situazione di progetto individuata attraverso specifiche analisi, che non siano raggiunte condizioni di stato limite ultimo e di servizio. E' stato accertato che non siano raggiunti i seguenti stati limite ultimi:

1. rottura per rotazione causata da non adeguate reazioni orizzontali del terreno al di sotto del fondo scavo;
2. sollevamento per pressioni artesiane in livelli/strati sabbiosi sottostanti livelli/strati limoso-argillosi più impermeabili;
3. rottura per instabilità globale e/o per raggiungimento della capacità portante di strati limoso-argillosi posti in prossimità del fondo scavo;
4. rottura degli elementi strutturali.

Sono stati analizzati anche stati limite ultimi determinati dal raggiungimento di spostamenti eccessivi.

Nella definizione delle situazioni di progetto si è fatto riferimento ad assunzioni e a combinazioni dei dati di progetto in grado di coprire tutte le condizioni che possono ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e la vita utile dell'opera.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">Tunnel pedonale parcheggi</p>		<p><i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 FASI COSTRUTTIVE

Di seguito vengono descritte le fasi costruttive per la realizzazione delle opere in progetto.

1. Sbanco e costruzione dei cordoli guida, della profondità di 1.30 m e della larghezza di 40 cm, per la realizzazione di tutti i diaframmi laterali;
2. Scavo del pannello mediante idrofresa (con o senza pre-scavo di approccio);
3. Dissabbio e pulizia del pannello
4. Getto del pannello
5. Scavo fino a quota -1.00 m nelle paratie che costituiscono il sottopasso
6. Posizionamento del primo ordine di contrasti provvisori nelle paratie che costituiscono il sottopasso
7. Scavo fino a -2.20 m
8. Posizionamento dei tiranti nella paratia in diaframmi di sp. 80 cm
9. Scavo fino a quota -3.20 m
10. Posizionamento del secondo ordine di contrasti provvisori nelle paratie che costituiscono il sottopasso
11. Scavo fino a quota - 6.70 m (fondo scavo della paratia vano scala)
12. Scavo fino a quota -9.40 m (fondo scavo solettone tunnel)
13. Getto in opera del solettone di fondazione
14. Getto in opera delle pareti di rivestimento laterali e della soletta di copertura
15. Pavimentazione e opere di finitura

Lo scopo dei cordoli guida dei diaframmi è molteplice, infatti assicurano le seguenti funzioni:

1. assicurare la stabilità del terreno in superficie (carichi importanti in adiacenza allo scavo);
2. guida per l'imbocco della benna o idrofresa;
3. garantire l'allineamento di progetto;
4. evitare problemi causati dalle fluttuazioni del livello superiore del fango bentonitico nello scavo;
5. garantire la presenza di un adeguato battente di fango bentonitico a partire dalla profondità alla quale questo diventa portante
6. servire da supporto alle gabbie (che vanno tenute sollevate dal fondo dello scavo) sino all'indurimento del calcestruzzo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

I cordoli guida saranno opportunamente armati per resistere ai colpi dell'utensile di scavo, ed ai carichi dei macchinari che si muovono in adiacenza a quest'ultimo, oltre che alle forze verticali di estrazione degli elementi di giunto.

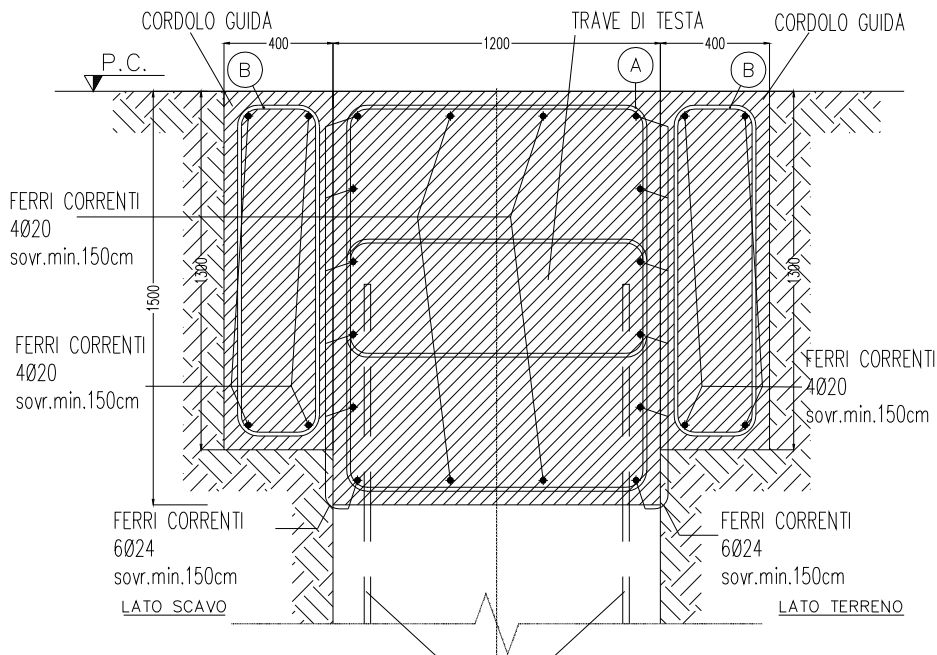


Fig.8.1

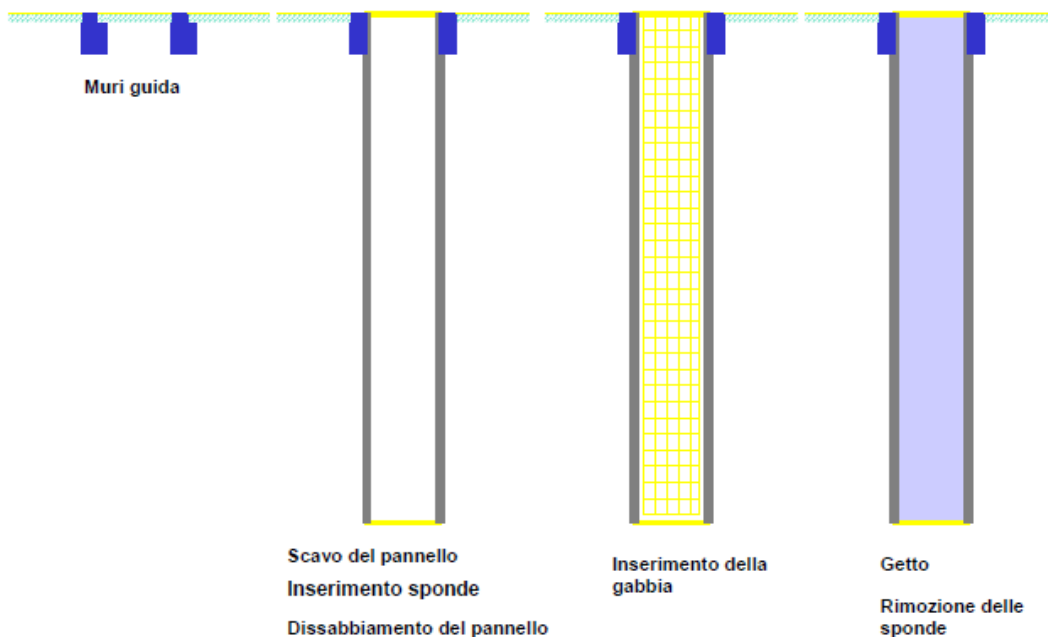


Fig.8.2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Lo scopo dei cordoli guida è molteplice, infatti assicurano le seguenti funzioni:

- assicurare la stabilità del terreno in superficie (carichi importanti in adiacenza allo scavo)
- guida per l'imbocco della benna o idrofresa,
- garantire l'allineamento di progetto,
- evitare problemi causati dalle fluttuazioni del livello superiore del fango bentonitico nello scavo
- garantire la presenza di un adeguato battente di fango bentonitico a partire dalla profondità alla quale questo diventa portante
- servire da supporto alle gabbie (che vanno tenute sollevate dal fondo dello scavo) sino all'indurimento del calcestruzzo.

I cordoli guida saranno opportunamente armati per resistere ai colpi dell'utensile di scavo, ed ai carichi dei macchinari che si muovono in adiacenza a quest'ultimo, oltre che alle forze verticali di estrazione degli elementi di giunto.

Controllo della verticalità

Per il controllo della verticalità dello scavo, e quindi dei pannelli, saranno utilizzati sistemi la cui precisione è commisurata alle profondità dei pannelli ed all'importanza dell'opera. Di norma potranno essere utilizzati inclinometri biassali da fissare sull'utensile di scavo, in modo da avere il controllo della perforazione a varie profondità.

Poiché l'inclinometro non dà indicazioni circa l'eventuale rotazione del pannello, si provvederà, ove richiesto dalla Direzione Lavori, a misure più precise o integrative quali:

- rilievo della geometria del pannello mediante sonda ad ultrasuoni (tipo sistema KODEN);
- rilievo della rotazione mediante controllo della posizione delle funi di sospensione di un "pendolo" di massa un inferiore a 2000 kg. a forma di parallelepipedo a base quadrata, il cui lato è pari allo spessore del pannello meno 5 cm. Sia la sonda che il pendolo saranno fatti discendere in corrispondenza delle estremità del pannello da misurare. Le misure saranno eseguite in risalita.

