

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

OPERE DI SOSTEGNO

**Relazione di calcolo Paratie Provvisionali ϕ 600 da pk 21+094,50 a pk 21+860,00
Tipo D**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3E 50 D 78 CL MU6200 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Dicembre 2019	Danisi/Maccaroni	Dicembre 2019	F. Spolacino	Dicembre 2019	Tiberti Dicembre 2019

ITALEFFE S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Direzione Infrastrutture Sud
UO Infrastrutture Sud
Prof. Ing. Pierluigi Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10476

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	8
3.1	PARATIE DI PALI ϕ 600 – TIPO D.....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	CALCESTRUZZO PALI E CORDOLI DI COLLEGAMENTO	10
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE B450C.....	10
4.1	ACCIAIO TREFOLI (TIRANTI DI ANCORAGGIO)	11
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
5.1	STRATIGRAFIA E DATI GEOTECNICI DI PROGETTO	14
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	19
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008	19
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	19
7.2	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DI PARATIE.....	22
7.3	VERIFICHE PER STATI LIMITE DI SOLLEVAMENTO E SIFONAMENTO	23
7.4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	24
7.5	PRESCRIZIONI GENERALI PER LE VERIFICHE IN FASE SISMICA.....	24
8	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI	26
8.1	GENERALITÀ	26
8.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	26
9	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	29
9.1	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI.....	29
9.2	SPINTE IN FASE STATICA	29
9.3	CARICHI SUL TERRAPIENO	30
9.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31

10	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	32
10.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	32
10.1.1	<i>Stabilità Locale dell'opera di sostegno</i>	32
10.1.2	<i>Verifiche a Sollevamento e Sifonamento</i>	33
10.1.1	<i>Tiranti di ancoraggio</i>	35
10.1.2	<i>Stabilità Globale</i>	36
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	38
10.2.1	<i>Verifiche allo SLU</i>	38
10.2.2	<i>Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione</i>	40
10.2.1	<i>Armatura dei tiranti</i>	42
10.2.2	<i>Criteri di verifica travi di contrasto in c.a.</i>	42
11	ANALISI E VERIFICHE PARATIE	43
11.1	MODELLO DI CALCOLO	43
11.2	FASI DI CALCOLO	44
11.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	46
11.3.1	<i>Regime tensionale sull'opera</i>	46
11.3.2	<i>Verifica del complesso opera-terreno</i>	50
11.3.3	<i>Sollecitazioni, Sforzi e Deformazioni</i>	53
11.4	VERIFICA STRUTTURALE PALI.....	55
11.5	VERIFICHE A SOLLEVAMENTO E SIFONAMENTO.....	57
11.6	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO.....	58

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L'intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

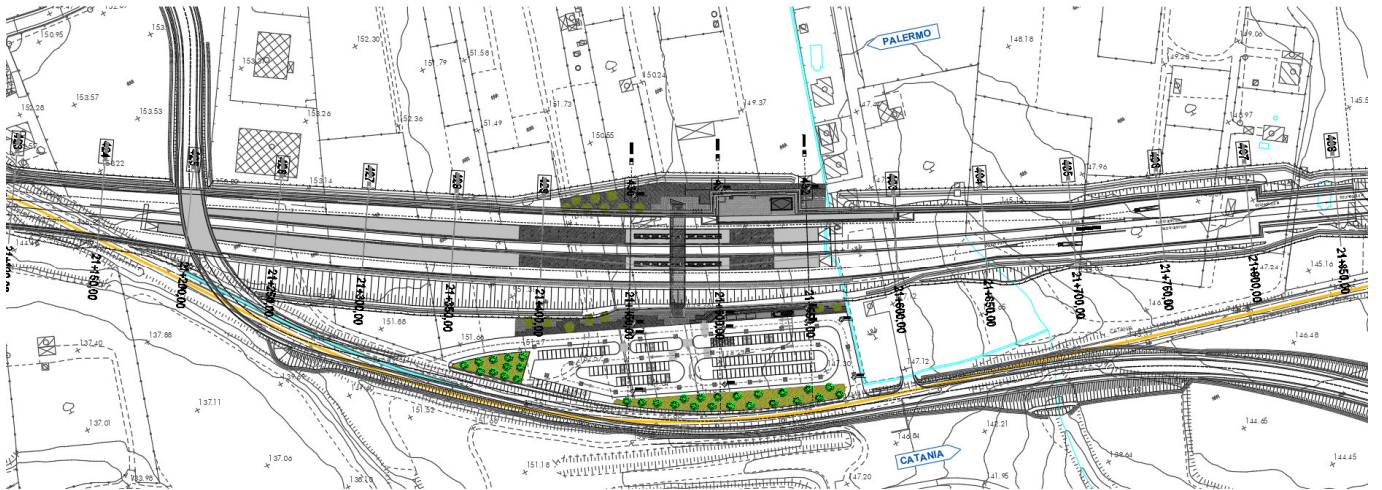
L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "Opere di sostegno".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

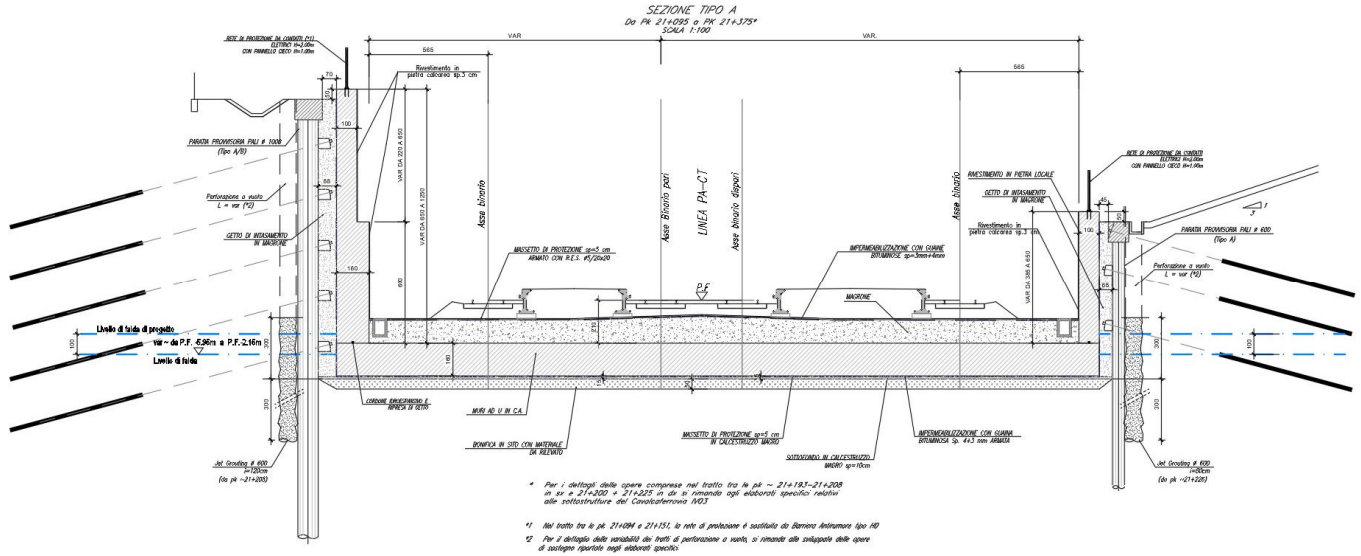
Le opere della Stazione di Catenanuova, interessano in particolare una zona del tracciato di circa 800m, compresa tra le pk 21+095 – 21+350 circa, ove la sistemazione della sede ferroviaria in progetto prevede una sezione tipo in trincea tra muri ad U, per la cui realizzazione è risultato necessario prevedere la preventiva esecuzione di opere di sostegno provvisorie costituite da paratie di pali in c.a. ϕ 600 e ϕ 1000 multi-tirantate.

Nel presente documento si riportano i dimensionamenti delle Paratie provvisorie di **Pali D600 - tipo D**.

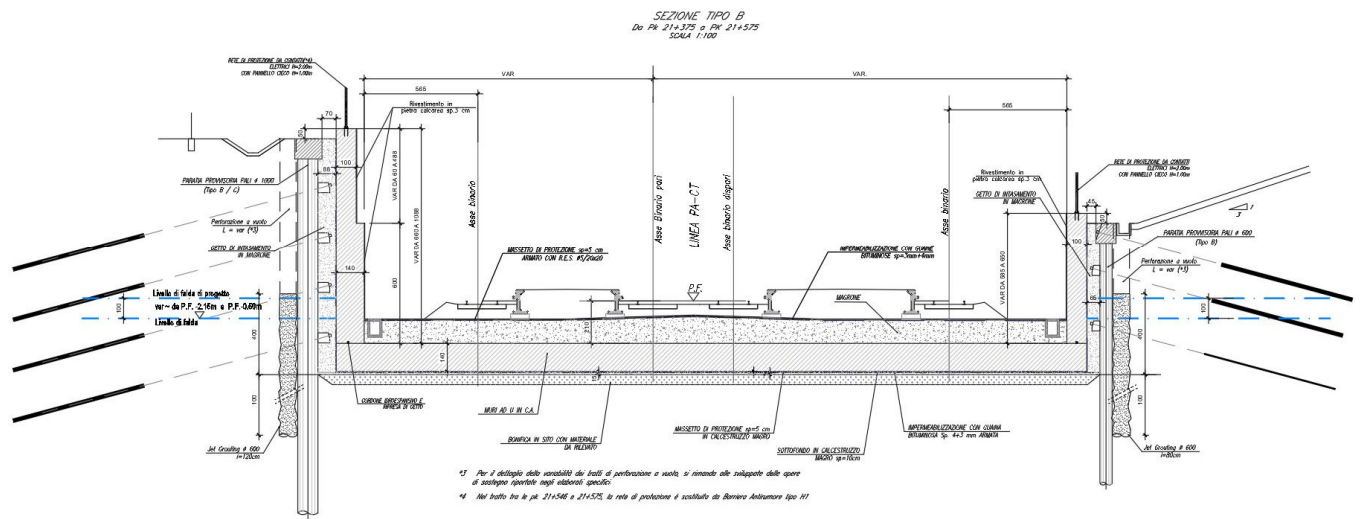
I grafici delle figure seguenti, illustrano una planimetria generale in corrispondenza della Stazione di Catenanuova, e le sezioni tipo di sistemazione della linea nel tratto in questione:



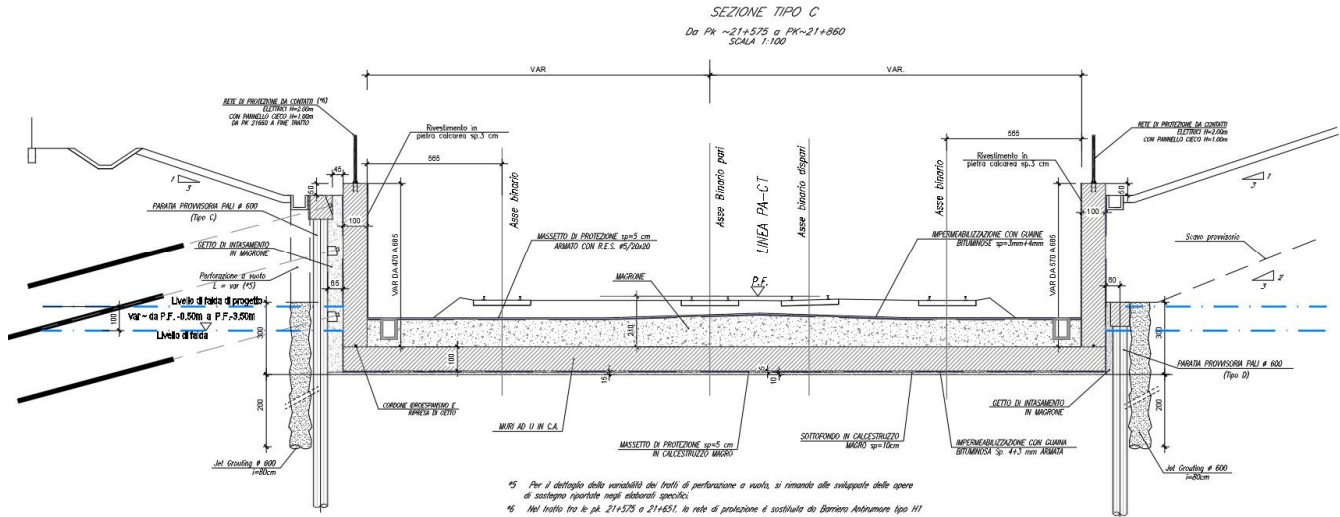
Planimetria Generale Stazione di Catenanuova



Stazione di Catenanuova - Sezione Tipo A da pk 21+095 a pk 21+375



Stazione di Catenanuova - Sezione Tipo B - da pk 21+375a pk 21+575



Stazione di Catenanuova Sezione Tipo C – da pk 21+575a pk 21+860

Rimandando per ulteriori approfondimenti agli elaborati grafici specifici contenenti i dettagli delle opere provvisorie e definitive della Stazione di Catenanuova, si evidenzia che per la realizzazione dei muri ad U caratterizzati da sezione tipo A e B, è previsto l'impiego di paratie provvisorie di Pali D1000 a più ordini di tiranti sul margine sinistro della trincea di stazione e di paratie provvisorie di Pali D600 a più ordini di tiranti sul margine destro, con caratteristiche variabili in termini di lunghezze pali e caratteristiche dei tiranti lungo i tratti in questione; per la realizzazione dei muri ad U del tratto di uscita dalla stazione, quello cioè con sezione tipo C, è prevista invece la realizzazione di una paratia a sbalzo D600 con altezza libera $h=3\text{m}$ sul margine destro, in virtù del prescavo previsto su tale lato, mentre, sul margine sinistro, le opere provvisorie presentano la quota di testa prossima al piano campagna locale, e risultano costituite da paratie di Pali D600 a più ordini di tiranti.

Ulteriori dettagli circa le caratteristiche di progetto delle opere provvisorie previste lungo l'intero tratto di stazione, sono riportate al successivo paragrafo 3

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

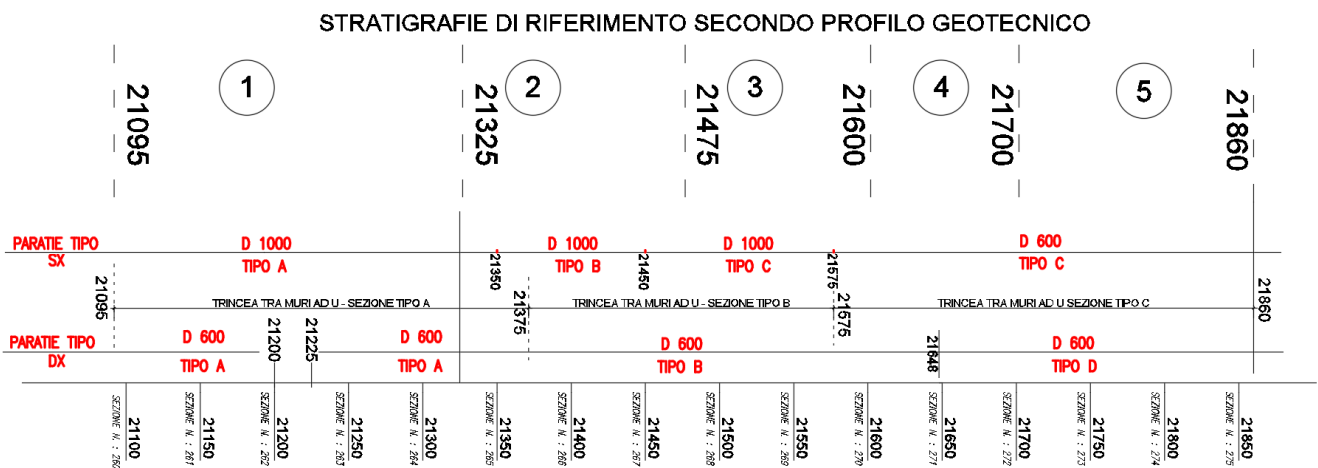
Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [11] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI CS SP IFS 005 B - rev 22/12/2017)

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Come anticipato in premessa, costituisce oggetto del presente documento, il **dimensionamento delle paratie provvisorie di Pali D600 – Tipo D**, previste nell'ambito delle opere provvisionali necessarie per la realizzazione delle opere di sistemazione definitiva della trincea tra muri ad U del tratto di linea afferente alla nuova Stazione di Catenanuova.

