



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

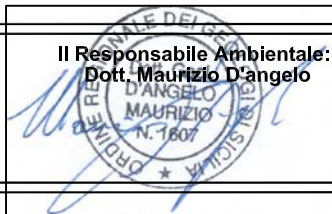
PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

- PERIZIA DI VARIANTE N.3 -

Il Responsabile Ambientale:
Dott. Maurizio D'angelo



Titolo elaborato:

OPERE DI SOSTEGNO - ASSE PRINCIPALE - Lotto 2b
OS30 - Muro dx dal km 25+284 al km 25+392
Opera provvisoria
Relazione di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): **F41B03000230001**

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	P V	OS30	R C 0 2	6	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:	
	PVOS30N005_60_4137	1=1	4 1 3 7	1:200	
5					
4					
3					
2					
1					
0	PRIMA EMISSIONE		Maggio 2021	A. Antonelli S. Fortino N. Behmann	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Progettisti :

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile

Ing. Alberto Antonelli



Il Geologo

Dott. Geol. Guàtiero Bellomo



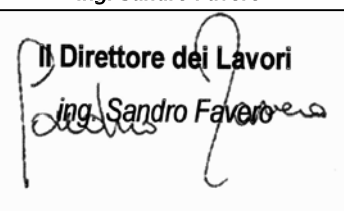
Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di Esecuzione:

Arch. Francesco Rondelli



Il Direttore dei Lavori:

Ing. Sandro Favero



ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO

L O 4 1 0 C E 1 1 0 1

Dott. Ing. Luigi Mupo

INDICE

1	Introduzione	2
2	Normativa di riferimento.....	3
3	Caratteristiche dei materiali	4
3.1	Acciaio.....	4
3.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.....	4
3.2	Calcestruzzo.....	4
3.2.1	Calcestruzzo per pali	4
3.2.2	Calcestruzzo per trave di coronamento	4
4	caratterizzazione geotecnica	5
4.1	Livello della falda	6
4.2	Caratterizzazione sismica.....	6
5	Descrizione dell' opera di sostegno	7
5.1	Metodologie di calcolo	7
5.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua	8
5.1.2	Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni.....	11
6	Analisi dei carichi	13
6.1	Azioni permanenti.....	13
6.1.1	Peso proprio	13
6.1.2	Spinta delle terre.....	13
6.2	Azioni variabili.....	15
6.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito.....	15
6.2.2	Azioni climatiche	15
7	Risultati delle analisi	16
7.1	Sezioni di verifica.....	16
7.2	Sintesi dei risultati.....	17
7.3	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	19
7.4	Verifiche strutturali.....	20

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta il dimensionamento dell'opera a sostegno degli scavi provvisori, da realizzarsi per la costruzione della OS30 – Muro dx dal km 25+284 al km 25+392. L'opera di sostegno ha carattere provvisorio.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- [2] D.M. 17.01.2018 – *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”*.
- [3] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*
- [4] Eurocodice 8 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*, febbraio 1998.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 Acciaio

3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ MPa
allungamento caratteristico	≥ 7.5 %
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2 Calcestruzzo

3.2.1 Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32$ mm
classe di esposizione	XA1
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 60$ mm

3.2.2 Calcestruzzo per trave di coronamento

Classe di resistenza	C25/30
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32$ mm
classe di esposizione	XC2
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40$ mm

