

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10)

ST05-Nuovo sottovia di svincolo - km 161+063

Relazione di calcolo

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord. Ingg. Avellino N.933 CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.				
—	11143101	STP	PAPE	0103	—	—	SCALA: ---			

 ingegneria europea	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	CONSULENZA A CURA DI : 	Studio Cancelli Associato	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :

VISTO DEL COMMITTENTE  Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
---	---

TRATTO: CATTOLICA – FANO
OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE APE0103

ST05 Nuovo sottovia di svincolo km 161+063

Relazione di calcolo

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	6
2.3	SOFTWARE DI CALCOLO	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	BERLINESE DI MICROPALI.....	7
3.1.1	<i>Cordolo paratie</i>	7
3.1.2	<i>Micropali</i>	7
3.2	BERLINESE DI PALI DI GRANDE DIAMETRO	7
3.2.1	<i>Pali</i>	7
3.2.2	<i>Tiranti</i>	7
3.2.3	<i>Travi di ripartizione</i>	8
4	BERLINESE DI MICROPALI	9
4.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	9
4.2	SEZIONE DI CALCOLO	10
4.3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
4.3.1	<i>Premessa</i>	11
4.3.2	<i>Misure piezometriche e livelli di falda</i>	11
4.3.3	<i>Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica</i>	11
4.4	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	12
4.4.1	<i>Premessa</i>	12
4.4.2	<i>Criteri di Progettazione agli Stati Limite</i>	12
4.4.3	<i>Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi di micropali</i>	14
4.4.4	<i>Verifiche di sicurezza in campo sismico</i>	16
4.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	16
4.5.1	<i>Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO)</i>	16
4.5.2	<i>Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)</i>	18
4.5.3	<i>Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU)</i>	18
4.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO	20
5	SCATOLARE	22

5.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	22
5.1.1	Sezione di calcolo.....	22
5.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	23
5.2.1	Premessa	23
5.2.2	Misure piezometriche e livelli di falda	23
5.2.3	Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica	24
5.3	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	24
5.3.1	Premessa	24
5.3.2	Criteri di Progettazione agli Stati Limite	25
5.3.3	Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche	26
5.3.4	Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi.....	28
5.3.5	Verifiche di sicurezza in campo sismico.....	30
5.4	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	30
5.4.1	Definizione dell'azione sismica di riferimento	30
5.4.2	Vita utile dell'opera.....	31
5.4.3	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	31
5.4.4	Accelerazione massima attesa su suolo rigido	31
5.4.5	Determinazione della categoria di suolo.....	32
5.4.6	Accelerazione massima attesa in sito	32
5.4.7	Accelerazione equivalente di progetto	33
5.4.8	Stabilità nei confronti della liquefazione.....	33
5.4.9	Verifiche di stabilità globale	33
5.4.10	Verifiche di stabilità dell'opera	34
5.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	38
5.5.1	Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO).....	38
5.5.2	Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)	39
5.5.3	Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU).....	40
5.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE).....	41
6	BERLINESE DI SOSTEGNO DEL RILEVATO	43
6.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	43
6.1.1	Sezione di calcolo.....	43
6.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	45
6.2.1	Premessa	45
6.2.2	Misure piezometriche e livelli di falda	45
6.2.3	Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica	45

6.3	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	46
6.3.1	<i>Premessa</i>	46
6.3.2	<i>Criteri di Progettazione agli Stati Limite</i>	46
6.3.3	<i>Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche</i>	48
6.3.4	<i>Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi</i>	49
6.3.5	<i>Verifiche di sicurezza in campo sismico</i>	51
6.4	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	52
6.4.1	<i>Definizione dell'azione sismica di riferimento</i>	52
6.4.2	<i>Vita utile dell'opera</i>	52
6.4.3	<i>Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R</i>	53
6.4.4	<i>Accelerazione massima attesa su suolo rigido</i>	53
6.4.5	<i>Determinazione della categoria di suolo</i>	53
6.4.6	<i>Accelerazione massima attesa in sito</i>	54
6.4.7	<i>Accelerazione equivalente di progetto</i>	55
6.4.8	<i>Stabilità nei confronti della liquefazione</i>	55
6.4.9	<i>Verifiche di stabilità globale</i>	55
6.4.10	<i>Verifiche di stabilità dell'opera</i>	56
6.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	59
6.5.1	<i>Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO)</i>	59
6.5.2	<i>Verifica allo sfilamento degli ancoraggi</i>	61
6.5.3	<i>Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)</i>	65
6.5.4	<i>Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU)</i>	65
6.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE).....	67

1 PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno per la realizzazione del sottovia di svincolo del nuovo svincolo di Pesaro Sud, opera compensativa legata all'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto nel tratto Cattolica Fano. Il sottovia in oggetto, per i cui dettagli si rimanda agli elaborati grafici specifici, risulta ubicato alla progressiva 161+063 circa dell'autostrada A14.

Tutte le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - NTC 2008).

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [3] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [4] Lancellotta R. (2007), “Lower Bound approach for seismic passive earth resistance”, Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [5] Mueller-Breslau (1906), “Erddruck anf Stuetzmanern” Kroener.
- [6] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [7] NAVFAC (1982), “Foundations and earth Structures. Design manual 7.2”. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [8] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [9] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

2.3 SOFTWARE DI CALCOLO

- [10] HarpaCeAs – Paratie Plus 2014

3 MATERIALI

3.1 BERLINESE DI MICROPALI

3.1.1 Cordolo paratie

Calcestruzzo

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Barre di armatura

- Barre nervate tipo B450C $f_{yk} > 450 \text{ Mpa}$ $f_{tk} > 540 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico 210000 [MPa]

3.1.2 Micropali

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 JR - per spessori nominali $t \leq 40\text{mm}$

Malta e Miscela cementizia

- Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Eventuali additivi secondo NTA

3.2 BERLINESE DI PALI DI GRANDE DIAMETRO

3.2.1 Pali

Calcestruzzo

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Barre di armatura

- Barre nervate tipo B450C $f_{yk} > 450 \text{ Mpa}$ $f_{tk} > 540 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico 210000 [MPa]

3.2.2 Tiranti

Acciaio

- Trefoli $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$, $f_{pyk} \geq 1670 \text{ MPa}$

- Sezione trefolo 139 mm²

Malta

- Cemento tipo I o II 42.5 o 42.5R
- Resistenza a compressione
 - Rck a 48h > 5 MPa
 - Rck a 28gg > 25 MPa
 - Rapporto a/c: 0.5
 - Fuidificante: 1-2% del peso del cemento

3.2.3 Travi di ripartizione

- Acciaio per travi S275
- Modulo elastico E acciaio 210000 Mpa
- Tensione di snervamento tubolari f_{yk} 275 Mpa

4 BERLINESE DI MICROPALI

4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del sottovia di svincolo prevede la costruzione di uno scatolare col metodo Milano per minimizzare le interferenze col traffico autostradale. Poiché non è possibile interrompere il traffico, è necessario realizzare il sottovia in due fasi: in una prima fase si realizzano i pali laterali e la soletta nella carreggiata sud deviando il traffico sulla carreggiata nord, successivamente si riapre al traffico la carreggiata sud e vi si devia il traffico della carreggiata nord per consentire la realizzazione dei pali laterali e della soletta (vedi. Figura 4-1).

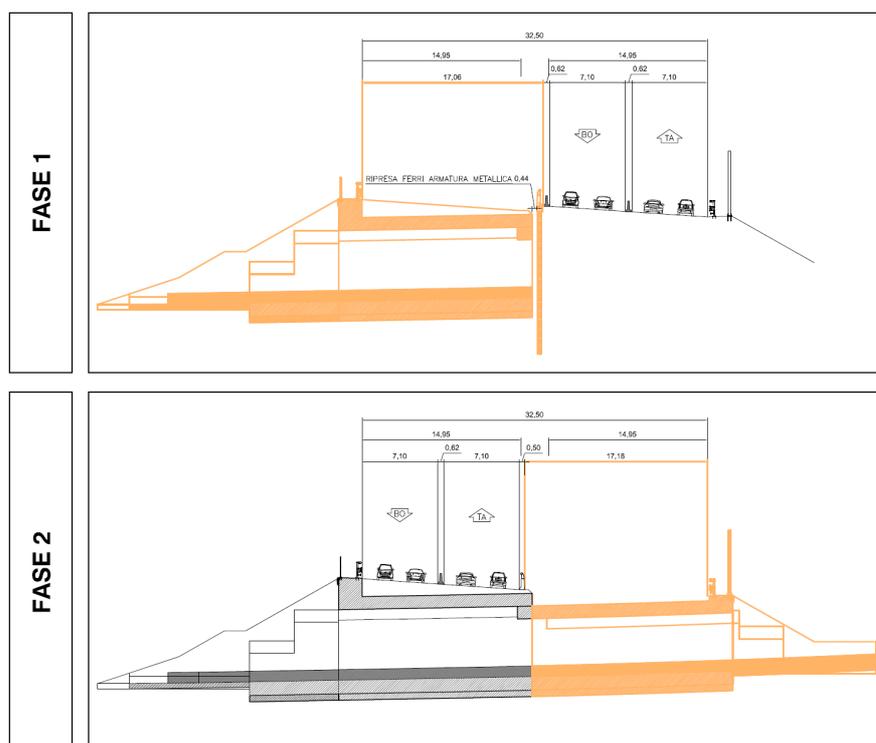


Figura 4-1: Fasi di realizzazione del sottovia

Per consentire la presenza di due corsie di traffico per direzione nella carreggiata libera è necessario prevedere un'opera di sostegno provvisoria a protezione dello scavo aperto. Si prevede perciò di realizzare una berlinese di micropali a cavallo delle due carreggiate.

4.2 SEZIONE DI CALCOLO

La massima altezza di scavo è pari a 3.2 m, corrispondente al dislivello tra il margine sinistro della carreggiata nord e l'intradosso del solettone del sottovia in mezzeria (Figura 4-2).

