

S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA 12/09

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO - NORD EUROPA

ITINERARIO AGRIGENTO - CALTANISSETTA - A19

S.S. N° 640 "DI PORTO EMPEDOCLE"

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001

Dal km 44+000 allo svincolo con l'A19

VARIANTE TECNICA N°4

ai sensi dell'art. 176, comma 5, secondo periodo lettera "a" e lettera "b", del D.Lgs. N. 163/2006 e Art. 11 del CSA-NG

CONTRAENTE GENERALE



DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. CARLO DAMIANI

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA PA.01

Empedocle 2 s.c.p.a.

Codice Unico Progetto (CUP) : F91B09000070001

6757- 83

Codice Elaborato:

PA12_09 - V 0 0 0 G E 2 0 4 U P 0 5 6 C L 0 0 4 B

Scala:

F						
E						
D						
C						
B	Aprile 2021	AGGIORNAMENTO CARTIGLIO	G. QUARANTA	S. QUARANTA	A. ANTONELLI	A. FINAMORE
A	Dicembre 2018	EMISSIONE	G. QUARANTA	A. ANTONELLI	A. ANTONELLI	P. PAGLINI
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	AUTORIZZATO

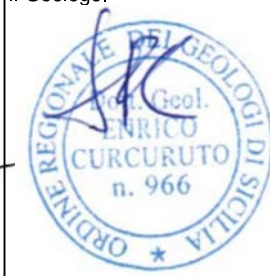
Il Progettista:



Il Consulente Progettista:



Il Geologo:



Il Coordinatore per la sicurezza:



Il Direttore dei Lavori:



Responsabile del procedimento: Ing. LUIGI MUPO

Sommario

1	GENERALITÀ	1
1.1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
4	STRATIGRAFIE TERRENI	5
4.1	PA.01 (PC SX SEZ. 56-69)	7
5	VERIFICHE EFFETTUATE	10
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
6.1	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	11
6.2	CALCESTRUZZI	12
6.2.1	<i>Magrone di Fondazione</i>	13
6.2.2	<i>Strutture in elevazione e in fondazione</i>	13
6.3	ACCIAIO	14
6.3.1	<i>Acciaio d'armatura</i>	14
7	ANALISI DEI CARICHI	16
7.1	CARICO ACCIDENTALE (Q1)	16
7.1.1	<i>PARAMENTO H=3.00 ml</i>	17
8	COMBINAZIONI DI CARICO	19
9	PARAMETRI DI VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	21
10	STRUMENTI DI CALCOLO	22
10.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	22
10.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	22
10.2.1	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	22
10.2.2	<i>Modalità di presentazione dei risultati</i>	23
10.2.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione</i>	23
10.2.4	<i>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</i>	23
11	TABULATI DI CALCOLO	24
11.1	IMPOSTAZIONI E LE METODOLOGIE DI CALCOLO	24
11.2	VERIFICA PARATIA PA01	35
12	VERIFICA STABILITA' DEL PENDIO	39
12.1.1	<i>Premessa</i>	39
12.1.2	<i>Tabulati</i>	39

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

[1] Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[2] Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

[3] D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

[4] D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[5] D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[6] D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.

[7] D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

[8] Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.

[9] Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

[10] Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

[11] D.M. 17 Gennaio 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

[12] Circolare N.7 del 21/01/2019

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M 17 gennaio 2018.

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo strutturale descrive le opere di contenimento previste nel progetto di consolidamento del rilevato stradale, ed in dettaglio delle opere previste tra la sezione 56 e la sezione 69 (tra la progressiva 0+551,30 lato sinistro p.c. la progressiva 0+679,00 lato sinistro p.c.), attraverso la realizzazione di una **paratia di pali di diametro 540mm ed interasse 700mm** denominata **PA01**.

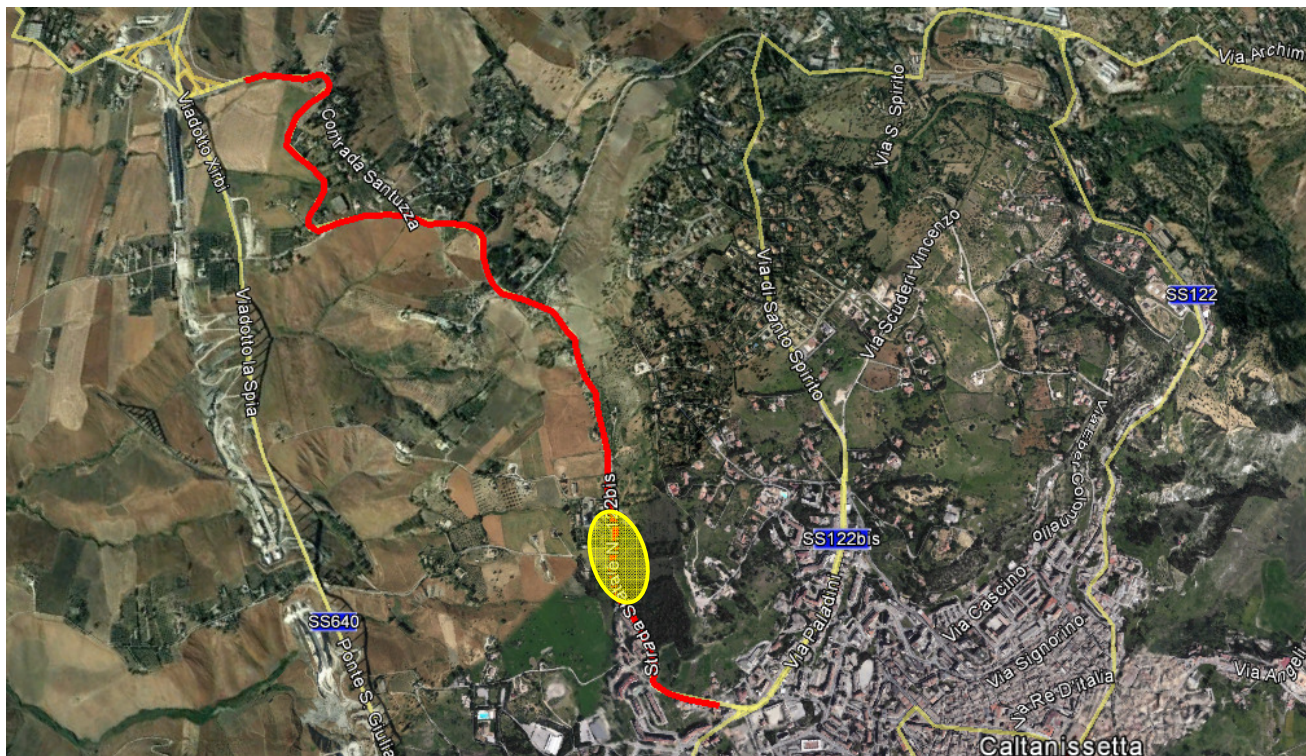
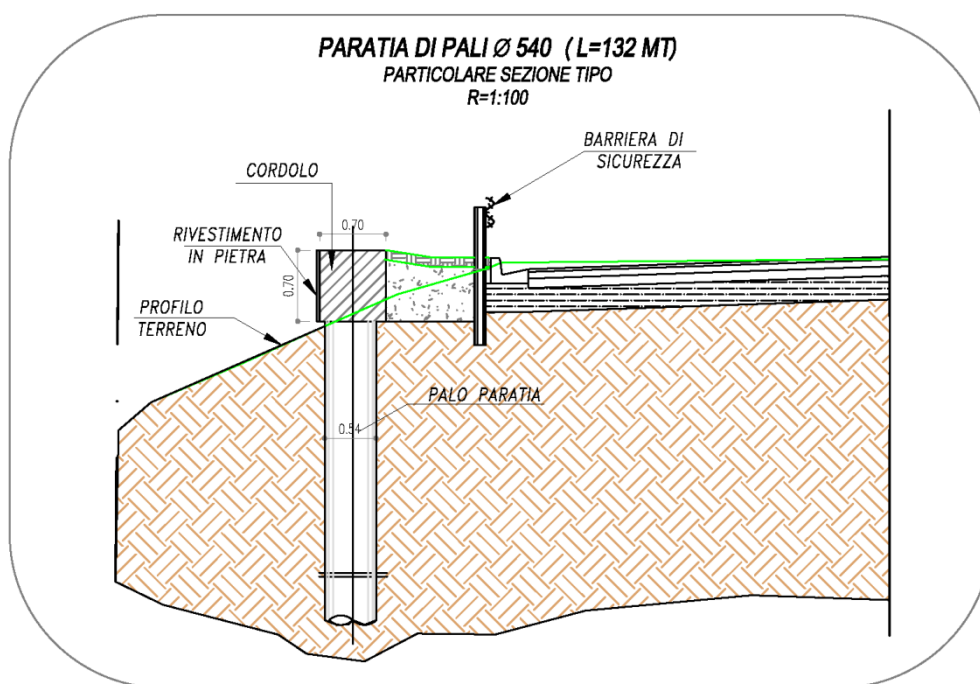


Figura 2- Ubicazione intervento



PARATIA DI PALI Ø 540
PARTICOLARE SEZIONE TIPO

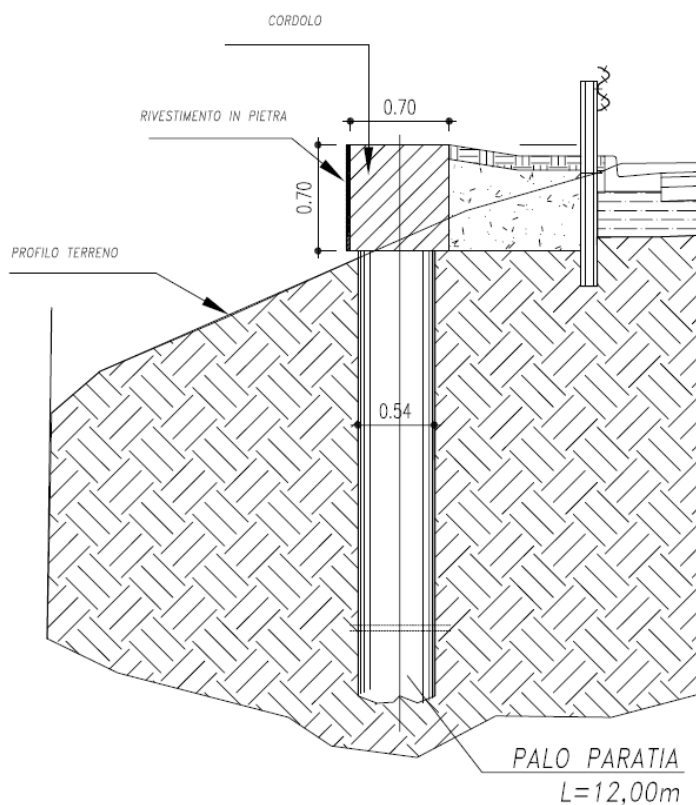


Figura 3 - Particolare Sezione

L'opera in oggetto, come detto in precedenza, si svilupperà tra la sezione n°56 dell'asse principale (progressiva 551,30 lato sinistro p.c.) e la sezione 69 circa (progressiva 679,00 lato sinistro p.c.), per uno sviluppo di circa 132,00m

Nel presente progetto è prevista la realizzazione di una paratia di pali ø540 protezione del rilevato stradale, previa realizzazione di una pista di cantiere per consentire l'accesso ai mezzi (trivella, betoniere, camion). La paratia è stata denominata **PA01**.