-

Dispositivi per la formazione dei giunti

Per la corretta formazione dei giunti, si utilizzeranno tubi-spalla di opportuna forma e dimensione:

- colonne semi-circolari;
- profilati piatti irrigiditi con colonne semi-circolari;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- "canne d'organo"....

Di norma i tubi spalla saranno messi in opera, controllandone la verticalità con sistemi ottici, non appena completata la perforazione, e per tutta la profondità del pannello. Ad avvenuta presa del getto si provvederà alla loro rimozione, utilizzando un opportuno estrattore a morsa idraulica: se necessario la superficie del tubo spalla potrà essere preventivamente trattata con vernici disarmanti. Si avrà cura di pulire adeguatamente i tubi spalla prima del loro impiego. Nello scavo dei pannelli adiacenti (pannelli secondari) si avrà cura di pulire con estrema cura l'impronta lasciata dal tubo-spalla, mediante opportuni raschiatori, la cui forma è ricalcata su quella del tubo spalla utilizzato. I raschiatori saranno utilizzati a fine perforazione, fissandoli rigidamente sull'utensile di scavo.

Qualora sia utilizzata l'idrofresa è possibile realizzare i giunti senza impiego dei tubi-spalla, provvedendo ad alesare i pannelli primari già gettati.

Getto del calcestruzzo

Prima del getto si provvederà alla sostituzione del fango di perforazione fino al raggiungimento dei prescritti valori di contenuto in sabbia. Per la rimonta del fango di perforazione da sostituire prima del getto, si potrà utilizzare uno dei seguenti sistemi:

7. eiettore (air lifting);
8. pompa sommersa per fanghi;
9. pompa-vuoto applicata in testa al tubo-getto.

Nel caso di scavo con idrofresa l'eventuale dissabbiamento, se necessario, sarà condotto mantenendo l'utensile a fondo foro e prolungando la circolazione inversa del fango. Il getto di calcestruzzo avverrà impiegando il tubo di convogliamento. Esso sarà costituito da sezioni non più lunghe di 2,00 m. di tubo in acciaio avente diametro interno 20 ±25 cm. L'interno del tubo sarà pulito, privo di irregolarità e strozzature. Le giunzioni tra sezione e sezione saranno del tipo filettato, senza manicotto (filettatura in spessore) o con manicotti esterni che comportino un aumento di diametro non superiore a 2.0 cm.; sono escluse le giunzioni a flangia.

Il tubo sarà provvisto, all'estremità superiore, di una tramoggia di carico avente una capacità di almeno 0,5 - 0,6 m3, e mantenuto sospeso da un mezzo di sollevamento. Prima di installare il tubo getto sarà eseguita una ulteriore misura del fondo foro; qualora lo spessore del deposito superi i 20 cm si provvederà all'estrazione della gabbia di armatura ed alle operazioni di pulizia, il tubo di convogliamento sarà posto in opera arrestando il suo piede a 30 - 60 cm dal fondo della perforazione; al fine di evitare azioni di contaminazioni/dilavamento del primo calcestruzzo gettato,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

prima di iniziare il getto si disporrà entro il tubo, in prossimità del suo raccordo con la tramoggia, un tappo formato da un involucro di carta riempito con vermiculite granulare o palline di polistirolo. Durante il getto il tubo convogliatore sarà opportunamente manovrato per un'ampiezza di 20 , 30 cm in modo da favorire l'uscita e la risalita del calcestruzzo. Previa verifica del livello raggiunto utilizzando uno scandaglio metallico a fondo piatto, il tubo di convogliamento sarà accorciato per tratti successivi nel corso del getto, sempre conservando un'immersione minima nel calcestruzzo di 2,5 metri e massima di 6 metri all'inizio del getto si dovrà disporre di un volume di calcestruzzo pari a quello del tubo di getto e di almeno 3 o 4 metri di pannello. E' prescritta una cadenza di getto non inferiore a 25 m³/ora. Il getto di un pannello dovrà comunque essere completato in un tempo tale che il calcestruzzo rimanga sempre lavabile nella zona di defluimento. In presenza di pannelli di lunghezza superiore a 4 m, o forma tale da richiedere l'impiego di due o più tubi getto, questi dovranno essere alimentati in modo sincrono per assicurare la risalita uniforme del calcestruzzo. Per nessuna ragione il getto dovrà venire sospeso prima del totale riempimento del pannello. A pannello riempito il getto sarà proseguito fino alla completa espulsione del calcestruzzo contaminato dal fango di bentonite.

La procedura va ripetuta finché non risultano soddisfatte tutte le predette condizioni.

9 ANALISI DEI CARICHI

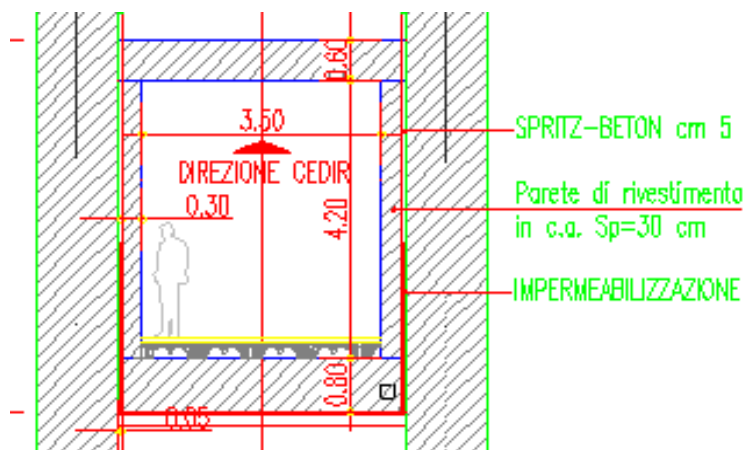
Per l'opera in oggetto, compresa la paratia in diaframmi dello spessore di 80 cm a sostegno degli scavi per l'esecuzione del vano scala del corpo di fabbrica 1, sono state prese in considerazione le spinte statiche e sismiche dei terreni.

Nei calcoli del sottopasso si è tenuto conto della presenza di un sovraccarico uniformemente distribuito di 50 kPa che definisce lo scarico del corpo di fabbrica 1 e dei parcheggi sovrastanti l'opera. Nella paratia, invece, il sovraccarico considerato è pari a 90 kPa che rappresenta lo scarico del Centro direzionale.

Per le verifiche strutturali della soletta e della fondazione dello scatolare interno al tunnel è stata analizzato un modello di calcolo agli elementi finiti.

Le dimensioni interne dello scatolare sono pari a 3.50x4.20 m, lo spessore della soletta è di 0.60 m, quello della fondazione è pari a 0.80 m, mentre le pareti di rivestimento hanno spessore uguale a 0.30 m.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Sezione trasversale tunnel pedonale

I carichi agenti su tale struttura sono i seguenti:

- Peso proprio elementi strutturali
- Scarico parcheggi pari a 50 kPa
- Peso permanente del rinterro superiore
- Sovraccarico folla agente sulla fondazione pari a 5 kPa
- Spinta sismica

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

10 MODELLO DI CALCOLO

10.1 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATO

Le analisi dei diaframmi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo commerciale "Paratie Plus 2011» della Ce.A.S. vers. 9.0.3.3. Il calcolo dello scatolare interno è stato effettuato attraverso il software commerciale SCAT 10.0 prodotto dalla Aztec Informatica di Casole Bruzio (CS).

10.2 CALCOLO DELLE SPINTE DIAFRAMMI

Il metodo utilizzato dal software di calcolo può lavorare sia con superfici del terreno inclinate caratterizzate da un unico angolo di inclinazione sia con profili complessi. Il programma individua automaticamente quale condizione utilizzare. Per inclinazioni caratterizzate da un unico angolo Paratie plus applica i coefficienti di spinta attiva e passiva di Rankine.

Per un terreno caratterizzato da una superficie il cui andamento non possa essere descritto attraverso un unico angolo di inclinazione, Paratie Plus combina le soluzioni a partire da una situazione caratterizzata da un unico angolo di inclinazione utilizzando il metodo dei cunei. Le spinte sono generate attraverso due successivi step:

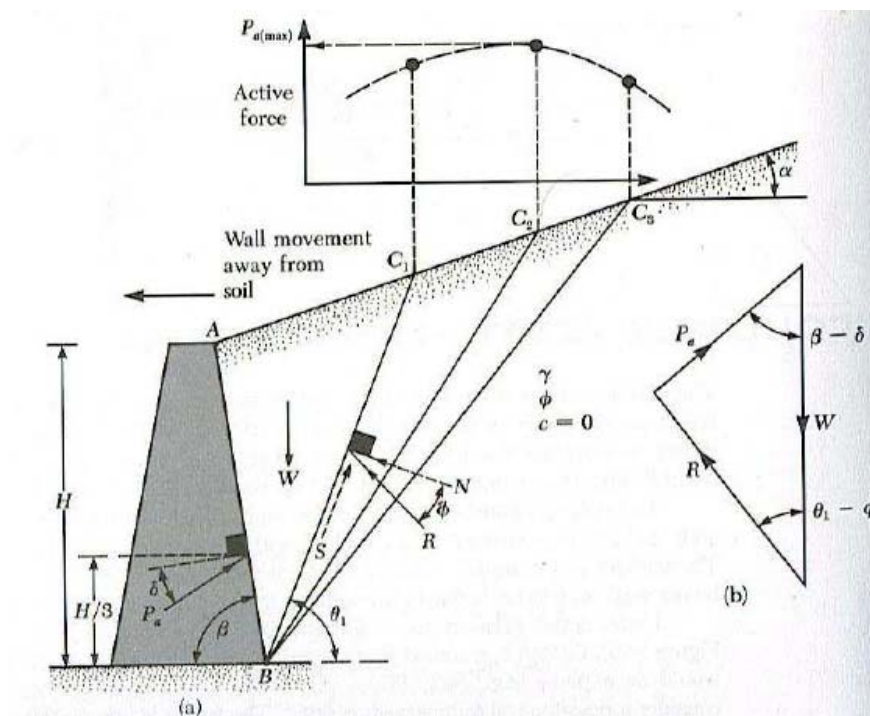
- a) nel primo step, le pressioni sono generate fingendo che la superficie del terreno sia orizzontale;
- b) successivamente le pressioni del terreno sono moltiplicate per il rapporto tra la forza totale orizzontale, calcolata attraverso il metodo dei cunei, e quella generata dalla soluzione relativa al caso di superficie orizzontale. Questo procedimento si sviluppa in modo incrementale su tutti i nodi della paratia sommando le forze lungo tutta la sua lunghezza. L'angolo d'attrito terra-muro, qualora esiste, viene ignorato quando viene applicato il metodo dei cunei, ma viene tenuto in conto quando si calcolano le pressioni nel caso di superficie del terreno orizzontale con Coulomb.