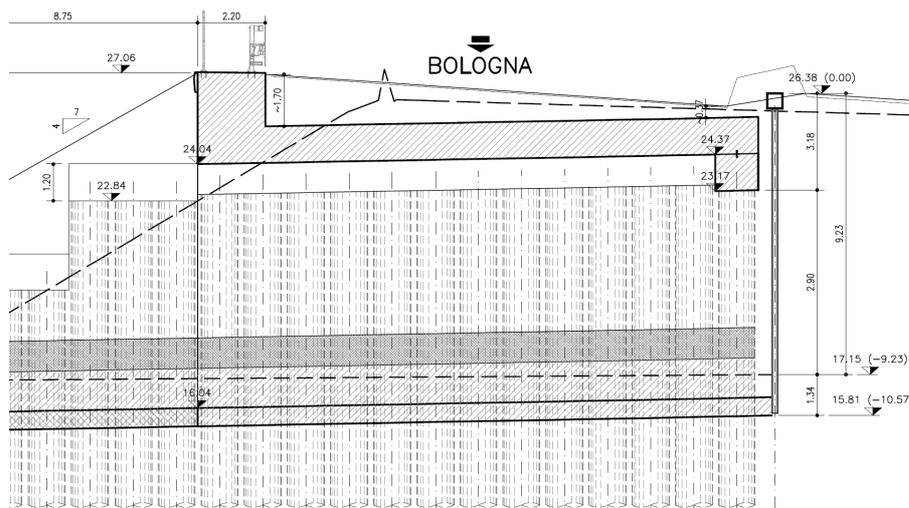


Figura 4-2: Sezione di Calcolo

La berlinese sarà costituita da una fila di micropali di lunghezza 10 m con le seguenti caratteristiche:

- Diametro tubo 168.3/sp10 mm;
- Diametro perforazione ≥ 220 mm;
- Spaziatura 300 mm.

A completamento dell'opera è prevista la realizzazione del cordolo di testa in cemento armato, di sezione 50x50 cm.

Il calcolo delle spinte e delle azioni interne alla paratie verrà eseguito con il software Paratie Plus [10].

Azioni agenti

Oltre alle spinte del terreno, sono state considerate le seguenti azioni:

- carico distribuito del traffico autostradale a monte della paratie pari a 20 kPa;

- carico concentrato in testa alla paratia dovuto ad un urto contro le barriere di sicurezza. E' stata considerata una forza di 9.09 KN, che derivata dall'ipotesi di una forza di 100 KN che si distribuisce lungo tutto lo sviluppo della berlinese.

Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo riproducono schematicamente le fasi di realizzazione della paratia:

1. perforazione dei micropali e realizzazione della trave di coronamento in presenza del traffico autostradale;
2. scavo sino a quota -3,20 m dal piano autostradale;
3. applicazione, oltre alle forze già presenti, anche della forza dovuta all'urto contro le barriere presenti in testa alla berlinese.

4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.3.1 Premessa

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e ai profili geotecnici.

4.3.2 Misure piezometriche e livelli di falda

Nel dimensionamento delle berlinesi, si è tenuto in considerazione una quota di falda a circa 2.0 m dal piano di campagna originario, ossia -11.23 m dal piano autostradale.

4.3.3 Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica

La Relazione Geotecnica ed i profili geotecnici allegati al progetto individuano nell'area in esame solamente l'unità stratigrafica A1, i cui parametri sono:

- Unità A1:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $c' = 5 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 27^\circ$;
- $c_u = 30 - 60 \text{ kPa}$ per $z < 10 \text{ m}$ da p.c., 240 kPa per $z > 10 \text{ m}$ da p.c.;
- $E'_0 = 4 \text{ MPa}$.

I parametri del materiale costituente il rilevato autostradale sono:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $\varphi' = 35^\circ$;
- $E'_0 = 150 \text{ MPa}$.

Per ulteriori dettagli sulla determinazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

4.4 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

4.4.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le opere di sostegno nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, condotte solo per il caso statico in quanto le opere in oggetto sono provvisorie, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le berlinesi, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

4.4.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) 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 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

1. la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
2. la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) si adottano, sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1.

Per entrambi gli approcci i coefficienti parziali sui materiali (M) e sulle resistenze (R) sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando l'Approccio 1 (vedi par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif.2). Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche. Nel presente documento si è adottato il primo metodo, pertanto per la determinazione dell'azione di progetto per le verifiche di tipo (A1+M1+R1) si è prevista un'unica analisi d'interazione terreno-struttura (eseguita con Paratie Plus 2014), condotta applicando sulle azioni caratteristiche un coefficiente:

- pari ad 1.5 per le azioni variabili o permanenti non strutturali;
- pari ad 1.3 per le azioni permanenti.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.2})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

4.4.3 Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi di micropali

Come riportato al Par. 6.5.3.1.2 della Normativa di riferimento (Doc. Rif. 2), per le opere di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.2) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- **A2 + M2 + R2**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla Tabella 4-1 alla Tabella 4-4.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif.2, si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 4-4, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif. [1], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- **Combinazione 1: A1 + M1 + R1**
- **Combinazione 2: A2 + M2 + R1**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 4-1, 4-2, 4-3 e 4-4.

Come definito nel Par. C.6.5.3.1.2 del Doc. Rif., le verifiche di tipo GEO ed HYD possono essere analizzate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, mentre le verifiche di tipo STRU con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tabella 4-1: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 4-2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
-----------	-----------------------	------	------

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 4-3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 4-4: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

4.4.4 Verifiche di sicurezza in campo sismico

In accordo con la normativa vigente, a causa del carattere prettamente provvisorio degli scavi e dunque delle strutture di sostegno, per le analisi eseguite su queste ultime non saranno prese in considerazione le condizioni sismiche.

4.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi in condizioni statiche.

4.5.1 Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Stabilità dell'opera;
- Stabilità del fondo scavo in condizioni non drenate per terreni a grana fine.

Verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella tabelle 4-1, 4-2, 4-3 e 4-4.

Poiché il profilo del terreno a monte dell'opera presenta un andamento orizzontale tale verifica risulta di fatto coincidente con quella relativa alla stabilità dell'opera di seguito riportata.

Stabilità dell'opera

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa (Par.6.5.3.1.2 del Doc. Rif. 2), secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- A2 + M2 + R1

i cui coefficienti sono riportati nelle tabelle 4-1, 4-2, 4-3 e 4-4.

Con riferimento alla tabella dei parametri M2, nel caso in esame, si ottengono i seguenti parametri geotecnici di progetto, riassunti nella tabella 4-8.

Tabella 4-5: Parametri geotecnici di progetto (Approccio 1 – Combinazione 2)

Unità	Peso di volume γ^k kN/m ³	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ^k °	Coesione efficace c^k kPa
RIL	20	29.26	0
A1	19	22.18	4

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura la stabilità globale dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine il programma paratie fornisce come dato di output il rapporto tra la spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata. Nella tabella seguente si riporta il valore di tale rapporto nelle diverse sezioni di calcolo.

Tabella 4-6: Rapporto tra spinta passiva disponibile e mobilità

Sezione di calcolo	$S_{\text{passiva, disp}}/S_{\text{passiva, mob}}$
A-A	
B-B	
C-C	

Verifiche di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

La verifica si ritiene non pertinente al caso in esame in quanto lo scavo non raggiunge materiali coesivi che rendono necessarie queste tipo di verifiche.

4.5.2 Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)

Verifiche SLU al sollevamento (UPL)

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (assenza di livelli a permeabilità elevata/ falda in pressione), tale stato limite non è ipotizzabile per l'opera.

Verifiche SLU al sifonamento (HYD)

Data la natura dei terreni e la geometria dell'opera (pali accostati) tale stato limite ultimo non può essere raggiunto.

4.5.3 Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU)

Come definito nel Paragrafo C6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], le verifiche di Tipo STRU possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo, come già descritto al cap. 4.4.2.

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A1 corrispondenti;
- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nel presente documento si è adottato il primo metodo.

Verifica della resistenza strutturale della paratia

Nella Figura 4-3 e Figura 4-4 sono riportati gli involuppi degli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia.

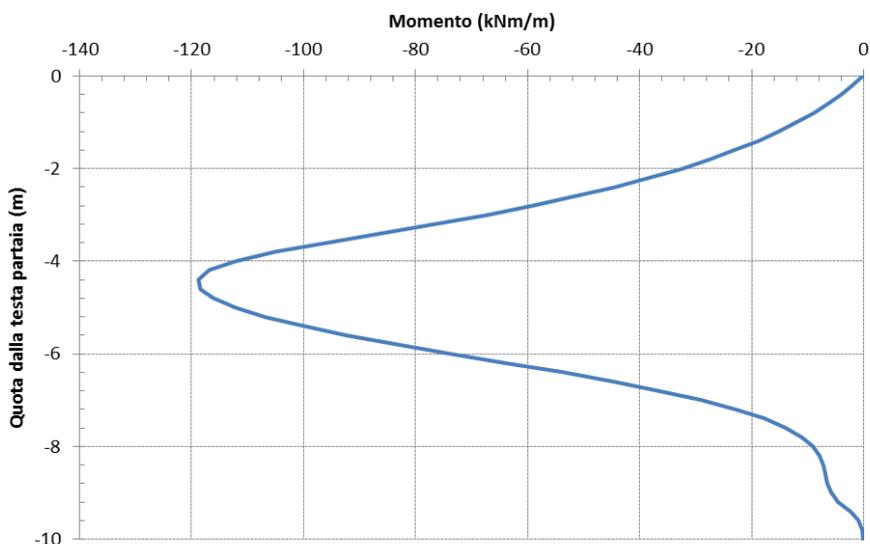


Figura 4-3: Diagramma momento flettente

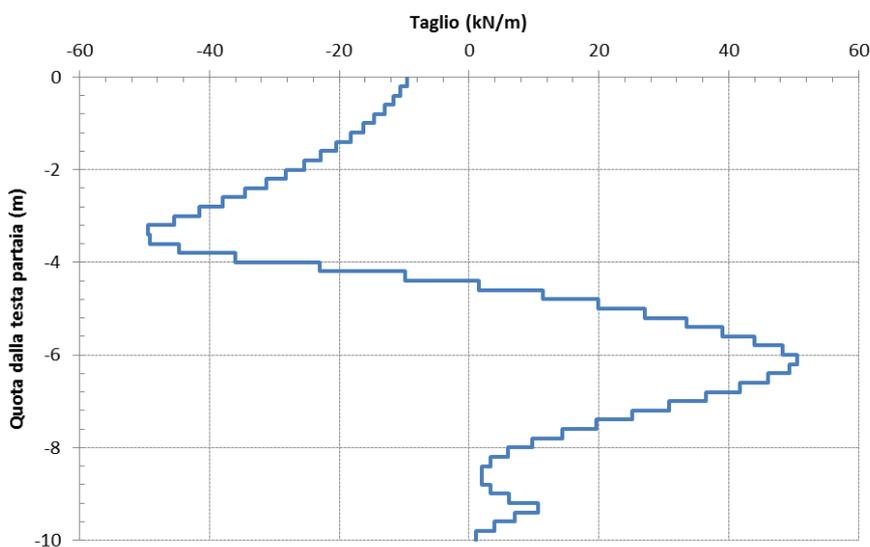


Figura 4-4: Diagramma azione di taglio

Con riferimento alle figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici al metro di paratia e per palo (interasse pari a 0.30 m):