La paratia sarà realizzata con pali trivellati di diametro ø540 posti ad interasse di 700mm per una profondità di 12,00m, il cordolo di collegamento avrà dimensioni 70x70cm.

4 STRATIGRAFIE TERRENI

Per definire l'intervento, si è proceduto ad una accurata campagna di indagini al fine di determinare le caratteristiche meccaniche e la stratigrafia del terreno che interessa la sede stradale esistente, nel tratto presso via Borremans (SS112 bis) a Caltanissetta. Le indagini sono state effettuate dalla ditta **GEO GAV srl**.

In particolare sono state effettuate:

- una prova **MASW**, che ha confermato la tipologia di suolo **C**;
- n. 10 sondaggi verticali (S1, S2, S3, S4, S5, S5A, S6, S6.1, S7, S8,) con estrazione di campioni indisturbati;
- la realizzazione di due Inclinatori (S01, e S5A);

In dettaglio, sono stati realizzati i seguenti sondaggi:

Sondaggio	Prof.	Diam.	Metodo	Campioni Prelevati		Prove in foro	Strumentazione Installata	Sistema Coordinate WGS84		Note
				Rim.	Ind.			N	E	
N	m	mm								
S1	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	Inclinometro	37°30'10.19"	14°03'20.76"	
S2	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'22.93"	14°03'34.52"	
S3	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'39.79"	14°03'35.89"	
S4	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S5	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S5A	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	Inclinometro	37°30'55.25"	14°03'25.06"	
S6	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'58.91"	14° 3' 25.42"	
S6.1	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S7	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°31'07.72"	14°03'32.21"	
S8	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°31'14.53"	14°03'32.59"	

Le indagini in sito e le prove di laboratorio effettuate hanno consentito di caratterizzare ai fini geotecnici l'area in esame.

Nelle verifiche strutturali, per la valutazione dei parametri geotecnici per l'opera in oggetto, si è fatto riferimento al Sondaggio

S1.

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA



4 - Planimetria ubicazioni indagini

La stratigrafia dall'alto verso il basso, desunta dalla relazione gologica redatta dal Dott. E. Curcuruto.

4.1 PA.01 (pc sx Sez. 56-69)

Nelle verifiche strutturali, per la valutazione dei parametri geotecnici, si è fatto riferimento al Sondaggio **S1**.

MODELLO GEOTECNICO		
Strato n°	Litotipo	Parametri Geotecnici
1	<u>Limi con Argilla sabbiosi colore giallastro bruno</u>	$\gamma = 19.93 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 282.0 \text{ kPa}$
		$c' = 31.4 \text{ kPa}$
		$\phi' = 19.7^\circ$
		$c_r' = 0.00 \text{ kPa}$
		$\phi_r' = 17.0^\circ$
2	<u>Limi con argilla sabbiosi</u>	$\gamma = 19.64 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 304.0 \text{ kPa}$
		$c' = 42.9 \text{ kPa}$
		$\phi' = 24.0^\circ$
3	<u>Argille limose grigio azzurre</u>	$\gamma = 19.93 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 245.0 \text{ kPa}$
		$c' = 14.7 \text{ kPa}$
		$\phi' = 23.8^\circ$

Individuate le stratigrafie di progetto ed i parametri meccanici dei vari strati si sono analizzate le problematiche presenti nel sito, le criticità correnti, i dissesti manifestatisi che interferiscono con la realizzazione e la funzionalità delle opere previste nel progetto.

In questa parte il territorio studiato è interessato da fenomeni di degradazione non evidenti come le frane, ma tanto incisivi quanto durevoli. Sono fenomeni legati a diversi fattori, quali la elevata pendenza dei versanti e la erodibilità dei litotipi; i movimenti franosi vengono innescati da piccoli fenomeni di scoscendimento che talvolta evolvono, a causa delle forti pendenze, a veri e propri fenomeni di colamento, o di movimenti franosi repentini che coinvolgono, generalmente, la coltre detritica superficiale e l'orizzonte di alterazione del substrato.

In particolare l'esame delle prime risultanze del **piano di monitoraggio** sull'inclinometro S1 con l'esame delle morfologie dei dintorni ha permesso, al geologo incaricato, di poter identificare un incipiente fenomeno di scivolamento del fronte ed individuare due superfici di scivolamento. Così come rappresentato nella figura seguente.

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

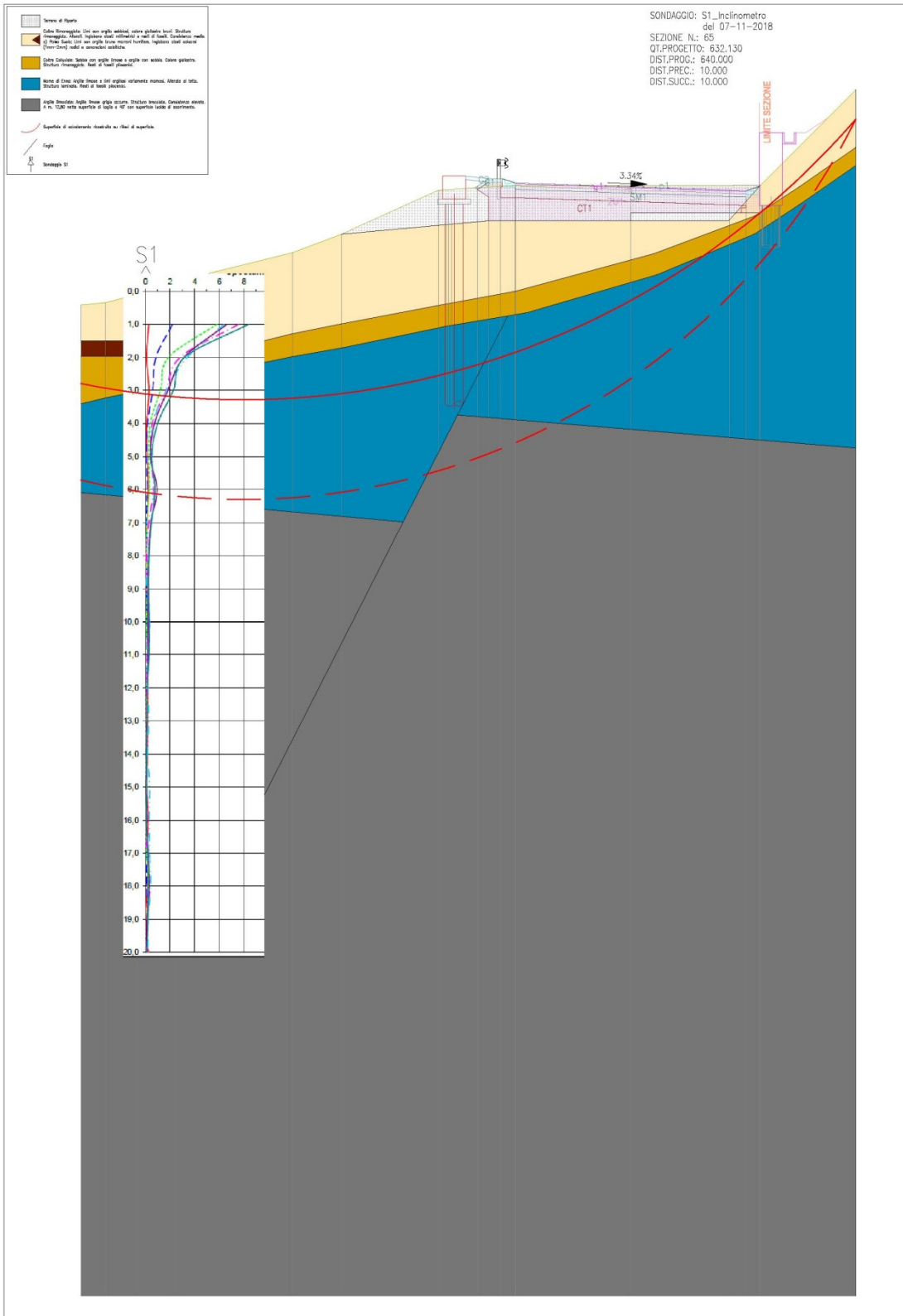


Figura 5 - Sezione Geologica

Al fine di definire i parametri geotecnici nelle condizioni descritte lo strato N° 1 di **Limi con Argilla sabbiosi** è stato considerato nelle condizioni residue, e a vantaggio di sicurezza, si sono assunti i corrispondenti parametri geotecnici del sodaggio S5a ($c_r' = 0.00$ kPa; $\phi_r' = 17.0^\circ$).

Strato n°	MODELLO GEOTECNICO		
		Litotipo	Parametri Geotecnici
1		<u>Limi con Argilla sabbiosi colore giallastro bruno</u>	$\gamma = 19.93 \text{ kN/mc}$
			$C_u = 241.0 \text{ kPa}$
			$c' = 31.4 \text{ kPa}$
			$\phi' = 19.7^\circ$
			$c_r' = 0.00 \text{ kPa}$
			$\phi_r' = 17.0^\circ$
2		<u>Limi con argilla sabbiosi</u>	$\gamma = 19.64 \text{ kN/mc}$
			$C_u = 304.0 \text{ kPa}$
			$c' = 42.9 \text{ kPa}$
			$\phi' = 24.0^\circ$
3		<u>Argille limose grigio azzurre</u>	$\gamma = 19.93 \text{ kN/mc}$
			$C_u = 245.0 \text{ kPa}$
			$c' = 14.7 \text{ kPa}$
			$\phi' = 23.8^\circ$

Tenendo conto che i tratti indagati sembrano essere interessati da movimenti negli strati più superficiali lo **strato N°1 di Limi con Argilla sabbiosi** è stato considerato nelle condizioni residue, e a vantaggio di sicurezza, **si sono assunti i corrispondenti parametri geotecnici del sodaggio S5a ($c_r' = 0.00 \text{ kPa}$; $\phi_r' = 17.0^\circ$)**

In seguito alla **prova geofisica diretta** di tipo **MASW** è stato possibile, in corrispondenza del punto di indagine, determinare la velocità di propagazione media delle onde Vs entro i primi 30 metri di terreno attraversato (Vs30).

Secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.II – (Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato) del D.M. 17/01/2018, che prevede l'utilizzo della velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m per la classificazione dei suoli, l'area oggetto di studio si colloca **in Categoria C**, *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

5 VERIFICHE EFFETTUATE

Tenendo conto della stratigrafia emersa dalle indagini e dalle considerazioni sui parametri geotecnici è stata effettuata la verifica della sezione del paramento più alto che a vantaggio di sicurezza è stata considerata di 3,00m.

In allegato si riportano le impostazioni di progetto ed i tabulati di calcolo della **paratia PA01**.

Per le paratie si sono considerate i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1 ($E_d \leq R_d$)] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2(A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

In accordo con la tabella 1 della UNI 11104-2004, le strutture in progetto ricadono nelle seguenti classi di esposizione:

- pali di fondazione e paratia di pali completamente interrata: XA2
- muro di sostegno in centro abitato: XA2

prospetto 1 Classi di esposizione		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copritrero o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti ^{*)}		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico ^{*)}		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.
*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.		
**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.		

Ai sensi della Tabella 4 della UNI 11104-2004, la classe di resistenza minima è quindi:

- pali di fondazione e paratia di pali completamente interrata: C32/40
- muro di sostegno: C32/40

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione															
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico
		Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3				
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1								XS2	XS3	XD1	XD2
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45	
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ²⁾			
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Quaba la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Legami Costitutivi

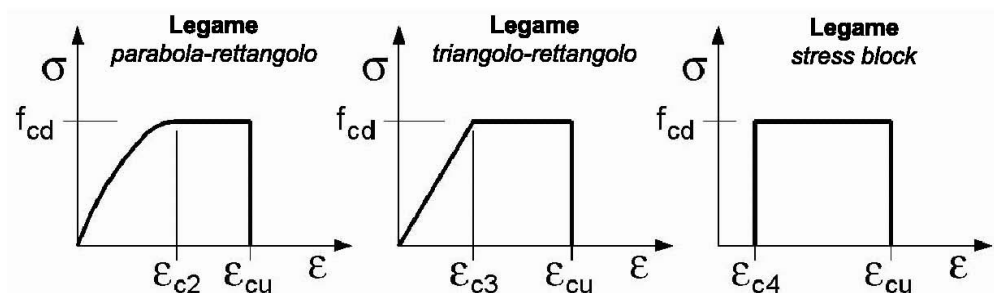
Per classi di resistenza pari o inferiori a C50/60

$$\epsilon_{c2} = 0.200\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0.175\%$$

$$\epsilon_{c4} = 0.070\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0.350\%$$



6.2.1 Magrone di Fondazione**Caratteristiche Generali**

cl-res =	C12\15	Classe di Resistenza
cl-esp =		Classe di Esposizione
Cons =		Consistenza

6.2.2 Strutture in elevazione e in fondazione**Caratteristiche Generali**

cl-res =	C32\40	Classe di Resistenza
cl-esp =	XA2	Classe di Esposizione
Cond. Ambientale =	Aggressive	Condizioni Ambientali
Cemento =		Tipo di Cemento
Dosaggio =	kg/mc	Dosaggio del Cemento
Rapporto A/C =	0.5	Rapporto acqua / cemento
Cl max =	%	Contenuto massimo di cloruri
aggr max =	30 mm	Dimensione nominale massima degli Aggregati
res gelo =		Inerti resistenti al Gelo
Cons =	S4 - Fluida	Consistenza
c =	50 mm	Copriferro minimo
r =	60 mm	Ricoprimento minimo

Valori Caratteristici

R_{ck} =	40	MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck} =	33.2	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ctk.5\%}$ =	2.17	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice - frattile 5%
$f_{ctk.95\%}$ =	4.03	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice - frattile 95%
$f_{cfk.5\%}$ =	2.60	MPa	Resistenza caratteristica a trazione per flessione - frattile 5%
$f_{cfk.95\%}$ =	4.83	MPa	Resistenza caratteristica a trazione per flessione - frattile 95%

Valori Medi

f_{cm} =	41.2	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f_{ctm} =	3.10	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f_{cfm} =	3.72	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
E_{cm} =	33642.78	MPa	Modulo Elastico

Resistenze di Calcolo – SLU

γ_c =	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
α_c =	0.85	Coefficiente per i carichi di lunga durata

Resistenza di calcolo a compressione

f_{cd} =	18.81	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione
$f_{cd.sp<50}$ =	15.05	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenza di calcolo a trazione

f_{ctd} =	1.45	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice
$f_{ctd.sp<50}$ =	1.16	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

$f_{cd} =$	1.74	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione pre flessione
$f_{cd.sp<50} =$	1.39	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione per flessione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenze di Calcolo - Azioni Eccezionali

$\gamma_c =$	1.00	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$\alpha_c =$	0.85	Coefficiente per i carichi di lunga durata

Resistenza di calcolo a compressione

$f_{cd} =$	28.22	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione
$f_{cd.sp<50} =$	22.58	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctd} =$	2.17	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice
$f_{ctd.sp<50} =$	1.74	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm
$f_{cfd} =$	2.60	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione pre flessione
$f_{cfd.sp<50} =$	2.08	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione per flessione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenze di Calcolo - SLE

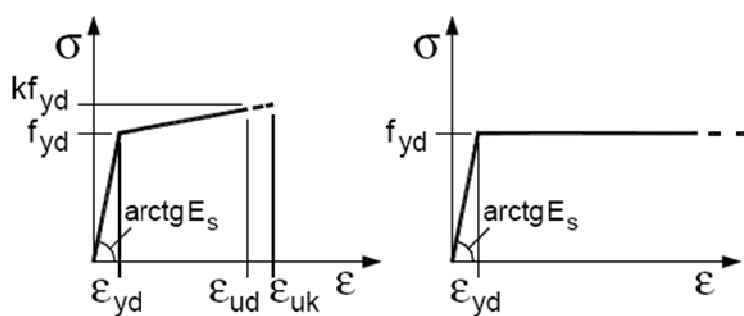
$\sigma_c =$	17.43	MPa	tens. max calcestruzzo - combinazione rara
$\sigma_c =$	13.0725	MPa	tens. max calcestruzzo - combinazione quasi permanente

6.3 Acciaio**6.3.1 Acciaio d'armatura****Legami Costitutivi**

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.9(A_{gt})_k$$

$$k = (f_t / f_y)_k$$

**Valori Caratteristici**

$f_{y.nom} =$	450	MPa	Valore nominale della tensione di snervamento
$f_{t.nom} =$	540	MPa	Valore nominale della tensione di rottura
$E_s =$	206000	MPa	Modulo Elastico

Requisiti prescritti

$f_{yk.5\%} \geq$	$f_{y.nom}$	Valore caratteristici con frattile 5% della tensione di snervamento (da prove su campioni in numero significativo)
$f_{tk.5\%} \geq$	$f_{t.nom}$	Valore caratteristici con frattile 5% della tensione di rottura (da prove su campioni in numero significativo)

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

significativo)

$(f_y / f_{y,nom})_{k,10\%}$	≤ 1.25	Valore caratteristico con frattile del 10% del rapporto tra la tensione di snervamento effettiva, riscontrata sulla barra, ed il relativo valore nominale
$(f_t / f_y)_{k,10\%}$	≥ 1.25 < 1.35	Valore caratteristico con frattile del 10% del rapporto tra la tensione di rottura effettiva e la tensione di snervamento
$(A_{gt})_{k,10\%}$	$\geq 7.5 \%$	Valore caratteristico con frattile 10% dell'allungamento al massimo sforzo
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	5 \varnothing	Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza formazione di cricche:
$16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	8 \varnothing	
$25 < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	10 \varnothing	

Resistenze di Calcolo - SLU

$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$f_{yd} =$	391.30	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione
$\epsilon_{yd} =$	0.190%	MPa	Deformazione a snervamento per trazione

Resistenze di Calcolo - SLE

$\gamma_s =$	1.00		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$f_{yd} =$	450.00	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione
$\epsilon_{yd} =$	0.218%		Deformazione a snervamento per trazione
$\sigma_s =$	360.00	MPa	Deformazione a snervamento per trazione

7 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni sulle opere di sostegno sono state valutate in conformità alle NTC 2018, alla Circolare esplicativa Circolare 7 del 21/01/2019, sia per quanto riguarda la fase statica che quella sismica.

Oltre a considerare il peso proprio degli elementi portanti e portati e la spinta delle terre, nel calcolo strutturale si è tenuto conto:

- dell'incremento di spinta conseguente al carico variabile da traffico veicolare;
- dell'azione sismica.

7.1 CARICO ACCIDENTALE (Q1)

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono costituite da carichi concentrati (Qik) e da carichi uniformemente distribuiti (qik). Poiché il calcolo delle opere di contenimento viene effettuato considerando una sezione trasversale di lunghezza unitaria è necessario ripartire i carichi concentrati in direzione longitudinale.

Per le opere di contenimento viene calcolato il sovraccarico uniformemente distribuito sul rilevato considerando l'accidentale definito al punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 e punto 5.1.3.3.7.1 Circolare n.7 del 21/01/2019 e calcolando la ripartizione in base all'altezza del paramento.