Questo approccio non rispecchia esattamente la soluzione teorica ottenuta col metodo dei cunei. Comunque, si preferisce rispetto ad altri metodi poiché risulta più facile, con una procedura di ricerca iterativa dei cunei, individuare il più critico. Così, quando a partire da una cambiamento della forza totale laterale si devono dedurre le pressioni attive e passive, si può facilmente verificare una discontinuità nelle pressioni laterali. Quindi, ridistribuendo la soluzione, è possibile costruire un involucro di pressioni attive e passive più omogeneo. Nella maggior parte dei casi, tale involucro delle pressioni del terreno è molto vicino alla soluzione critica effettiva calcolata col

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

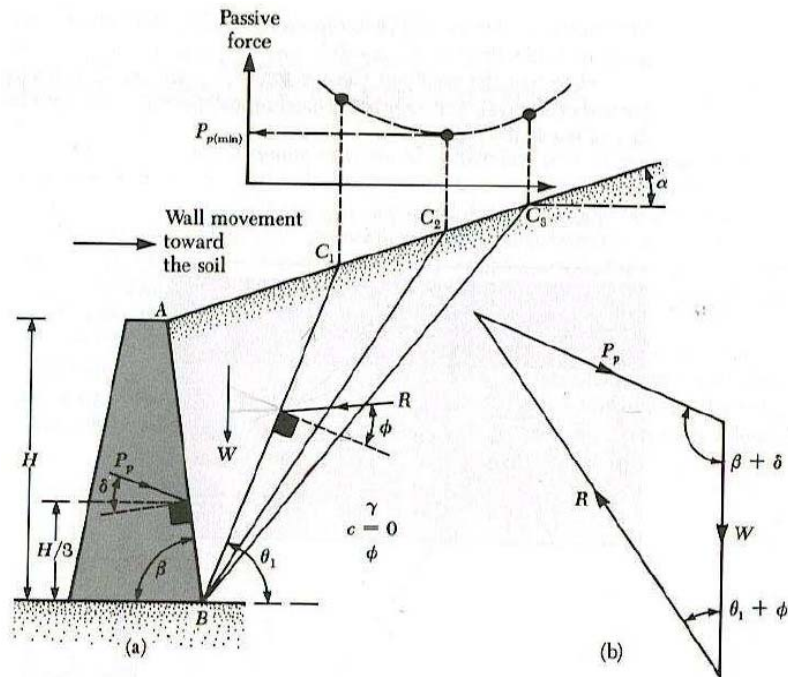
metodo dei cunei. Il metodo dei cunei implementato nel software è illustrato nelle seguenti figure.

Durante l'applicazione del metodo dei cunei non sono considerati i sovraccarichi poiché le pressioni dovute al sovraccarico si derivano separatamente usando la teoria dell'elasticità ormai largamente accettata.



Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo dei cunei

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo dei cunei

10.3 MODELLAZIONE SOVRA-PRESSIONI SISMICHE

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuto al sisma, il software include le pressioni sismiche calcolate con il metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana). Tale metodo risulta applicabile in quanto le deformazioni della struttura permettono l'instaurarsi di un regime di spinta attiva. La spinta di Mononobe - Okabe è definita come segue:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma * (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

ove E_{ws} = spinta statica dell'acqua e E_{wd} = spinta dinamica dell'acqua.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono dati dalle espressioni riportate nel seguente specchietto:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

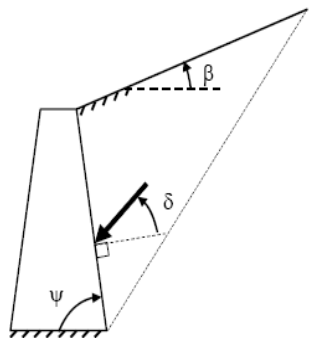
CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA

$\beta \leq \phi - \theta:$

$$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (3-6)$$

$\beta > \phi - \theta:$

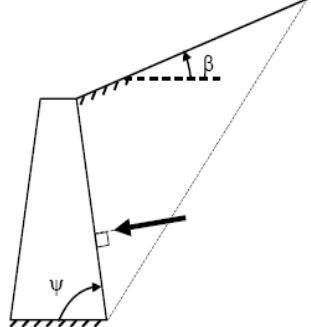
$$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



CONDIZIONI DI SPINTA PASSIVA

$$K_{PE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{EC8 con } (3-7)$$

$\delta = 0^\circ$ ¹⁷



Operando nell'ambito del metodo agli stati limite (secondo Eurocodici e NTC2008) nelle formule precedenti va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo:

$$\tan(\phi_d) = \frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_M}$$

Come valore di H si considera l'altezza di scavo. Come valore di γ^* si possono considerare i seguenti casi:

- terreno asciutto:

$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan\theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

- terreno saturo dinamicamente impervio: $\gamma^* = \gamma'$ (peso sommerso) non si considera la spinta dinamica dell'acqua ($E_{wd} = 0$).

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_{sat}}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

- terreno saturo dinamicamente permeabile: $\gamma^* = \gamma'$ (peso sommerso), in questo caso occorre considerare anche il carico dovuto alla spinta dinamica dell'acqua (H' altezza della freatica dal piede del muro).

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Nelle quali è:

$$k_h = \text{Coefficiente sismico orizzontale} = \frac{a_g}{g} \frac{S}{r}$$

$$k_v = \text{Coefficiente sismico verticale} = \pm \frac{1}{2} k_h \text{ se } \frac{a_{vg}}{g} > 0.6,$$

$$\pm \frac{1}{3} k_h \text{ se } \frac{a_{vg}}{g} \leq 0.6$$

$$\theta = \text{Inclinazione del diaframma rispetto alla verticale}$$

la spinta sismica viene ridistribuita come prescritto da Seed & Whitman (1970) secondo un andamento trapezoidale del quale la risultante viene applicata ad una distanza di 0.6H rispetto al piede del diaframma (o al fondo scavo). Di conseguenza le pressioni in corrispondenza della sommità e del piede del diaframma risultano uguali a:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

$$q_{EQ, TOP} = \frac{1.6 \cdot F_{EQ}}{H}$$

$$q_{EQ, BOTTOM} = \frac{0.4 \cdot F_{EQ}}{H}$$

Il software applica queste pressioni come carichi esterni.

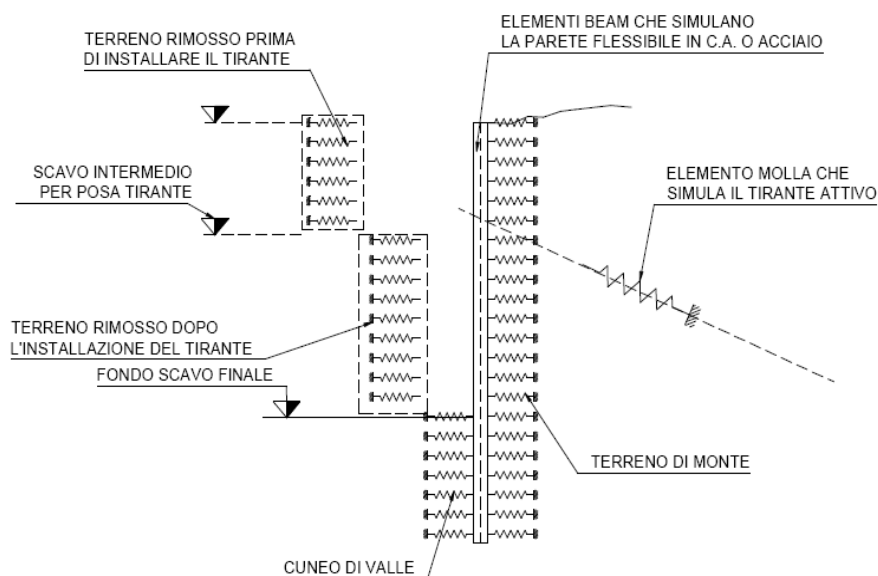
L'inerzia della paratia viene calcolata dal software attraverso la relazione:

$$q_{EQ\text{inerzia}TOP} = q_{EQ\text{inerzia}BOTTOM} = \frac{\text{wall dead load}}{\text{Unit length}} \cdot \alpha_x$$

Che viene applicata come carico esterno.