Tabella 4-7: azioni sulla berlinese

M_{Ek} (kNm/m)	V_{Ek} (kN/m)	M_{Ek} (kNm)	V_{Ek} (kN)
118.79	50.55	35.64	15.17

Poiché tali valori sono riferiti a carichi permanenti, i corrispettivi valori di progetto M_{Ed} e V_{Ed} sono ottenuti amplificando i valori caratteristici per un coefficiente pari ad 1.3. La resistenza ultima dei micropali si può calcolare come:

$$M_{pl,Rd} = \text{momento resistente} = W_{pl} \cdot (f_{yk}/\gamma_{M0})$$

$$V_{c,Rd} = \text{taglio resistente} = A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3}) \cdot (1/\gamma_{M0})$$

dove:

W_{pl} modulo di resistenza plastico = $4/3 (R^3 - r^3)$;
 R raggio esterno del tubo;
 r raggio interno del tubo = $D/2 - t$;
 f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
 γ_{M0} 1,05;
 A_v $2 \cdot A_{tubo} / \sqrt{3}$
 A_{tubo} sezione del tubo.

Pertanto per un micropalo diametro 139.7 mm e spessore 10 mm acciaio S355 si ha:

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
 $W_{pl} = 169 \text{ cm}^3$
 $A_{tubo} = 40.7 \text{ cm}^2$
 $A_v = 25.91 \text{ cm}^2$
 $M_{pl,Rd} = 57.14 \text{ kNm}$
 $V_{c,Rd} = 501 \text{ kN}$

Tabella 4-14: verifiche strutturali nel caso statico

M_{Ek} (kNm)	V_{Ek} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
35.64	15.17	46.33	45.47

Si rileva dalla tabella che è sempre $M_{ed} < M_{pl,Rd}$ e $V_{ed} < V_{c,rd}$ pertanto le verifiche sono da ritenersi ampiamente soddisfatte.

4.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali di cui sopra. L'analisi pertanto è stata condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici.

Nella figura sottostante si riporta il profilo di spostamento lungo il micropalo alla fase di massimo scavo in presenza della forza d'urto o meno.

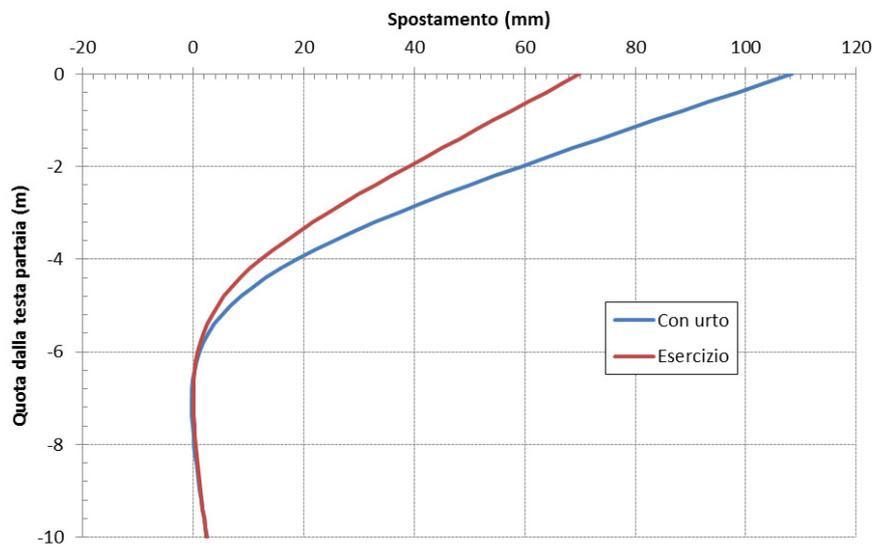


Figura 4-5: deformata nella fase di massimo scavo.

Si ha uno spostamento massimo in testa alla berlinese di 70 mm nella fase di massimo scavo, valore che aumenta fino a 108 mm in caso di urto.

5 SCATOLARE

5.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del sottovia di svincolo prevede la costruzione di uno scatolare col metodo Milano per minimizzare le interferenze col traffico autostradale. Nel presente caso le pareti laterali sono costituite da pali in calcestruzzo di grande diametro (1200 mm) posti ad un interasse normalmente pari a 1.4 m, ma in alcuni tratti variabile tra 1.3 m e 1.5 m. L'interasse variabile deriva dalla necessità di non interferire con la berlinese provvisoria descritta nel paragrafo 4. Dovendo lasciare abbastanza spazio per due corsie per senso di marcia per tutta la durata dei lavori, la posizione della berlinese provvisoria è infatti vincolata rispetto ai amrgini del rilevato autostradale esistente.

5.1.1 Sezione di calcolo

In Figura 5-1 è riportata la sezione di calcolo utilizzata. Si tratta della sezione che presenta il massimo ricoprimento e la massima profondità di scavo rispetto al piano autostradale. Essa è posta in corrispondenza dell'imbocco lato casello del sottovia.

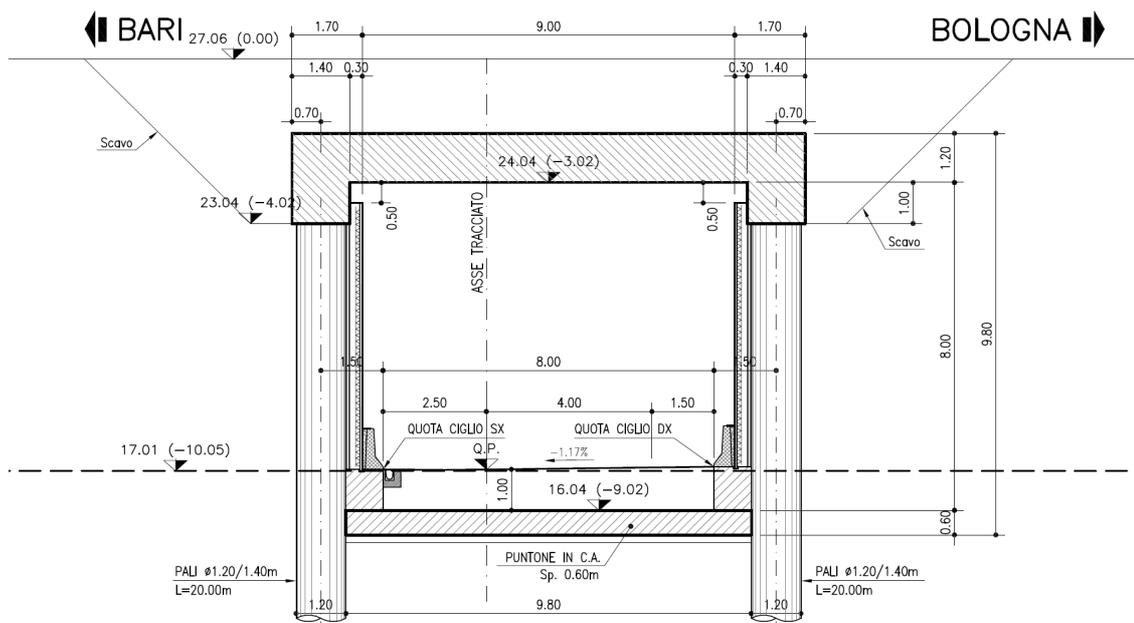


Figura 5-1: Sezione di Calcolo

Come detto le pareti laterali saranno costituiti da pali diametro 1200 m di lunghezza 20 m posti ad interasse medio di 1.4 m.

Carichi agenti

Oltre alle spinte del terreno agenti sulle pareti laterali, sono stati considerati i carichi agenti sul solettone dovuti al peso proprio (30 kPa), al terreno di ricoprimento (36 kPa) e i carichi equivalenti flettente (15 kPa) e tagliante (11 kPa) dovuti al traffico.

Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo riproducono schematicamente le fasi di realizzazione dello scatolare col metodo Milano:

1. Prescavo a -4.00 m dal piano autostradale e realizzazione delle pareti laterali;
2. Realizzazione del solettone;
3. Ricoprimento ed applicazione dei carichi dovuti traffico;
4. Scavo fino alla quota di fondo scavo a -11.6 m dal piano autostradale;
5. Realizzazione del puntone di fondo.

5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.2.1 Premessa

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e ai profili geotecnici.

5.2.2 Misure piezometriche e livelli di falda

Nel dimensionamento dello scatolare, si è tenuto in considerazione una quota di falda a circa 2.0 m dal piano di campagna originario, ossia -12.00 m dal piano autostradale.

5.2.3 Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica

La Relazione Geotecnica ed i profili geotecnici allegati al progetto individuano nell'area in esame solamente l'unità stratigrafica A1, i cui parametri sono:

- Unità A1:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $c' = 5 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 27^\circ$;
- $c_u = 30 - 60 \text{ kPa}$ per $z < 10 \text{ m}$ da p.c., 240 kPa per $z > 10 \text{ m}$ da p.c.;
- $E'_0 = 4 \text{ MPa}$.

I parametri del materiale costituente il rilevato autostradale sono:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $\varphi' = 35^\circ$
- $E'_0 = 15 \text{ MPa}$.