Per un inquadramento generale delle opere provvisionali previste lungo l'intero tratto di stazione, si riporta nel seguito una pianta schematica del tratto di linea in riferimento, con indicazione delle sezioni tipologiche previste nei vari tratti, sia in termini di opere definitive che provvisionali:



- Pianta schematica Stazione di Catenanuova con indicazione sezioni tipo opere provvisionali e definitive e tratte di applicazione -

Dall'esame della pianta schematica appena rappresentata, è possibile sintetizzare le caratteristiche delle opere provvisionali di stazione nella tabella seguente, ove sono stati riportati alcuni ulteriori dati come desumibili dagli elaborati grafici di progetto, ed utili ai fini delle analisi:

LATO	PK		CARATTERISTICHE GENERALI SEZIONI DI CALCOLO				
	IN	FIN	D Pali (mm)	Sez Tipo	Hmax (m)	n° Ordine tiranti	Stratigrafia
B.P.(SX)	21095	21350	1000	A	14.25	5	S1
B.P.(SX)	21350	21480	1000	B	12.85	4	S2
B.P.(SX)	21450	21575	1000	C	11.00	3	S2
B.P.(SX)	21575	21860	600	C	7.50	3	S5
B.D.(DX)	21095	21200	600	A	8.25	3	S1
	21225	21375					
B.D.(DX)	21375	21648	600	B	8.05	3	S2
B.D.(DX)	21648	21860	600	D	3.00	-	S5

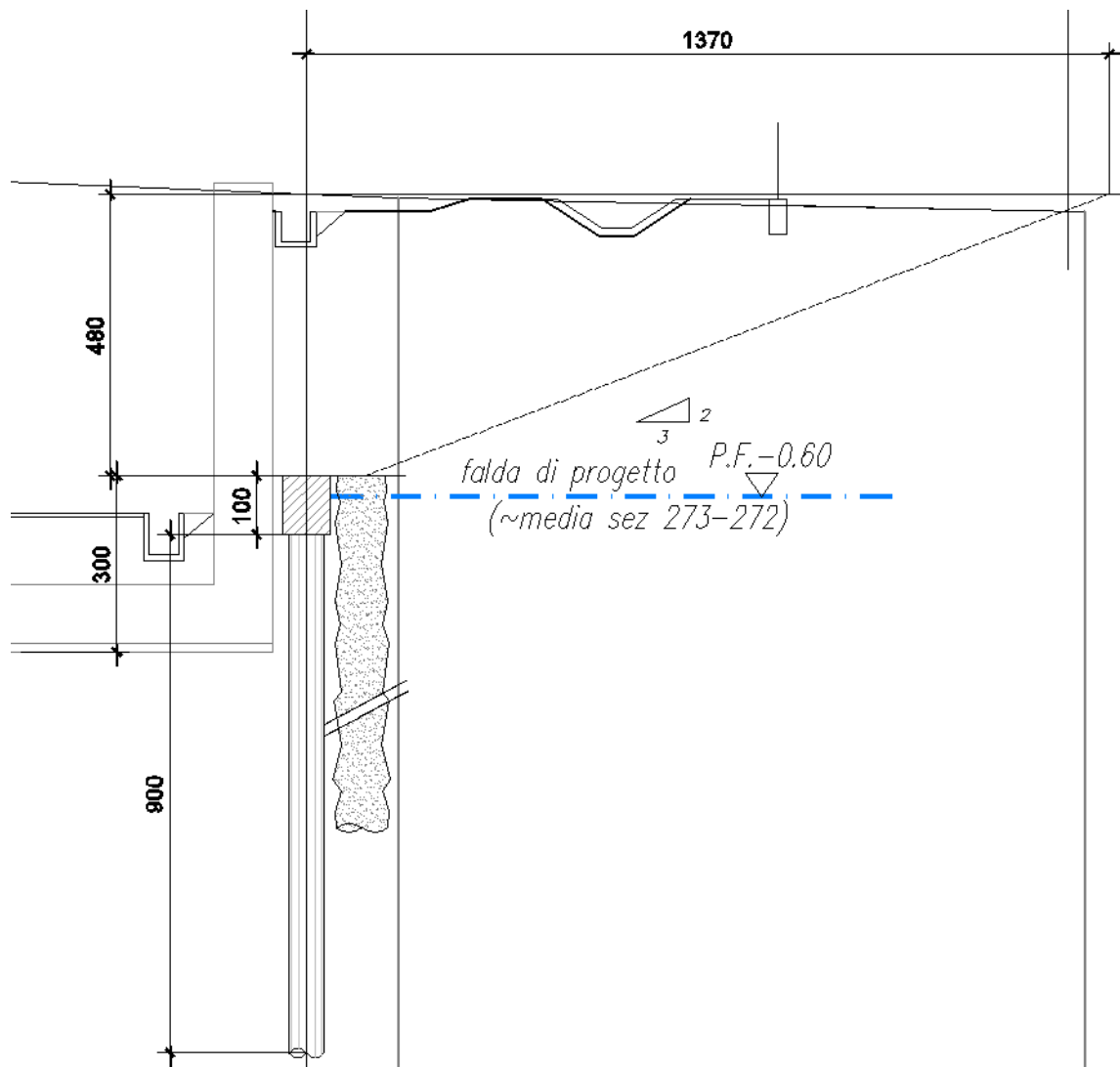
H_{max} : altezza massima di scavo

S : stratigrafia di progetto di riferimento per le analisi

La tabella riporta tra l'altro, per ciascuna tipologia di opere provvisoria, l'altezza massima di scavo il numero di tiranti previsto e la stratigrafia di riferimento ritenuta significativa ai fini delle analisi, generalmente riferita al tratto con altezza massima di scavo.

3.1 Paratie di pali ϕ 600 – tipo D

La figura seguente riporta, nell'ambito delle tipologie di opere provvisorie già illustrate al precedente paragrafo, la configurazione geometrica del modello di paratia di Pali D600 tipo D, di riferimento per le analisi e verifiche oggetto del presente documento:



La sezione di calcolo fa riferimento alla condizione di altezza massima riscontrabile per la tipologia in esame a cavallo della sezione di progetto n 273; il livello di falda di progetto è infine assunto all'incirca pari al valore medio tra le sezioni n272-273.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 14 gennaio 2008 nonché delle specifiche dei documenti tecnici RFI.

Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche.

4.1 Calcestruzzo pali e cordoli di collegamento

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C25/30	Classe minima di consistenza
XC2	$f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa	S4 – S5

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

4.2 Acciaio Per Armature Ordinarie B450c

B450 C (controllato in stabilimento)

f_{yk} = 450 MPa tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391$ MPa tensione caratteristica di calcolo

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE RARA: $\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$ MPa

4.1 Acciaio trefoli (tiranti di ancoraggio)

Di seguito si riportano le caratteristiche di progetto dell'acciaio previsto per i trefoli di armatura dei Tiranti di Ancoraggio in accordo a quanto indicato al prg11.3.3.2 del DM 14.01.08:

Tensione caratteristica di rottura:	f_{ptk}	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale:	$f_{p(1)k}$	1670	N/mm ²
Allungamento sotto carico massimo:	A_{gt}	3.50	%
Modulo di Elasticità:	E_s	210000	N/mm ²
Coefficienti parziale per le verifiche agli SLU:	γ_s	1.15	-
Resistenza di Calcolo	$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$	1452	N/mm ²



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA**

Relazione di calcolo Paratie Provisionali Φ 600 Tipo D

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 6200 003	A	12 di 58

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento Geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione delle opere della Stazione di Catenanuova ci si è riferiti a quanto indicato nella seguente documentazione Geotecnica Generale di Progetto:

GEOTECNICA																					
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.14 di 15	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	8	A
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.15 di 15	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	9	A

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che lungo tutto il tratto interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto, si rinvennero nella zona, più superficiale, dei Depositi alluvionali Terrazzati (Unità BN) con spessori variabili da circa 2 a 15m, ed al di sotto di questo tipo di formazioni e fino alle massime profondità di interesse, la formazione delle Argille marnose grigie di Catenanuova (Unità AAC), di cui nel seguito è riportata una breve descrizione generale, rimandando per maggiori dettagli ed approfondimenti a quanto riportato in merito nella Relazione Geotecnica Generale :

Unità BN – Depositi Alluvionali Terrazzati

L'Unità BN è inquadrata come "Depositi Alluvionali Terrazzati", e presenta lungo l'intero tracciato spessori variabili da 2 a 15 m circa; all'interno di tale unità e si rinvennero sia la facies più coesiva dei depositi alluvionali terrazzati, che quella più incoerente."

- La frazione coesiva – **unità bnc**, è costituita da argille limose e limi argillosi di colore bruno e nocciola, con locali passaggi sabbioso-limosi grigiastri, rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate e locali livelli di torbe e terreni organici nerastri.
- La porzione più incoerente di tale unità – **unità bni**, a comportamento essenzialmente granulare, è formata prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, talora con blocchi angolosi, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante.

Localmente si rinvennero inoltre sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e giallastro, a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate e rari blocchi angolosi (unità bni-sabbiosa).

Nell'unità incoerente **bni** sono state eseguite prove SPT che hanno dato valori da 20 a 60 con numerosi valori a rifiuto strumentale (dovuti probabilmente alla presenza di abbondanti clasti nella matrice); nella facies coesiva dell'unità (**bnc**) le prove SPT hanno fornito valori di N_{SPT} mediamente tra 10 e 35 colpi/30 cm

Nel caso in esame si riscontra la presenza dell'**unità bni**.

Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

Tale unità a comportamento prevalentemente coesivo, è rappresentata da argille limose e argille marnose di colore grigio e grigio-verdastro, di colore grigio e grigio-verdastro a struttura scagliosa, con talvolta livelli di sabbie limose grigie, livelli argillitici duri e locali intercalazioni di arenarie medio-fini grigie e giallastre, in strati da sottili a medi.

L'unità è stata intercettata come substrato di base nella parte finale del tracciato dal km 17+500 circa.

I valori di N_{SPT} eseguiti nell'unità vanno generalmente da 30 a rifiuto ad indicare una elevata consistenza del materiale, con andamento generalmente crescente con la profondità

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.5 e 22 kN/m³ con valore medio 20.5 kN/m³.

I valori medi delle caratteristiche fisico meccaniche definiti per ciascuna Unità di cui in riferimento, a seguito dell'interpretazione delle diverse prove in sito e di laboratorio effettuate nell'ambito delle diverse campagne di indagini geotecniche eseguite a supporto della progettazione, sono quelle di seguito riportate:

Unità bni – Depositi terrazzati ghiaioso sabbiosi

$\gamma_{nat} = 19.0 \div 20.0$ kN/m ³	peso di volume naturale
$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38$ °	angolo di resistenza al taglio
$k = 1.5 \cdot 10^{-6} \div 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	coefficiente di permeabilità
$V_s = 200 \div 450$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 300$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 800$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 20.5$ kN/m ³	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 23$ kPa	coesione drenata
$\varphi' = 19 \div 24$ °	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 500$ kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 5 \cdot 10^{-9} \div 2 \cdot 10^{-7}$ m/s	coefficiente di permeabilità
$E_o = 200 \div 900$ MPa	Modulo di deformazione elastico iniziale

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Unità	Descrizione	γ	c'	φ'	E	N_{SPT}
		[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]	
bni	Depositi terrazzati ghiaioso sabbiosi	19 - 20	0	35 - 38	200 - 800	20 -60
AAC	Argille marnose grigie di Catenanuova	19.5 - 20.5	5 - 23	19 - 24	200 - 900	30 - rifiuto

5.1 Stratigrafia e dati geotecnici di progetto

Sulla scorta di quanto riportato al precedente paragrafo, l'intero tratto interessato dalla realizzazione delle opere di sostegno della Stazione di Catenanuova è stato suddiviso, dal punto di vista geotecnico, in 5 zone omogenee nei riguardi della modellazione da effettuare, denominate in particolare Stratigrafia 1-2-3-4 e 5, per ciascuna delle quali si riportano in forma tabellare, i relativi dettagli:

STRATIGRAFIA 1

Pk in (m) :	21090,00	Pk fin (m) :	21300,00	L	210,00
-------------	----------	--------------	----------	---	--------

TERRENO	Prof. m	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E' MPa
BNC	0 ÷ -3.4	19.5	5	24	30
BNI	-3.4 ÷ -7.3	19.5	0	35	80
BNC	-7.3 ÷ -11.4	19.5	5	24	30
BNI	-11.4 ÷ -14.3	19.5	0	35	80
BNC	-14.3 ÷ -15.4	19.5	5	24	30
AAC	> -15.4	20.5	10	24	120

STRATIGRAFIA 2

Pk in (m) :	21300	Pk fin (m) :	21475,00	L	175,00
-------------	-------	--------------	----------	---	--------

TERRENO	Prof. m	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E' MPa
BNC	0 ÷ -10	19.5	5	24	30
BNI	-10.0 ÷ -12.0	19.5	0	35	80
AAC	> -12.0	20.5	10	24	120

STRATIGRAFIA 3

Pk in (m) :	21475	Pk fin (m) :	21600	L	125,0
-------------	-------	--------------	-------	---	-------

TERRENO	Prof. m	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	E' MPa
BNC	0 ÷ -5	19.5	5	24	30
BNI	-5.0 ÷ -8.0	19.5	0	35	80
AAC	> -8.0	20.5	10	24	120

STRATIGRAFIA 4

Pk in (m) :	21600	21700	L	100,0
TERRENO	Prof. m	c' kPa	ϕ' °	E' MPa
BNC	0 ÷ -1,5	5	24	30
BNI	-1.5 ÷ -5.0	0	35	80
AAC	< -5.0	10	24	120

STRATIGRAFIA 5				
Pk in (m) :	21700	21860	L	160,0
TERRENO	Prof.	c'	ϕ'	E'
	m	kPa	°	MPa
BNC	0 ÷ -4,5	5	24	30
BNI	-4.5 ÷ -9.0	0	35	80
AAC	< -9.0	10	24	120

A ciascuna unità sono stati attribuiti dei valori dei parametri fisico – meccanici di calcolo utili ai fini delle analisi da effettuare, tenendo conto di quanto specificato per ciascuna di esse dalla caratterizzazione geotecnica generale già riportata al precedente paragrafo, per il modulo elastico operativo, si è assunto inoltre $E' \cong 1/5 E_o$

Dall'esame del Profilo Geotecnico Generale di Linea, sono stati definiti inoltre dei livelli di falda lungo l'intero tratto interessato dalle opere di stazione, definendo per ciascuna sezione un livello di falda teorico e di progetto (assunto pari ad almeno +1m rispetto al valore teorico letto dal profilo geotecnico) di riferimento per le analisi da effettuare; i dati di falda di riferimento sono quelli riportati nella tabella seguente:

	SEZIONE	Q' m	Q* m
TRATTO TRA MURI U - SEZ TIPO A	260	-5,95	-5,0
	261	-5,75	-4,8
	262	-5,30	-4,3
	263	-4,60	-3,6
	264	-3,70	-2,7
	265	-2,70	-1,7
TRATTO TRA MURI U SEZ TIPO B	266	-1,60	-0,6
	267	-0,75	0,25
	268	-0,35	0,65
	269	-0,35	0,65
TRATTO TRA MURI U SEZ TIPO C	270	-0,70	0,30
	271	-1,20	-0,20
	272	-1,50	-0,50
	273	-1,80	-0,80
	274	-1,90	-0,90
	275	-3,50	-2,50

Q' (m) Stima della quota relativa del livello di falda rispetto al piano ferro secondo profilo geotecnico di progetto

Q* (m) Stima della quota livello di falda di progetto (Q'+1)

Essendo inoltre prevista la realizzazione di Tiranti provvisori lungo diversi tratti delle opere di sostegno in progetto, tenendo conto delle caratteristiche dei terreni interagenti con le opere, nonché degli esiti delle indagini effettuate, sono state definiti sulla scorta delle indicazioni di Bustamante e Doix, i seguenti valori di aderenza limite τ_{lim} e di coefficiente di maggiorazione del diametro del bulbo di ancoraggio di progetto α .

Nella fattispecie, per ciò che concerne la scelta del parametro α il cui effetto è quello di produrre, dal punto di vista di calcolo, un'amplificazione del diametro effettivo del bulbo di ancoraggio previsto, il suo valore dipende in generale dalla tecnica realizzativa dei bulbi (IRS/IGU) e dalla classificazione granulometrica dei terreni.