10.4 ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI DELLE PARATIE

I diaframmi vengono rappresentati come elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie.



Con questo modello di calcolo la realizzazione dello scavo sostenuto da paratie tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi. L'analisi con il modello ad elementi finiti è quindi un'analisi "Statica Incrementale": ogni passo coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una distribuzione di carichi applicati. Poichè il comportamento degli elementi finiti (terreno) è di tipo elastoplastico incrudente (NOVA R., BECCI B. "A method for analysis ad design for flexible retaining structures" – 1987), ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

I parametri che caratterizzano il modello possono essere di stinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

Le due componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene definita una funzione di plasticità dipendente da esse, e la funzione anzidetta determina i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale.

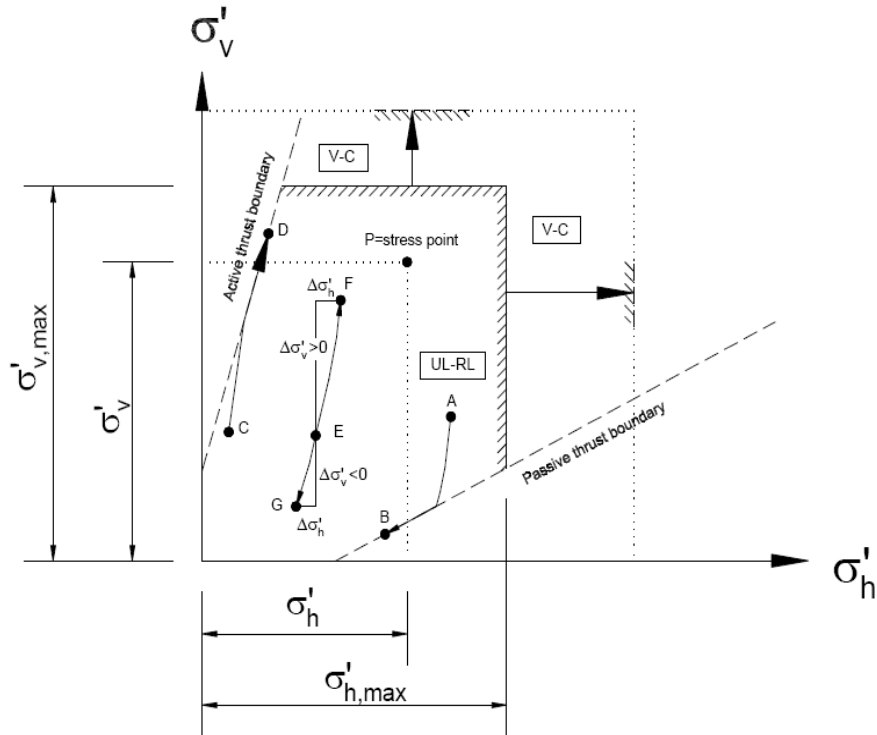
A seconda dello stato in cui l'elemento si trova , esso reagisce con differenti caratteristiche di rigidità.

Sono possibili tre situazioni:

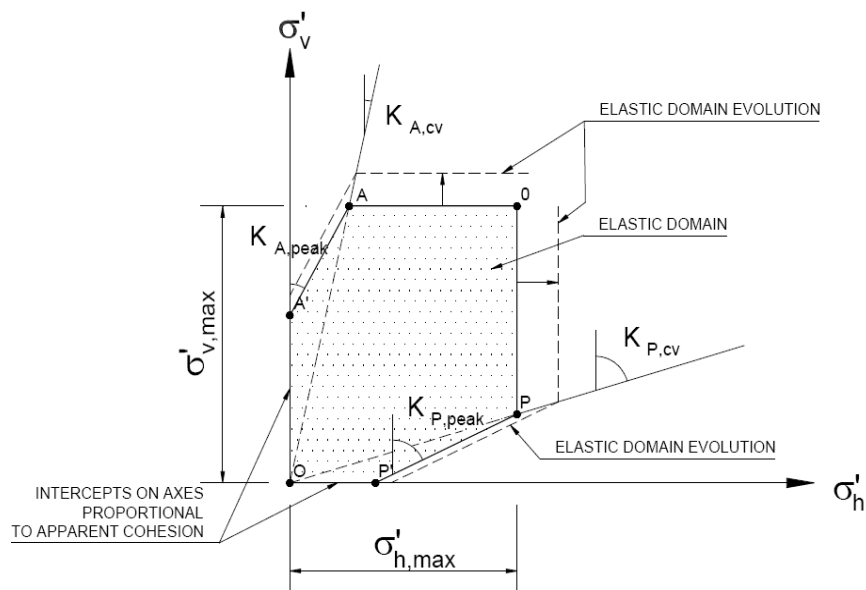
Fase elastica : l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati. Questa fase viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).

Fase incrudente : l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai ancora sperimentati. La fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression)

Collasso : il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva. Il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.



Modello per terreni granulari



Modello per le argille

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Nella tabella seguente è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle paratie

10.5 SISTEMI DI RIFERIMENTO E CONVENZIONI

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

L'analisi delle sezioni trasversali della paratia ai fini della verifica viene eseguita considerando il sistema di riferimento riportato nella figura seguente:

- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
 - immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.
- Le convenzioni utilizzate per le sollecitazioni sugli elementi BEAM della paratia sono le seguenti:

- ELEMENTO TRUSS**
1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
 2. STRESS : SPORZO

- ELEMENTO BEAM (vedi figura 11-1)**
1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
 2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
 3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
 4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
(tutti per unità di profondità)

- ELEMENTO ELPL (MOLLA ELASTOPLASTICA)**
1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
 2. PLASTIC: DEFORMAZIONE PLASTICA

- ELEMENTO WIRE (TIRANTE)**
1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

- ELEMENTO CELAS (MOLLA ELASTICA)**
1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
 2. MOMENT : MOMENTO NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

- ELEMENTO SLAB (SOLETTA FRA DUE PARETI)**
1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
 2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
 3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
 4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
 5. AXIAL : AZIONE ASSIALE
(tutti per unità di profondità)

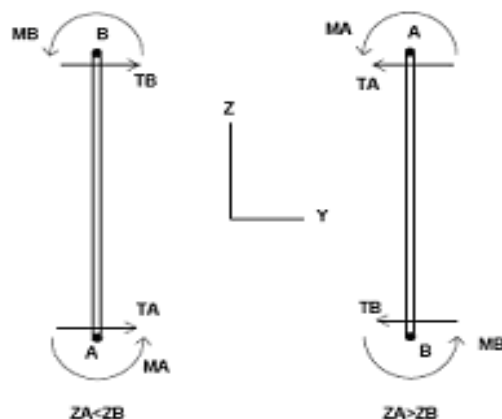


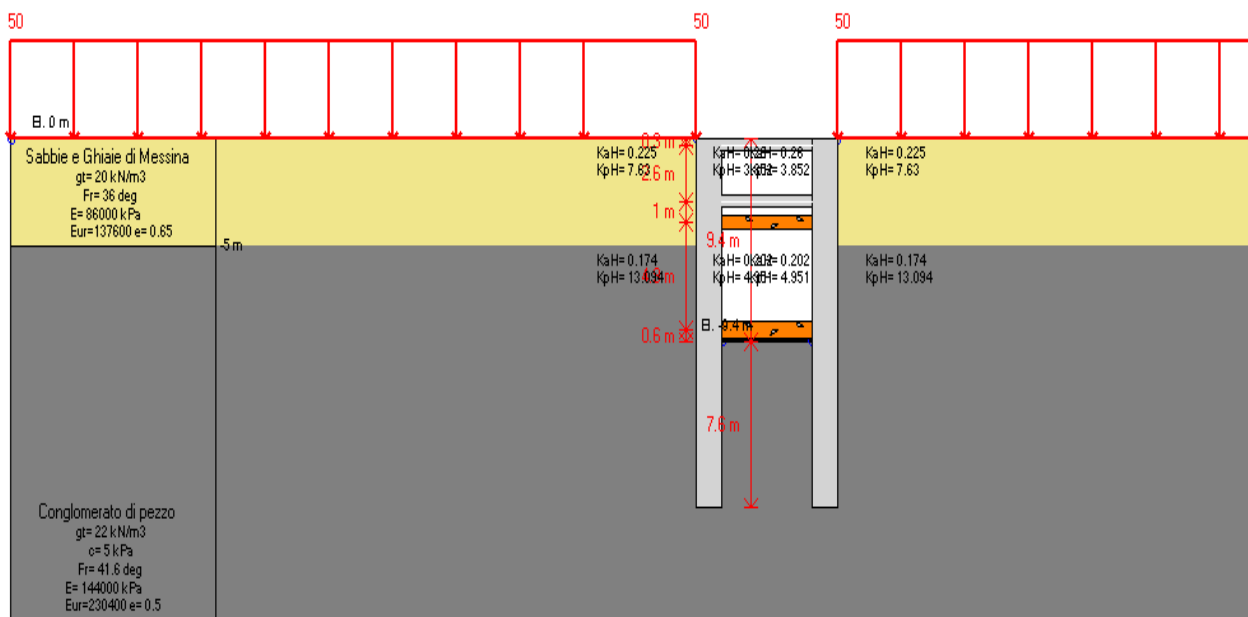
Figura 11-1: convenzioni di segno per l'elemento BEAM

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0

10.6 FASI ESECUTIVE DI CALCOLO

Di seguito si riportano le fasi della modellazione, accompagnate da una sezione tipologica per meglio comprenderne la successione.