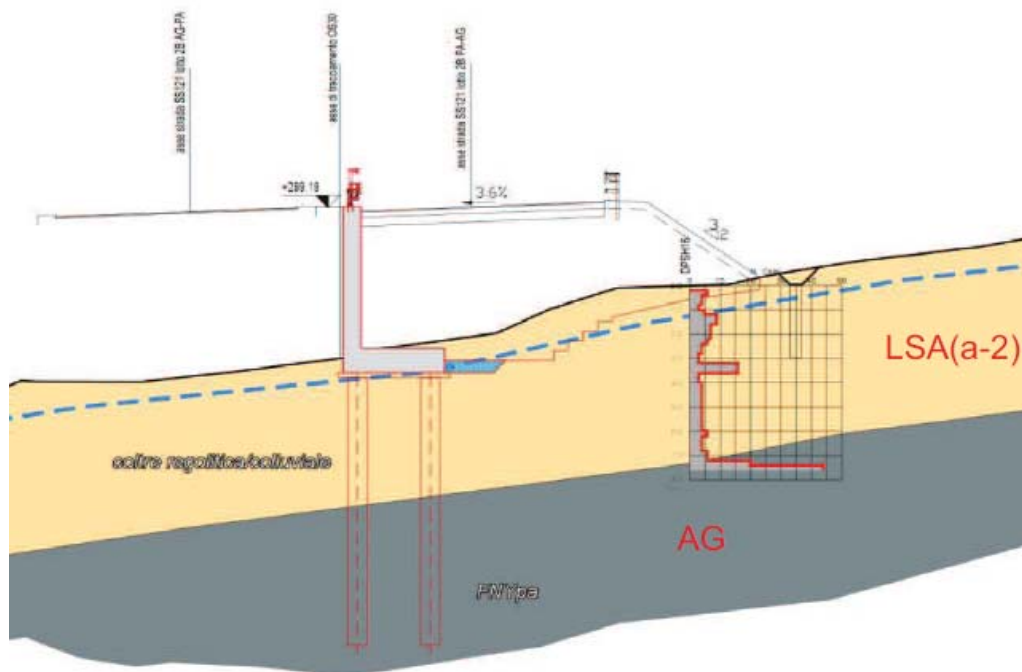
4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera in oggetto si fa riferimento a quanto definito nei seguenti documenti:

- PVOS30RC01_52_4137 (Relazione tecnica e di calcolo OS30);
- PVOS30RT01_51_4137 (Relazione geologica OS30);

Si individuano le seguenti unità stratigrafiche:

- Unità LSA(a-2): coltre eluvio-colluviale di bassa consistenza costituita prevalentemente da limi e argille. Lo spessore di questa unità è assunto pari a 7.0 m.
- Unità AG: Argille limose grigie. Si tratta di argille limose grigie a struttura scagliettata con inclusi elementi lapidei, da consistenti a molto consistenti, talvolta con intercalati livelli sabbiosi e/o livelli, strati di argilliti a consistenza pseudo-litoide



I parametri geotecnici di riferimento sono riportati nella tabella seguente:

Unità	Profondità da p.c.	γ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	E' (MPa)
LSA(a-2)	0.0+7.0 m	20	22	2	60+120	15
AG	>7.0 m	20.5	26	10+15	200+10* δz ≤ 400	30+1.5* δz ≤ 80

Per il terreno costituente il rilevato esistente si è fatto riferimento a quanto indicato nella Relazione Geotecnica di PEA.

In particolare i parametri relativi al rilevato esistente fanno riferimento a quanto riportato al paragrafo 5 della suddetta relazione ed al paragrafo 7.8 ove si riporta:

Unità R – Rilevati esistenti

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	<i>peso di volume naturale</i>
$\varphi' = 35^\circ$	<i>angolo di resistenza al taglio per rilevato strad. esistente</i>
$c' = 0 \text{ kPa}$	<i>coesione drenata</i>
$E' = 15 \div 40 \text{ MPa}$	<i>modulo di deformazione elastico</i>

4.1 Livello della falda

Come risulta dalla relazione geologica, i terreni di copertura possono essere sede di locali e temporanee falde in conseguenza agli apporti meteorici, con livelli freatici anche prossimi al piano Campagna. Poiché per la realizzazione dell' opera sono previsti scavi e opere di drenaggio (materassi e trincee drenanti) si è considerato la falda alla quota di fondo scavo.

4.2 Caratterizzazione sismica

Trattandosi di un'opera provvisoria con una durata in progetto inferiore a 2 anni, con riferimento a quanto prescritto al p.to 2.4.1 del DM 17.01.2018, le verifiche ad azioni sismiche vengono omesse.