Per il caso in esame, si è previsto l'impiego della tecnica IRS, per cui, per il caso delle formazioni BNI (depositi ghiaioso/sabbiosi) e BNC (depositi limo-argillosi), si è fatto riferimento al valore 1,6, quale valore intermedio suggerito per terreni di questa tipologia nella tabella seguente; analogamente, per il caso della formazione AAC (Argille marnose) il valore di riferimento scelto ovvero 1,8, è ancora una volta intermedio tra quelli suggeriti in tabella per quest'ultima tipologia di terreni.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marna	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

Tabella con indicazioni valori coefficiente α (Bustamante-Doix)

Per quanto riguarda invece la scelta dei valori di aderenza limite (s o τ_{lim}), gli stessi autori propongono delle curve per la stima di tale parametro, ancora una volta funzioni della tecnica realizzativa e della classificazione granulometrica dei terreni, secondo quanto riportato nella tabella seguente:

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

Tabella con indicazioni curve di riferimento per la stima dell'aderenza limite bulbo/terreno coefficiente α (Bustamante-Doix)

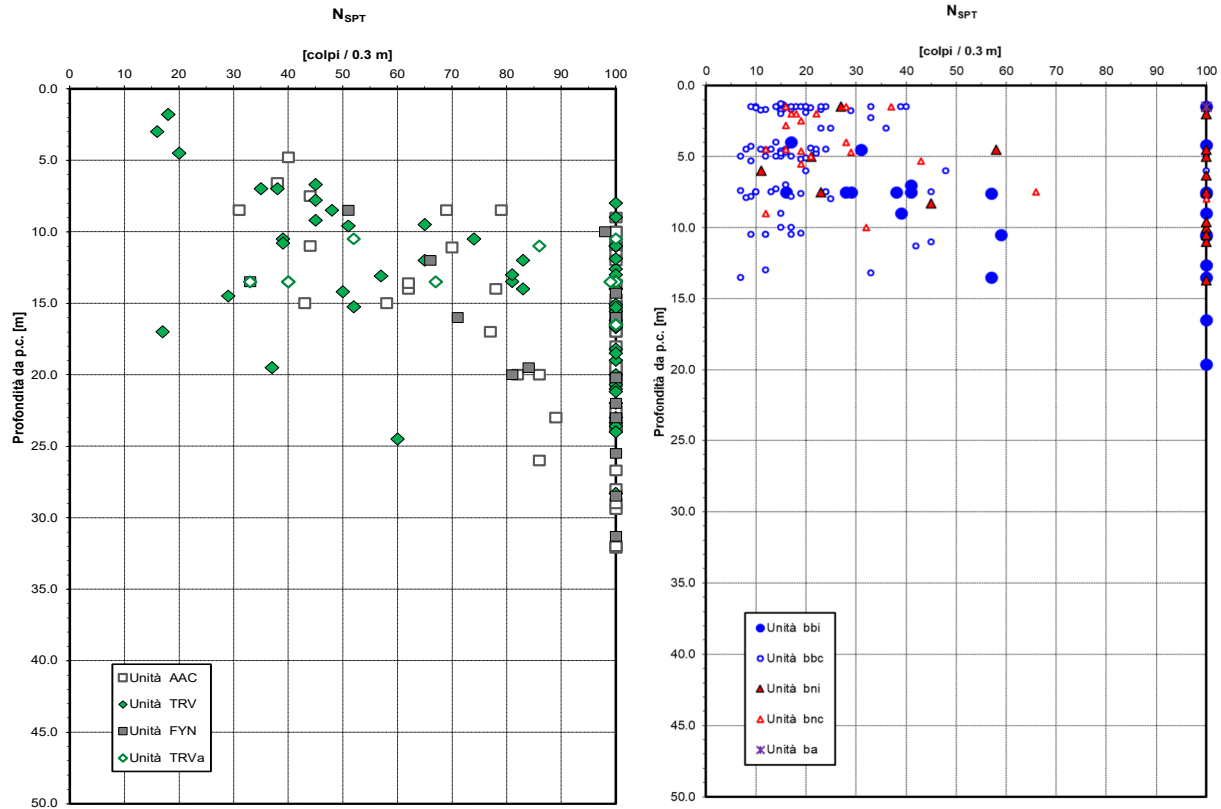
La generica curva, consente dunque di stimare la funzione del grado di addensamento/consistenza del terreno, il valore di aderenza limite cui far riferimento in sede di progetto; le curve scelte per il caso in questione tenendo conto di tutte le ipotesi e dati di progetto sono le seguenti:

BNI → Curva SG1

BNC/AAC → Curva AL1

Per la determinazione del valore di aderenza limite, individuate le curve di riferimento, occorre infine determinare un valore di N_{spt} di progetto indice del grado di consistenza del materiale; a tal riguardo, sono stati considerati gli

abachi specifici già riportati nella Relazione Geotecnica Generale, che di seguito vengono riproposti per ulteriore chiarezza espositiva, riferiti alle formazioni interessate:



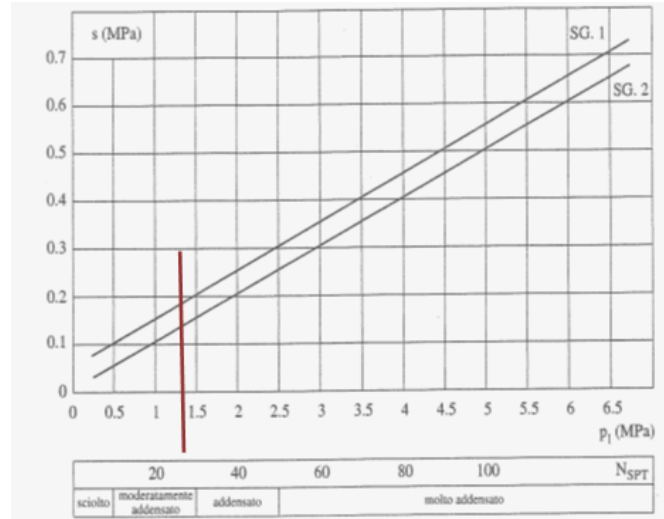
Abachi valori di N_{spt} estratti dalla Relazione Geotecnica Generale

Dall'esame degli abachi appena riportati, e tenendo conto anche dei risultati specifici di tale tipologie di prove condotte in corrispondenza dei sondaggi più prossimi al tratto di linea in esame e riportati sul profilo Geotecnico Generale di Linea, (D32/S1/D33), sono stati definiti i seguenti valori di NSPT di riferimento per il progetto:

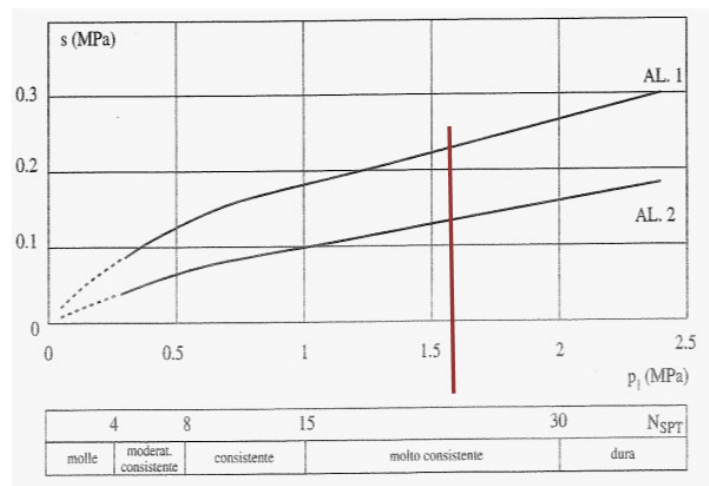
BNC/BNI \rightarrow N_{spt} = 25

AAC \rightarrow N_{spt} = 50

Tenendo dei dati di cui sopra, e definite le relative curve come già esposto in precedenza, sono stati dedotti i valori di aderenza limite da utilizzare per le analisi, come di seguito rappresentato:



Valutazione dell'aderenza limite per BNI (Abachi sabbie e ghiaie)



Valutazione dell'aderenza limite per BNC/AAC (Abachi limi e argille)

La tabella seguente riepiloga infine i valori di progetto assegnati alle varie unità geotecniche nei riguardi del dimensionamento del bulbo dei tiranti, sulla scorta di tutte le considerazioni sopra effettuate, precisando che per il caso dell'Unità AAC, si è scelto di limitare cautelativamente i valori di τ_{lim} a 250KPa, nonostante la teoria di riferimento consentiva l'adozione di valori di calcolo maggiori:

Parametri Geotecnici TIRANTI					
Tipo terreno	Tipo Iniezione	Curva (Bustamante-Doix)	$N_{SPT_PROGETTO}$	α	τ_{lim} (KPa)
BNC	IRS	AL1	25	1.6	220
bni	IRS	SG1	25	1,6	180
AAC	IRS	AL1	50	1,8	250

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Le opere oggetto dei dimensionamenti esposti nel presente documento, rientrano nell'ambito di opere di tipo "temporaneo e/o provvisorie" con vita utile non superiore a 2 anni, per cui ai sensi del § 2.4.1 del DM 14.01.18, è possibile omettere le relative verifiche in condizioni sismiche.

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 14/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi* e *Stati Limite di Esercizio*.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

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

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

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

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 14.01.08, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio I**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 14.01.08 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Q3} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 14.01.08, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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

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

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

7.2 Criteri di Analisi e Verifica di Paratie

Per le paratie, al § 6.5.3.1.2 del DM 14.01.08 viene specificato che si devono considerare almeno i seguenti **Stati Limite Ultimi**, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnica (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.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Con riferimento infine agli **Stati Limite di Esercizio**, bisogna controllare che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti, oltre che verificare, nei riguardi degli aspetti strutturali, la compatibilità degli stati tensionali dei materiali costituenti l'opera.

In aggiunta a quanto sopra, al § C6.5.3.1.2 della Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 viene inoltre specificato quanto segue:

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1).

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

In relazione a tali specifiche integrative contenute nella Circolare Applicativa, ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso deli Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

7.3 Verifiche per stati limite di Sollevamento e Sifonamento

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ($V_{inst,d}$) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stab,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stab,d}$$

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Si fa notare che entrambe le verifiche sono state effettuate in termini di pressioni per unità di superficie e conducono allo stesso risultato.

7.4 Verifiche di Stabilità Globale

Il DM 14.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 14.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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

7.5 Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

Relazione di calcolo Paratie Provisionali Φ 600 Tipo D

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 6200 003	A	25 di 58

Nell'ambito delle progettazione delle opere geotecniche soggette alle azioni Sismiche, il § 7.11 .1 del DM 14.01.08 specifica che le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 dello Stesso DM, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Ciascuna combinazione di verifica in fase sismica, assume pertanto la seguente espressione generale: **1+1+R**.

Riguardo i valori dei fattori parziali da applicare alle resistenze (**R**), per il caso delle paratie, valgono i valori già definiti nella sezione della normativa dedicata alle verifiche da effettuare in fase statica, a meno della Verifica di Stabilità Globale del complesso opera-terreno, che, tenendo conto delle prescrizioni del § 7.11.4 del già citato DM, va effettuati prevedendo un valore di $R = \gamma_R = 1.2$.

8 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

8.1 Generalità

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 19.2

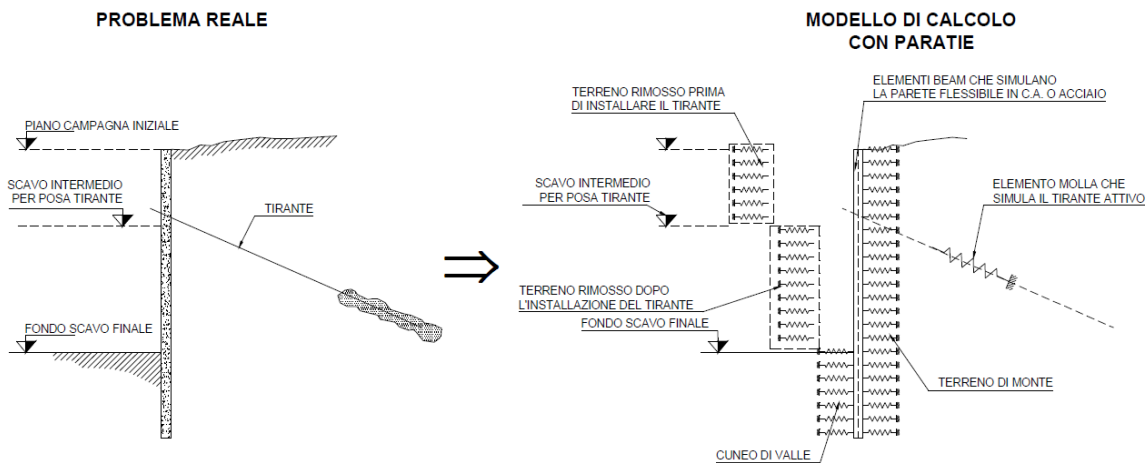
8.2 Metodologia di calcolo

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_{h}) e la tensione verticale efficace (σ'_{v}) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

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.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da: $k = E / L$

ove E è un modulo di rigidezza del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidezza di ogni molla è: $k = E\Delta / L$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_A = \min\{l, 2H\}$;

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA**

Relazione di calcolo Paratie Provisionali Φ 600 Tipo D

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 6200 003	A	28 di 58

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza (≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.

9 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate, in ossequio alle prescrizioni normative.

9.1 Peso proprio elementi strutturali

I pesi degli elementi strutturali sono dedotti utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

9.2 Spinte in fase statica

Le spinte agenti sull'opera di sostegno in fase statica dipendono direttamente dalla situazione geostatica e dai parametri di resistenza del terreno.

In particolare la pressione fondamentale dell'analisi è la $\sigma'h$ che lo scheletro solido del terreno esercita sulla struttura di sostegno che dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di $\sigma'h$ 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, la $\sigma'h$ sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'h_a = K_a \sigma'v - 2c'(K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

K_a = coefficiente di spinta attiva;

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace alla generica profondità

c' = coesione efficace.

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la $\sigma'h$ sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'h_p = K_p \sigma'v + 2c'(K_p)^{0.5} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

K_p = coefficiente di spinta passiva;

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace alla generica profondità

c' = coesione efficace.

In condizioni statiche, K_a e K_p sono funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido ϕ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno δ dell'inclinazione β del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione i del terrapieno a tergo dell'opera.

Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a e K_p in letteratura, si è fatto riferimento a quelle proposte da Coulomb [1773], per il calcolo del K_a e di Lancellotta (2002) per il calcolo del Coefficiente K_p di cui in seguito si riportano le espressioni generali:

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

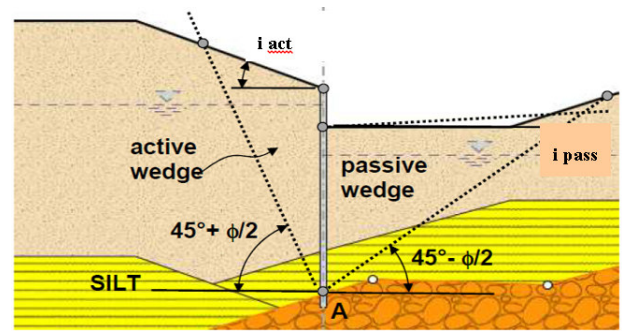
$$\theta_P = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) + \delta$$

$$K_P = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\theta_P \tan \phi'}$$

In considerazione del fatto che nell'ambito dei modelli oggetto di analisi, i terrapieni spingenti sulle opere sono caratterizzati da alternanze stratigrafiche tra formazioni diverse in termini di parametri fisico meccanici, la determinazione dei coefficienti di spinta K_a e K_p viene effettuata per ciascuna unità tenendo conto del relativo angolo d'attrito ϕ' e quindi del valore dell'angolo d'attrito terra muro δ , posto in generali pari $0.6\phi'$, a meno della fase sismica, ove si assume in ogni caso $\delta=0$.

Il valore di inclinazione del piano limite del terrapieno i da considerare nella valutazione dei coefficienti di spinta, è funzione della zona di estensione del potenziale cuneo di spinta agente sull'opera. Tale valore assume un valore diverso per ciascuno strato, è viene valutato automaticamente nel software di calcolo utilizzato secondo la procedura sinteticamente illustrata nel seguito con riferimento allo strato "SILT" (in giallo):

- dal punto A più basso dello strato in corrispondenza della parete, si traccia la linea di rottura piana corrispondente al cuneo di mobilitazione in spinta attiva (o passiva) secondo la teoria di Coulomb, senza considerare attrito terra-muro, fino a raggiungere la linea di scavo (o piano campagna);
- si determina quindi un ipotetico cuneo di terreno mobilitato, compreso tra il punto A e la sommità del tratto non esposto della parete: tale cuneo sarà delimitato superiormente da una superficie irregolare;
- calcolata l'area di tale cuneo, si calcola una superficie piana equivalente (inclinata di i sull'orizzontale) tale che l'area del triangolo equivalente sia pari all'area del cuneo prima determinato.



- Schema di valutazione delle pendenze equivalenti del piano limite per ciascuno strato -

In presenza di falda, occorre inoltre tener conto, alla generica profondità, dell'ulteriore contributo di spinta attiva associato a quest'ultima, che può essere espressa come segue

$$\sigma_w = \gamma_w h_w$$

- γ_w = peso unità di volume dell'acqua
- h_w = battente idraulico alla quota considerate.

9.3 Carichi sul terrapieno

Si è considerata la presenza di un sovraccarico di cantiere pari a 10 KPa, distribuito uniformemente sul piano campagna a monte dell'opera di sostegno.

10 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normative vigente, come già descritte al paragrafo 7.