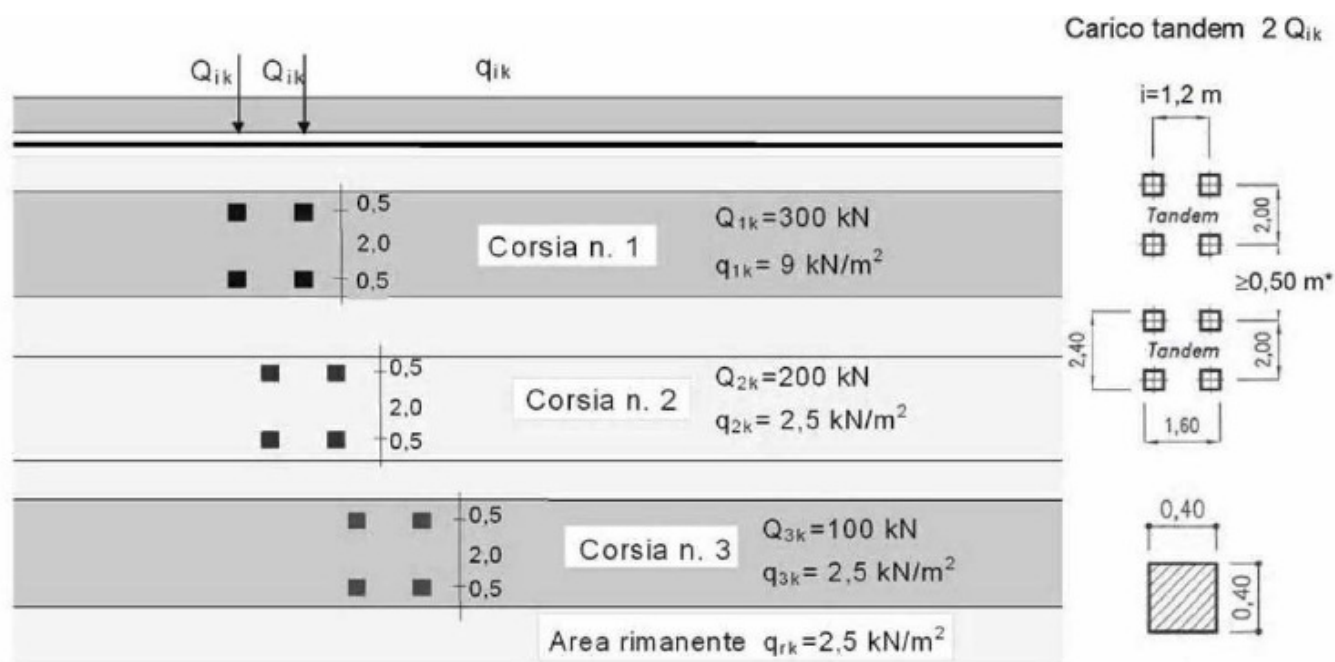
A partire dall'impronta di 3 x 2.2 m prevista dalla normativa per il carico tandem si effettua una diffusione a 45° fino alla base del paramento ottenendo la lunghezza longitudinale (Lc) di muro collaborante per tale schema. Quindi, su ogni corsia, si applicherà un carico distribuito pari alla somma del carico qik e del Qik ripartito su una impronta di 3 x Lc.

In ogni caso, si assumerà un valore minimo del carico stradale pari a 20 kN/mq :

I carichi mobili per ponti di prima categoria che consistono in colonne di carico della seguente intensità:

Posizione	Carico Asse	Qik [kN]	qik[kN/mq]
Corsia Numero	1	300	9.00
Corsia Numero	2	200	2.50
Corsia Numero	3	100	2.50
Altre	corsie	0.00	2.50

La distribuzione, gli interassi tra le forze concentrate e gli ingombri delle colonne di carico sono riportate nella figura seguente.

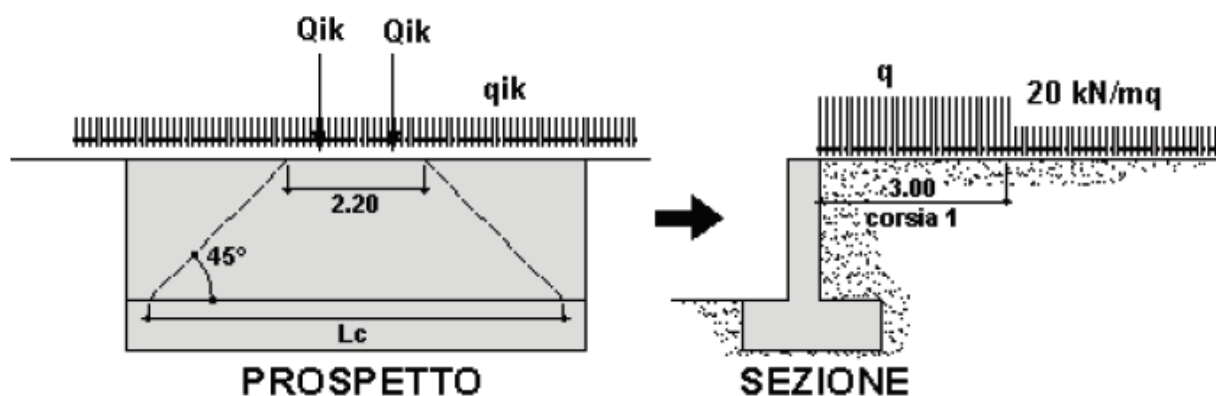


Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Considerata la tipologia di opera, costituita da paramenti di limitata altezza la verifica viene eseguita considerando il sovraccarico convenzionale della corsia n.1.

A partire dall'impronta di 3 x 2.2 m prevista dalla normativa per il carico tandem si effettua una diffusione a 45° fino alla base del paramento ottenendo la lunghezza longitudinale (**Lc**) di muro collaborante per tale schema. Quindi, su ogni corsia, si applicherà un carico distribuito pari alla somma del carico q_{ik} e del Q_{ik} ripartito su una impronta di **3 x Lc**.

In ogni caso, si assumerà un valore minimo del carico stradale pari a 20 kN/mq :



6-Schema di diffusione dei carichi mobili

7.1.1 PARAMENTO H=3.00 ml

$$Q_{1k}=300 \text{ kN} \quad 2 Q_{1k} = 600 \text{ kN}$$

vengono ripartiti su area 3.00x2.20 carico accidentale di calcolo

$$Q = (300 \times 2) : ((2.20 + 3 + 3) \times (3 + 3)) = 12.2 \text{ kN/mq}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/mq}$$

considerata la combinazione più gravosa, costituita dal carico tandem come principale il carico distribuito q_{1k} secondario ed adottando un Coefficiente ψ_0 di combinazione pari a 0.40 si ha:

$$q = q_{1k} \times \psi_0 = 3.6 \text{ kN/mq}$$

$$P_{acc} = 3.6 + 12.2 = 15.80 \text{ kN/mq} \text{ si assume} \quad \mathbf{P_{acc} = 20.0 \text{ kN/mq}}$$

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti per le prestazioni di SLU ed SLE.

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab.2.6.I.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

7-Coefficienti parziali NTC2018

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

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

8-Coefficienti di combinazioni NTC2018

9 PARAMETRI DI VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale (VN), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Ai fine delle valutazioni delle azioni sismiche che verranno eseguite si adotterà: **VN = 50 anni (categoria 2)**

Il D.M. 17gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso Per l' opera in oggetto si considera una **Classe II**.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento.

Dalle prove eseguite risulta che i terreni di fondazione risultano appartenere alla **categoria C** :

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”.

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico $ST=1.2$

10 STRUMENTI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo è stata redatta con l'utilizzo del seguente supporto:

SISTEMI OPERATIVI E PACCHETTI APPLICATIVI

- pacchetto MICROSOFT OFFICE: Word, Excel

SOFTWARE PER L'INGEGNERIA

Calcolo dei muri di contenimento : CDW WIN versione 2019 prodotto dalla S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Calcolo paratie: CDD WIN versione 2019 prodotto dalla S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità dei codici utilizzati sono stati verificati sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori stessi. I software sono inoltre dotati di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio. I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del [13] N.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M 17 gennaio 2018..

10.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

10.2.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo: <http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

10.2.2 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

10.2.3 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

10.2.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11 TABULATI DI CALCOLO

11.1 Impostazioni e le metodologie di calcolo

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21/01/2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

• CALCOLO DELLE SPINTE

Il calcolo delle spinte viene convenzionalmente riferito ad un metro di profondità di paratia. Pertanto tutte le grandezze riportate in stampa, sia per i dati di input che per quelli di output, debbono di conseguenza attribuirsi ad un metro di profondità della paratia stessa.

Per rendere più completa la trattazione relativa alla determinazione delle spinte sarà opportuno distinguere i seguenti casi:

- Spinta delle terre:

- a) con superficie del terreno rettilinea
- b) con superficie del terreno spezzata

- Spinta del sovraccarico ripartito uniforme:

- a) con superficie del terreno rettilinea
- b) con superficie del terreno spezzata

- Spinta del sovraccarico ripartito parziale

- Spinta del sovraccarico concentrato lineare

- Spinte in presenza di coesione

- Spinta interstiziale in assenza o in presenza di moto di filtrazione

- Spinta passiva

• SPINTA DELLE TERRE

Trattandosi di terreni stratificati, discretizzato il diaframma in un congruo numero di punti, si determina la spinta sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

- σ_h = pressione orizzontale
- σ_v = pressione verticale
- K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo
- δ = coefficiente di attrito terra-parete

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \tau \cdot z$$

τ = peso specifico del terreno

z = generica quota di calcolo della pressione a partire dall'estradosso del terrapieno

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \tau' \cdot z$$

τ' = peso specifico efficace del terreno

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione discendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 - I_w)] \cdot z$$

dove:

τ = peso specifico del terreno

τ_w = peso specifico dell'acqua

I_w = gradiente idraulico: $\delta H / \delta L$

δH = differenza di carico idraulico

δL = percorso minimo di filtrazione

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione ascendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 + I_w)] \cdot z$$

a) **Con superficie del terreno rettilinea**

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di *Coulomb* nell'ipotesi di assenza di falda:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (\text{Muller-Breslau})$$

avendo indicato con :

$\beta = 90^\circ$: inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale;

ϕ = angolo d'attrito interno del terreno;

δ = angolo di attrito terra-muro;

ε = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

b) **Con superficie del terreno spezzata**

In questo caso, pur mantenendo le ipotesi di *Coulomb*, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma di *Muller-Breslau*, giacché il diagramma di spinta non è più triangolare bensì poligonale.