5 DESCRIZIONE DELL' OPERA DI SOSTEGNO

Per sostenere in modo provvisorio il rilevato stradale e consentire la realizzazione dell'opera di sostegno OS30 con il traffico in esercizio, si prevede una paratia di pali $\varnothing = 1000$ mm di 14.00 m di lunghezza posti ad interasse $i=1.20$ m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. avente altezza di 1.20 m e larghezza $B = 1.20$ m.

La paratia presenta uno sviluppo parallelo all'asse stradale di 8,50 m (n° 7 pali). La paratia prosegue in direzione perpendicolare alla strada per altri 7.30 m (n° 6 pali). Questa porzione costituisce un vincolo allo spostamento orizzontale per la parte che sostiene il rilevato stradale. Il vincolo è stato rappresentato nel modello di calcolo con una molla, posta alla quota dell'asse della trave di coronamento, la cui rigidezza è stata stimata in 1600 kN/m. La rigidezza, sottostimata a vantaggio di sicurezza, è stata ricavata da un modello numerico ad hoc della porzione di paratia perpendicolare all'asse stradale.

5.1 Metodologie di calcolo

Le modellazioni eseguite mirano ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione delle opere di sostegno provvisorie previste in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi e verifica della stabilità geotecnica delle opere;

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare con il programma ParatiePlus 18.1 analisi FEM mono-dimensionale. L'analisi si basa su ipotesi semplificative generalmente a favore di sicurezza per le sollecitazioni di progetto.

In ogni caso tutte le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste: prescavi, realizzazione dei micropali ed esecuzione delle varie fasi di scavo.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nei due programmi utilizzati. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

Il calcolo “monodimensionale” verrà condotto con l’ausilio di un codice di calcolo automatico agli elementi finiti (ParatiePlus v. 18.1) che, con l’impiego di un metodo di calcolo iterativo, consente di modellare l’interazione terreno-struttura nella successione delle fasi di scavo e di esercizio.

Infatti, in tale codice di calcolo, l’interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidezza flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidezza proporzionale al modulo di rigidezza del terreno.

La legge costitutiva elasto-plastica del terreno è identificata dai parametri di spinta del terreno: il terreno reagisce in modo elastico sino ai valori limite dello spostamento raggiunti i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno “in quiete”. Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell’equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive. Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri di interazione struttura-terreno, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell’opera. Nei paragrafi seguenti si forniscono tutti i valori dei parametri assunti nella analisi. Tutti i calcoli verranno condotti con riferimento a condizioni di lungo termine (parametri del terreno “efficaci”) che, nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), conducono a risultati cautelativi sul dimensionamento delle opere di sostegno.

5.1.1 Pressione e resistenza statica delle terre e dell’acqua

In generale, la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall’interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell’opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

- k_a coefficiente di spinta attiva
- σ'_v tensione verticale efficace

c' coesione efficace

In condizioni statiche, k_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ' , dell'angolo di attrito δ fra struttura e terreno, dell'inclinazione ψ rispetto all'orizzontale del paramento di monte della struttura di sostegno (nelle analisi $\psi = 90^\circ$) e dell'inclinazione β rispetto all'orizzontale del versante a tergo dell'opera. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_a , nel caso di condizioni stratigrafiche omogenee e di cunei di spinta non influenzati dall'andamento della falda lungo il pendio, poiché formulazioni più complesse come ad esempio il modello a spirale logaritmica non portano a risultati più accurati, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1776] che considera una superficie di rottura piana:

$$k_a = \frac{[\sin(\psi + \varphi')]^2}{(\sin \psi)^2 \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte (aumento della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

- k_p coefficiente di spinta passiva
- σ'_v tensione verticale efficace
- c' coesione efficace

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $k_p = k_p(\varphi', \psi, \beta, \delta)$. Nelle analisi effettuate si è posto $\delta' = 0.50 \cdot \varphi'$, con $\delta' \leq 15^\circ$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_p , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] che, nel caso in cui sia $\delta > \varphi' / 3$ fornisce risultati più attendibili delle altre formulazioni. La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Tale coefficiente viene determinato dall'interpolazione polinomiale delle spirali logaritmiche fornite sperimentalmente da [Caquot-Kerisel, 1948].