10.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1.1 Stabilità Locale dell'opera di sostegno

Nell'ambito delle verifiche finalizzate al controllo della stabilità locale dell'opera di sostegno, bisogna analizzare i seguenti due potenziali meccanismi.

- 1) - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- 2) - collasso per carico limite verticale;

Potendo ritenere non significativa per il caso delle opere in oggetto la verifica 2, trattandosi di paratie soggette fondamentalmente al solo peso proprio in quanto non sono previsti in testa alle opere carichi permanenti e/o accidentali di rilevante entità in direzione verticale, si è proceduto a controllare il meccanismo di cui al punto 1, in termini di massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva (GR) nell'ambito delle varie fasi caratteristiche di scavo e/o completamenti previsti, controllando il rispetto della seguente condizione:

$$G_m = kP_{mob}^{max} / k_p \leq 1 \quad kP_{mob}^{max} = \text{massimo rapporto tra la tensione orizzontale del terreno in zona passiva e la tensione verticale efficace nel medesimo punto}$$

K_p = coefficiente di spinta passiva locale di progetto, valutato in base ai parametri caratteristici dei terreni fattorizzati secondo i coefficienti M1/M2 in relazione alla generica combinazione analizzata secondo specifiche di cui già al precedente § 7.1

Lo specifico software di calcolo utilizzato, fornisce a tal riguardo un diagramma tipico ove per ciascuna fase di analisi viene fornito il valore di G_m .

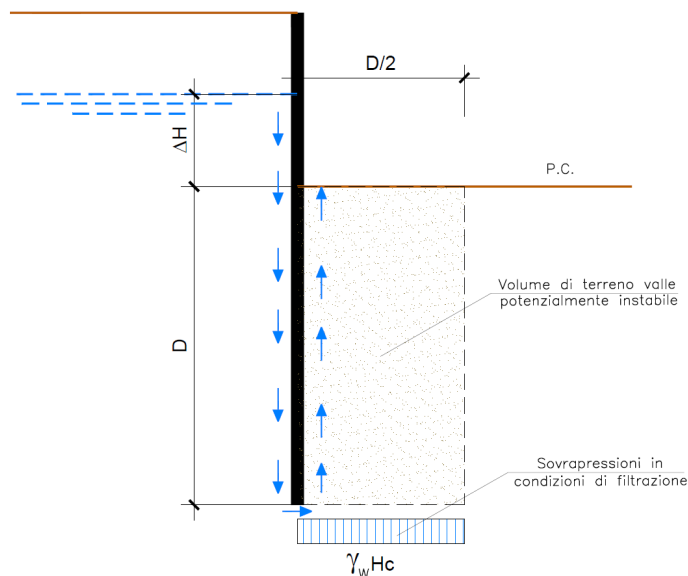
10.1.2 Verifiche a Sollevamento e Sifonamento

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero:

- Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”
- Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”

I fenomeni sono legati essenzialmente ai processi di filtrazione che si innescano verso la zona di fondo scavo a completamento degli scavi, che avvengono “a breve termine” per terreni a grana grossa, ovvero a “lungo termine” per terreni a grana fine, o comunque, in quest’ultimo caso, alla sovrappressione di tipo idrostatico che agisce a piede del cuneo di terreno potenzialmente instabile immediatamente a ridosso dell’opera.

Terzaghi ha osservato che il fenomeno di instabilità si estende a tutta la profondità D di infissione dell’opera, per una larghezza pari a $D/2$ e che l’andamento delle sovrappressioni interstiziali, secondo lo schema grafico di figura seguente:



- Schema di filtrazione per effetto di scavi sotto falda a valle di opere di sostegno -

In prima approssimazione, nell’ipotesi di mezzo omogeneo, il valore della sovrappressione H_c al piede del diaframma si può ipotizzare sia costante per una larghezza $D/2$ e pari ad $\gamma_w \cdot H_c$, dove H_c si ricava dall’equazione: $H_c = i_e D$ essendo i_e il gradiente idraulico medio lungo il percorso di filtrazione, valutabile in via semplificata come di seguito: $i_e = \Delta H / (\Delta H + 2D)$ e quindi: $H_c = (\Delta H D) / (\Delta H + 2D)$.

In questa condizione, il fattore di sicurezza “**al sollevamento**” del cuneo di terreno potenzialmente instabile a tergo della paratia, può essere espresso, a meno dei coefficienti parziali da applicare alle azioni Stabilizzanti ed Instabilizzanti prescritte dalla normativa come già definiti al §7.3, può essere espresso come segue:

$$FS = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot D \cdot D/2}{\gamma_w \cdot H_c \cdot D/2} = \frac{\gamma' \cdot D}{\gamma_w \cdot H_c}$$

Ovvero, tenendo conto delle espressioni precedenti, in termini di gradienti idraulici: $FS = i_c/i_E$. Avendo posto:

$i_c = \gamma' / \gamma_w$ (gradiente idraulico critico)

$i_e = H_c / D$ (gradiente idraulico medio)

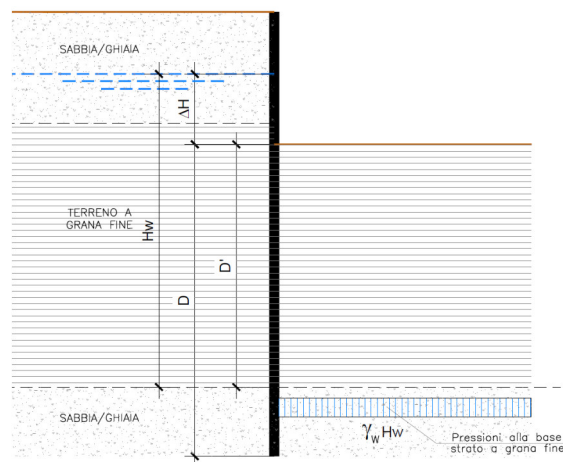
Per incrementare il valore di FS si possono adottare le seguenti soluzioni:

- aumentare la profondità di infissione in modo da ridurre il gradiente di efflusso;
- disporre sul fondo dello scavo in adiacenza al diaframma un filtro costituito da materiale di grossa pezzatura in modo da incrementare le tensioni efficaci.
- inserire dei dreni in modo da ridurre le sovrappressioni. In questo caso, detto W il peso del filtro, il coefficiente di sicurezza diviene:

$$FS = \frac{\gamma' \cdot D^2 / 2 + W}{\gamma_w \cdot H_c \cdot D / 2}$$

L'approccio di verifica appena esposto, riguarda indifferentemente, per il caso dei terreni a grana grossa, sia le condizioni di "breve termine" che quelle di "lungo termine". Se lo scavo è realizzato invece in un terreno a grana fine, sovrastante uno strato a permeabilità molto più elevata, nel tempo che intercorre tra la realizzazione dello scavo e l'instaurarsi del moto di filtrazione, occorre ragionare in termini di pressioni totali: se la forza risultante delle pressioni idrostatiche iniziali alla base del cuneo supera il peso totale del cuneo può verificarsi il sollevamento. In questo caso il fattore di sicurezza globale è definito, a meno dei coefficienti parziali da applicare alle azioni Stabilizzanti ed Instabilizzanti prescritte dalla normativa come già definiti al §7.3, mediante il rapporto tra la pressione verticale totale e la pressione interstiziale all'intradosso dello strato di argilla a valle (vedi schema grafico seguente), ovvero :

$$FS = \frac{\gamma \cdot D}{\gamma_w \cdot H_w}$$



- Schema di pressioni interstiziali per scavo in terreno a grana fine a breve termine

In aggiunta al meccanismo di sollevamento, la normativa prescrive, come già esposto al descritto al §7.3, di effettuare verifiche specifiche nei riguardi del rischio di “sifonamento”, che riguarda specificamente le condizioni di filtrazione che si innescano a valle degli scavi, per effetto dei quali, a seguito dell’incremento delle pressioni interstiziali nella zona di valle, si può determinare un annullamento delle tensioni verticali efficaci e quindi la completa perdita di resistenza del terreno che determina un trasporto delle particelle da parte dell’acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno.

Si definisce **fattore di sicurezza globale nei confronti del sifonamento** il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello che si ha in esercizio ossia: $F_s = i_c/i_E$ dove i_c ed i_E assumono le espressioni già definite in precedenza.

Essendo il sifonamento un fenomeno improvviso, senza segni premonitori, ed essendo difficile tener conto di fattori quali l’eterogeneità e l’anisotropia del terreno, si adottano valori alti di F_s ovvero elevati valori dei coefficienti parziali da applicare ad i_c ,

Per i terreni a grana grossa, ove come detto, è plausibile considerare un’unica condizione di verifica di “breve/lungo termine”, il soddisfacimento della verifica a sifonamento, implica di fatto anche il buon esito anche della verifica a “sollevamento”, essendo quest’ultima maggiormente restrittiva in virtù dei coefficienti parziali da applicare nei due casi alle azioni “stabilizzanti o resistenti” secondo la normativa vigente.

Si precisa che il criterio di verifica a sollevamento per terreni a grana fine è adottabile anche per effettuare l’analoga verifica al sollevamento delle solette in c.a. definitive previste in corrispondenza della quota di fondo scavo proprio per bloccare le risalite della falda verso il corpo ferroviario.

In tal caso il valore γ_D corrisponde alla pressione sul piano di scavo esercitata dal peso della soletta e dai carichi permanenti su di esse agenti, mentre il termine $\gamma_w H_w$ è sostituito dal termine $\gamma_w \Delta H$

Tutte le verifiche descritte nel presente paragrafo, sono state eseguite, se necessarie, mediante impiego di fogli di calcolo excel autoprodotti.

10.1.1 Tiranti di ancoraggio

Di seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per le verifiche dei tiranti di ancoraggio, nel rispetto delle prescrizioni normative già illustrate al precedente paragrafo.

10.1.1.1 Bulbo

La verifica allo sfilamento del bulbo dei tiranti, viene effettuata controllando che il coefficiente di sicurezza F_s come di seguito valutato, risulti non inferiore all’unità (o equivalentemente che il tasso di sfruttamento $T_s=1/F_s$, risulti inferiore all’unità):

$$F_s = \frac{R_{ac}}{\xi} \frac{1}{\gamma_R} \frac{1}{E_d} = \frac{\pi \alpha D_p \tau_{lim} L_a}{\gamma_R \xi E_d} \geq 1.00$$

dove:

α è un coefficiente di maggiorazione del diametro effettivo di perforazione, funzione della tecnologie realizzativa impiegata e della natura del terreno/ terreni in cui il bulbo è collocato.

τ_{lim} è la tensione caratteristica di adesione laterale limite fondazione-terreno, funzione della natura e delle caratteristiche meccaniche del terreno / dei terreni in cui il bulbo è collocato

L_a è la lunghezza attiva/ lunghezza del bulbo

D_p è il diametro di perforazione

E_d è lo sforzo di progetto allo stato limite ultimo

$\gamma_R = 1.1$ trattandosi di tiranti con funzione provvisoria

ξ = coefficiente di correlazione resistenza, assunto pari ad 1,70 per il caso in esame (ξ_{a3} / n° 3 verticali indagate)

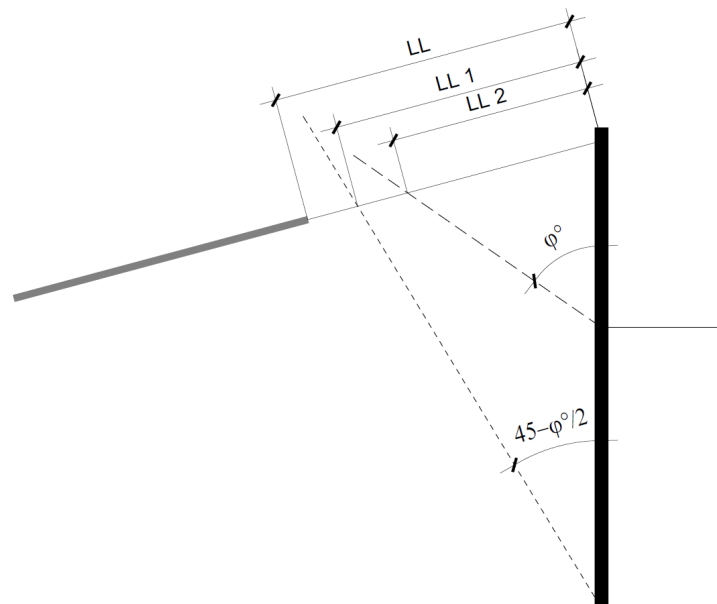
10.1.1.2 Lunghezza Libera

La lunghezza libera del tirante (LL), ovvero il tratto compreso tra il bulbo di ancoraggio e la testata, è stato determinato controllando il rispetto della seguenti condizioni geometriche:

1) $LL > LL1$

2) $LL > LL2$

Essendo LL1 ed LL2 i valori determinati come da schema grafico seguente:



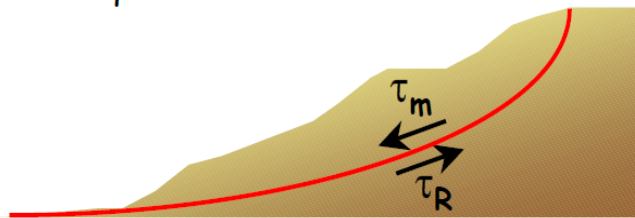
- Schema grafico per la determinazione della lunghezza libera dei tiranti -

10.1.2 Stabilità Globale

Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa.

Nello specifico, le Analisi sono state effettuate mediante i metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui, Fellenius, Bishop, Janbu, Morgestern-Price, ecc.

In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglienti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuare rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica, come già illustrate al precedente paragrafo.

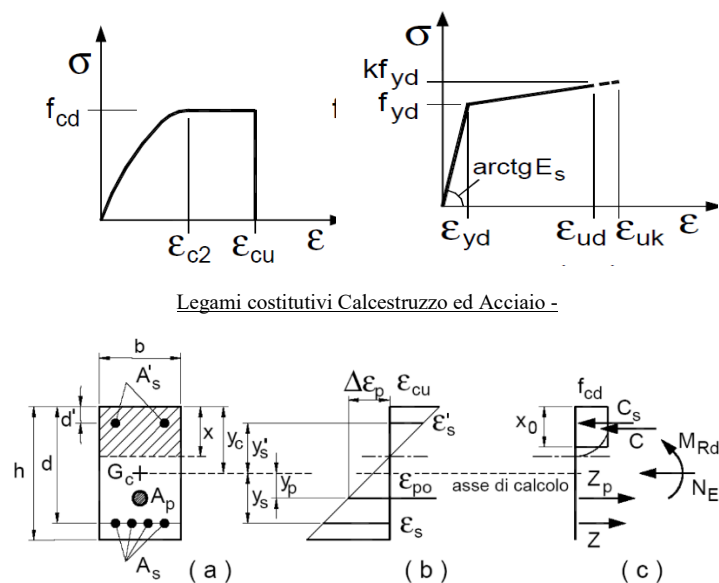
10.2 VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

10.2.1 Verifiche allo SLU

Pressoflessione sezioni in c.a.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione in c.a., viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 del DM 14.01.08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -

Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consiste nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Taglio sezioni in c.a.

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi strutturali in c.a., può essere valutata secondo le formulazioni fornite al § 4.1.2.1.3.2 del DM 14.01.08, riferite sia al caso di “elementi privi di armatura a taglio” sia al caso di “elementi armati a taglio”.

Per il caso di una membratura priva di armatura specifica, risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , che assumono nell'ordine le seguenti espressioni:

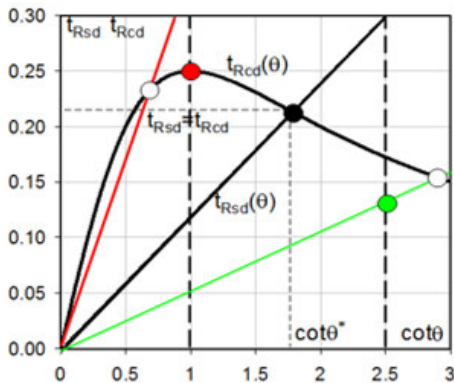
$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo: $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3.2 del DM 14.01.08 considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione. $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$



- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta = 2,5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta = 1,0$.

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

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

$$\omega_{sw} : \text{Percentuale meccanica di armatura trasversale. } \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

10.2.2 Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

Verifica di fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo che l'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio non superi i valori limite; anche in tal caso, come per le verifiche tensionali, ci si è riferiti alle prescrizioni maggiormente restrittive stabilite nell'ambito del progetto di opere ferroviarie nel documento RFI "Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2 / Ponti e Strutture – RFI DTC SI PS MA IFS 001 B" – § 2.5.1.8.3.2.4, che prescrive in particolare quanto segue

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f , calcolata per la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.01.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.01.2008

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si è previsto di adottare il limite : **w1=0,20 mm** trattandosi in generale di strutture a permanente contatto col terreno.

Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008, la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10.2.1 Armatura dei tiranti

In condizioni ultime, lo sforzo massimo di trazione di calcolo E_d ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti N_{yd} ottenuto moltiplicando l'area totale A_t della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio $f_{p(1)k}$, fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$, ovvero :

$$F_s = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{1.15 \cdot E_d} \geq 1.00$$

(o equivalentemente in termini di tasso di sfruttamento : $T_s = 1/F_s \leq 1$)

dove:

$f_{p(1)k}$ è la trazione caratteristica dell'acciaio dei trefoli, all'1% di deformazione totale

A è l'area di ciascun trefolo (assunta pari a 139mm², avendo considerato trefoli da 0.6")

n_{tr} è il numero di trefoli per tirante

10.2.2 Criteri di verifica travi di contrasto in c.a.

La determinazione delle sollecitazioni di progetto delle travi di contrasto in c.a., è stata effettuata considerando uno schema di trave appoggiata-appoggiata di luce L pari all'interasse tra i tiranti e soggetta ad un carico distribuito pari allo sforzo a metro lineare dei tiranti., i cui vincoli di appoggio sono costituiti dai tiranti di ancoraggio.

Nello specifico, sono stati determinati le seguenti sollecitazioni di taglio e momento flettente di progetto:

$$V_d = R_d 0.6 i$$

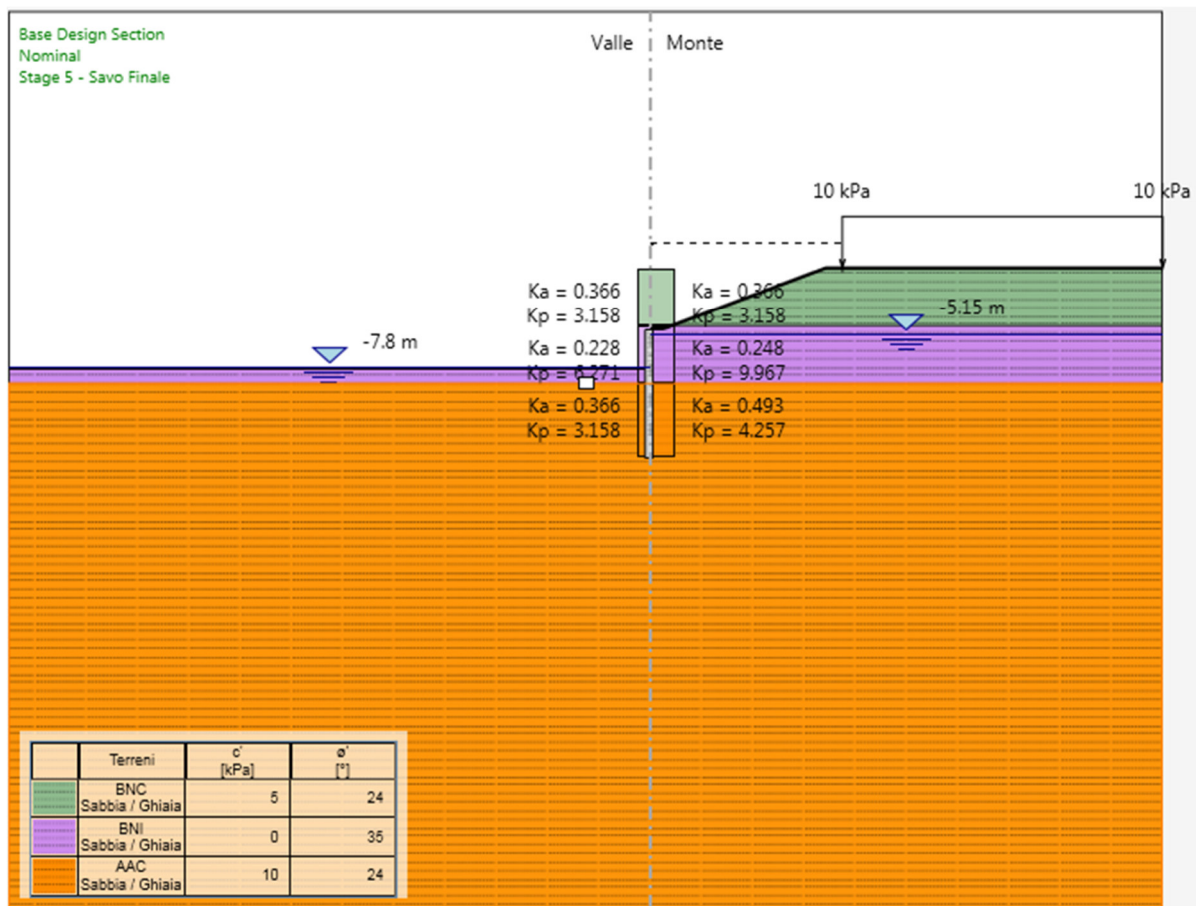
$$M_d = R_d i^2 / 10$$

essendo R_d , la reazione del tirante per unità di lunghezza, ed i il relativo interasse di progetto:

11 ANALISI E VERIFICHE PARATIE

11.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.



Modello Paratia (Fase finale)

Il modello rappresentato in figura precedente e considerato per i dimensionamenti delle paratie d 600, fa riferimento alla zona di altezza massima, riscontrabile nel tratto in prossimità della sezione 273 ove si rileva un'altezza massima di scavo da testa cordolo pari a 3.0 (Piano di bonifica) ed un livello di falda di progetto a -0.60m dal PF, ovvero cautelativamente posto a -5.15 m dal p.c. attuale.

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente § 5.1; lo schema grafico del modello appena rappresentato, riporta inoltre per ciascuno strato, i valori di K_a e K_p determinati secondo i criteri di cui al §9.2.

Sul piano campagna è presente inoltre un sovraccarico variabile pari a 10KPa, che schematizza l'eventuale presenza di mezzi di cantiere.

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO - PALI D600 tipo D

Tipologia struttura di sostegno	Pali ϕ 600 interasse 0.80 m
Altezza totale paratia	$L_{\text{palo}} = 9.0\text{m} + 1.0\text{m}$ (cordolo)
Altezza di scavo max (da testa cordolo)	$H = 3.0$ m
Cordolo (bxh)	0.80m x 1,00m

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

11.2 Fasi di calcolo

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. A tal riguardo, si precisa che la condizione geostatica quale condizione di avvio delle analisi dell'opera di sostegno, è schematizzata con un regime di spinta a riposo, ove a ciascuno strato caratteristico del modello, è stato assegnato il relativo coefficiente di spinta a riposo, secondo quanto riportato nella tabella seguente:

unita'	Ko
BNC	0,593
BNI	0,426
AAC	0,593

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione, nell'ambito delle analisi effettuate e le immagini delle fasi più significative.

STAGE:

- Stage 0.** Condizione geostatica.
- Stage 1.** Scavo fase 1.
- Stage 2.** Scavo fase 2.
- Stage 3.** Realizzazione pali e cordolo.
- Stage 4.** Esecuzione scavo finale.

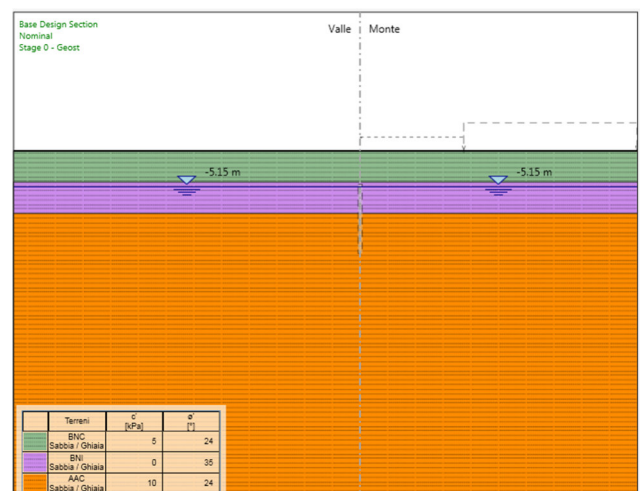


Figura 1 – Stage 0

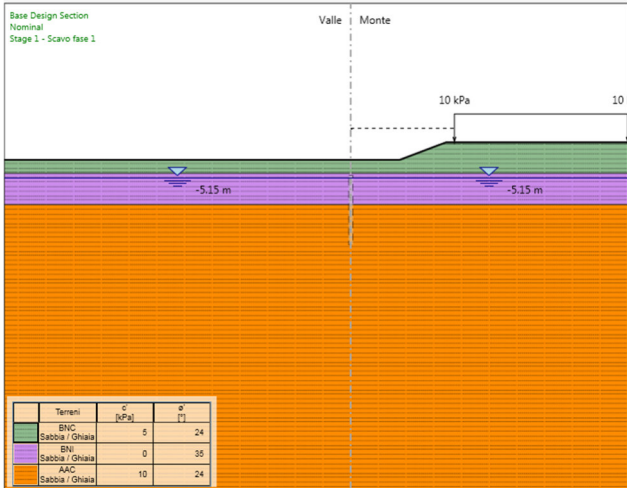


Figura 2 – Stage 1

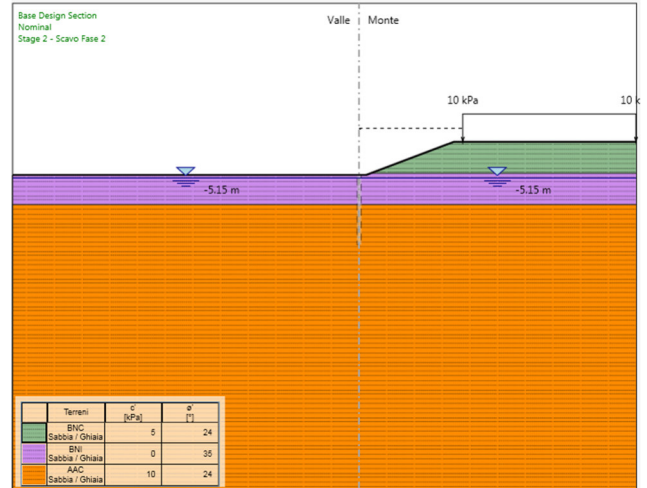


Figura 3 – Stage 2

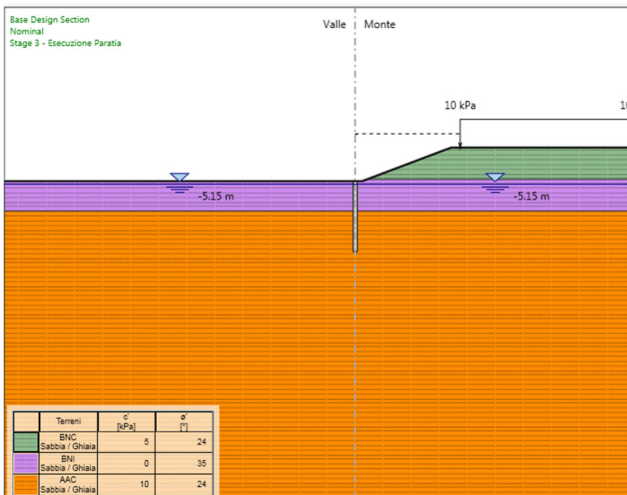


Figura 4 – Stage 3

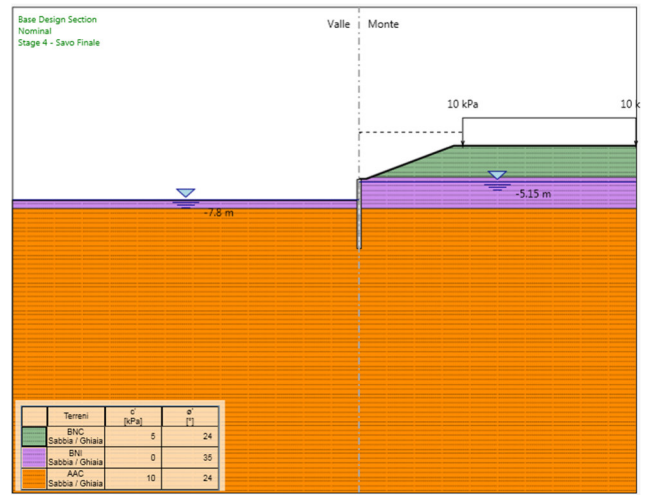


Figura 5 – Stage 4

11.3 Risultati delle analisi

11.3.1 Regime tensionale sull'opera

Nel seguito del presente paragrafo sono riportati, in forma grafica, i diagrammi delle tensioni orizzontali, verticali e pressioni neutre agente su ciascun lato dell'opera nelle diverse fasi di calcolo analizzate.