Posto l_i = lunghezza, in orizzontale, del tratto inclinato:

$$dh = l_i \times \tan \varepsilon$$

e, permanendo la solita simbologia, si procede alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento, detto ro tale angolo, si ottiene, per $\beta = 90^\circ$:

$$\tan(ro) = \frac{1}{-\tan(ro) + \left[(1 + \tan^2 \phi) \cdot \left(1 + \frac{l_i \cdot dh}{(H + dh)^2 \cdot \tan \phi} \right) \right]^{\frac{1}{2}}}$$

Tracciando una retta inclinata di ' ro ' a partire dal vertice della spezzata si stacca, sulla superficie di spinta, un segmento di altezza:

$$h = l_i \cdot \frac{(\tan(ro) - \tan \varepsilon) \cdot \tan \beta}{\tan(ro) + \tan \beta}$$

su questo tratto della superficie di spinta si assumerà il seguente coefficiente di spinta attiva:

$$K_{a1} = \frac{(\tan \beta + \tan(ro)) \cdot \left(1 + \frac{\tan \varepsilon}{\tan \beta}\right) \cdot \tan(ro - \phi)}{\tan \beta \cdot (\tan(ro) - \tan \varepsilon)}$$

mentre per il restante tratto di altezza $(H - h)$ si assumerà:

$$K_{a2} = \frac{(\tan \beta + \tan(ro)) \cdot \tan(ro - \phi)}{\tan \beta \cdot \tan(ro)}$$

c) Incremento di spinta sismica:

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo D.M. 16/01/96:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \tau)}{\cos^2 \alpha + \cos \tau}$$

con:

α = angolo formato dall'intradosso con la verticale

$\tau = \arctan C$

C = coefficiente di intensità sismica

K = coefficiente calcolato staticamente per $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$ e $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo N.T.C.: in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse sono calcolati come (7.11.6.3.1):

$$g \cdot K_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

$$K_v = 0,5 \cdot K_h$$

La forza di calcolo viene denotata come E_d da considerarsi come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno. Tale spinta totale di progetto E_d , esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \tau' \cdot (1 \pm K_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

τ' è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di *Mononobe e Okabe*.

- Se $\beta \leq \phi - \Theta$:

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

Se $\beta > \phi - \Theta$:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\phi - \Theta - \delta)}$$

- ϕ : è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- α, β : sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
- δ : è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
- Θ : è l'angolo definito successivamente in funzione dei seguenti casi:

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno:

$\tau' = \tau$ peso specifico del terreno

$$\tan \Theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Terreno al di sotto del livello di falda:

$\tau' = \tau - \tau_w$ peso immerso del terreno

τ_w : peso specifico dell'acqua

$$\tan \Theta = \frac{\tau}{\tau - \tau_w} \cdot \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

b) **Inerzia della parete:**

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete:

- Forze di inerzia secondo D.M. 16/01/96:

$$F_i = C \cdot W$$

con C = coefficiente di intensità sismica

- Forze di inerzia secondo N.T.C.:

$$F_{ih} = K_h \cdot W$$

$$F_{iv} = K_v \cdot W$$

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili. In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore 1.

• **SPINTA DEL SOVRACCARICO RIPARTITO UNIFORME**

a) Con superficie del terreno rettilinea

In questo caso ,intendendo per Q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale:

$$\sigma_v = Q$$

b) Con superficie del terreno spezzata

Una volta determinata la superficie di scorrimento del cuneo di massima spinta (ro), quindi il diagramma di carico che grava sul cuneo di spinta ,si scompone tale diagramma in due strisce; la prima agente sul tratto di terreno inclinato, la seconda sul rimanente tratto orizzontale.

Ognuna delle strisce di carico genererà un diagramma di pressioni sul muro i cui valori saranno determinati secondo la formulazione di *Terzaghi* che esprime la pressione alla generica profondità z come:

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot Q \cdot W}{\pi} \cdot (\Theta - \sin\Theta \cdot \cos 2\tau)$$

dove:

$$W = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

• SPINTA DEL SOVRACCARICO CONCENTRATO LINEARE

Il carico concentrato lineare genera un diagramma delle pressioni sul muro che può essere determinato usando la teoria di *Boussinesq*:

Essendo:

d_l = distanza del sovraccarico dal muro, in orizzontale

q_l = intensità del carico;

e posto

$$m = \frac{d_l}{H}$$

si ottiene il valore della pressione alla generica profondità z in base alle seguenti relazioni:

a) per $m \leq 0,4$

$$\sigma_h = 0,203 \cdot \frac{q_l}{H} \cdot \frac{\frac{z}{H}}{\left[0,16 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

b) per $m > 0,4$

$$\sigma_h = 4 \cdot \frac{q_l}{H \cdot \pi} \cdot \frac{m \cdot \frac{z}{H}}{\left[m^2 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

• SPINTA ATTIVA DOVUTA ALLA COESIONE

La coesione determina una contropinta sulla parete, pari a:

$$\sigma_h = -2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

essendo:

C = coesione dello strato

R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

• SPINTA INTERSTIZIALE

La spinta risultante dovuta all'acqua è pari alla differenza tra la pressione interstiziale di monte e di valle.

Nel caso di filtrazione discendente da monte e ascendente da valle:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 - I_w) - H_{wv} \cdot (1 + I_w)]$$

dove:

H_{wm} = quota della falda di monte

H_{wv} = quota della falda di valle

Nel caso di filtrazione discendente da valle e ascendente da monte:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 + I_w) - H_{ww} \cdot (1 - I_w)]$$

- **SPINTA PASSIVA**

$$\sigma_{hp} \cdot R_p = \sigma_v \cdot K_p \cdot \cos \delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

dove:

- σ_{hp} = pressione passiva orizzontale
- R_p = coefficiente di riduzione della spinta passiva
- σ_v = pressione verticale
- K_p = coefficiente di spinta passiva dello strato di calcolo
- δ = coefficiente di attrito terra-parete
- C = coesione
- R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

a) per $\phi <> 0$:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

b) per $\phi = 0$:

$$K_p = 1$$

- **EQUILIBRIO DELLA PARATIA E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI**

Il diaframma è una struttura deformabile, per cui in funzione degli spostamenti che assume è in grado di mobilitare pressioni dal terreno circostante. Nella trattazione classica per determinare le spinte sul tratto infisso della paratia si ipotizza che il terreno circostante sia in condizioni di equilibrio limite, per cui ipotizzata una deformata si possono determinare le zone attive e passive del terreno e le relative pressioni.

Questo modo di procedere fornisce buoni risultati nei problemi di progetto e nel caso si vogliono determinare dei valori globali di sicurezza mentre non permette di valutare con buona approssimazione i diagrammi delle sollecitazioni. Inoltre un grande limite è rappresentato dal fatto che i metodi classici non permettono di tenere in conto la presenza di più di un tirante.

Un modo più moderno di affrontare il problema dell'equilibrio delle paratie è quello di utilizzare delle tecniche di soluzione più generali quali quello degli elementi finiti. L'algoritmo di soluzione utilizzato nel programma si può riassumere nei seguenti passi principali:

- 1 - discretizzazione della paratia con elementi trave elastici.
- 2 - modellazione dei tiranti con molle elastiche che reagiscono solo nel caso la paratia si allontani dal terreno (tiranti o sbadacchi).
- 3 - modellazione del terreno in cui è infissa la paratia con molle non lineari con legame costitutivo di tipo bilatero.
- 4 - algoritmo di soluzione per sistemi di equazioni non lineari che utilizza la tecnica della matrice di rigidezza secante.
- 5 - calcolo degli spostamenti della paratia, in particolare gli spostamenti dei tiranti e del fondo scavo che danno preziose informazioni sulla deformabilità del sistema terreno- paratia.
- 6 - calcolo delle sollecitazioni degli elementi trave (taglio, momento).
- 7 - calcolo delle pressioni sul terreno dove è infissa la paratia.

Descrizione dell'algoritmo

Si discretizza la paratia in $n-1$ conci di trave connessi ad n nodi. Si calcola quindi la matrice di rigidezza elementare del concio e quindi si esegue l'assemblaggio della matrice globale. Ogni nodo presenta due gradi di libertà (spostamento trasversale e rotazione), quindi si hanno in totale $2 \times n$ gradi di libertà globali.

La matrice di rigidezza assemblata di dimensioni $(2n \times 2n)$ risulta non invertibile in quanto la struttura ammette moti rigidi. I moti rigidi e quindi la labilità della struttura vengono eliminati modellando il terreno in cui la paratia risulta infissa ed i tiranti.

Sia il terreno che i tiranti vengono modellati con delle molle i cui valori di rigidezza vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero.

RIGIDEZZA DEL TIRANTE:

Se:

L = lunghezza
 A = Area del tirante/interasse
 E = modulo elastico del tirante
 f = angolo di inclinazione
 T = sforzo sul tirante/puntone v = spostamento

ne consegue:

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \cos^2 f$$

$$T = K \times v \quad \text{se } v \geq 0$$

$$T = 0 \quad \text{se } v < 0 \text{ (la paratia si avvicina al terreno)}$$

RIGIDEZZA DEL TERRENO (Bowles, *Fondazioni* pag.649):

Se:

c = coesione
 g peso specifico efficace

Nc, Nq, Ng coefficienti di portanza
 z quota infissione

$$K = 40 \times (c \times Nc + 0,5 \times g \times 1 \times Ng) + 40 \times (g \times Nq \times z)$$

Il legame costitutivo pressione terreno–spostamento v della paratia si assume di tipo non lineare bilatero:

$v_l = 1,5$ cm spostamento limite elastico

P_p = pressione passiva

$P_u = \min(v_l \times K, P_p)$ pressione massima sopportata dal terreno

$$K \times v \leq P_u \quad \text{(fase elastica)}$$

$$P(v) = P_u \quad \text{se } K \times v > P_u \text{ (fase plastica)}$$

Il sistema non lineare risolvibile risulta quindi:

$K(v)$ matrice secante

F = forze nodali

$$F = K(v) v$$

$$v_i = \text{inv}(K(v_{i-1})) F \quad \text{per } i = 0, \dots, n$$

Risolto iterativamente il sistema non lineare si ottengono gli spostamenti nodali e quindi pressioni, sollecitazioni e forze ai tiranti. È importante al fine di una corretta verifica della paratia controllare lo spostamento al fondo scavo della paratia.

- **ANCORAGGI**

La lunghezza minima del tirante è determinata in maniera tale che la retta passante dalla punta estrema dell'ancoraggio e dal piede del diaframma formi un angolo pari a ϕ (angolo di attrito interno) con la verticale.