Per ulteriori dettagli sulla determinazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

5.3 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

5.3.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le opere di sostegno nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, condotte solo per il caso statico in quanto le opere in oggetto sono provvisorie, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le berlinesi, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

5.3.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) 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 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

3. la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
4. la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) si adottano, sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1.

Per entrambi gli approcci i coefficienti parziali sui materiali (M) e sulle resistenze (R) sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando l'Approccio 1 (vedi par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif.2). Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche. Nel presente documento si è adottato il primo metodo, pertanto per la determinazione dell'azione di progetto per le verifiche di tipo (A1+M1+R1) si è prevista un'unica analisi d'interazione terreno-struttura (eseguita con Paratie Plus 2014), condotta applicando sulle azioni caratteristiche un coefficiente:

- pari ad 1.5 per le azioni variabili o permanenti non strutturali;
- pari ad 1.3 per le azioni permanenti.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.2})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5.3.3 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Gli Stati Limite (**SL**) di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nella normativa [1-2], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 delle NTC 2008:

- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.
- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza

per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La tabella di seguito mostrata riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I).

Tabella 5-1: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.I)

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori	X	X	X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 delle Istruzioni, le verifiche geotecniche in presenza di evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite :

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$);

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

5.3.4 Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi

Come riportato al Par. 6.5.3.1.2 della Normativa di riferimento (Doc. Rif. 2), per le opere di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.2) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

$$- \quad \mathbf{A2 + M2 + R2}$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla Tabella 5-2 alla Tabella 5-5.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif.2, si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 5-5, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif. [1], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- **Combinazione 1: A1 + M1 + R1**
- **Combinazione 2: A2 + M2 + R1**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 5-2, 5-3, 5-4 e 5-5.

Come definito nel Par. C.6.5.3.1.2 del Doc. Rif., le verifiche di tipo GEO ed HYD possono essere analizzate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, mentre le verifiche di tipo STRU con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tabella 5-2: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 5-4: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 5-5: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

5.3.5 Verifiche di sicurezza in campo sismico

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par. 7.11.1 delle NTC 2008). L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Pertanto, per l'opera in oggetto, come definito nel par. 5.3.3, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, sono state svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

5.4 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche 2, di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

5.4.1 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Per valutare le azioni sismiche del sito in esame si è fatto riferimento ai dati sismici relativi al comune di Menaggio, sul cui territorio si inserisce l'opera di sostegno in questione.

Nella Tabella 1 allegata alle NTC 2008, in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.4.2 Vita utile dell'opera

La Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC 2008 ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 delle NTC 2008. Per le finalità dell'opera si assume la classe d'uso III (coefficiente d'uso $C_u = 1.5$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par. 2.4.3 delle NTC 2008, risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 75 \text{ anni}$$

5.4.3 Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati in anni.

Tabella 5-6: Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno TR al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di	SLO	81	45
Esercizio SLE	SLD	63	42
Stati Limite Ultimi	SLV	10	712
SLU	SLC	5	1462

5.4.4 Accelerazione massima attesa su suolo rigido

Per i tempi di ritorno sopra definiti, si ottengono le seguenti accelerazioni massime attese su suolo rigido.

Tabella 5-7: Valori dei parametri a_g , per suolo rigido per i diversi periodi di ritorno dell'azione sismica. Valori forniti dal foglio di calcolo: "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

OPERA	STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]
Berlinese	SLD	75	0.078
	SLV	712	0.212

5.4.5 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa 2, è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008 e per quanto riportato nella relazione geotecnica, l'area di intervento è catalogabile nella categoria di sottosuolo C.

5.4.6 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

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

in cui

- a_g = accelerazione massima su sito rigido;
- S_S = coefficiente d'amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (per suolo di Cat. C) è calcolato come:

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

con $1 \leq S_S \leq 1.5$ (vedi par. 3.2.3.2.1 e tabella 3.2.V delle NTC 2008).

In tabella si riporta il valore di S_S definito per ogni stato limite, assumendo i valori di F_0 definiti nell'Allegato B della Normativa 2, valore unico per i siti in oggetto.

Tabella 5-8: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s

STATO LIMITE	T [anni]	S_s [-]
SLD	75	1.382
SLV	712	1.382

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da zone pianeggianti e pendii con inclinazione inferiore a 15°.

Sulla base di quanto sopra, nella tabella seguente si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per ogni stato limite.

Tabella 5-9: Valori di accelerazione massima attesa al sito

STATO LIMITE	T [anni]	a_{max} [g]
SLD	75	0.108
SLV	712	0.293

5.4.7 Accelerazione equivalente di progetto

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.3 delle NTC 2008.

5.4.8 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per la stabilità nei confronti della liquefazione si rimanda alla relazione geotecnica, che ha determinato un fattore di sicurezza alla liquefazione superiore a 1.25.

5.4.9 Verifiche di stabilità globale

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C.7.11.4 del Doc. Rif.[2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 delle NTC 2008, inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.6.2.I delle NTC 2008, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo β_s il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.28 (vedi tabella);

Tabella 5-10: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 712 anni.

Tabella 5-11: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto a_h per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	k_h	k_v
	[g]	[g]
SLV	0.082	± 0.041

5.4.10 Verifiche di stabilità dell'opera

Per tutte le rimanenti verifiche, di cui al Par. 6.5.3.1.2 delle NTC 2008, come riportato al Par. 4.3, gli Stati Limite di riferimento sono sia quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che quello relativo allo Stato Limite di Danno (SLD).

Le componenti dell'accelerazione equivalente a_h (orizzontale) e a_v (verticale), come definito al Par. 7.11.6.3.1 delle NTC 2008, sono valutate come:

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

$$a_v = 0$$

essendo α il coefficiente di deformabilità e β il coefficiente di spostamento definiti come indicato nelle figure seguenti.

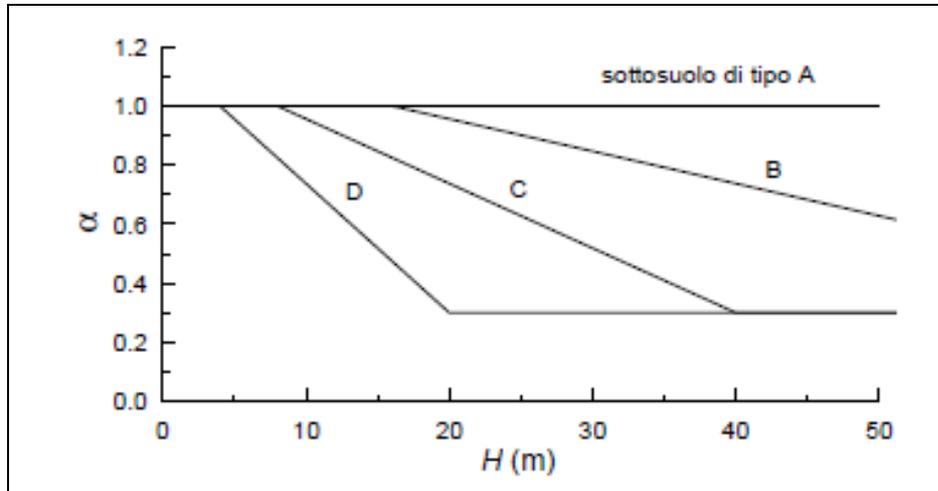


Figura 5-5: Definizione parametro α .

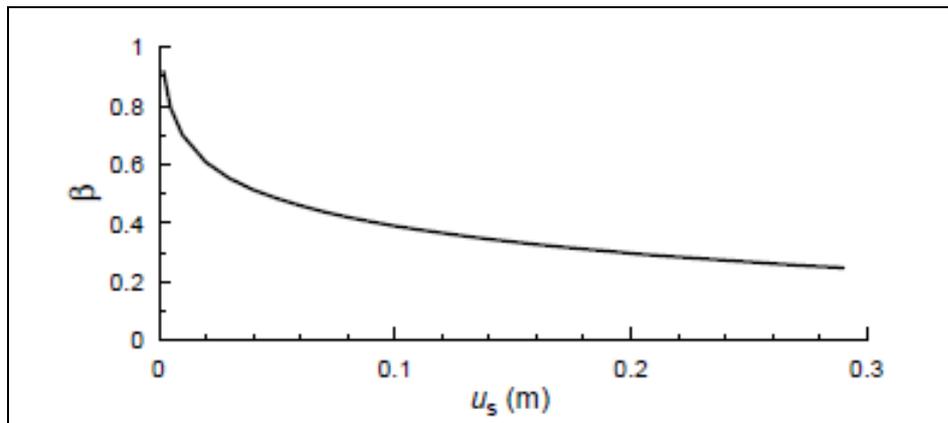


Figura 5-6: Definizione parametro β .

Generalmente si è tenuto conto di uno spostamento ammissibile pari a $0.005 \times H$, dove H è l'altezza totale della paratia come indicato delle NTC 2008 al paragrafo 7.11.6.3.1.

Sulla base di quanto sopra si ottengono le accelerazioni di progetto per ogni stato limite, riassunte in tabella.

Tabella 5-12: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto a_h per le verifiche di stabilità locale

STATO LIMITE	a_h
--------------	-------

	[g]
SLD	0.040
SLV	0.107

La spinta sull'opera di sostegno associata ai coefficienti sismici sopra definiti è stata valutata in accordo al metodo proposto da Mononobe Okabe [6]. Tale metodo è una diretta estensione della teoria sviluppata da Coulomb in campo statico, in cui l'accelerazione sismica è applicata al cuneo di spinta attiva (o passiva) definito dal metodo di Coulomb (superfici di rottura piane).

La spinta complessiva sull'opera di sostegno risulta pertanto essere pari a:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{M-O,att} \cdot H^2 + E_{w,stat} + E_{w,din} \quad (4.1)$$

in cui:

- il primo termine della sommatoria rappresenta la spinta (attiva o passiva) dovuta allo scheletro solido;
- il secondo termine rappresenta la spinta idrostatica dell'acqua (ove presente);
- il terzo termine rappresenta la spinta idrodinamica, risultante delle sovrappressioni interstiziali generate durante il sisma (ritenute non significative per l'opera in oggetto).