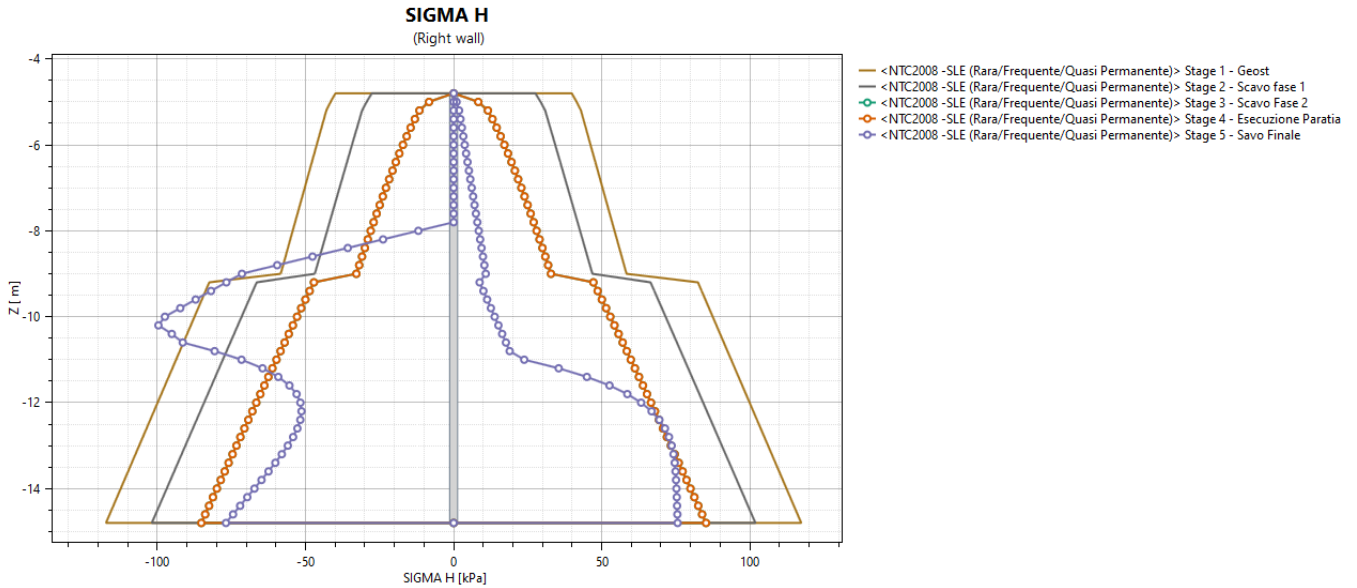


Figura 6: Tensioni orizzontali allo SLE

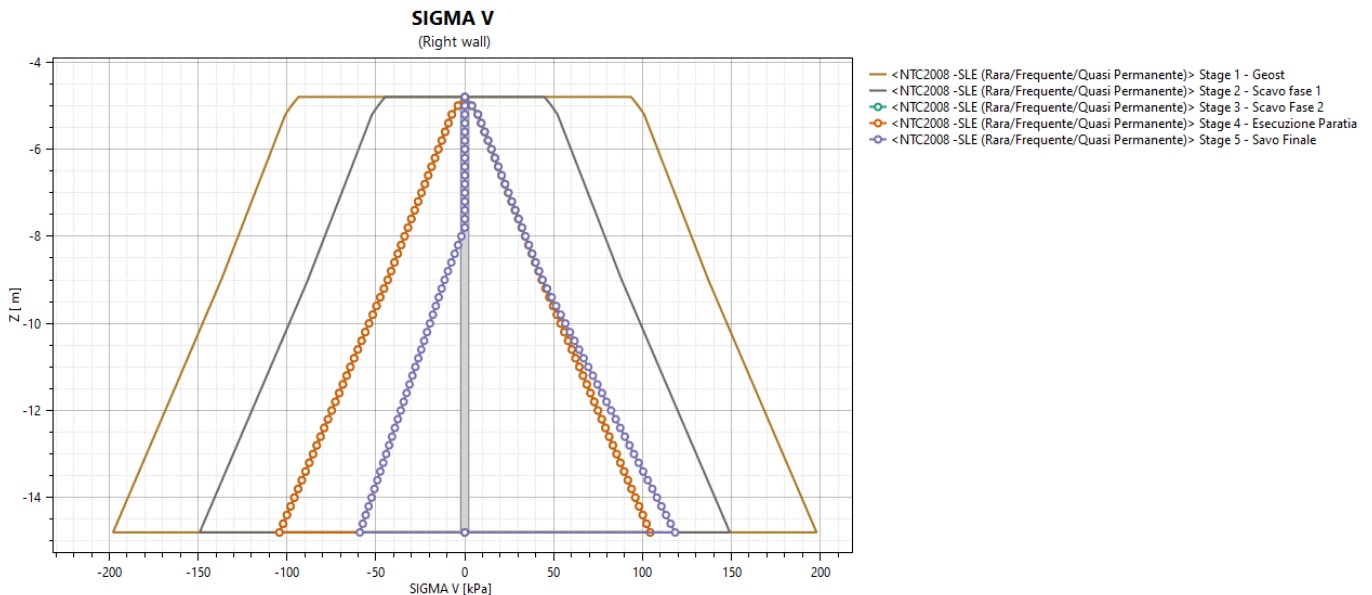


Figura 7: Tensioni verticali allo SLE

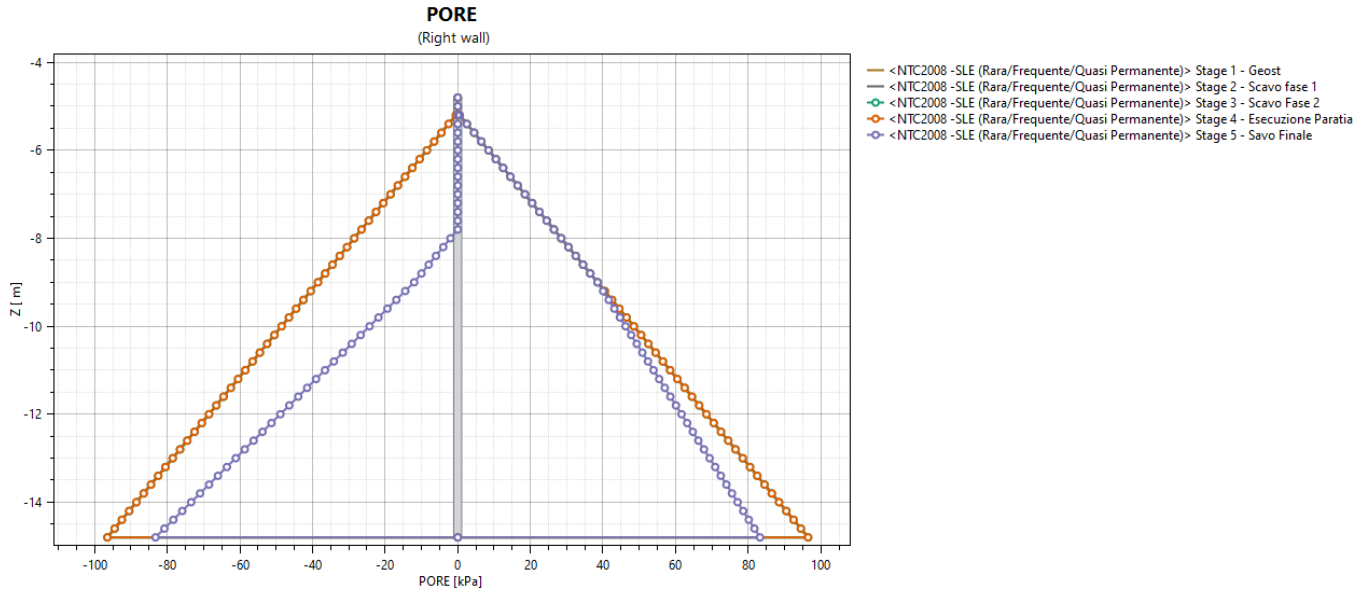


Figura 8: Tensioni pressioni neutre allo SLE

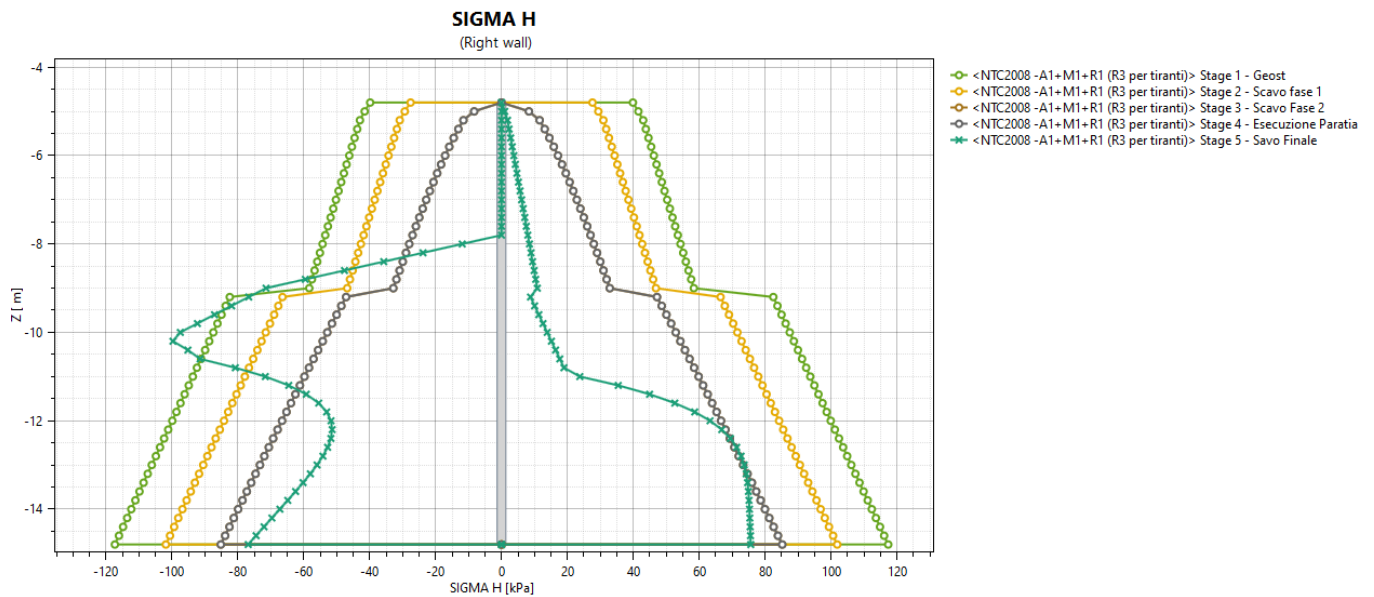


Figura 9: Tensioni orizzontali allo SLU (A1-M1-R1)

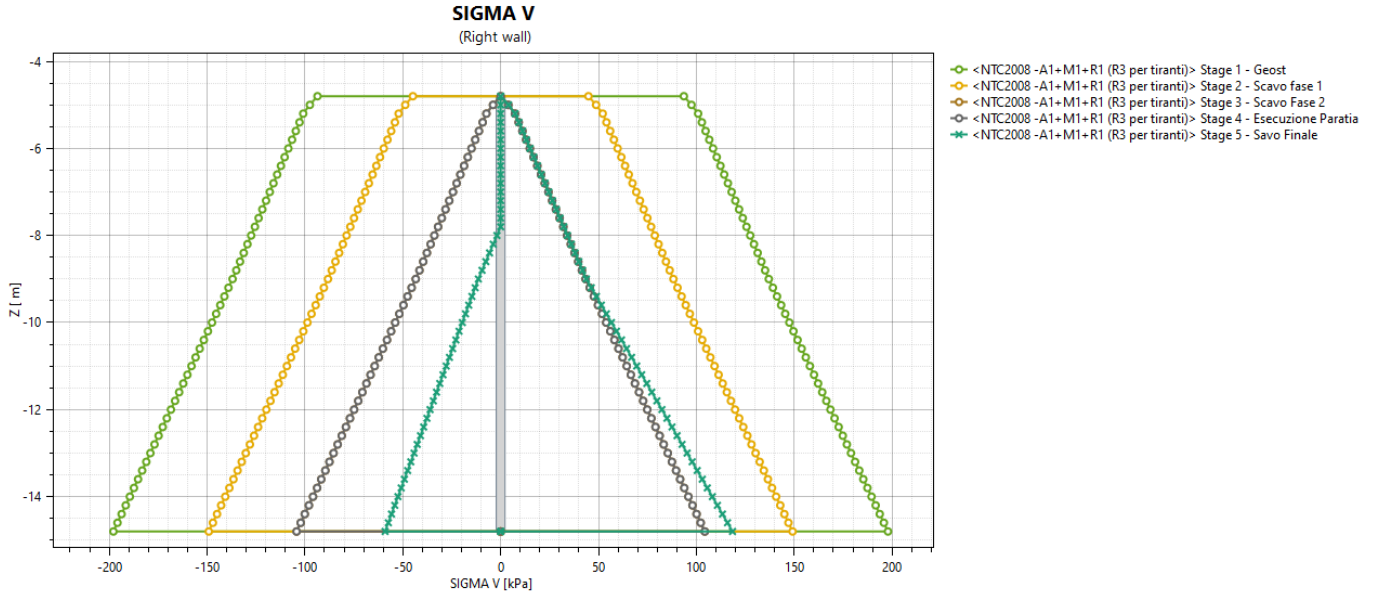


Figura 10: Tensioni verticali allo SLU (A1-M1-R1)

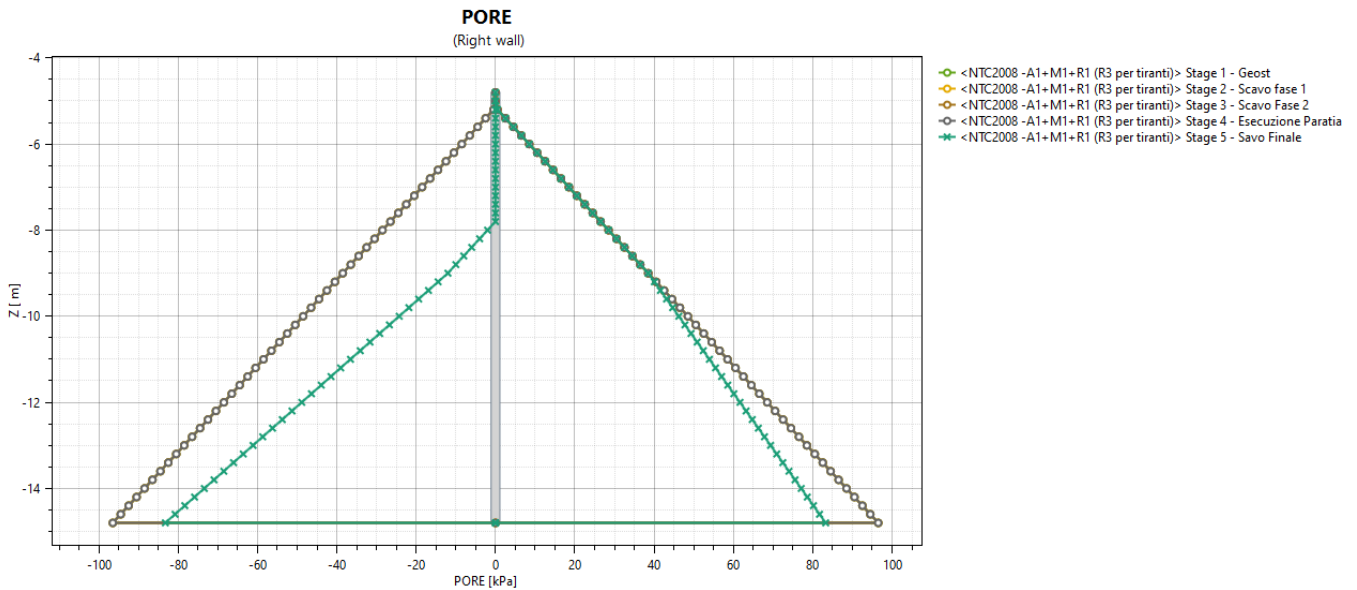


Figura 11: Tensioni pressioni neutre allo SLU (A1-M1-R1)

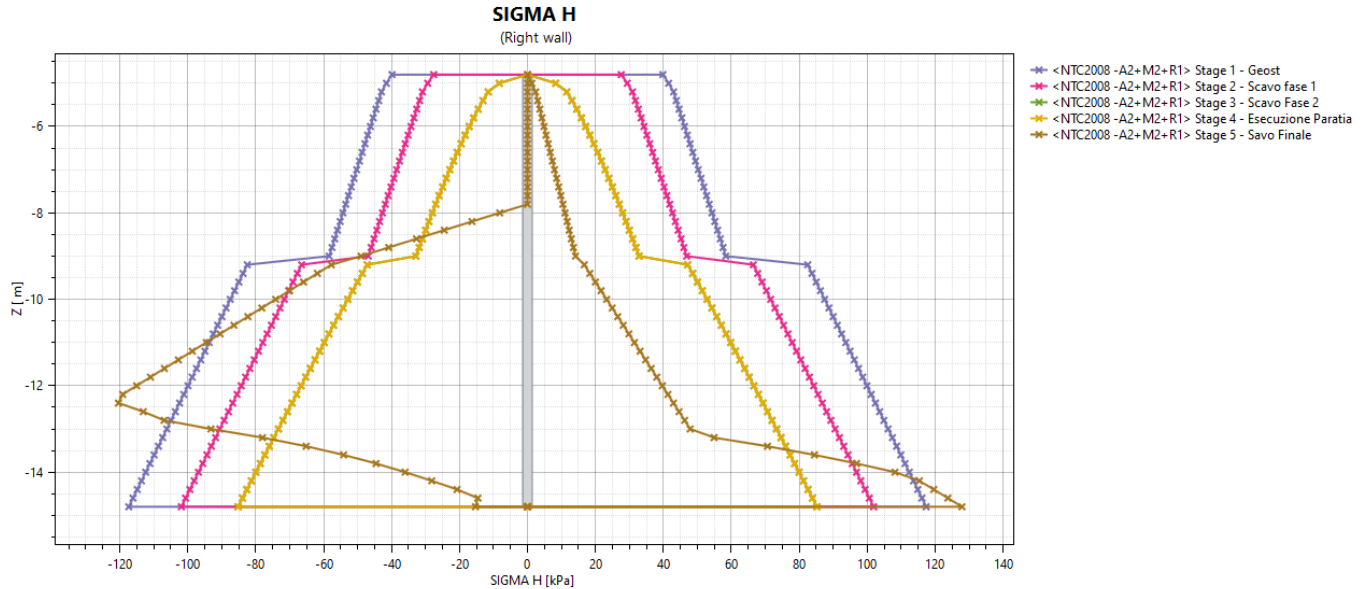


Figura 12: Tensioni orizzontali allo SLU (A2-M2-R1)

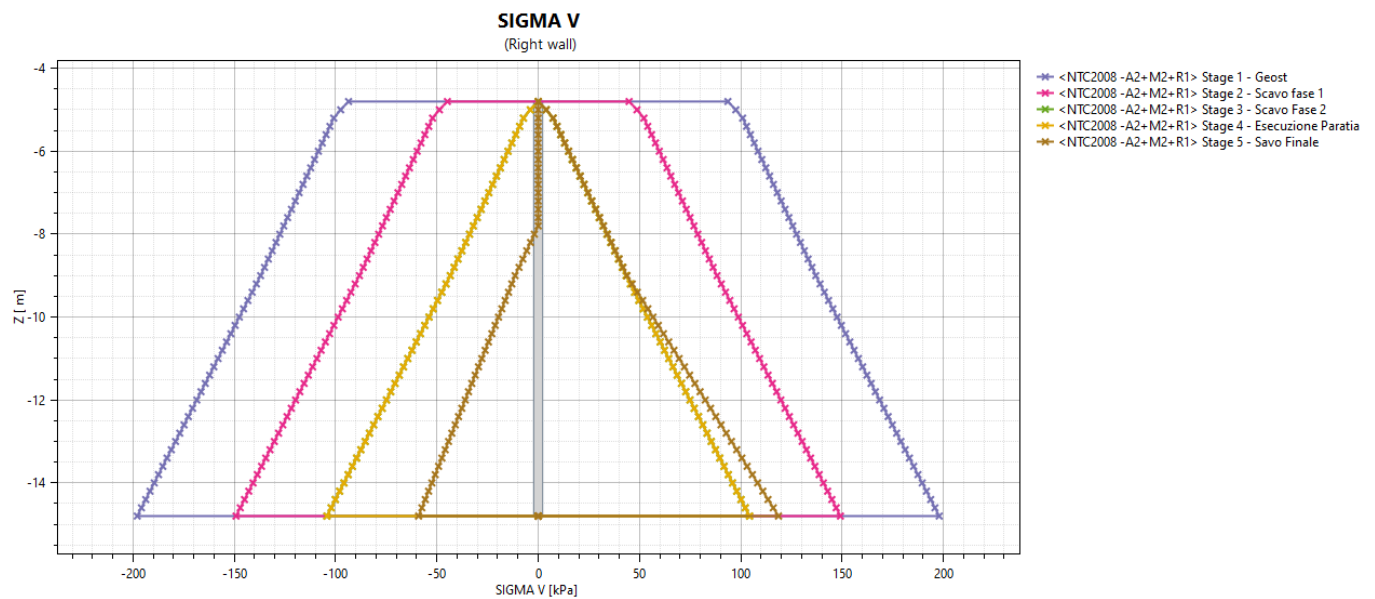


Figura 13: Tensioni verticali allo SLU (A2-M2-R1)