BLOCCO DI ANCORAGGIO

Il blocco di ancoraggio, nell'ipotesi che esso sia continuo lungo tutta la lunghezza del diaframma, deve dimensionarsi sulla base di un coefficiente di sicurezza che vale:

$$\mu_a = \frac{\tau \cdot H_a^2 \cdot (K_p - K_a)}{2 \cdot T_r}$$

dove:

- τ = peso specifico del terreno
- H_a = affondamento del blocco di ancoraggio nel terreno
- K_p = coefficiente di spinta passiva
- K_a = coefficiente di spinta attiva
- T_r = forza di trazione sull'ancoraggio

BULBO DI ANCORAGGIO DI CALCESTRUZZO INIETTATO SOTTO PRESSIONE

Se:

- T_u = sforzo resistente
- T_r = forza di trazione sull'ancoraggio
- μ_a = coefficiente di sicurezza
- A = area bulbo
- p_v = pressione verticale
- f = angolo di attrito del terreno
- K_0 = $1 - \sin(f)$ (spinta a riposo)
- c = coesione

allora:

$$T_u = A \cdot \left[p_v \cdot K_0 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot f\right) + 0,8 \cdot c \right]$$

- **VERIFICHE**

Il programma esegue le verifiche di resistenza sugli elementi strutturali in funzione della tipologia della paratia. Le verifiche verranno eseguite per tutte le tipologie a scelta dell'utente sia con il metodo delle tensioni ammissibili che con il metodo degli SLU.

Per la generica in particolare la verifica agli S.L.U. prevede solo l'utilizzo di materiali assimilabili ai sensi della normativa vigente all'acciaio Fe360, Fe430 e Fe510. In particolare per il metodo degli S.L.U. si prevede che le azioni di calcolo utilizzate per le verifiche di resistenza derivanti vengano incrementate di un coefficiente parziale pari a 1,50.

Per le sezioni in acciaio la verifica S.L.U. viene effettuato al limite elastico.

Le verifiche saranno effettuate, coerentemente con il metodo selezionato (T.A. S.L.U), rispettando la normativa vigente per le strutture in c.a. ed in acciaio.

Le verifiche saranno effettuate sia sulla sezione della paratia che sugli elementi secondari quali cordoli in c.a. ed in acciaio, testata di ancoraggio in acciaio per le berlinesi.

Le sollecitazioni agenti sul cordolo vengono calcolate schematizzandolo come una trave continua caricata con forze concentrate.

Nel caso di cordoli in c.a. vengono effettuate le verifiche consuete per le travi soggette a momento flettente e taglio.

Nel caso di cordoli realizzati in acciaio vengono effettuate le seguenti verifiche:

- 1) verifica del profilo del longherone calcolato a trave continua e caricato con forze concentrate.
- 2) Verifica del comportamento a mensola della piattabanda del profilo a contatto con i pali della berlinese.
- 3) Verifica che la risultante inclinata del tirante sia interna alla area di contatto costituita dalle piattabande dei profili.
- 4) Verifica della piastra forata della testata sollecitata dal tiro del tirante irrigidita con eventuali nervature.

5) VERIFICA DELLA PIASTRA FORATA DELLA TESTATA IN CORRISPONDENZA DELLO INCASTRO CON LE NERVATURE LATERALI DELLA TESTATA. VERIFICA DELLA SALDATURE CORRISPONDENTE DI TIPO II CLASSE A T O COMPLETA PENETRAZIONE.● **SPECIFICHE CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro	<i>Numero dello strato</i>
Spess.	<i>Spessore dello strato</i>
Coesione	<i>Coesione</i>
Rapp. ader/co	<i>Rapporto Aderenza/Coesione</i>
Ang. attr.	<i>Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame</i>
Peso spec.	<i>Peso specifico del terreno in situ</i>
Peso effic.	<i>Peso specifico efficace del terreno saturo</i>
Attr. terra-muro	<i>Angolo di attrito terra–muro</i>
Descriz.	<i>Descrizione sintetica dello strato</i>

● **SPECIFICHE CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

METODO DI VERIFICA: STATI LIMITI ULTIMI**PARATIA CON SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A.**

Nr	Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota	<i>Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia</i>
Mf	<i>Momento flettente di progetto riferito ad una sezione di 1 m.</i>
N	<i>Sforzo normale di progetto riferito ad una sezione di 1 m.</i>
Am	<i>Area armature posta sul lembo di monte di una sezione di 1 m.</i>
Av	<i>Area armature posta sul lembo di valle di una sezione di 1 m.</i>
Mu	<i>Momento resistente ultimo di progetto agente su una sezione di 1 m.</i>
T	<i>Taglio di progetto agente su una sezione di 1 m.</i>
Tu	<i>Taglio resistente ultimo relativo ad una sezione di 1 m.</i>
passo st.	<i>Passo armature di ripartizione di progetto</i>

PARATIA CON PALI IN C.A.

Nr	<i>Numero del concio a partire dalla testa della paratia</i>
Quota	<i>Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia</i>
Mf	<i>Momento flettente di progetto riferito ad un singolo palo</i>
N	<i>Sforzo normale di progetto riferito ad un singolo palo</i>
Aa	<i>Area armature riferito ad un singolo palo</i>
Mu	<i>Momento resistente ultimo riferito ad un singolo palo</i>

Tu Taglio resistente ultimo riferito ad un singolo palo
passo st. Passo armature di ripartizione di progetto

PARATIA CON SEZIONE IN ACCIAIO, BERLINESE E GENERICA

Nr Numero del concio a partire dalla testa della paratia
Quota Quota del fondo del concio, a partire dalla testa della paratia
Mf Momento flettente agente sul singolo profilo o palo
N Sforzo normale agente sul singolo profilo o palo
T Taglio agente sul singolo profilo o palo
 σM Tensione normale dovuta a momento flettente
 σN Tensione normale dovuta a sforzo normale
 τ Tensione tangenziale
 σ ideale Tensione ideale. Viene stampato **NOVER** in caso ecceda il valore limite elastico

CORDOLO IN CALCESTRUZZO ARMATO

N.ro Numero del cordolo
Mf Momento flettente massimo
Aa Armatura simmetrica posizionata sul lembo teso/compresso
Mu Momento ultimo di progetto
T Taglio massimo
Tu Taglio ultimo di progetto
passo st. Passo staffe di progetto

CORDOLO IN ACCIAIO

N.ro Numero del cordolo
Sigla Descrizione del profilo dei longheroni
Mf Momento flettente massimo agente sul singolo longherone
T Taglio massimo agente sul singolo longherone
SigM Tensione normale agente sulla sezione del longherone
Tau Tensione tangenziale agente sulla sezione del longherone
Sigl Tensione ideale agente sulla sezione del longherone. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico
SigC Tensione normale agente sulla sezione di incastro della piastra banda del longherone a causa della pressione di contatto longherone palo. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico
Mf Momento flettente agente sulla sezione forata della piastra
T Taglio massima agente sulla piastra
SigM Tensione normale agente sulla sezione forata della piastra
Tau Tensione tangenziale massima sulla piastra
Sigl Tensione ideale agente sulla sezione forata della piastra. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico
Mfi Momento flettente agente sulla sezione saldata d'incastro della piastra
SigS Tensione normale agente sulla saldatura d'incastro della piastra
Sigl Tensione ideale agente sulla saldatura d'incastro della piastra. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico
Mf Momento flettente agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
N Sforzo normale massimo agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
T Taglio massimo agente sulla sezione delle nervatura laterale ad altezza variabile
SigM Tensione normale dovuta a momento flettente agente sulla sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante
SigN Tensione normale dovuta a Sforzo Normale agente sulla sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante
Tau Tensione tangenziale massima tra la sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante e la sezione di appoggio sul longherone

Sigl

Tensione ideale massima tra la sezione della nervatura laterale in corrispondenza dell'asse del tirante e la sezione di appoggio sul longherone. Viene stampato "NOVER" in caso ecceda il valore limite elastico

• **SPECIFICHE CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia riportata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo di Analisi	Indica il tipo di combinazione e di tabella dei materiali associata
Comb. N.ro	Numero combinazione della tabella associata al tipo di analisi (SLU M1, SLU M2, RARA, FREQUENTE, QUASI PERMANENTE)
Volume (mc)	Volume del terreno deformato
DistMax (m.)	Distanza massima orizzontale dalla paratia alla quale si annullano i cedimenti
Ced.x =0	Cedimento verticale a ridosso della paratia
Ced.x =1/4	Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima
Ced.x =2/4	Cedimento verticale ad 2/4 della distanza massima
Ced.x =3/4	Cedimento verticale ad 3/4 della distanza massima

11.2 VERIFICA PARATIA PA01

A seguire si riportano le verifiche strutturali e geotecniche effettuate considerando lo strato N° 1 di Limi con Argilla sabbiosi considerate nelle condizioni residue, e assumendo, a vantaggio di sicurezza, i corrispondenti parametri geotecnici del sodaggio S5a ($c_r' = 0.00$ kPa; $\varphi_r' = 17.0^\circ$).

Le verifiche sono state effettuate con i parametri geotecnici sia in condizioni "drenate" (Tensioni efficaci), che in condizioni "non drenate" (Tensioni totali). Per brevità si riportano le verifiche nelle condizioni "drenate" che risultano le condizioni più gravose per la struttura.