Con riferimento al primo termine, il parametro γ^* rappresenta il peso specifico del terreno, che può assumere i seguenti valori in funzione della posizione della falda e della permeabilità dei terreni:

- $\gamma^* = \gamma_d$ in condizione di assenza di falda;
- $\gamma^* = \gamma_{sat}$ in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova insieme con il terreno;
- $\gamma^* = \gamma'$ in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova indipendentemente dallo scheletro solido.

Nello stesso termine compare il coefficiente di spinta $K_{M-O,att}$, definito da Mononobe Okabe, in condizioni di spinta attiva, come:

$$K_{M-O,att} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \beta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \psi - \delta)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(\delta - \beta)} \right)^{0.8} \right]^2} \quad (4.2)$$

essendo

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in condizione di assenza di falda;}$$

$$\psi = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio}$$

$$\psi = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile}$$

- Φ = angolo d'attrito del terreno;
- β = inclinazione dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;
- δ = angolo d'attrito terreno-struttura;
- i = inclinazione del pendio;
- a_H = componente orizzontale dell'accelerazione sismica;
- a_V = componente verticale dell'accelerazione sismica;

Nel caso in esame, in coerenza con quanto già affermato in precedenza, la falda viene considerata assente. Inoltre, per i bassi coefficienti di permeabilità riportati nella caratterizzazione geotecnica, sarebbe in ogni caso da considerarsi una condizione di terreno del tipo dinamicamente impervio.

Una volta definita la spinta attiva totale in condizioni sismiche, la differenza di tale sollecitazione con quella statica, calcolata secondo la teoria di Coulomb, rappresenta l'incremento di spinta dovuto al sisma. Tale incremento viene successivamente applicato come forza distribuita trapezoidale con risultante collocata a 0.4 volte l'altezza della paratia (riferito alla testa della struttura), in accordo al metodo proposto da Seed e Whitman [8].

In accordo a tale metodo, la pressione in testa alla paratia vale:

$$q_{,testa} = 1.6 \cdot Q / L_{paratia},$$

mentre l'analoga alla base della paratia è pari a:

$$q_{,base} = 0.4 \cdot Q / L_{paratia}.$$

Il secondo termine dell'Eq.1 è facilmente calcolabile una volta noto il livello di falda.

Per quanto concerne il terzo termine, per il caso in esame $E_{wdin} = 0$ in quanto il materiale è ritenuto idraulicamente impervio.

Per le condizioni di spinta passiva, la procedura di definizione del decremento di spinta a causa del sisma è strutturata in maniera differente a quanto sviluppato per la spinta attiva.

Ciò è dovuto all'ipotesi di superfici di rottura piane alla base del metodo di Mononobe Okabe (a sua volta derivato dal metodo di Coulomb), ipotesi non realistica delle effettive spinte passive agenti per le quali è preferibile adottare superfici di scorrimento curvilinee. Nel caso in esame si è adottata la formula proposta da Lancellotta [4].

5.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi in condizioni statiche e sismiche.

5.5.1 Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Stabilità dell'opera;
- Stabilità del fondo scavo in condizioni non drenate per terreni a grana fine.

Verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 5-2, 5-3, 5-4 e 5-5.

Poiché il profilo del terreno a monte dell'opera presenta un andamento orizzontale tale verifica risulta di fatto coincidente con quella relativa alla stabilità dell'opera di seguito riportata.

Stabilità dell'opera

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa (Par.6.5.3.1.2 del Doc. Rif. 2), secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- A2 + M2 + R1

i cui coefficienti sono riportati nelle tabelle 5-2, 5-3, 5-4 e 5-5.

Con riferimento alla tabella dei parametri M2, nel caso in esame, si ottengono i seguenti parametri geotecnici di progetto, riassunti nella tabella 4-8.

Tabella 5-13: Parametri geotecnici di progetto (Approccio 1 – Combinazione 2)

Unità	Peso di volume γ^k kN/m ³	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ^k °	Coesione efficace c^k kPa
RIL	20	29.26	0
A1	19	22.18	4

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura la stabilità globale dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine il programma paratie fornisce come dato di output il rapporto tra la spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata. Nella tabella seguente si riporta il valore di tale rapporto nelle diverse sezioni di calcolo.

Tabella 5-14: Rapporto tra spinta passiva disponibile e mobilitata

Sezione di calcolo	$S_{passiva, disp}/S_{passiva, mob}$
A-A	
B-B	
C-C	

Verifiche di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

La verifica si ritiene non pertinente al caso in esame in quanto non sono presenti in sito materiali coesivi che rendono necessarie queste tipo di verifiche.

5.5.2 Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)

Verifiche SLU al sollevamento (UPL)

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (assenza di livelli a permeabilità elevata/ falda in pressione), tale stato limite non è ipotizzabile per l'opera.

Verifiche SLU al sifonamento (HYD)

Data la natura dei terreni e la geometria dell'opera (pali accostati) tale stato limite ultimo non può essere raggiunto.

5.5.3 Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU)

Come definito nel Paragrafo C6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], le verifiche di Tipo STRU possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo, come già descritto al cap. 5.3.2.

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A1 corrispondenti;
- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nel presente documento si è adottato il primo metodo.

Verifica della resistenza strutturale della paratia

In e sono riportati gli inviluppi degli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia sia in condizioni statiche che sismiche.

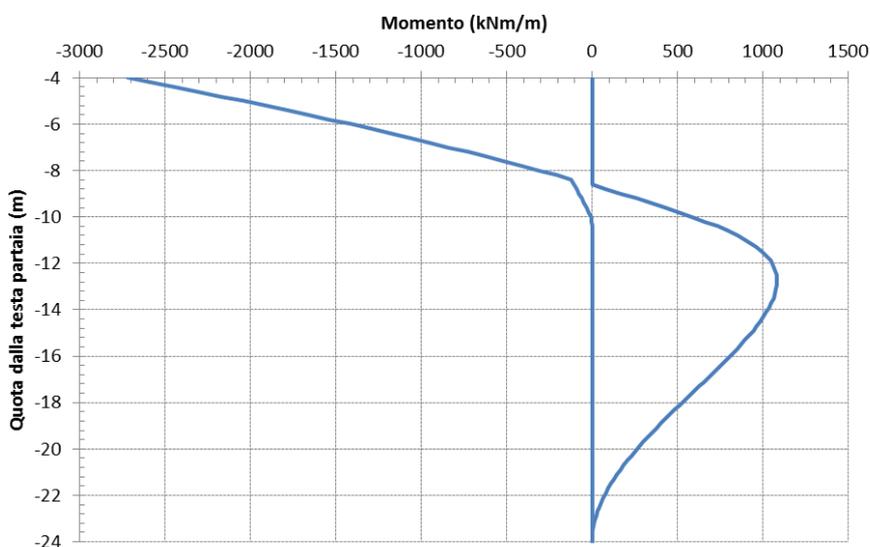


Figura 5-2: Diagramma momento flettente.

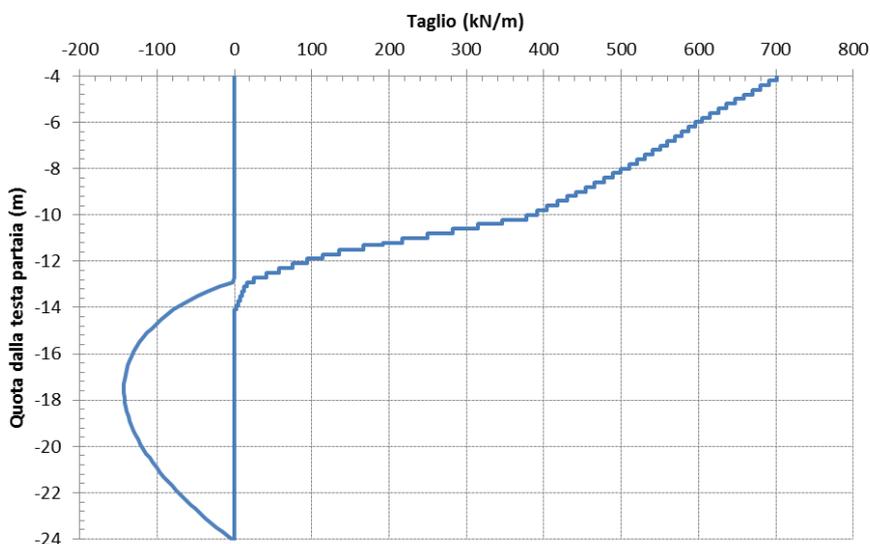


Figura 5-3: Diagramma azione di taglio

Con riferimento alle figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici al metro di paratia e per palo (interasse pari a 1.4 m):

Tabella 5-15: azioni sulla berlinese

M_{Ek} (kNm/m)	V_{Ek} (kN/m)	M_{Ek} (kNm)	V_{Ek} (kN)
2720.40	701.17	3808.56	981.64

Poiché tali valori sono riferiti a carichi permanenti, i corrispettivi valori di progetto M_{Ed} e V_{Ed} sono ottenuti amplificando i valori caratteristici per un coefficiente pari ad 1.3.

La resistenza ultima di un palo armato con 18 \varnothing 16 è stata calcolata con il programma RC-sec, che fornisce la resistenza di sezioni in calcestruzzo armato variamente composte. Una sezione così armata è in grado di resistere ad un momento ultimo $M_{pl,Rd} = 7281.80$ kNm, maggiore del valore di progetto $M_{ed} = 4951.13$ kNm. Per quanto riguarda il taglio sono previste staffe \varnothing 8, che forniscono un taglio ultimo $V_{c,Rd} = 1835.80$ kNm, maggiore del valore di progetto $V_{ed} = 1276.13$ kN.

5.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati

posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali di cui sopra. L'analisi pertanto è stata condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici.

Nelle figure sottostanti si riporta il profilo di spostamento lungo i pali alla fase di massimo scavo.