Tunnel pedonale



Schema della sezione di calcolo

Si riportano di seguito gli stage (step) di calcolo, la quota di riferimento 0.0 coincide con la testa dei diaframmi del tunnel pedonale:

Stage 0: CONDIZIONE GEOSTATICA

Corrisponde alla fase geostatica iniziale.

Stage 1: SCAVO A QUOTA -1.00 m

Corrisponde alla fase in cui si scava parzialmente in testa ai diaframmi al fine di poter mettere in opera la prima fila di contrasti provvisori.

Stage 2: POSA IN OPERA PRIMA FILA DI CONTRASTI

In tale fase si applica al modello il primo ordine di contrasti provvisori a quota -0.3 m.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Stage 3: SCAVO A QUOTA -3.20 m

Corrisponde alla fase in cui si scava al fine di poter mettere in opera la seconda fila di contrasti provvisori.

Stage 4: POSA IN OPERA SECONDA FILA DI CONTRASTI

In tale fase si applica al modello il secondo ordine di contrasti provvisori a quota -2.90 m.

Stage 5: SCAVO A QUOTA -9.40 m

Corrisponde alla fase in cui si scava al fine di poter mettere in opera il solettone dello scotalare.

Stage 6: POSA IN OPERA SOLETTONE

Stage 7: POSA IN OPERA SOLETTA DI COPERTURA

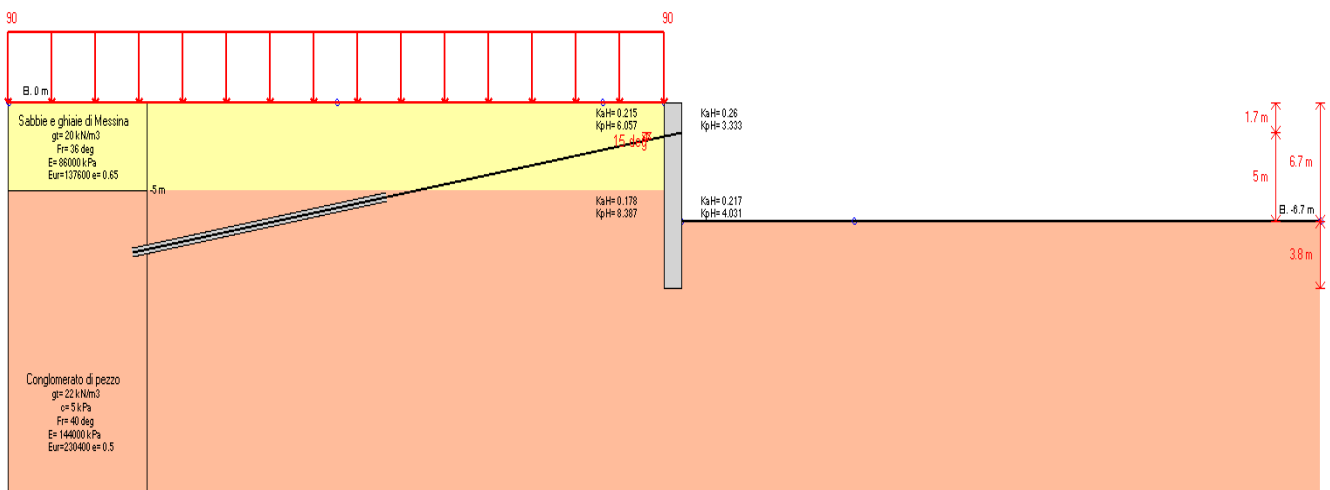
Stage 8: APPLICAZIONE CARICHI PERMANENTI

In questa fase si applica al modello i carichi come definiti al capitolo 9.

Stage 9: SISMA

In questa fase si simula la presenza dell'azione sismica.

Paratia vano scala



Schema della sezione di calcolo

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Si riportano di seguito gli stage (step) di calcolo, la quota di riferimento 0.0 coincide con la testa della paratia:

Stage 0: CONDIZIONE GEOSTATICA

Corrisponde alla fase geostatica iniziale.

Stage 1: SCAVO A QUOTA -2.20 m

Corrisponde alla fase in cui si scava parzialmente in testa ai diaframmi al fine di poter mettere in opera il primo ordine di tiranti

Stage 2: POSA IN OPERA DEI TIRANTI

In tale fase si applica al modello il primo ordine di tiranti a quota -1.70 m.

Stage 3: SCAVO A QUOTA -3.50 m

Stage 4: SCAVO A QUOTA -6.70 m

In tale fase si realizza lo scavo finale.

Stage 5: APPLICAZIONE CARICHI PERMANENTI

In questa fase si applica al modello i carichi come definiti al capitolo 9.

Stage 6: SISMA

In questa fase si simula la presenza dell'azione sismica.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

10.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_V = 0, \Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

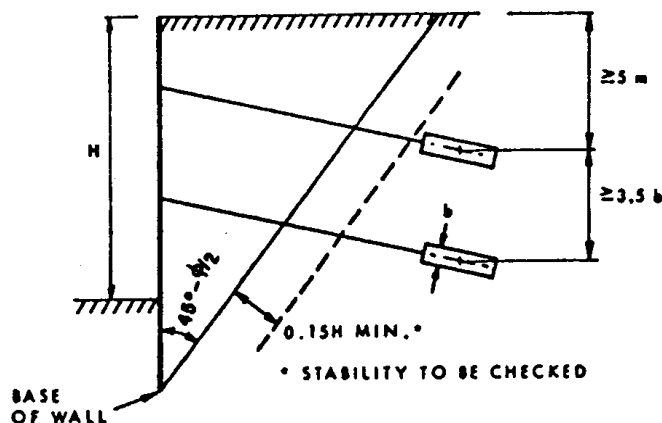
$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

10.8 VERIFICA DEI TIRANTI

I tiranti utilizzati sono del tipo a trefoli stabilizzati con iniezione ripetuta (IRS). Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo proveniente dall'analisi viene confrontato con la resistenza ultima per i trefoli (verifica STR dell'armatura dei tiranti) e con la resistenza ultima della fondazione (verifica GEO allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio).

Le lunghezze libere adottate sono tali che la fondazione dei tiranti si trova oltre il piano inclinato di $(45^\circ - \varphi/2)$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0.20 h$:



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

$$L=h'+d$$

con:

$$h' = \frac{0.2 \cdot h}{\cos(45^\circ - \alpha - 0.5 \cdot \varphi)} \quad d = \frac{(h + t - h_i) \sin(45^\circ - 0.5 \cdot \varphi)}{\sin(45^\circ + \alpha + 0.5 \cdot \varphi)}$$

La verifica STR viene effettuata adottando come Resistenza di calcolo il seguente valore:

$$R_d = 0.86957 \cdot n \cdot A \cdot f_{p(1)k}$$

La verifica GEO viene effettuata adottando come Resistenza di calcolo il seguente valore:

$$R_d = \frac{\alpha \cdot \pi \cdot D_f \cdot q_f \cdot L}{\xi \cdot \gamma}$$

Nelle formule utilizzate risulta: D_f è il diametro nominale del tirante, coincidente con quello di perforazione; α è coefficiente empirico funzione della natura e grado di addensamento/compattezza dei terreni, nonché delle tipologie e tecniche esecutive dei tiranti; valori di riferimento sono riportati nella tabella di seguito riportata:

Valori del coefficiente α

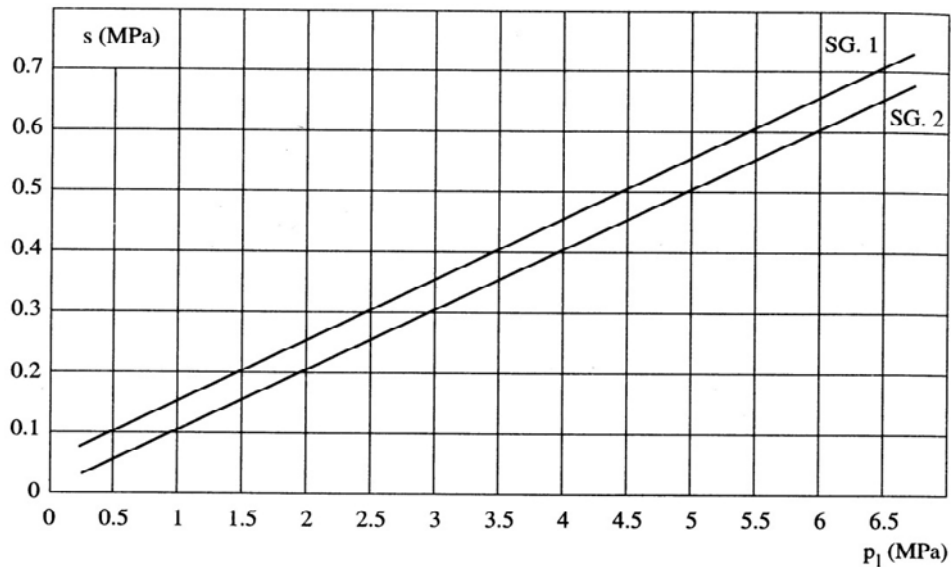
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$q_f = s$ è la tensione limite di attrito laterale fondazione/terreno; tale valore è condizionato dalla natura e grado di addensamento/compattezza dei terreni di fondazione, nonché in misura assai rilevante, dalle modalità esecutive. I valori suggeriti nelle figure fanno riferimento prevalentemente all'esperienza di Bustamante-Doix [1985].