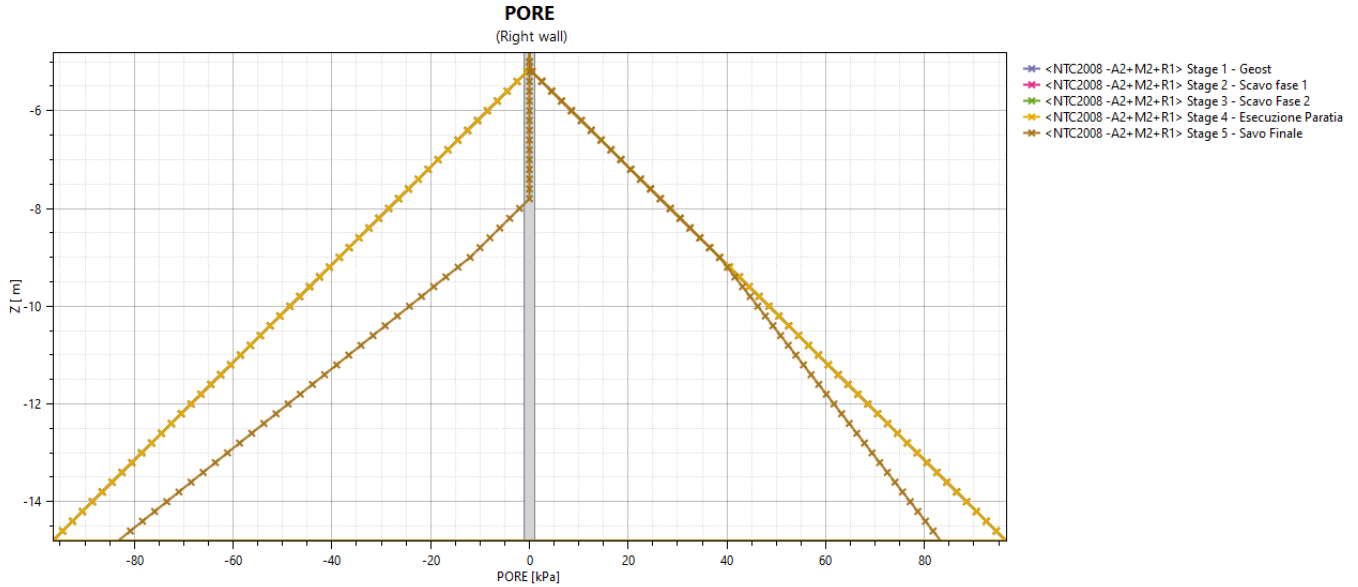


Figura 14: Tensioni pressioni neutre allo SLU (A2-M2-R1)

11.3.2 Verifica del complesso opera-terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia. A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output in termini di deformata dell'opera e percentuale di spinta mobilitata.

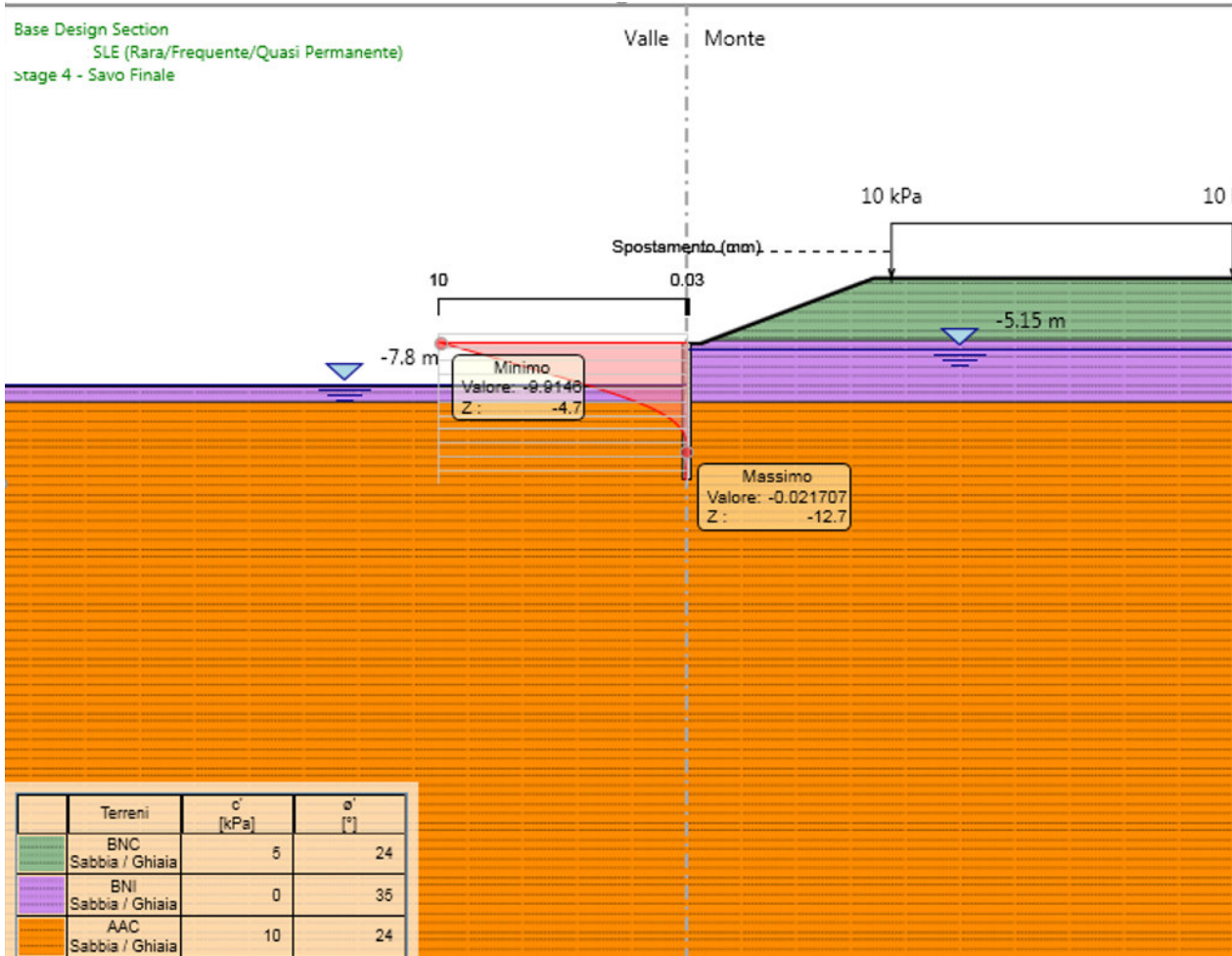


Figura 15: Spostamenti paratia allo SLE

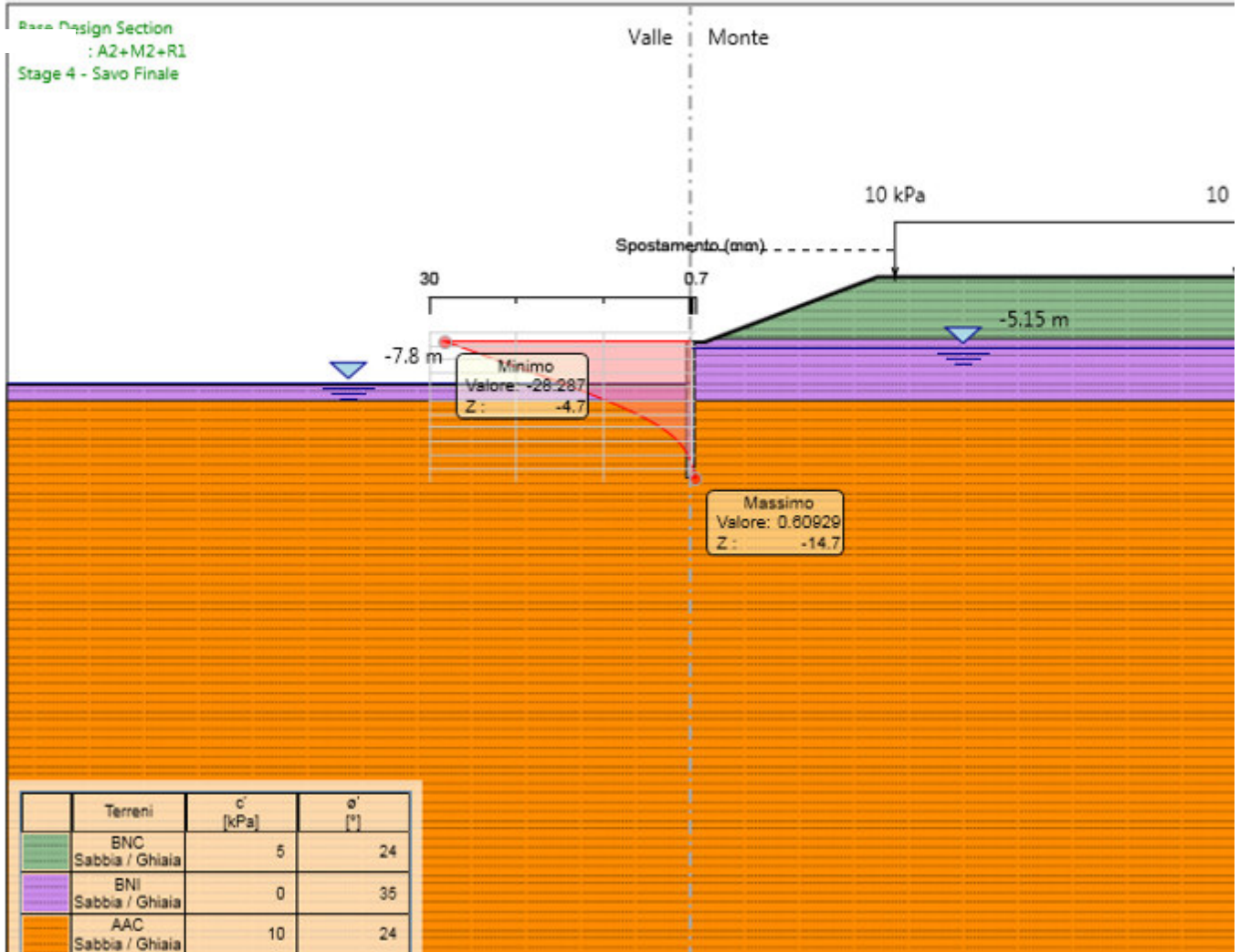
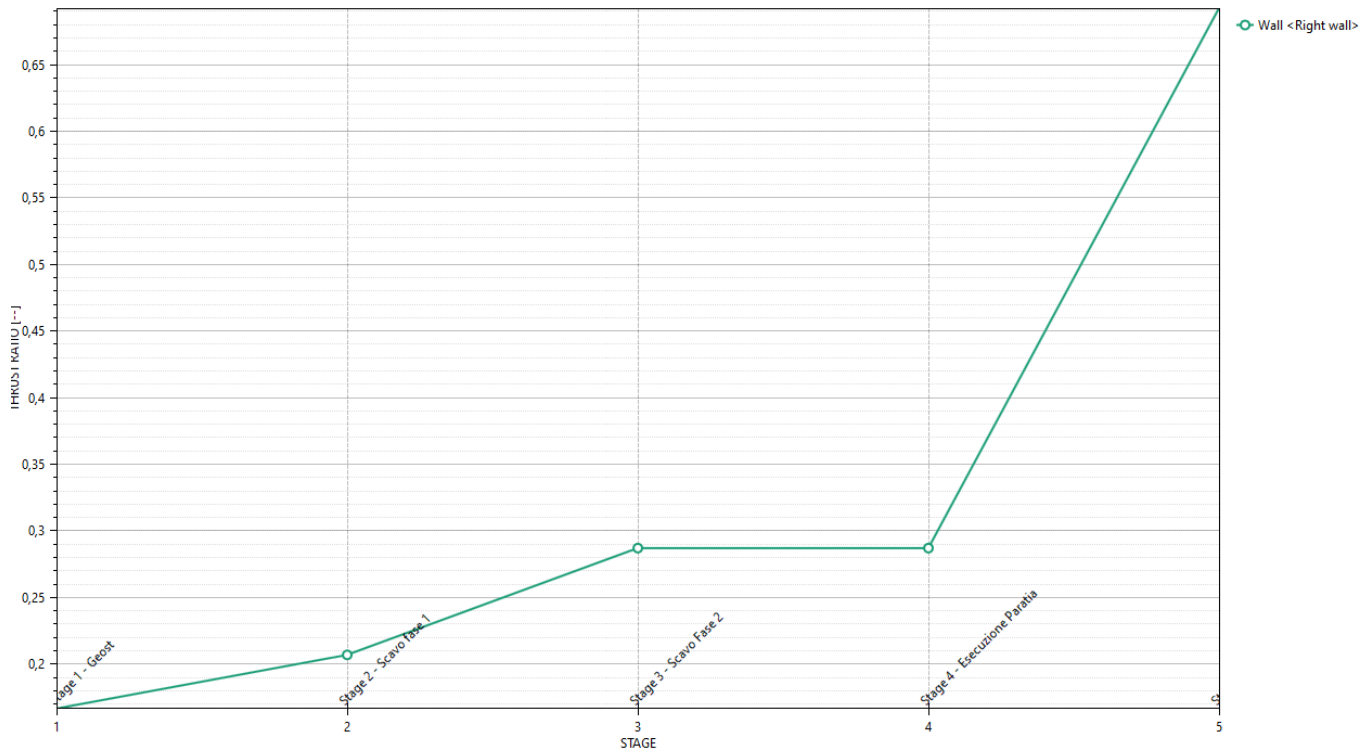


Figura 16: Spostamenti paratia GEO

Gli spostamenti massimi attesi sono di entità tale da consentire il corretto funzionamento dell'opera nella vita utile prevista (opere provvisionali Vita utile ≤ 10 anni).

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2008 -A2+M2+R1>



L'andamento riporta i rapporti di mobilitazione in condizione statica GEO. La spinta sollecitante non eguaglia la resistenza passiva di progetto quindi la verifica è soddisfatta con un rapporto di mobilitazione di 0.70.

11.3.3 Sollecitazioni, Sforzi e Deformazioni

Nel seguito del presente paragrafo sono riportati, in forma grafica, i risultati delle Sollecitazioni e degli Sforzi di riferimento per la Verifica dei Pali, e cordoli delle paratie, con riferimento alle Combinazioni A1-M1-R1 e SLE, di riferimento per le verifiche strutturali (SLU e tensioni nei materiali) secondo quanto già specificato.