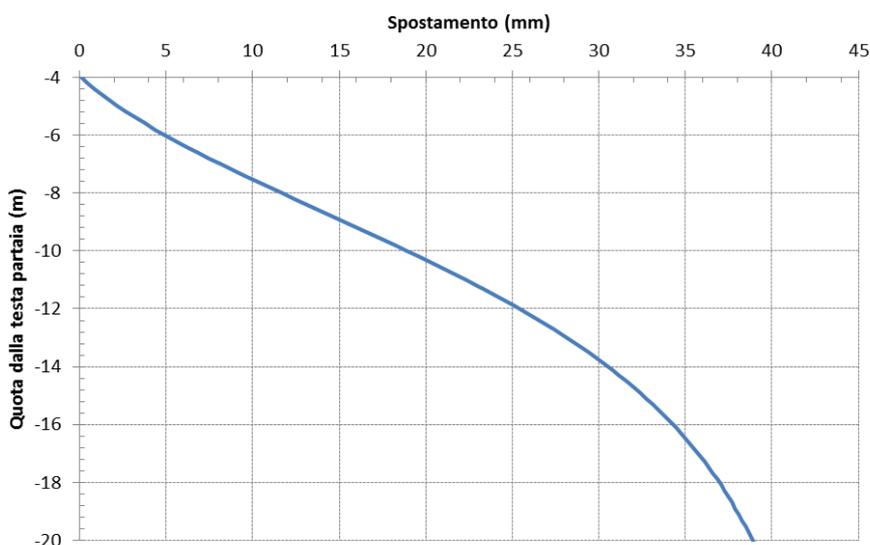


Figura 5-4: deformata nella fase di massimo scavo.

Dalla figura si evince come lo spostamento massimo atteso, pari a 11 mm alla quota di massimo scavo, sia sempre inferiore a 38 mm (ossia $0.005 \times H_{scavo}$), valore ritenuto accettabile.

6 BERLINESE DI SOSTEGNO DEL RILEVATO

6.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del sottovia di svincolo prevede la costruzione di uno scatolare col metodo Milano per minimizzare le interferenze col traffico autostradale. Nel lato in uscita in direzione Bari la parete laterale continua per sostenere il rilevato autostradale. Come per le pareti laterali del sottovia, essa è costituita da pali in calcestruzzo di grande diametro (1200 mm) posti ad un interasse pari a 1.4 m.

6.1.1 Sezione di calcolo

In Figura 6-1 è riportata la sezione di calcolo utilizzata. Si tratta della sezione che presenta l'altezza massima rispetto al piano autostradale.

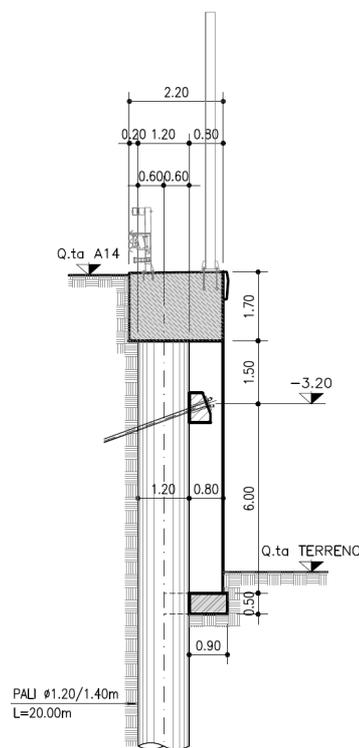


Figura 6-1: Sezione di Calcolo

Come detto le pareti laterali saranno costituiti da pali diametro 1200 m di lunghezza 20 m posti ad interasse medio di 1.4 m.

Al fine di contrastare la spinta dei terreni e limitare gli spostamenti in sommità è prevista la posa di un ordine di tiranti, opportunamente solidarizzati alla berlinese, con interasse di 2.8 m.

Carichi agenti

Oltre alle spinte del terreno, sono state considerate le seguenti azioni:

- carico distribuito del traffico autostradale a monte della paratie pari a 20 kPa;
- carico e momento concentrati in testa alla paratia dovuti ad un urto contro le barriere di sicurezza. E' stato considerata una forza orizzontale di 40.65 kN/m, che derivata dall'ipotesi di una forza di 100 kN agente su 0.5 m e che si distribuisce lungo l'altezza del cordolo di testa (1.70 m) con un'inclinazione di 60°. In accordo con la normativa si ipotizza che l'urto avvenga ad 1 m rispetto al piano stradale è stato imposto un momento concentrato pari a 40.65 kNm/m.
- carico e momento concentrati in testa alla paratia dovuti all'azione del vento agente sulla barriera fonoassorbente ancorata al cordolo di testa. E' stato calcolato il profilo di pressione seguendo le indicazioni della normativa (Figura 6-2). La risultante di tale profilo è una forza pari a 11.94 kN/m applicata a 3 m sopra la testa della paratia.

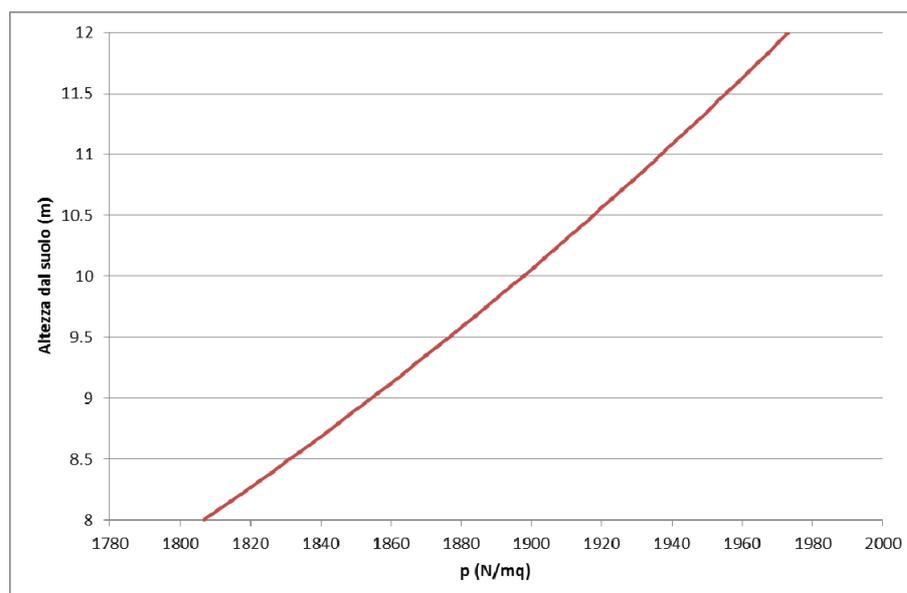


Figura 6-2: Profilo di pressione del vento agente sulla barriera fonoassorbente

Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo riproducono schematicamente le fasi di realizzazione della paratia:

1. Realizzazione dei pali;
2. Scavo fino al livello dei tiranti (-3.20 m dal piano autostradale);
3. Realizzazione dei tiranti e scavo fino al livello finale (-7.20 m dal piano autostradale);
4. Applicazione dei carichi autostradali e delle barriere.

6.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.2.1 Premessa

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica e il dimensionamento delle opere in oggetto. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e ai profili geotecnici.

6.2.2 Misure piezometriche e livelli di falda

Nel dimensionamento dello scatolare, si è tenuto in considerazione una quota di falda a circa 2.0 m dal piano di campagna originario, ossia -8.20 m dal piano autostradale.

6.2.3 Stratigrafia e caratterizzazione Geotecnica

La Relazione Geotecnica ed i profili geotecnici allegati al progetto individuano nell'area in esame solamente l'unità stratigrafica A1, i cui parametri sono:

- Unità A1:
 - $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
 - $c' = 5 \text{ kPa}$;
 - $\varphi' = 27^\circ$;
 - $c_u = 30 - 60 \text{ kPa}$ per $z < 10 \text{ m}$ da p.c., 240 kPa per $z > 10 \text{ m}$ da p.c.;
 - $E'_0 = 4 \text{ MPa}$.

I parametri del materiale costituente il rilevato autostradale sono:

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;
- $\varphi' = 35^\circ$;
- $E'_0 = 15 \text{ MPa}$.

Per ulteriori dettagli sulla determinazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

6.3 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

6.3.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le opere di sostegno nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, condotte solo per il caso statico in quanto le opere in oggetto sono provvisorie, sono state eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2008 nei confronti degli stati limite ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le berlinesi, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

6.3.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. rif [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) 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 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

5. la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
6. la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) si adottano, sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1.

Per entrambi gli approcci i coefficienti parziali sui materiali (M) e sulle resistenze (R) sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando l'Approccio 1 (vedi par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif.2). Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche. Nel presente documento si è adottato il primo metodo, pertanto per la determinazione dell'azione di progetto per le verifiche di tipo (A1+M1+R1) si è prevista un'unica analisi d'interazione terreno-struttura (eseguita con Paratie Plus 2014), condotta applicando sulle azioni caratteristiche un coefficiente:

- pari ad 1.5 per le azioni variabili o permanenti non strutturali;
- pari ad 1.3 per le azioni permanenti.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

(Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.2)

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e

C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

6.3.3 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Gli Stati Limite (**SL**) di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nella normativa [1-2], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 delle NTC 2008:

- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.
- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La tabella di seguito mostrata riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I).

Tabella 6-1: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.I)

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X
Capacità di spostamento degli isolatori		X	X	X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 delle Istruzioni, le verifiche geotecniche in presenza di evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite :

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$);

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

6.3.4 Verifiche di sicurezza statiche delle berlinesi

Come riportato al Par. 6.5.3.1.2 della Normativa di riferimento (Doc. Rif. 2), per le opere di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;

- Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.2) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- **A2 + M2 + R2**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla Tabella 6-2 alla Tabella 6-5.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif.2, si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 6-5, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif. [1], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- **Combinazione 1: A1 + M1 + R1**
- **Combinazione 2: A2 + M2 + R1**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6-2, 6-3, 6-4 e 6-5.

Come definito nel Par. C.6.5.3.1.2 del Doc. Rif., le verifiche di tipo GEO ed HYD possono essere analizzate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, mentre le verifiche di tipo STRU con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tabella 6-2: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
---------	---------	--	----------	----------

Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 6-3: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 6-4: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 6-5: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

6.3.5 Verifiche di sicurezza in campo sismico

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par. 7.11.1 delle NTC 2008). L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Pertanto, per l'opera in oggetto, come definito nel par. 6.3.3, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**),

mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, sono state svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

6.4 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche 2, di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

6.4.1 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Per valutare le azioni sismiche del sito in esame si è fatto riferimento ai dati sismici relativi al comune di Menaggio, sul cui territorio si inserisce l'opera di sostegno in questione.