Pertanto, in generale, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione σ'_h esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno può essere calcolata come la pressione in condizioni geostatiche:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

k_0 coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989] k_0 dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

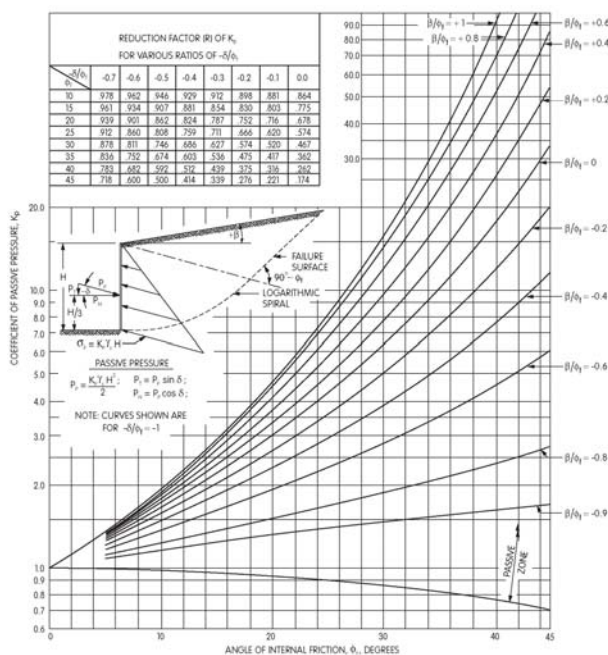
$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

dove:

k_0^{nc} coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \tan \phi')$;

m parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

In generale, per strutture di sostegno impermeabili senza sistemi di drenaggio a monte, alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua.



Calcolo dei coefficienti di spinta

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico). Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale (certamente realistica in assenza di acquiferi confinati), il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \quad \text{pressione neutra}$$

dove:

p_0 pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w peso specifico dell'acqua

i perdita di carico $i = \frac{-\Delta h}{L} = -\frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$

z quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola p

5.1.2 Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni

Le analisi sono state effettuate in conformità alla al DM 17 gennaio 2018.

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.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121".

OS30 - MURO DX DAL KM 25+284 AL KM 25+392 - PARATIA PROVVISORIALE - Relazione Tecnica e di Calcolo

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

6.1 Azioni permanenti

6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

6.1.2 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane.

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

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica, assunto pari a 0

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme,).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p c'}$$

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di δ rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta.

Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

6.2 Azioni variabili

6.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Per le opere interferenti con la viabilità si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo 6.1.2.

6.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico non si hanno azioni climatiche.

7 RISULTATI DELLE ANALISI

7.1 Sezioni di verifica

Nella tabella seguente, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche.

Opera di sostegno	Paratia di pali $\varnothing = 1000$ mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 15.20 m (trave di coronamento 1.20 m + pali L=14.00 m)**
Stratigrafia di calcolo	RIL da 0.00 m t.c. fino a -3,0 m t.c.
	LSA(a-2) da -3,0 m t.c. a fino a -10,0 m t.c.
	AG da -10,0 m t.c. a fino al limite del modello
Fondo scavo	-6,75 m da t.c.
Falda	-6,75 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento ** con testa cordolo a quota -0.60m	

7.2 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo della costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa allo scavo finale. I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