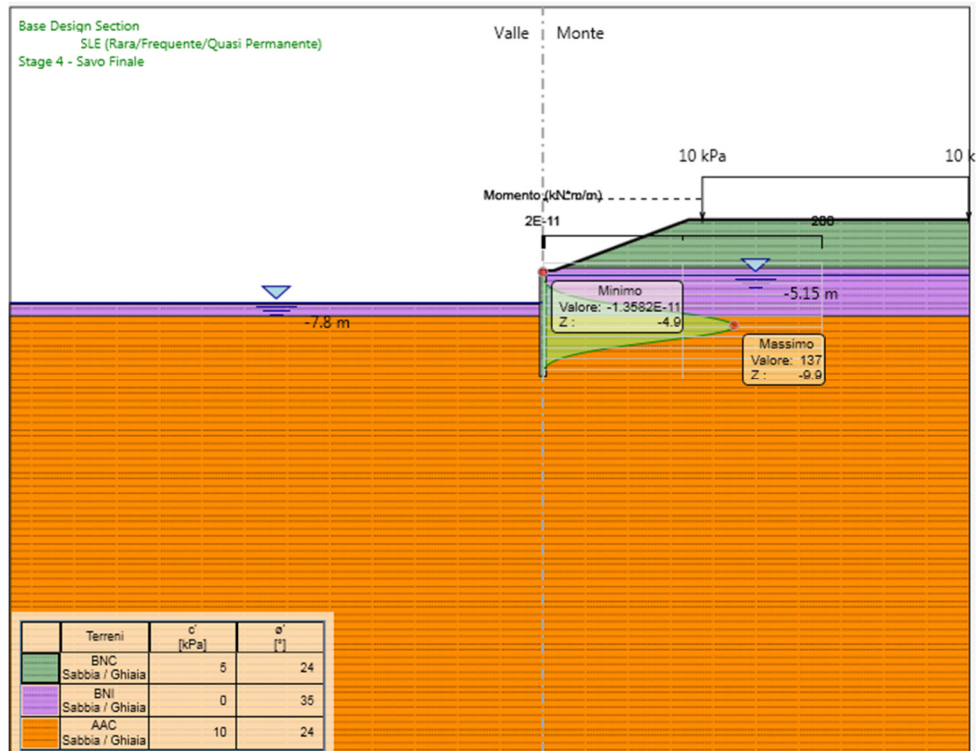


Figura 17: momento sollecitante paratia SLE

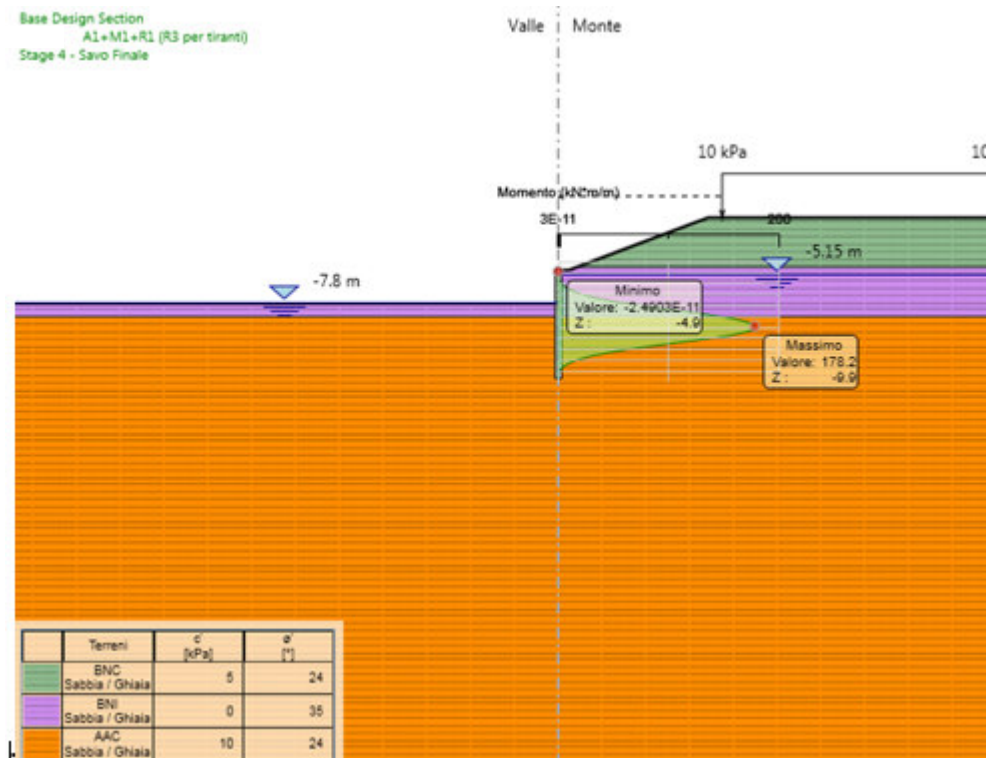
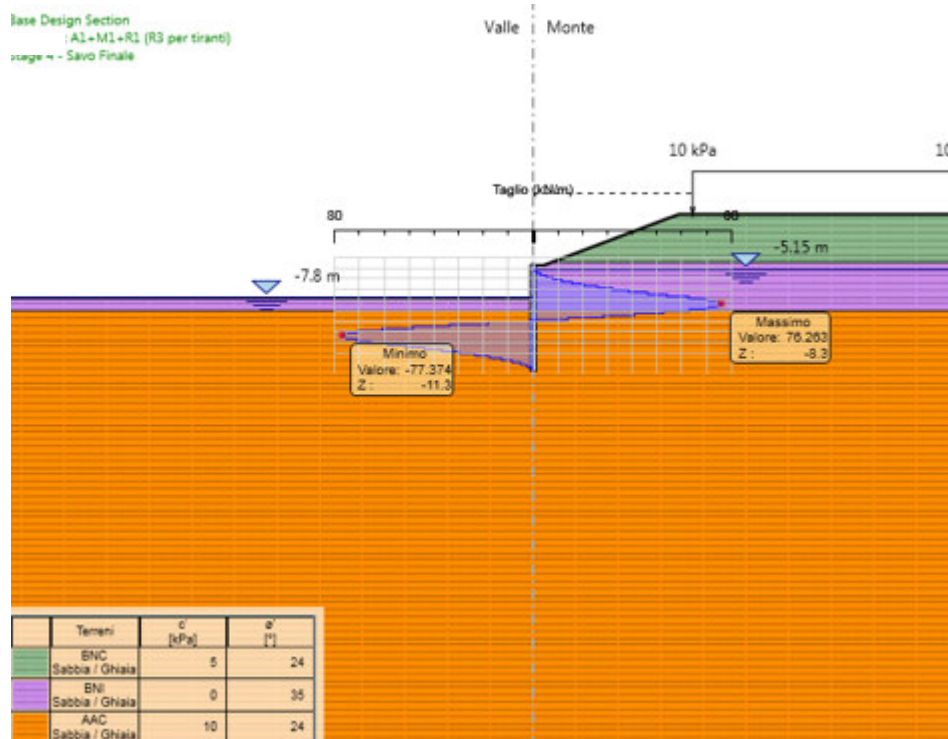


Figura 18: Involuppo momento sollecitante paratia STR


Figura 19: Involuppo Taglio sollecitante paratia STR

Nel seguito si riporta un riepilogo in forma tabellare delle sollecitazioni massime a metro lineare e sul singolo palo:

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE				SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO	
COMB.	Mmax [kNm/m]	Vmax [kN/m]	interasse	Mmax [kNm]	Vmax [kN]
			[m]		
SLU/SLV	178.2	77.37	0.8	142.56	61.9
SLE	137	-	0.8	109.6	-

11.4 Verifica strutturale pali

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali a flessione e a taglio sulla base delle sollecitazioni restituite da paratie plus.

Diametro Palo: 0.60m

Armatura longitudinale: 18 Φ 18

Armatura Trasversale: Spirale Φ 10/10 cm

Per l'incidenza dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo fare riferimento all'elaborato dal titolo: Tabella Incidenza Armature opere civili.

Nei grafici sono riportati i tassi di sfruttamento ottenuti come rapporto tra resistenza disponibile e sollecitazione agente.

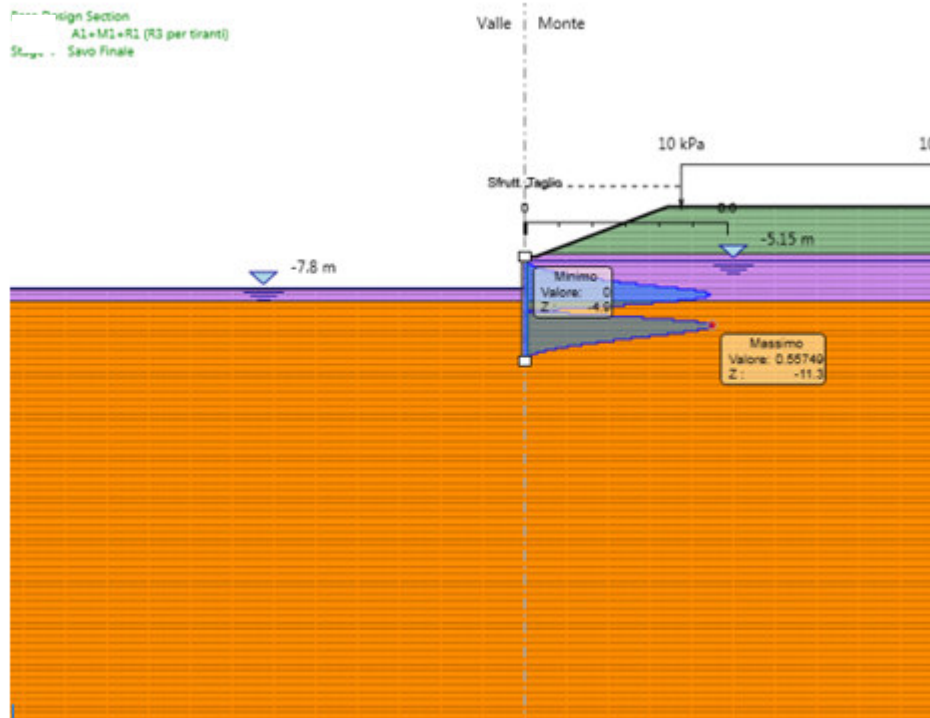


Figura 20: Verifica a Taglio fase STR

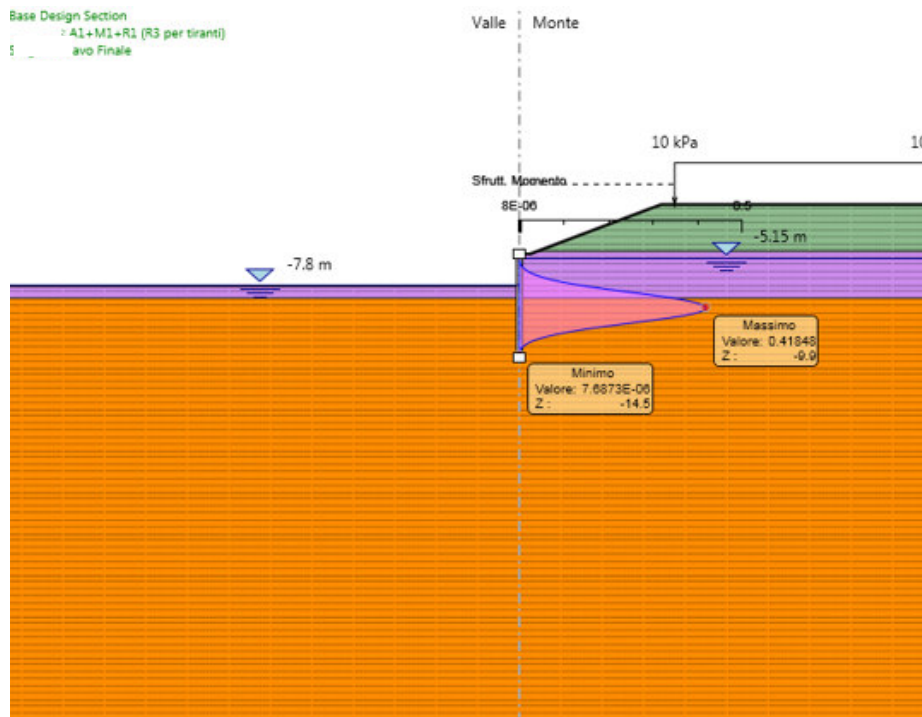


Figura 21: Verifica a pressoflessione STR

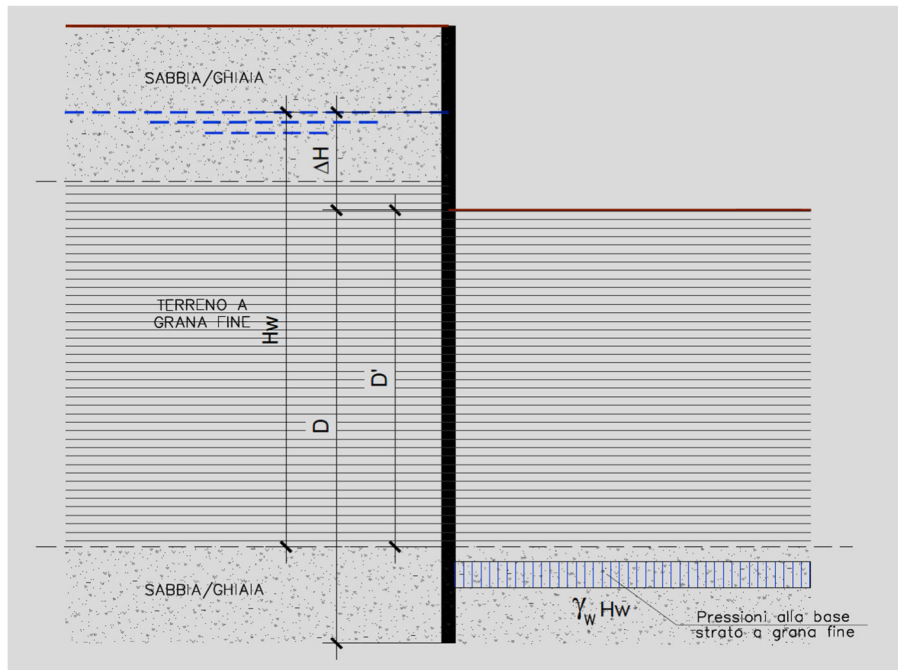
Le verifiche sono dunque soddisfatte (tassi di sfruttamento inferiori all'unità).

11.5 Verifiche a sollevamento e Sifonamento

Nel seguito si riportano le verifiche a sollevamento e a sifonamento sulla base di quanto esposto ai paragrafi 10.1.2 e 11.5.

Verifiche a breve termine

SCHEMA GRAFICO DI RIFERIMENTO



CALCOLO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

$\gamma_{G1} =$	0.9	coefficiente Parziali azioni permanenti favorevoli
$\gamma_F =$	0.9	coefficiente Parziali azioni resistenze favorevoli
$G_{stab,d} \text{ (KN/m}^2\text{)} =$	122.85	$\gamma_{G1} \cdot (\gamma_{SAT} \cdot D')$ con $D' \leq D$
$R'd \text{ (KN/m}^2\text{)} =$	0.0	Resistenze di progetto caratteristiche
$R_d \text{ (KN/m}^2\text{)} =$	0	Resistenze di progetto di calcolo
$A_{stab} \text{ (KN/m}^2\text{)} =$	122.85	Azione Stabilizzante complessiva

CALCOLO DELLE AZIONI INSTABILIZZANTI

$\gamma_{G1} =$	1.1	coefficiente Parziali azioni permanenti Sfavorevoli
$A_{inst} \text{ (KN/m}^2\text{)} =$	106.2	Azione inStabilizzante complessiva

F.S. = **1.16** (Astab/Ainst)

Verifica Soddisfatta

11.6 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Di seguito si riportano in forma grafica, i risultati delle Verifiche di Stabilità effettuate con in evidenza le superfici di scivolamento critiche, ed i relativi coefficienti di sicurezza minimi ottenuti nella condizione più gravosa (fase finale di scavo massimo)

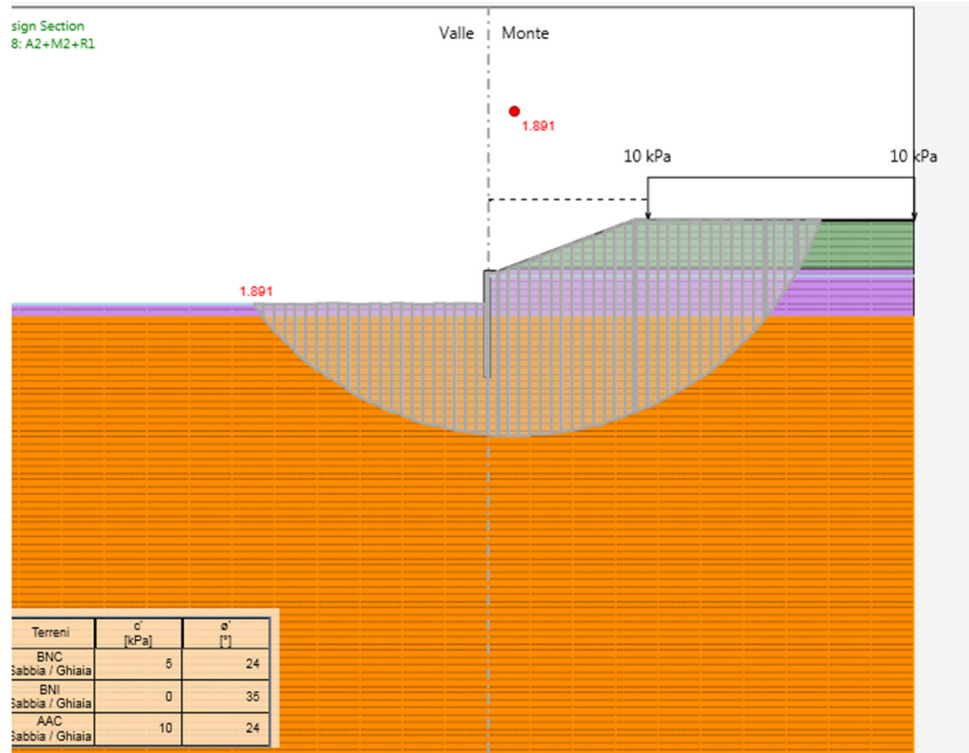


Figura 22: Superficie di scorrimento critica Cond. Statica (A2-M2).--- F.S=1.891 >1.1. Verifica soddisfatta

Le verifiche di stabilità risultano soddisfatte.