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI			
DATI GENERALI			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	14,05867	Latitudine Nord (Grd)	37,51491
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
PARAMETRI SISMICI S.L.D.			
Probabilità Pvr	0,63	Periodo Ritorno Anni	50,00
Accelerazione Ag/g	0,03	Fattore Stratigr. 'S'	1,50
PARAMETRI SISMICI S.L.V.			
Probabilità Pvr	0,10	Periodo Ritorno Anni	475,00
Accelerazione Ag/g	0,08	Fattore Stratigr. 'S'	1,50
COEFFICIENTI DI SPINTA SISMICA			
Coeff deformab. Alfa	0,90	Coeff. Spostam. Beta	0,58
Coeff. Orizzontale	0,06	Coeff. Verticale	0,03
DATI PARATIA			
Tipo diaframma	A SBALZO		
Moto di filtrazione	ASSENTE		
Tipo di paratia	PALI IN C.A.		
Tipo verifica sezioni	D.M. 2018		
Numero Condizioni di Carico	2		
Numero Fasi di calcolo	11		
Sbancamento Aggiuntivo Quota Tirante [m]	0,00		
Modellazione Molle con diagramma P-Y	ELASTO-PLASTICO		
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1	TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,00	1,25	
Peso Specifico	1,00	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	1,25	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	1,40	

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI			
CEMENTO ARMATO PARATIE			
Classe Calcestruzzo	C32/40	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	333457 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	320,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDIN. XA2
Resist. Calcolo 'fcd'	181,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	181,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	192,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2 mm	Sigma CLS Comb.Perm	144,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc		

DATI GENERALI DI CALCOLO E CARATTERISTICHE MATERIALI	
CEMENTO ARMATO PALI	
Copriferro	5,0 cm
Passo minimo armatura staffe	10 cm
Passo massimo armatura staffe	30 cm
Step passo armatura staffe	5 cm
Diametro ferro staffe	12 mm
Tipo staffatura	Elicoidale
Diametro ferro armatura longitudinale	20 mm
Numero minimo ferri per palo	6

GEOMETRIA PARATIA	
GEOMETRIA DIAFRAMMA	
Diametro pali [m]	0,54
Interasse pali [m]	0,70
Modulo elastico pali [kg/cmq]	300000,00
Quota estradosso terrapieno [m]	0,00

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

GEOMETRIA PARATIA

GEOMETRIA DIAFRAMMA	
Spessore terrapieno [m]	2,00
Profondita' di infissione [m]	10,70
Quota falda di monte [m]	30,00
Quota falda di valle [m]	28,40
Inclinazione terrapieno di monte [°]	0,00
Inclinazione terrapieno di valle [°]	37,00
Distanza terrapieno orizzontale [m]	1,60
Passo di discretizzazione [m]	0,50
Rigidezza alla trasl. orizz. [t/m]	0,00
Rigidezza alla rotazione [t]	0,00
Numero file pali	1
Tipo sfalsamento pali	Pali Allineati
Interasse file [m]	1,00
Aggetto minimo [m]	0,20

GEOMETRIA PARATIA

CORDOLO DI TESTA IN C. L. S.	
Aggetto lato valle [m]	0,08
Aggetto lato monte [m]	0,08
Altezza [m]	0,70

STRATIGRAFIA

STRATIGRAFIA									
Strato N.ro	Spess. m	Coes. kg/cm ²	Rapp. ader/co	Ang.attr Grd	Peso spec kg/mc	Peso effc kg/mc	Attr. terra-muro	Kw Orizz kg/cm ²	Descrizione
1	1,40	0,000	0,600	17,00	1993	993	14,00	BOWELS	riporto
2	3,05	0,000	0,600	17,00	1993	993	20,00	BOWELS	Limi con a
3	2,80	0,429	0,600	24,00	1964	964	15,00	BOWELS	Marne di E
4	30,00	0,147	0,600	23,80	1993	993	16,00	BOWELS	Argille li

SOVRACCARICHI - CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 1

SOVRACCARICHI	
Sovraccarico uniform. distrib. sul terrapieno [kg/mq]:	500,00
Distanza del sovraccarico distrib. dalla paratia [m]:	1,60
Distanza verticale del carico dal piano di campagna [m]:	0,00
Sovraccarico lineare sul terrapieno [kg/m]:	500,00
Distanza del sovraccarico lineare dalla paratia [m]:	4,00
Distanza verticale del carico dal piano di campagna [m]:	0,00
Forza verticale concentrata sulla paratia [kg]:	0
Eccentricita' forza verticale dalla mezzeria paratia [m]:	0,00
Forza orizzontale concentrata sulla paratia [kg]:	0
Sovraccarico uniform. distrib. terrap. valle [kg/mq]:	0,00

SOVRACCARICHI - CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 2

SOVRACCARICHI	
Sovraccarico uniform. distrib. sul terrapieno [kg/mq]:	2800,00
Distanza del sovraccarico distrib. dalla paratia [m]:	1,60
Distanza verticale del carico dal piano di campagna [m]:	0,00
Sovraccarico lineare sul terrapieno [kg/m]:	500,00
Distanza del sovraccarico lineare dalla paratia [m]:	1,60
Distanza verticale del carico dal piano di campagna [m]:	0,00
Forza verticale concentrata sulla paratia [kg]:	0
Eccentricita' forza verticale dalla mezzeria paratia [m]:	0,00
Forza orizzontale concentrata sulla paratia [kg]:	0
Sovraccarico uniform. distrib. terrap. valle [kg/mq]:	0,00

COMBINAZIONI CARICHI

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	Traffico Veicolare

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. M 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,50	0,00									0,00
2	1,50	1,50									0,00
3	1,00	1,00									1,00

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. M 2											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,30	0,00									0,00
2	1,30	1,30									0,00
3	1,00	1,00									1,00

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00	0,00									
2	1,00	1,00									

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00	1,00									
2	1,00	1,00									

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00	1,00									

COMBINAZIONI CARICHI

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. FASI COSTRUTTIVE

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,40	0,00									

COEFFICIENTI DI SPINTA

N.ro	Quota m	TABELLA 'A1'			TABELLA 'A2'		
		Ka	Kas	Kp	Ka	Kas	Kp
1	0,70	0,48506	0,05347	0,94252	0,54350	0,06067	0,97244
2	1,40	0,48506	0,05347	0,94252	0,54350	0,06067	0,97244
3	2,00	0,47412	0,05687	0,97321	0,53129	0,06539	1,00411
4	2,61			0,97321			1,00411
5	3,22			0,97321			1,00411
6	3,84			0,97321			1,00411
7	4,45			0,97321			1,00411
8	5,01			0,86401			0,91872
9	5,57			0,86401			0,91872
10	6,13			0,86401			0,91872
11	6,69			0,86401			0,91872
12	7,25			0,86401			0,91872
13	7,80			0,87089			0,92512
14	8,34			0,87089			0,92512
15	8,89			0,87089			0,92512
16	9,43			0,87089			0,92512
17	9,98			0,87089			0,92512
18	10,52			0,87089			0,92512
19	11,06			0,87089			0,92512
20	11,61			0,87089			0,92512
21	12,15			0,87089			0,92512
22	12,70			0,87089			0,92512

VERIFICHE DI SICUREZZA

RISULTATI DI CALCOLO

Momento flettente massimo [kg·m/m]	-7994
Quota di momento flettente massimo [m]	4,45
Spostamento a fondo scavo [mm]	4,24
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione	2,9972
Moltiplicatore di collasso dei carichi	8,0000

VERIFICHE DI RESISTENZA SEZIONI PARATIA A PRESSO-FLESSIONE

VERIFICHE SEZIONI PARATIA IN C.L.S.

Nr.	Quota (m)	Mf (kgm)	N (Kg)	Aa (cmq)	Mu (kgm)	T (kg)	Tu (Kg)	passo st. (cm.)
1	0,70	-93	-467	18,8	-15129	265	21591	30
2	1,40	-579	-1082	18,8	-15241	1123	21591	30
3	2,00	-1650	-1885	18,8	-15387	2448	21591	30
4	2,61	-3071	-1518	18,8	-15320	2193	21591	30
5	3,22	-4236	-961	18,8	-15219	1692	21591	30
6	3,84	-5073	-214	18,8	-15083	1149	21591	30
7	4,45	-5596	0	18,8	-15044	678	21591	30
8	5,01	-5403	0	18,8	-15044	-887	21591	30
9	5,57	-4579	0	18,8	-15044	-1701	21591	30
10	6,13	-3489	0	18,8	-15044	-1954	21591	30
11	6,69	-2390	0	18,8	-15044	-1810	21591	30
12	7,25	-1467	0	18,8	-15044	-1422	21591	30
13	7,80	-787	0	18,8	-15044	-1072	21591	30
14	8,34	-304	0	18,8	-15044	-726	21591	30
15	8,89	2	0	18,8	15044	-427	21591	30
16	9,43	158	0	18,8	15044	-195	21591	30
17	9,98	210	0	18,8	15044	-33	21591	30
18	10,52	192	0	18,8	15044	65	21591	30

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

VERIFICHE DI RESISTENZA SEZIONI PARATIA A PRESSO-FLESSIONE

VERIFICHE SEZIONI PARATIA IN C.L.S.								
Nr.	Quota (m)	Mf (kgm)	N (Kg)	Aa (cmq)	Mu (kgm)	T (kg)	Tu (Kg)	passo st. (cm.)
19	11,06	138	0	18,8	15044	107	21591	30
20	11,61	75	0	18,8	15044	106	21591	30
21	12,15	23	0	18,8	15044	69	21591	30
22	12,70	0	0	18,8	15044	0	21591	30

VERIFICHE S.L.E.

FESSURAZIONE PARATIA								
Tipo Comb	Cmb fes	Conc fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
Freq						0,00	0,30	VERIFICA
Perm						0,00	0,20	VERIFICA

VERIFICHE S.L.E.

TENSIONI DI ESERCIZIO PARATIA													
Tipo Comb	Cmb σ_c	Conc σ_c	N σ_c Kg	M σ_c Kgm	σ_c Kg/cm ²	σ_c Lim Kg/cm ²	Cmb σ_f	Conc σ_f	N σ_f Kg	M σ_f Kgm	σ_f Kg/cm ²	σ_f Lim Kg/cm ²	Verifica
Rara	2	7	0	-3682	-64,5	192,0	2	7	0	-3682	1234	3600	VERIFICA
Perm	1	7	0	-3682	-64,5	144,0							VERIFICA

12 VERIFICA STABILITÀ DEL PENDIO

12.1.1 Premessa

Si è effettuata la verifica di stabilità del pendio, al fine di verificare il miglioramento conseguito dall'inserimento dell'opera di contenimento.

La caratterizzazione geologica del terreno a monte del rilevato è rappresentata dall'alto verso il basso da Limi con Argilla sabbiosi colore giallastro bruno, Limi con argilla sabbiosi, Argille limose grigio azzurre.

Lo strato n°1 di Limi con Argilla sabbiosi è stato considerato nelle condizioni residue, e a vantaggio di sicurezza, si sono assunti i corrispondenti parametri geotecnici del sodaggio S5a ($c_r' = 0.00$ kPa; $\varphi_r' = 17.0^\circ$)

Dal DTM si sono estrapolate alcune sezioni su cui è stata ricostruita la stratigrafia al fine di effettuare le verifiche di stabilità.

Sono stati considerati i carichi permanenti, i carichi stradali e le diverse condizioni al contorno presenti.