Nella Tabella 1 allegata alle NTC 2008, in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.4.2 Vita utile dell'opera

La Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC 2008 ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 delle NTC 2008. Per le finalità dell'opera si assume la classe d'uso III (coefficiente d'uso $C_u = 1.5$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par. 2.4.3 delle NTC 2008, risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

6.4.3 Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati in anni.

Tabella 6-6: Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno TR al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	45
	SLD	63	42
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	712
	SLC	5	1462

6.4.4 Accelerazione massima attesa su suolo rigido

Per i tempi di ritorno sopra definiti, si ottengono le seguenti accelerazioni massime attese su suolo rigido.

Tabella 6-7: Valori dei parametri a_g , per suolo rigido per i diversi periodi di ritorno dell'azione sismica. Valori forniti dal foglio di calcolo: "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

OPERA	STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]
Berlinese	SLD	75	0.078
	SLV	712	0.212

6.4.5 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa 2, è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008 e per quanto riportato nella caratterizzazione geotecnica, l'area di intervento è catalogabile nella categoria di sottosuolo C.

6.4.6 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

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

in cui

- a_g = accelerazione massima su sito rigido;
- S_S = coefficiente d'amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (per suolo di Cat. C) è calcolato come:

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

con $1 \leq S_S \leq 1.5$ (vedi par. 3.2.3.2.1 e tabella 3.2.V delle NTC 2008).

In tabella si riporta il valore di S_S definito per ogni stato limite, assumendo i valori di F_0 definiti nell'Allegato B della Normativa 2, valore unico per i siti in oggetto.

Tabella 6-8: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S

STATO LIMITE	T [anni]	S_S [-]
SLD	75	1.382
SLV	712	1.382

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da zone pianeggianti e pendii con inclinazione inferiore a 15°.

Sulla base di quanto sopra, nella tabella seguente si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per ogni stato limite.

Tabella 6-9: Valori di accelerazione massima attesa al sito

STATO LIMITE	T [anni]	a_{max} [g]
SLD	75	0.108

SLV

712

0.293

6.4.7 Accelerazione equivalente di progetto

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.3 delle NTC 2008.

6.4.8 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per la stabilità nei confronti della liquefazione si rimanda alla relazione geotecnica, che ha determinato un fattore di sicurezza alla liquefazione superiore a 1.25.

6.4.9 Verifiche di stabilità globale

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 delle NTC 2008, inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.6.2.1 delle NTC 2008, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo β_s il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.28 (vedi tabella);

Tabella 6-10: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 712 anni.

Tabella 6-11: Valori dell’accelerazione equivalente di progetto a_h per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	k_h [g]	k_v [g]
SLV	0.082	± 0.041

6.4.10 Verifiche di stabilità dell’opera

Per tutte le rimanenti verifiche, di cui al Par. 6.5.3.1.2 delle NTC 2008, come riportato al Par. 6.3, gli Stati Limite di riferimento sono sia quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che quello relativo allo Stato Limite di Danno (SLD).

Le componenti dell’accelerazione equivalente a_h (orizzontale) e a_v (verticale), come definito al Par. 7.11.6.3.1 delle NTC 2008, sono valutate come:

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

$$a_v = 0$$

essendo α il coefficiente di deformabilità e β il coefficiente di spostamento definiti come indicato nelle figure seguenti.

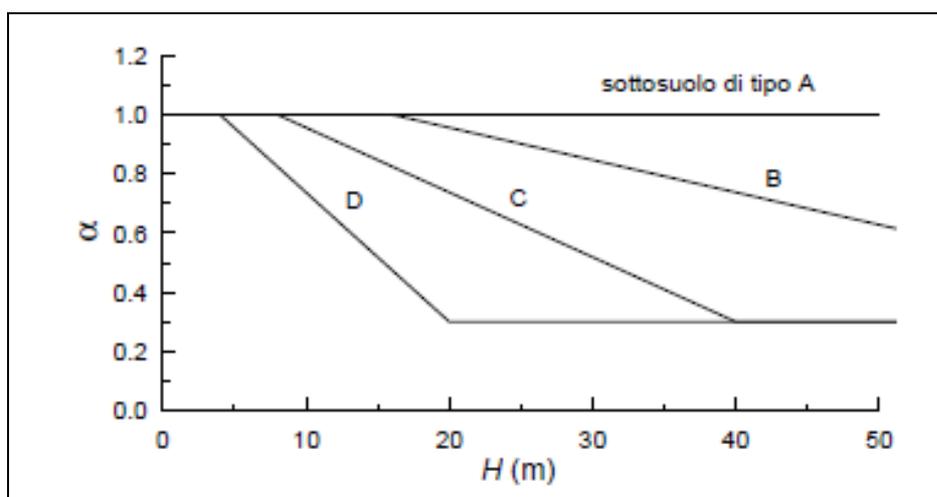


Figura 6-5: Definizione parametro α .

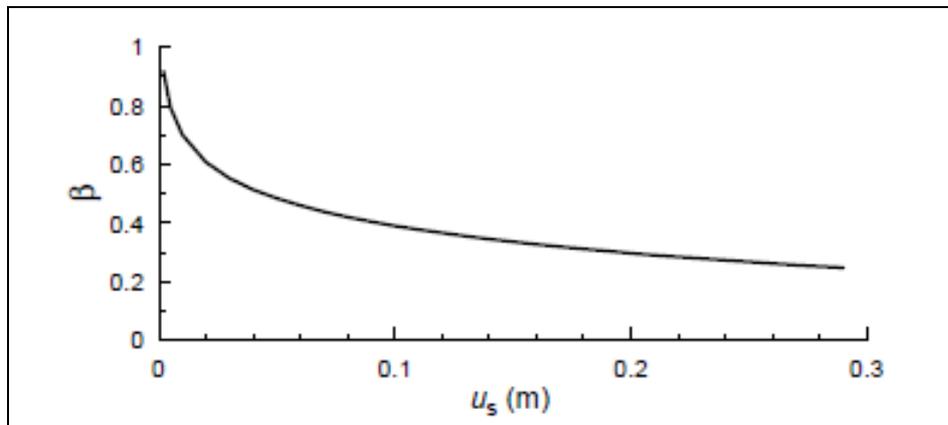


Figura 6-6: Definizione parametro β .

Generalmente si è tenuto conto di uno spostamento ammissibile pari a $0.005 \times H$, dove H è l'altezza totale della paratia come indicato delle NTC 2008 al paragrafo 7.11.6.3.1.

Sulla base di quanto sopra si ottengono le accelerazioni di progetto per ogni stato limite, riassunte in tabella.

Tabella 6-12: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto a_h per le verifiche di stabilità locale

STATO LIMITE	a_h [g]
SLD	0.040
SLV	0.107

La spinta sull'opera di sostegno associata ai coefficienti sismici sopra definiti è stata valutata in accordo al metodo proposto da Mononobe Okabe [6]. Tale metodo è una diretta estensione della teoria sviluppata da Coulomb in campo statico, in cui l'accelerazione sismica è applicata al cuneo di spinta attiva (o passiva) definito dal metodo di Coulomb (superfici di rottura piane).

La spinta complessiva sull'opera di sostegno risulta pertanto essere pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{M-0,att} \cdot H^2 + E_{w,stat} + E_{w,din} \quad (4.1)$$

in cui:

- il primo termine della sommatoria rappresenta la spinta (attiva o passiva) dovuta allo scheletro solido;
- il secondo termine rappresenta la spinta idrostatica dell'acqua (ove presente);
- il terzo termine rappresenta la spinta idrodinamica, risultante delle sovrappressioni interstiziali generate durante il sisma (ritenute non significative per l'opera in oggetto) .

Con riferimento al primo termine, il parametro γ^* rappresenta il peso specifico del terreno, che può assumere i seguenti valori in funzione della posizione della falda e della permeabilità dei terreni:

- $\gamma^* = \gamma_d$ in condizione di assenza di falda;
- $\gamma^* = \gamma_{sat}$ in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova insieme con il terreno;
- $\gamma^* = \gamma'$ in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova indipendentemente dallo scheletro solido.

Nello stesso termine compare il coefficiente di spinta $K_{M-O,att}$, definito da Mononobe Okabe, in condizioni di spinta attiva, come:

$$K_{M-O,att} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \beta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^{0.8} \right]^2} \quad (4.2)$$

essendo

- $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right)$ in condizione di assenza di falda;
- $\psi = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right)$ in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio
- $\psi = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right)$ in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile
- Φ = angolo d'attrito del terreno;
- β = inclinazione dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;
- δ = angolo d'attrito terreno-struttura;
- i = inclinazione del pendio;
- a_H = componente orizzontale dell'accelerazione sismica;
- a_V = componente verticale dell'accelerazione sismica;

Nel caso in esame, in coerenza con quanto già affermato in precedenza, la falda viene considerata assente. Inoltre, per i bassi coefficienti di permeabilità riportati nella caratterizzazione geotecnica, sarebbe in ogni caso da considerarsi una condizione di terreno del tipo dinamicamente impervio.

Una volta definita la spinta attiva totale in condizioni sismiche, la differenza di tale sollecitazione con quella statica, calcolata secondo la teoria di Coulomb, rappresenta l'incremento di spinta dovuto al sisma. Tale incremento viene successivamente applicato come forza distribuita trapezoidale con risultante collocata a 0.4 volte l'altezza della paratia (riferito alla testa della struttura), in accordo al metodo proposto da Seed e Whitman [8].

In accordo a tale metodo, la pressione in testa alla paratia vale:

$$q_{,testa} = 1.6 \cdot Q / L_{paratia},$$

mentre l'analoga alla base della paratia è pari a:

$$q_{,base} = 0.4 \cdot Q / L_{paratia}.$$

Il secondo termine dell'Eq.1 è facilmente calcolabile una volta noto il livello di falda.

Per quanto concerne il terzo termine, per il caso in esame $E_{wdin} = 0$ in quanto il materiale è ritenuto idraulicamente impervio.