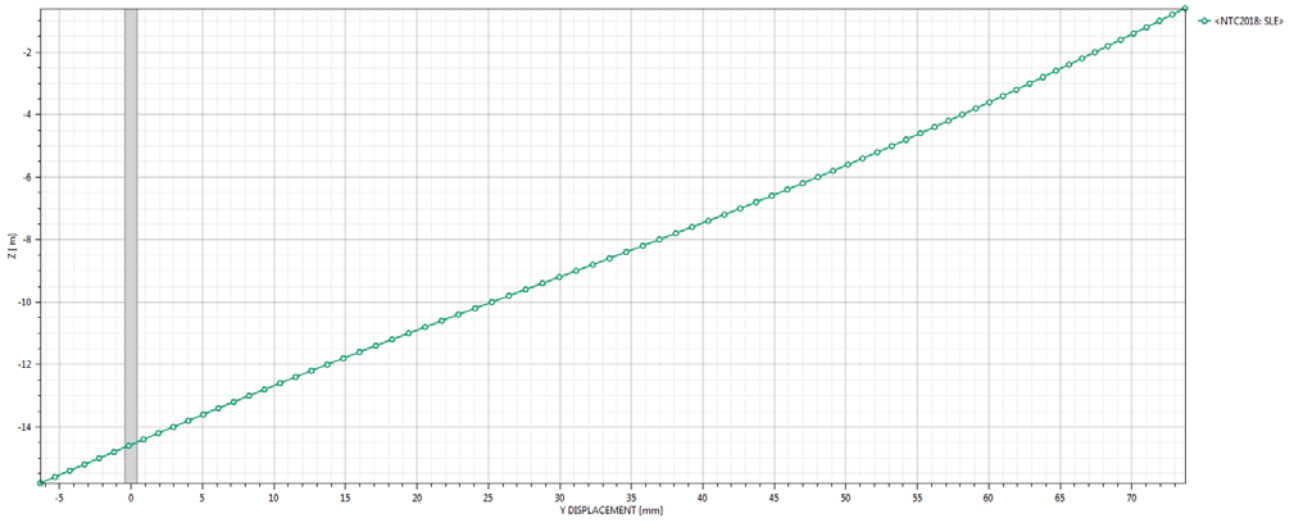
	SLU A1+M1	SLU A2+M2	SLE
Spostamento massimo (cm)	-	-	7.37
Momento massimo (kNm/m)	460.1	661.1	-
Taglio massimo (kN/m)	201.7	199.2	-



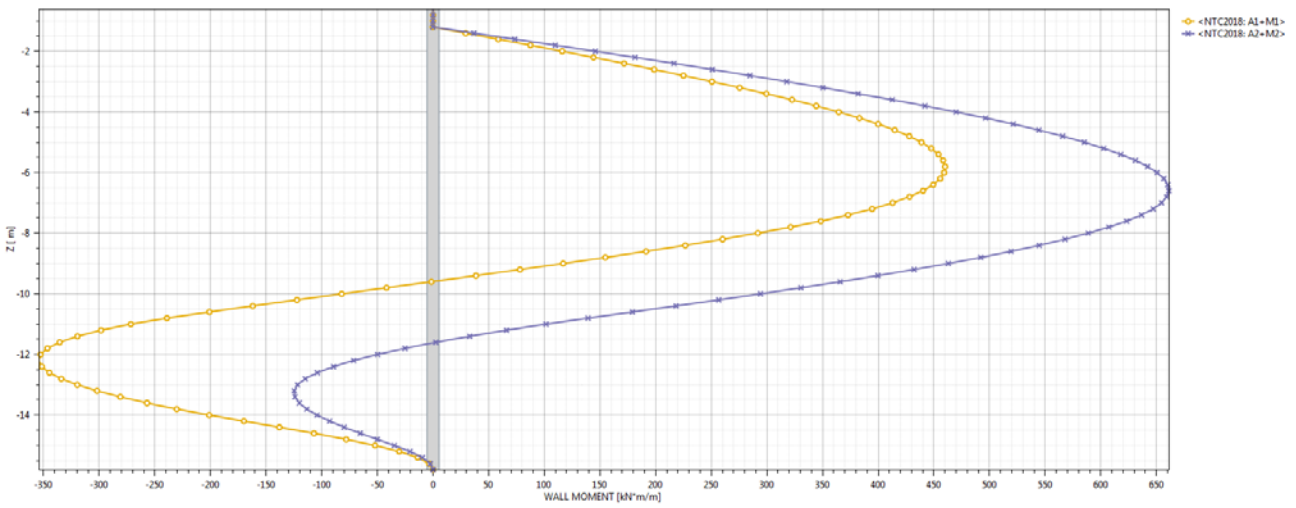
Modello di calcolo – step finale di calcolo

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121".