Le verifiche sono state effettuate con i parametri geotecnici sia in condizioni "drenate" (Tensioni efficaci), che "non drenate" (Tensioni totali) che nelle condizioni residue.

I calcoli sono stati elaborati applicando la normativa attualmente vigente, cioè al D.M. del 17/01/2018 secondo l'Approccio "1" con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), con il metodo "Bell" e "Bishop".

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza, FS, non inferiore a 1,10.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma utilizzato "C.D.D." della "STS S.r.l.", esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate. Si riportano nel seguito le verifiche grafiche eseguite sotto le ipotesi in precedenza ampiamente descritte.

12.1.2 Tabulati

▮ **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le costruzioni* emanate con il *D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018*, nonché la Circolare N.7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M 17 gennaio 2018.

Le verifiche sono state condotte rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) applicando alle caratteristiche geotecniche del terreno i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tab. 6.2.II NTC).

▮ **VERIFICHE DI STABILITÀ**

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilità del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla *Mohr-Coulomb*, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è, in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non è possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

- SCARTATA : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;
- NON CONV. : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;
- ELEM.RIG. : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

• METODO DI BELL

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento. Definite le quantità:

- $f = \text{sen}\left(2 \cdot pg \cdot \frac{xb - xi}{xb - xa}\right)$
- pg = costante pi greca
- xb = ascissa punto di monte del pendio
- xa = ascissa punto di valle del pendio
- xi = ascissa parete di monte del pendio
- Kx, Ky = coeff. sismici orizzontale e verticale
- xci = ascissa punto medio alla base del concio i
- zci = ordinata punto medio alla base del concio i
- xgi, ygi = ascissa e ordinata baricentro concio i
- xmi, ymi = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

$$\begin{aligned} a_{11} &= (1 - Kx) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(fi) - F \cdot \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \\ a_{12} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(fi) - F \cdot \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{13} &= \sum_i c_i \cdot b \\ a_{14} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(fi) + F(Kx \cdot \sum_i W_i - Q_i) \\ a_{21} &= (1 - Ky) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(fi) + F \cdot \sum_i W_i \cos^2(a_i) \right) \\ a_{22} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) + F \cdot \sum_i f \cdot b \\ a_{23} &= \sum_i c_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{24} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \cdot \tan(fi) + F \left[(1 - Ky) \cdot \sum_i W_i + P_i \right] \\ a_{31} &= (1 - Ky) \cdot \left\{ \begin{aligned} &\sum_i (W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(fi)) \cdot zci - \\ &\left[- \sum_i (W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(fi)) \cdot xci - F \left[\sum_i (W_i \cos^2(a_i)) \cdot xci + \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \cdot zci \right] \right] \end{aligned} \right\} \\ a_{32} &= \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci - \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(fi)) \cdot xci - F \cdot \left[\sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci + \sum_i (f \cdot b \cdot xci) \right] \\ a_{33} &= \sum_i (c_i \cdot b) \cdot zci - \sum_i (c_i \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot xci \\ a_{34} &= \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(fi)) \cdot zci - \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(fi)) \cdot xci + F \cdot Kx \sum_i W_i \cdot ygi - (1 - Ky) \sum_i W_i \cdot xgi - Q_i \cdot ymi - P_i \cdot xmi \end{aligned}$$

• METODO DI BISHOP

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- a) superficie di scivolamento circolare;
- b) uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.

$$(1) \quad F = \frac{\sum_{i=1}^N [c_i \cdot b + (W_i(1 - K_v) - u_i \cdot b) \tan(f_i)] \frac{\sec(a_i)}{1 + \tan(f_i) \tan(a_i)}}{\sum_{i=1}^N W_i \left[(1 - K_v) \sin(a_i) + \frac{K_h \cdot dh_i}{R} \right]}$$

dove:

- N = numero di conci in cui e' suddiviso il pendio
 - c_i = coesione alla base del concio i
 - b = larghezza del concio
 - W_i = peso del concio
 - u_i = pressione interstiziale alla base
 - f_i = angolo di attrito del terreno alla base del concio
 - a_i = inclinazione della base del concio
 - K_v = coefficiente sismico verticale
 - K_h = coefficiente sismico orizzontale
 - R = raggio del cerchio di scivolamento
 - dh_i = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento
- Tale espressione del coefficiente di sicurezza F risulta in forma implicita, pertanto viene risolta per via ITERATIVA.

• SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

Numero conci : Numero di conci in cui è suddiviso il pendio

Coefficiente sismico orizzontale : Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica orizzontale

Coefficiente sismico verticale : Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica verticale

Ascissa punto passaggio cerchio (m) : *Ascissa del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento*

Ordinata punto passaggio cerchio (m) : *Ordinata del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento*

Ascissa polo (m) : *Ascissa del primo punto centro del cerchio di scorrimento*

Ordinata polo (m) : *Ordinata del primo punto centro del cerchio di scorrimento*

Numero righe maglia : *Numero di punti lungo una linea verticale, centri di superfici di scorrimento*

Numero colonne maglia : *Numero di punti lungo una linea orizzontale, centri di superfici di scorrimento*

Passo direzione 'X' (m) : *Distanza in orizzontale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari*

Passo direzione 'Y' (m) : *Distanza in verticale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari*

• **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro : Numero dello strato

Descrizione strato : Descrizione sintetica dello strato

Coesione : Coesione

Ang. attr. : Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame

Densità : Peso specifico del terreno in situ

D. Saturo : Peso specifico del terreno saturo

Vert. N.ro : Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato

Ascissa / Ordinata : Coordinate dei vertici dello strato

• **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Asc. in. : *Ascissa iniziale dell'elemento*

Ord. in. : *Ordinata iniziale dell'elemento*

Asc. fin. : *Ascissa finale dell'elemento*

Ord. fin. : *Ordinata finale dell'elemento*

Taglio Norm. : *Massimo taglio resistente opposto dall'elemento se intercettato ortogonalmente al proprio asse dalla superficie di scorrimento*

Taglio Tang. : *Massimo taglio resistente opposto dall'elemento se intercettato parallelamente al proprio asse dalla superficie di scorrimento*

• **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

h : *altezza media del concio*

L : *sviluppo larghezza alla base del concio*

α : *inclinazione della base del concio*

c : *coesione terreno alla base del concio*

ϕ : *angolo di attrito interno alla base del concio*

W : *peso del concio*

hw : *altezza della falda dalla base del concio*

Qw : *risultante delle pressioni interstiziali*

Tcn : *Contributo elementi resistenti a taglio*

Tgg : *Contributo geogriglie*

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

DATI GENERALI STABILITA' PENDIO	
DATI GENERALI DI VERIFICA	
Vita Nominale (Anni)	50
Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	14,059
Latitudine Nord (Grd)	37,515
Categoria Suolo	C
Coeff. Condiz. Topogr.	1,000
Probabilita' Pvr	0,100
Periodo di Ritorno Anni	475,000
Accelerazione Ag/g	0,075
Fattore Stratigrafia 'S'	1,500
Coeff. Sismico Kh	0,000
Coeff. Sismico Kv	0,000
Numero conchi	20
Numero elementi rigidi:	0
Tipo Superficie di rottura :	CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa pto passaggio cerchio (m):	4,780
Ordinata pto passaggio cerchio (m):	6,820
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m):	-1,490
Ordinata Polo (m):	12,930
Numero righe maglia :	4,0
Numero colonne maglia :	4,0
Passo direzione 'X' (m) :	2,00
Passo direzione 'Y' (m) :	2,00
Rotazione maglia (Grd) :	20,0
Peso specifico dell' acqua (t/mc) :	1,000
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,25
Peso Specifico	1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,40
Coefficiente R2	1,10

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA								
Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mg	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	-13,94	-3,45
						2	4,46	9,59
						3	5,00	12,00
						4	6,60	12,00
						5	30,00	12,00
1	riporto	0,000	18,00	1,800	1,800	1	5,10	10,60
						2	30,00	10,60
2	Limi con a	0,000	17,00	1,993	1,993	1	-12,04	-3,20
						2	3,34	6,43
						3	10,53	7,80
						4	30,00	8,57
3	Marne di E	4,290	24,00	1,964	1,964	1	-11,75	-5,32
						2	6,10	3,07
						3	12,66	4,81
						4	30,00	5,96
4	Argille li	1,470	23,80	1,993	1,993			

COORDINATE PROFILO FALDA								
Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)	Dz Piez. (m)		Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)	Dz Piez. (m)
1	0,00	-16,40	0,00		2	5,00	-16,40	0,00
3	5,00	-16,40	0,00		4	10,00	-18,00	0,00

DATI FORZE DISTRIBUITE VERTICALI				
Vert. N.ro	Asc. in. (m)	Int. iniz. (t/ml)	Asc. fin. (m)	Int. fin. (t/ml)
1	6,60	0,650	16,20	0,650

DATI FORZE CONCENTRATE VERTICALI						
Vert. N.ro	Ascissa (m)	Intensita' (t)		Vert. N.ro	Ascissa (m)	Intensita' (t)
1	9,00	0,650				

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

DATI ELEMENTI RESISTENTI A TAGLIO

Elem. N.ro	Asc. in. (m)	Ord. in. (m)	Asc. fin. (m)	Ord. fin. (m)	Taglio Norm (t)	Taglio Tang (t)
1	5,02	11,97	5,02	0,00	25,55	25,55

N.ro Cerchio critico : 7

Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Bell
1	-1,5	12,9	8,8	1,9881	1,9525
2	0,4	13,6	8,1	1,7903	1,7636
3	2,3	14,3	7,9	1,5502	1,5246
4	4,1	15,0	8,2	1,7735	1,7536
5	-2,2	14,8	10,6	1,8054	1,785
6	-0,3	15,5	10,0	1,6205	1,6037
7	1,6	16,2	9,9	1,452	1,4354
8	3,5	16,9	10,1	1,6501	1,6366
9	-2,9	16,7	12,5	1,6887	1,6761
10	-1,0	17,4	12,0	1,5791	1,5689
11	0,9	18,1	11,9	1,4814	1,4707
12	2,8	18,7	12,1	1,575	1,5653
13	-3,5	18,6	14,4	1,5886	1,581
14	-1,7	19,3	14,0	1,4785	1,4713
15	0,2	19,9	13,9	1,4484	1,4407
16	2,1	20,6	14,1	1,524	1,5166