Indicazioni per la scelta del valore di s

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$



20		40		60		80		100		N_{SPT}
sciolto	moderatamente addensato	addensato		molto addensato						

Sabbie e ghiaie

Tunnel pedonale parcheggi

Codice documento

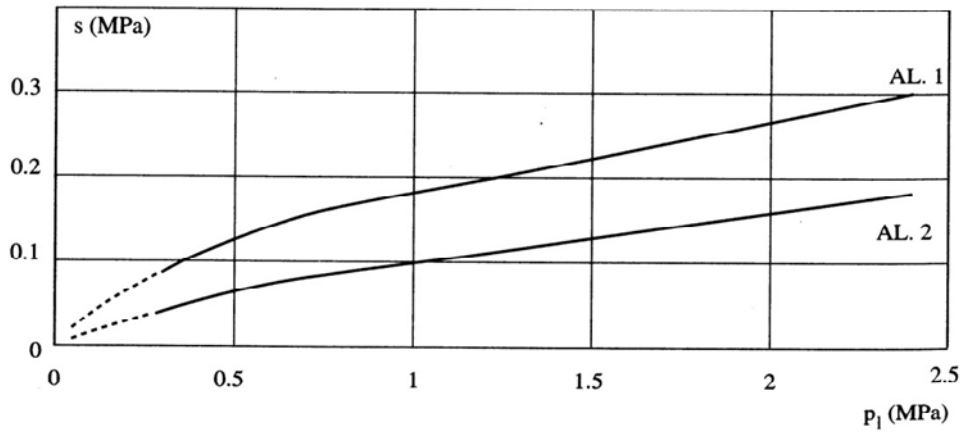
CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0

Rev

F0

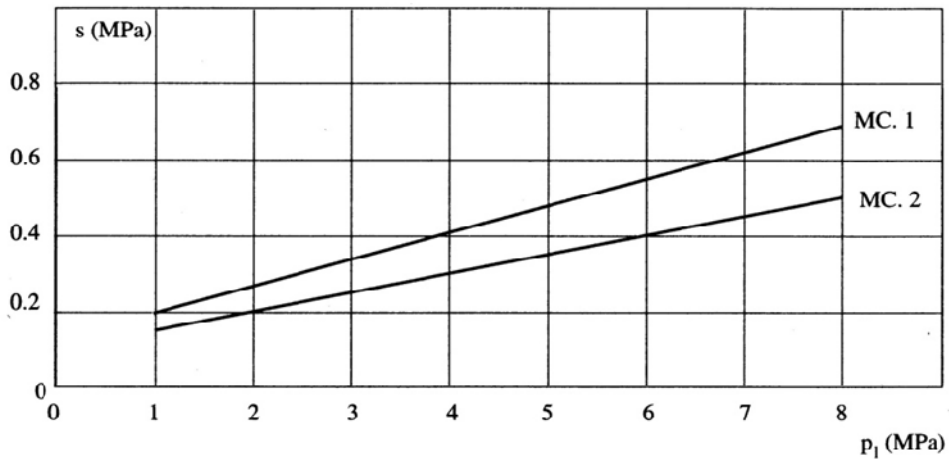
Data

20/06/2011



4	8	15	30	N_{SPT}
molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente	dura

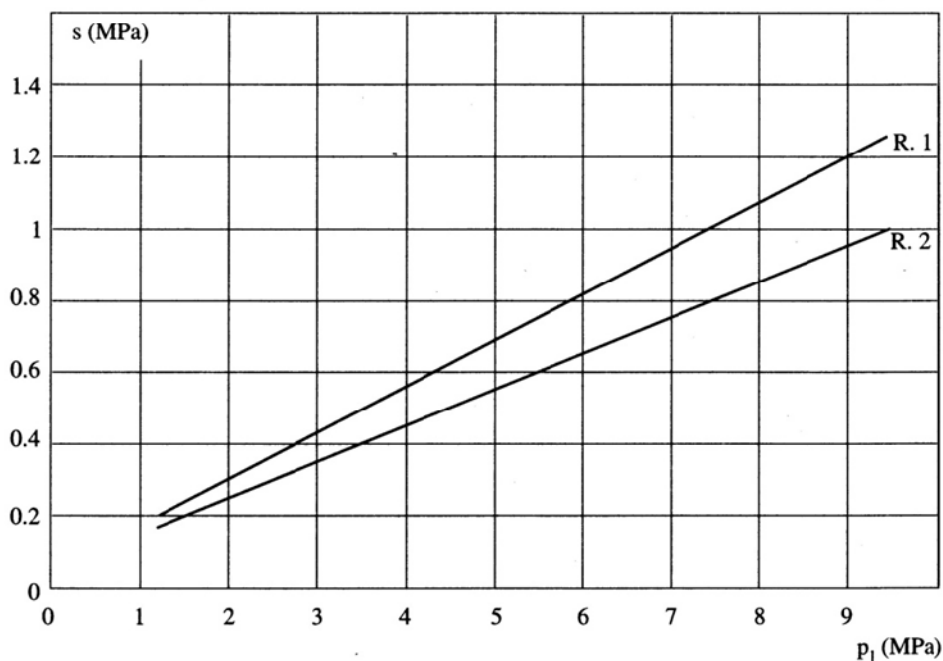
Argille e limi



20	40	60	80	100	N_{SPT}
tenera	alterata	fratturata		integra	

Gessi, marne, marne calcaree

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Rocce alterate e fratturate

10.9 CALCOLO DELLE SPINTE DELLE TERRE SCATOLARE

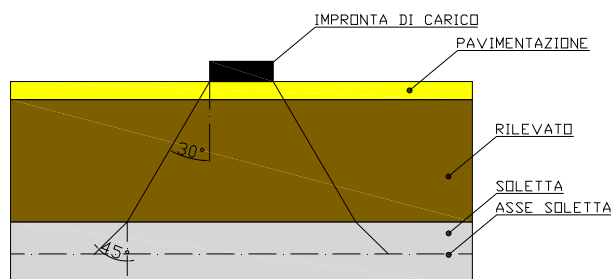
Calcolo del carico sulla calotte: Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi	<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	



Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale. La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete. Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2 \quad \alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

10.10 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Metodo di Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L':

$$i_q = i_c = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B':

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Coefficiente di Sicurezza:	2.30
Forma impronta fondazione:	ETTANGOLARE
Lato B fondazione:	410 cm
Lato L fondazione:	2000 cm
Angolo ϕ attrito terreno:	38.0 (°)
Coesione terreno:	0.000 daN/cm ²
Peso di volume g terreno:	2100 daN/m ³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di HANSEN: $Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_\gamma S_\gamma D_\gamma$
Pressione Ammissibile ($Q_u / \text{Coef. Sic.}$): **9.65 daN/cm²**

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Nc (Coeff. portata) = 0.00
Sc (Coeff. forma) = 0.00
Dc (Coeff. prof.) = 1.00
Nq (Coeff. portata) = 48.93
Sq (Coeff. forma) = 1.16
Dq (Coeff. prof.) = 1.00
Ng (Coeff. portata) = 56.17
Sg (Coeff. forma) = 0.92
Dg (Coeff. prof.) = 1.00
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$Kwink = C (Nc Sc + q Nq Sq + 0,5 g B Ng Sg) \quad [C=0,4]$$

$$Kwink = 8.88 \text{ daN/cm}^3$$

Nei calcoli si è assunto:

Pressione ammissibile: 965 kPa

Costante di sottofondo: 800 kPa/m

11 RISULTATI DI CALCOLO

11.1 TUNNEL PEDONALE E PARATIA VANO SCALA

Calcolo delle sollecitazioni e verifica delle sezioni

Le analisi svolte, effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici e le NTC2008, sono le seguenti:

Condizioni statiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU)
- Stato Limite di Esercizio (SLE)

Condizioni sismiche:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Nelle analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

comb.1: A1-M1-R1 (SLU-STR)

comb.2: A2-M2-R1 (SLU-GEO)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
		Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali di seguito riportati (i coefficienti parziali applicati alle resistenze sono stati sempre presi pari all'unità [R1]):

Azioni	SLE		SLU DA1.1 (A1)		SLU DA1.2 (A2)		SLD (A1)		SLV (A1)	
	Carico permanente (G)	γ_g	1	γ_g	1.3	γ_g	1	γ_g	1	γ_g
Carico Variabile (Q)	γ_q	1	γ_q	1.5	γ_q	1.3	γ_q	1	γ_q	1
							Ψ_{21}	0.6	Ψ_{21}	0.6

Parametri Geotecnici (Materiali)	Coeff. parz. γ_M	SLE		SLU DA1.1 (M1)		SLU DA1.2 (M2)		SLD (M1)		SLV (M2)	
		Resistenza a taglio (sulla tg ϕ')	$\gamma_{\phi'}$	1	1	1	1.25	1	1.25	1	1.25
Coesione efficace	γ_c	1	1	1	1.25	1	1.25	1	1.25	1.25	
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	

Nelle analisi in condizioni sismiche (SLV) la combinazione di carico considerata è quella nella quale vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno (M2) e lasciati inalterati i carichi (A1).