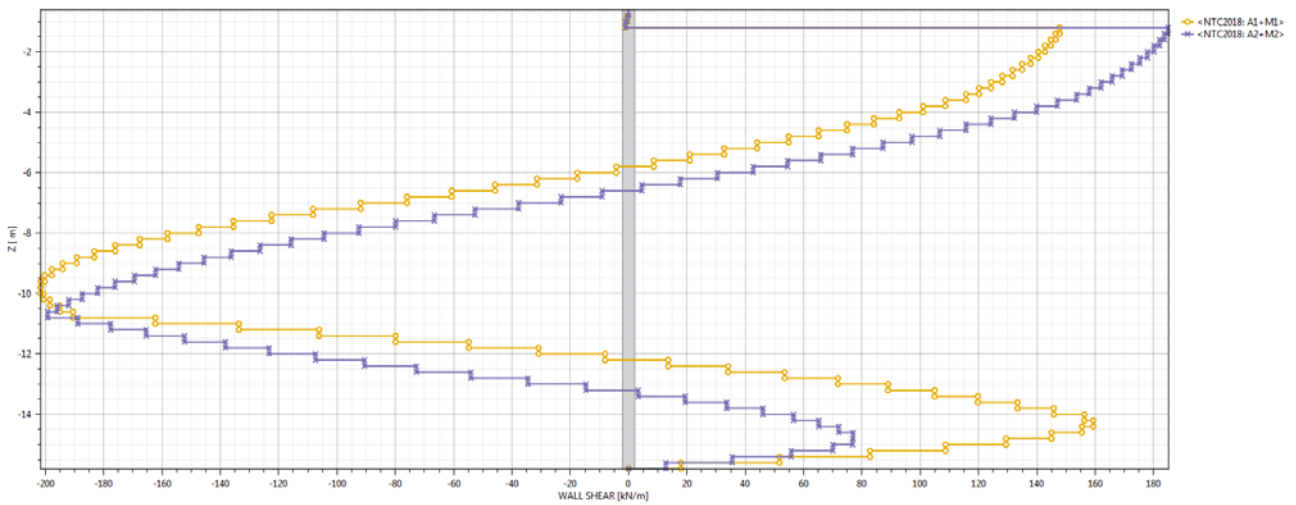
OS30 - MURO DX DAL KM 25+284 AL KM 25+392 - PARATIA PROVVISORIALE - Relazione Tecnica e di Calcolo