I risultati delle analisi numeriche svolte sono riportate negli allegati sotto forma di tabulati. Per le tipologie di calcolo analizzate sono forniti, sottoforma di grafici e tabelle riassuntive, i risultati delle elaborazioni svolte per le condizioni precedentemente descritte. Tutti i valori riportati sono relativi ad un metro lineare di paratia (unità di misura kN e metro).

Verifica a pressoflessione

Per le sezioni di calcolo considerate, la verifica a pressoflessione è stata effettuata valutandone il dominio di rottura e verificando che le sollecitazioni (N_{Sdu} , M_{Sdu}) dovute alle varie combinazioni di carico siano tutte interne ad esso. Il coefficiente di sicurezza FS calcolato rappresenta un fattore d'amplificazione che, se applicato allo stato di sollecitazione attuale, porta a rottura la sezione in oggetto. La condizione di rottura cui ci si riferisce (N_{Rdu} , M_{Rdu}) è quindi legata allo stato di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sollecitazione attuale (N_{Sdu} , M_{Sdu}) dalle seguenti relazioni:

$$N_{Rdu} = FS \cdot N_{Sdu} \quad M_{Rdu} = FS \cdot M_{Sdu}$$

Il fattore di sicurezza TSF riportato nelle seguenti tabelle riepilogative è fornito dalla seguente relazione:

$$TSF = 1/FS = 1 / \frac{\sqrt{N_{Rdu}^2 + M_{Rdu}^2}}{\sqrt{N_{Sdu}^2 + M_{Sdu}^2}}$$

Nelle seguenti tabelle, il momento assume segno negativo se tende le fibre lato terreno e positivo se tende le fibre lato scavo.

TUNNEL PEDONALE – TRATTO 1

	A_s lato scavo	A_s lato terreno	M_{Rdu} (kNm/m)	M_{Sdu} (kNm/m)	TSF
Cond. Statica SLU	16 ϕ 24	16 ϕ 24	1234.40	449.97	0.365
Cond. Sismica SLV	16 ϕ 24	16 ϕ 24	1234.40	397.61	0.322

TUNNEL PEDONALE – TRATTO 2

	A_s lato scavo	A_s lato terreno	M_{Rdu} (kNm/m)	M_{Sdu} (kNm/m)	TSF
Cond. Statica SLU	16 ϕ 24	16 ϕ 24	1234.40	435.14	0.353
Cond. Sismica SLV	16 ϕ 24	16 ϕ 24	1234.40	377.19	0.306

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PARATIA VANO SCALA

	A_s lato scavo	A_s lato terreno	M_{Rdu} (kNm/m)	M_{Sdu} (kNm/m)	TSF
Cond. Statica SLU	15 ϕ 24	15 ϕ 24	734.50	391.21	0.509
Cond. Sismica SLV	15 ϕ 24	15 ϕ 24	734.50	419.81	0.546

Apposita armatura a taglio va posizionata dove la sollecitazione a taglio comporta la formazione di fessure oblique nel conglomerato, ovvero dove supera il valore $V_{Rduc'}$, fornito dalla seguente formula:

$$V_{Rduc'} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot r(1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

dove

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo;

$r = (1.6 - d)$ con d espressa in metri e comunque $d \leq 0.60$ m;

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ essendo A_{sl} l'armatura longitudinale a trazione e comunque $\rho_l \leq 0.2$;

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio;

d = altezza utile della sezione;

$\delta = 1 + M_0 / M_{Sdu}$ essendo M_0 il momento di decompressione (= $N_{Sdu} \cdot H/6$).

L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta \quad \text{e comunque} \quad V_{cd} \leq 0.5 \cdot V_{Sdu}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9 \cdot d}{s}$$

La sollecitazione a taglio non deve comunque superare un valore $V_{Rduc''}$ oltre il quale il calcestruzzo va in crisi per compressione:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$V_{Sdu} \leq V_{Rduc} \quad \text{con} \quad V_{Rduc} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Nella tabella seguente sono descritte le verifiche dell'armatura a taglio effettuate sulle sezioni più sollecitate. Il valore della sollecitazione a taglio indicato è ottenuto dalla condizione di carico che è risultata più critica per la sezione considerata.

TIPO	STAFFE			V_{Sdu} [kN/m]	V_{Rdu} [kN/m]
	Diametro [mm]	Passo [cm]	n° bracci		
TUNNEL TRATTO 1	16	12.5	4	251.73	698.40
TUNNEL TRATTO 2	16	12.5	4	218.97	698.40
DIAFR. Sp80	14	12.5	4	275.80	345.30

Verifiche tensionali e de formative in esercizio

Agli SLE verranno determinati i tassi di sfruttamento sia per quanto riguarda il calcestruzzo che per quanto riguarda l'acciaio. Calcolati, infatti le tensioni massime agenti e le tensioni limite imposte dalla normativa per una combinazione caratteristica (rara) si deve ottenere:

$$T.S.C. = \frac{\sigma_c}{0.6 \cdot f_{ck}} \leq 1 \quad T.S.A. = \frac{\sigma_s}{0.8 \cdot f_{yk}} \leq 1$$

Le tabelle seguenti riassumono, per ogni tipologia di calcolo, gli spostamenti massimi della paratia, il cedimento stimato del piano di campagna e i tassi di sfruttamento lato calcestruzzo e lato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

acciaio.

TIPO	Spostamento [cm]	Cedimento [cm]	T.S.C.	T.S.A.
TUNNEL TRATTO 1	0.12	0.16	0.214	0.311
TUNNEL TRATTO 2	0.13	0.19	0.207	0.300
DIAFR. Sp80	0.40	0.14	0.370	0.414

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione ha mostrato che ovunque il calcestruzzo si fessuri, la larghezza caratteristica delle fessure è sempre inferiore al valore limite da normativa, come illustrato nella tabella che segue.

TIPO	w_k (mm)	w_d (mm)
TUNNEL TRATTO 1	0.155	0.3
TUNNEL TRATTO 2	0.150	0.3
DIAFR. Sp80	0.213	0.3

La verifica a fessurazione è quindi ovunque superata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		Codice documento CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	Rev F0	Data 20/06/2011

Verifica dei tiranti

PARATIA IN DIAFRAMMI Sp 80 cm

Ordine	N° trf.	T _{iniz} (kN)	T _{ult.} (kN)	α _{vert} (°)	Passo (m)	L _{libera} (m)	L _{ancor} (m)	L _{totale} (m)
1	6	400	543	15	1.33	14.00	12.00	26.00

ORDINE N°1

Area del singolo trefolo	A	=	139	[mm ²]
Tensione limite di snervamento	f _{(1)k}	=	1670	[Mpa]
Tensione limite di rottura	f _{tk}	=	1860	[Mpa]
Numero di trefoli presenti nel tirante	n _t	=	6	
Max azione di progetto SLU	N _d	=	543	[kN]
Lunghezza di ancoraggio	L	=	12.00	[m]
Diametro della fondazione	D _f	=	0.2	[m]
Tensione limite di attrito laterale	q _f	=	200	[kPa]
Coefficiente di Bustamante - Doix	α	=	1.2	
Coefficiente di sicurezza per ancoraggi	γ	=	1.2	
Fattore di correlazione	ζ	=	1.8	

Carico di snervamento $N_{ys} = 1393$ [kN] $N_{ys} = n_t A f_{(1)k}$

Carico di rottura $N_{ts} = 1551$ [kN] $N_{ts} = n_t A f_{tk}$

Strutturale - Resistenza dei trefoli -

Carico resistente STR $R_{ds} = 1211$ [kN] $R_{ds} = 0.86957 n_t A f_{(1)k}$ **Verificato**

Tasso di lavoro del tirante STR $\delta = 45\%$

Geotecnica - Resistenza allo sfilamento -

Carico resistente GEO $R_d = 838$ [kN] $R_d = \alpha \pi D_f q_f L / \gamma \zeta$ **Verificato**

Tasso di lavoro del tirante GEO $\delta = 65\%$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.2 SCATOLARE INTERNO

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Parcheggi)

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_r = 4.10$	$V_{ni} = 50.00$	$V_{nr} = 50.00$
-------	---------	--------------	--------------	------------------	------------------

Condizione di carico n° 8 (Folla)

Distr	Fondaz.	$X_i = 0.30$	$X_r = 3.80$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nr} = 5.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tr} = 0.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.70$ $\Psi_1 = 0.50$ $\Psi_2 = 0.20$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Parcheggi	1.50	1.00	1.50
Folla	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00
Folla	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 7 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00
Folla	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 8 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Parcheggi	1.00	1.00	1.00
Folla	1.00	1.00	1.00

Tunnel pedonale parcheggi

Codice documento

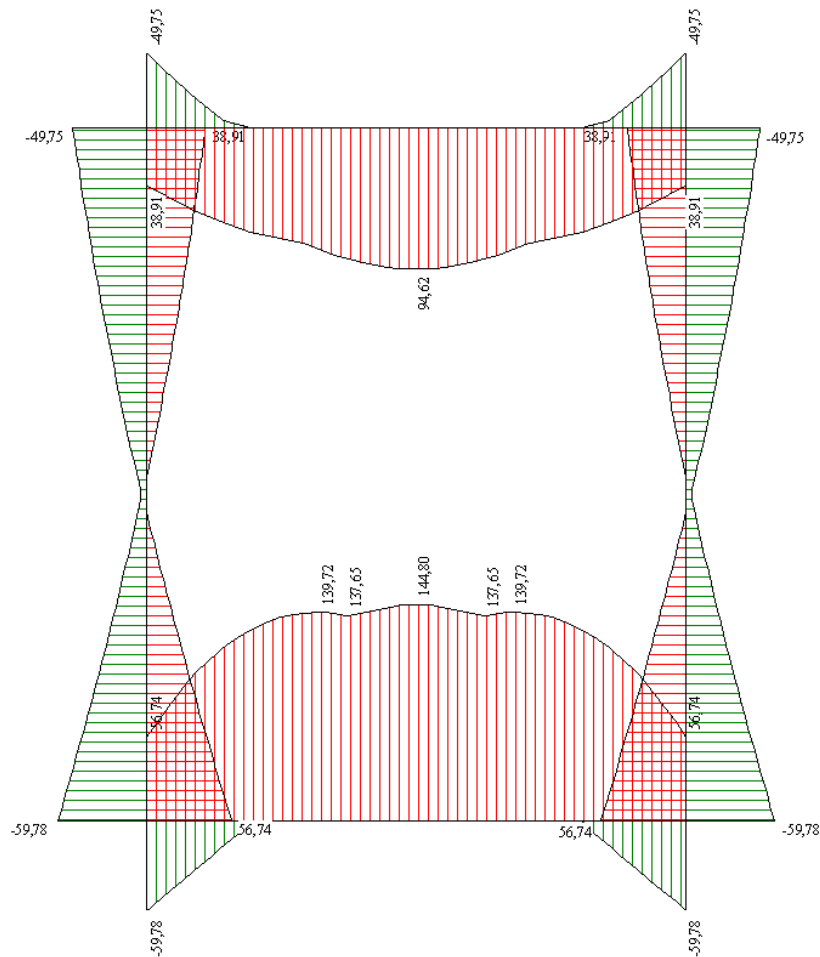
CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0

Rev

F0

Data

20/06/2011

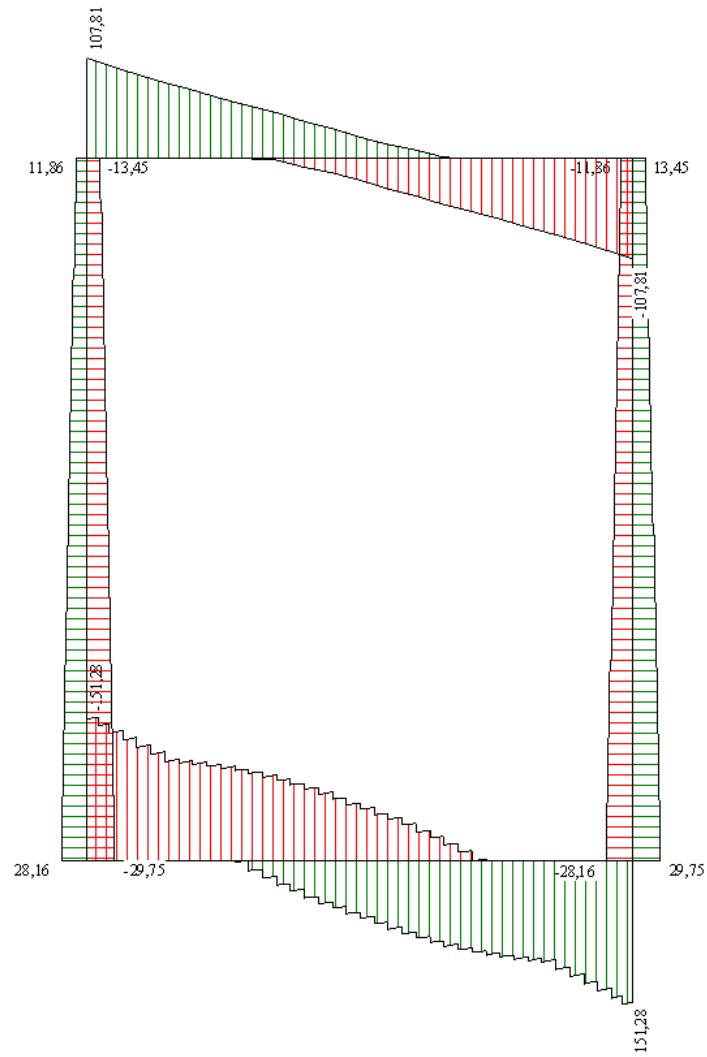


Involuppo momenti flettenti SLU [kNm]

Tunnel pedonale parcheggi

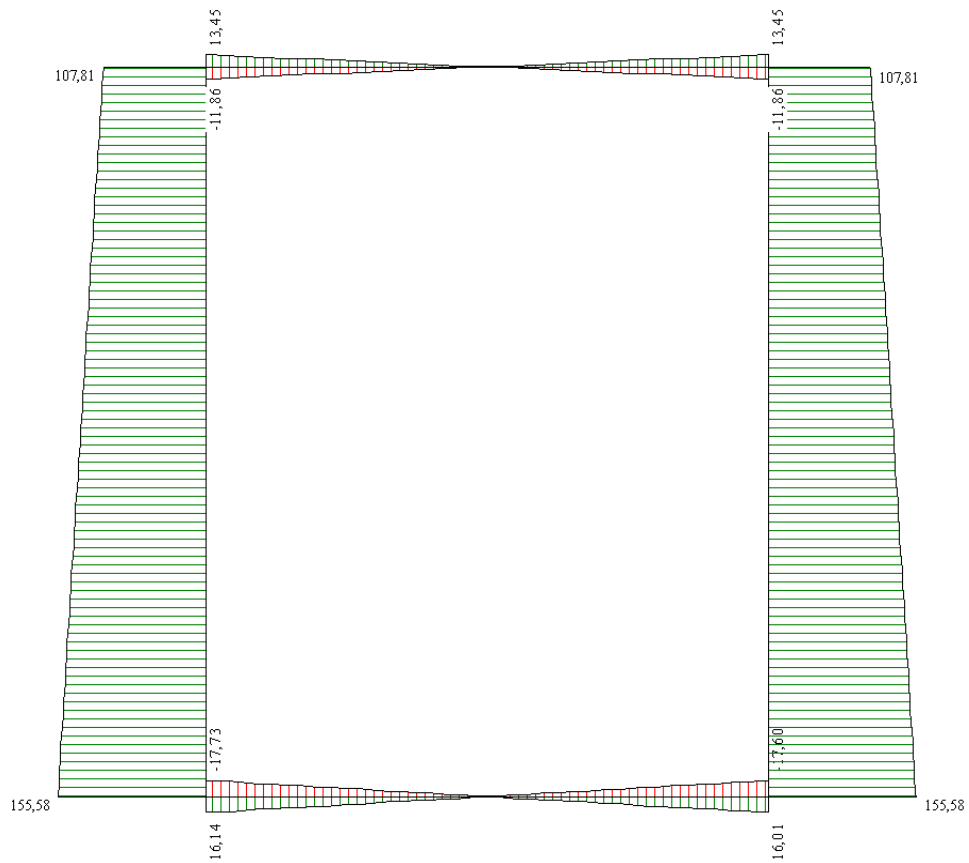
Codice documento
CG0700PRXDCCD1CPR0000004F0

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



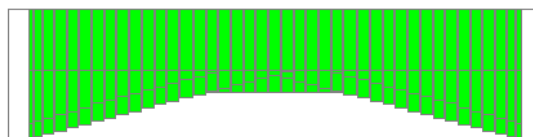
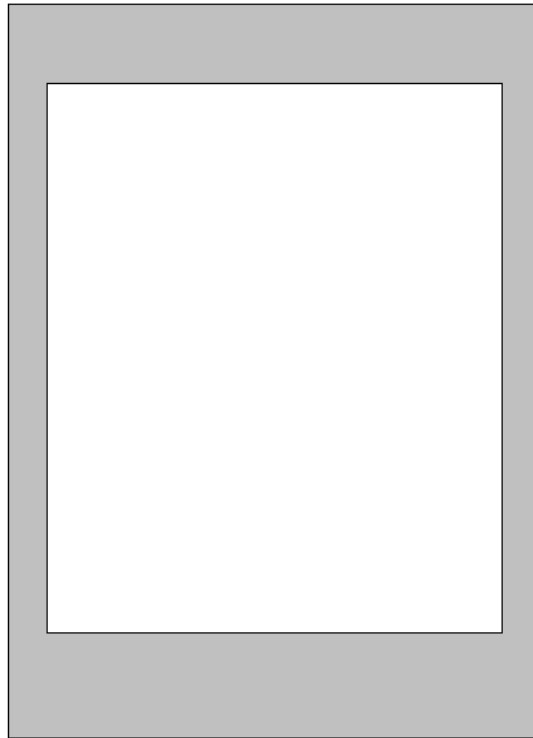
Inviluppo taglio SLU [kN]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Inviluppo sforzo normale SLU [kN]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Tunnel pedonale parcheggi		<i>Codice documento</i> CG0700PRXDCCD1CPR00000004F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



176 [kPa]

Inviluppo pressioni SLU