Spostamenti - profondità SLE



Momento-profondità SLU



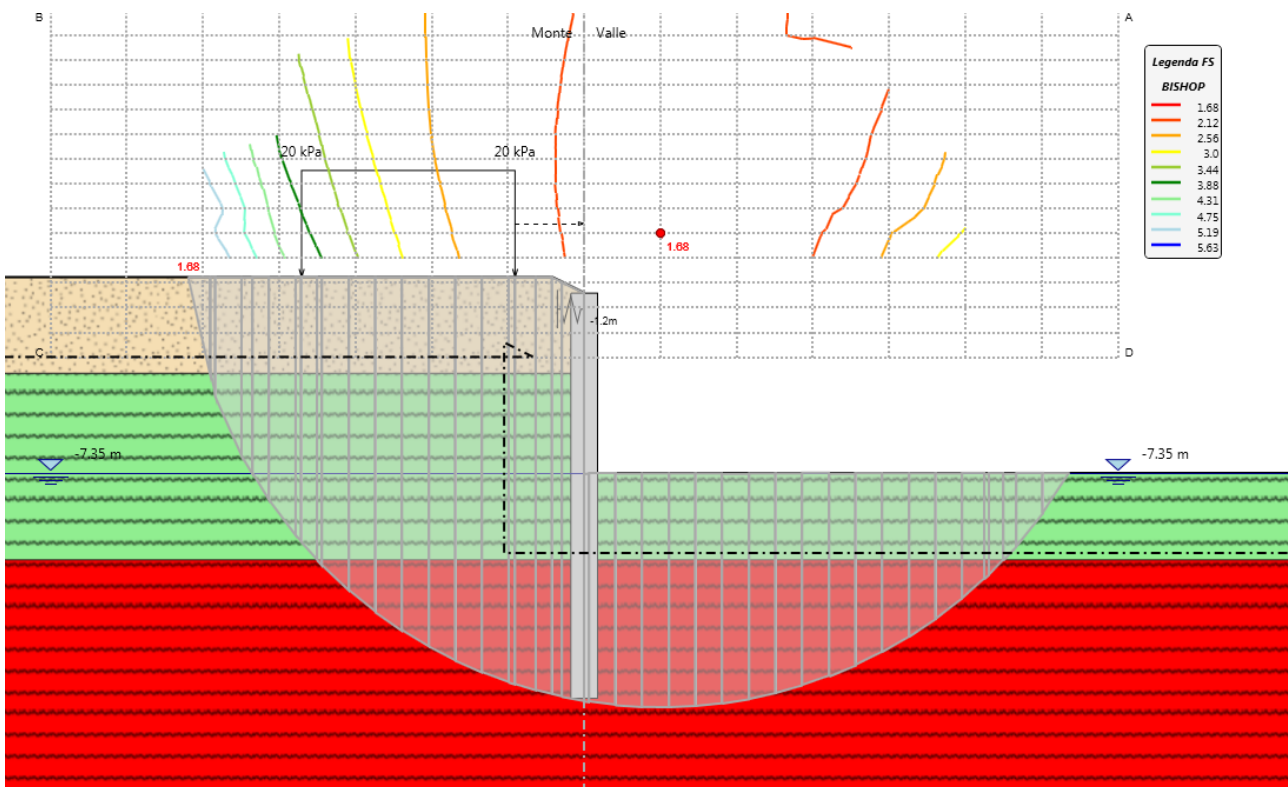
Taglio-profondità SLU

7.3 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente. Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP di ParatiePlus. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.68 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.



Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

7.4 Verifiche strutturali

PALO F1000

Sezione: Circolare - Dati geometrici della sezione

Raggio <m>	=	0.50
------------	---	------

Simbologia

Caso =Caso di verifica
 CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC =Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
 N =Sforzo normale
 My =Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz =Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu =Sforzo normale ultimo
 M'ydy =Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
 M'ydz =Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
 MRdy =Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
 MRdz =Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
 Rott. =Tipo di rottura
 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{ydr}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{ydr}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 α =Angolo asse neutro a rottura
 Sic. =Sicurezza a rottura
 Ty =Taglio in dir. Y
 Tz =Taglio in dir. Z
 bw =Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw =Area armatura trasversale
 Vsdu =Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 ctg θ =Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 VRcd =Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd =Taglio ultimo lato armatura
 Tipo =Tipo di verifica effettuata
 Sez. =Numero della sezione
 R =Raggio
 Cf =Copriferro
 Cls =Tipo di calcestruzzo
 Fck =Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk =Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd =Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd =Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp =Tipo di acciaio
 Fyk =Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd =Resistenza di calcolo dell'acciaio

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121".

OS30 - MURO DX DAL KM 25+284 AL KM 25+392 - PARATIA PROVVISORIALE - Relazione Tecnica e di Calcolo

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	R <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	TP	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1	Cir.	50.00	8.40	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	Rott.	α <grad>	Sic.
1		SLU	0.00	55212.00	0.00	0.00	107652.00	-0.00	2-3	180.00	1.950
2		SLU	0.00	79332.00	0.00	0.00	107652.00	-0.00	2-3	180.00	1.357

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm²>	Vsdu <daN>	ctg θ	VRcd <daN>	VRsd <daN>
1	0.00	24204.00	0.74	10.66	24204.00	1.00	251675.00	34397.60
2	0.00	23904.00	0.74	10.66	23904.00	1.00	251675.00	34397.60

Verifiche principali

Caso	Tipo
1	SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
2	SLU N cost - min. sic.