Per le condizioni di spinta passiva, la procedura di definizione del decremento di spinta a causa del sisma è strutturata in maniera differente a quanto sviluppato per la spinta attiva. Ciò è dovuto all'ipotesi di superfici di rottura piane alla base del metodo di Mononobe Okabe (a sua volta derivato dal metodo di Coulomb), ipotesi non realistica delle effettive spinte passive agenti per le quali è preferibile adottare superfici di scorrimento curvilinee. Nel caso in esame si è adottata la formula proposta da Lancellotta [4].

6.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi in condizioni statiche e sismiche.

6.5.1 Verifiche SLU di tipo Geotecnico (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Stabilità dell'opera;
- Stabilità del fondo scavo in condizioni non drenate per terreni a grana fine;

- Verifica di sfilamento degli ancoraggi.

Verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6-2, 6-3, 6-4 e 6-5.

Poiché il profilo del terreno a monte dell'opera presenta un andamento orizzontale tale verifica risulta di fatto coincidente con quella relativa alla stabilità dell'opera di seguito riportata.

Stabilità dell'opera

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa (Par.6.5.3.1.2 del Doc. Rif. 2), secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- A2 + M2 + R1

i cui coefficienti sono riportati nelle tabelle 6-2, 6-3, 6-4 e 6-5.

Con riferimento alla tabella dei parametri M2, nel caso in esame, si ottengono i seguenti parametri geotecnici di progetto, riassunti nella Tabella 6-13.

Tabella 6-13: Parametri geotecnici di progetto (Approccio 1 – Combinazione 2)

Unità	Peso di volume γ^k kN/m ³	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ^k °	Coesione efficace c^k kPa
RIL	20	29.26	0
A1	19	22.18	4

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura la stabilità globale dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Si ritiene inoltre utile verificare che, anche in presenza di parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine il programma paratie fornisce come dato di output il rapporto tra la

spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata. Nella tabella seguente si riporta il valore di tale rapporto nelle diverse sezioni di calcolo.

Tabella 6-14: Rapporto tra spinta passiva disponibile e mobilitata

Sezione di calcolo	$S_{passiva, disp}/S_{passiva, mob}$
A-A	
B-B	
C-C	

6.5.2 Verifica allo sfilamento degli ancoraggi

La verifica a sfilamento dei tiranti viene svolta in accordo a quanto riportato nel paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni delle NTC2008 (Doc. Rif. [2])

Sulla base di quanto riportato nel sopra citato paragrafo, la verifica a sfilamento si considera soddisfatta se risulta:

$$E_d < R_d$$

essendo

E_d l'azione di progetto

R_d la resistenza di progetto

La verifica di tale disuguaglianza è sviluppata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei fattori parziali riportati nella Tabella 4-1 (coefficienti sulle azioni), Tabella 4-2 (coefficienti sui parametri dei materiali), Tabella 4-4 (coefficienti sulle resistenze).

Tabella 6-15: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

La resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando la resistenza caratteristica R_{ak} , a sua volta calcolata a partire dalla resistenza di calcolo R_{ac} , mediante i coefficienti R3 riportati nella Tabella 6-15, nell'ipotesi di tiranti temporanei.

La resistenza a sfilamento di un ancoraggio viene calcolata con il metodo di Bustamante-Doix:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \alpha \tau_{lim} L_{fond}$$

dove D_{perf} è il diametro di perforazione del tirante, α è un coefficiente che dipende dal tipo di materiale (1.1 nel caso in esame), τ_{lim} è l'attrito tra il bulbo di fondazione del tirante ed il terreno circostante ed L_{fond} è la lunghezza del bulbo del tirante. Nel caso in cui la fondazione attraversi più unità stratigrafiche la resistenza complessiva è data dalla somma delle resistenze delle singole unità, ossia:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \sum \alpha^i \tau_{lim}^i L_{fond}^i$$

I valori di attrito dipendono dal materiale in cui è stata eseguita la fondazione, nel caso in esame è pari a 150 kPa per il materiale da rilevato, 100 kPa per l'unità A1 e 120 kPa per l'unità P1.

L'azione di verifica sull'ancoraggio P_d si ottiene amplificando mediante i coefficienti A1 l'azione di progetto E_d calcolata attraverso un'analisi d'interazione paratia-terreno nella quale tutti i coefficienti sulle azioni e sulle resistenze siano unitari (Par. C.6.6.2 Doc. Rif.[2]). L'azione di progetto E_d è determinata attraverso un'unica analisi d'interazione terreno-struttura, come descritto nel paragrafo 4.3, da cui si ottiene il valore di progetto amplificando la sollecitazione ottenuta mediante il solo coefficiente parziale γ_{G1} :

$$E_d = 1.3 \times E_k$$

In condizioni statiche, risultano le azioni massime calcolate a metro lineare riportate in tabella. Esse vengono poi moltiplicate per l'interasse i e per il coefficiente parziale $\gamma_{G1} = 1.3$.

Tabella 6-16: Verifica a sfilamento dei tiranti

Sezione di calcolo	Ordine tirante	E_k [kN]	E_d [kN]	L_{fond} [m]	R_{ac} [kN]	R_d [kN]
A-A	1	298.77	348.40	8 (3 RIL + 5 A1)	411.23	373.85
	2	249.90	324.87	8 (A1)	387.04	351.85
B-B	1	249.90	324.87	8 (RIL)	580.57	527.79
	2	249.90	324.87	8 (7 RIL + 1 P1)	566.05	514.59
	3	216.71	281.72	10 (P1)	580.57	527.79
C-C	1	51.337	66.738	8 (RIL)	580.57	527.79
	2	117.81	135.15	8 (4 RIL + 4 A1)	483.81	403.17
	3	63.199	82.159	10 (A1)	483.81	403.17
	4	192.87	250.73	10 (A1)	483.81	403.17

Con riferimento alle resistenze di progetto dai dati riportati in tabella si osserva come la verifica sia soddisfatta.

Verifiche di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

La verifica si ritiene non pertinente al caso in esame in quanto non sono presenti in sito materiali coesivi che rendono necessarie queste tipo di verifiche.

Verifica allo sfilamento degli ancoraggi

La verifica a sfilamento dei tiranti viene svolta in accordo a quanto riportato nel paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni delle NTC2008 (Doc. Rif. [2])

Sulla base di quanto riportato nel sopra citato paragrafo, la verifica a sfilamento si considera soddisfatta se risulta:

$$E_d < R_d$$

essendo

E_d l'azione di progetto

R_d la resistenza di progetto

La verifica di tale disuguaglianza è sviluppata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei fattori parziali riportati nella Tabella 4-1 (coefficienti sulle azioni), Tabella 4-2 (coefficienti sui parametri dei materiali), Tabella 4-4 (coefficienti sulle resistenze).

Tabella 6-17: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

La resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando la resistenza caratteristica R_{ak} , a sua volta calcolata a partire dalla resistenza di calcolo R_{ac} , mediante i coefficienti R3 riportati nella Tabella 6-15, nell'ipotesi di tiranti temporanei.

La resistenza a sfilamento di un ancoraggio viene calcolata con il metodo di Bustamante-Doix:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \alpha \tau_{lim} L_{fond}$$

dove D_{perf} è il diametro di perforazione del tirante, α è un coefficiente che dipende dal tipo di materiale (1.1 nel caso in esame), τ_{lim} è l'attrito tra il bulbo di fondazione del tirante ed il terreno circostante ed L_{fond} è la lunghezza del bulbo del tirante. Nel caso in cui la fondazione attraversi più unità stratigrafiche la resistenza complessiva è data dalla somma delle resistenze delle singole unità, ossia:

$$R_{ac} = \pi D_{perf} \sum \alpha^i \tau_{lim}^i L_{fond}^i$$

I valori di attrito dipendono dal materiale in cui è stato eseguita la fondazione, nel caso in esame è pari a 150 kPa per il materiale da rilevato e 100 kPa per l'unità A1.

L'azione di verifica sull'ancoraggio P_d si ottiene amplificando mediante i coefficienti A_1 l'azione di progetto E_d calcolata attraverso un'analisi d'interazione paratia-terreno nella quale tutti i coefficienti sulle azioni e sulle resistenze siano unitari (Par. C.6.6.2 Doc. Rif.[2]). L'azione di progetto E_d è determinata attraverso un'unica analisi d'interazione terreno-struttura, come descritto nel paragrafo 6.3, da cui si ottiene il valore di progetto amplificando la sollecitazione ottenuta mediante il solo coefficiente parziale γ_{G1} :

$$E_d = 1.3 \times E_k$$

In condizioni statiche, risultano le azioni massime calcolate a metro lineare riportate in tabella. Esse vengono poi moltiplicate per l'interasse i e per il coefficiente parziale $\gamma_{G1} = 1.3$. Dall'analisi si ha una sollecitazione nell'ancoraggio $E_k = 200.8$ kN, da cui si ha una sollecitazione di progetto $E_d = 261.04$ kN. La resistenza di un chiodo di lunghezza 10 m, che affonda per 8 m nel materiale di rilevato e 2 m nell'unità A_1 è pari a $R_{ac} = 677.33$ kN, che diventa, applicando il coefficiente parziale R_2 , $R_d = 564.44$. Si osserva come la verifica sia soddisfatta.

6.5.3 Verifiche SLU di tipo Idraulico (UPL e HYD)

Verifiche SLU al sollevamento (UPL)

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (assenza di livelli a permeabilità elevata/ falda in pressione), tale stato limite non è ipotizzabile per l'opera.

Verifiche SLU al sifonamento (HYD)

Data la natura dei terreni e la geometria dell'opera (pali accostati) tale stato limite ultimo non può essere raggiunto.

6.5.4 Verifiche SLU di tipo Strutturale (STRU)

Come definito nel Paragrafo C6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], le verifiche di Tipo STRU possono essere svolte considerando la combinazione $A_1+M_1+R_1$, pertanto adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo, come già descritto al cap. 6.3.2.

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A_1 corrispondenti;

- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nel presente documento si è adottato il primo metodo.

Verifica della resistenza strutturale della paratia

In e sono riportati gli involuipi degli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia sia in condizioni statiche che sismiche.

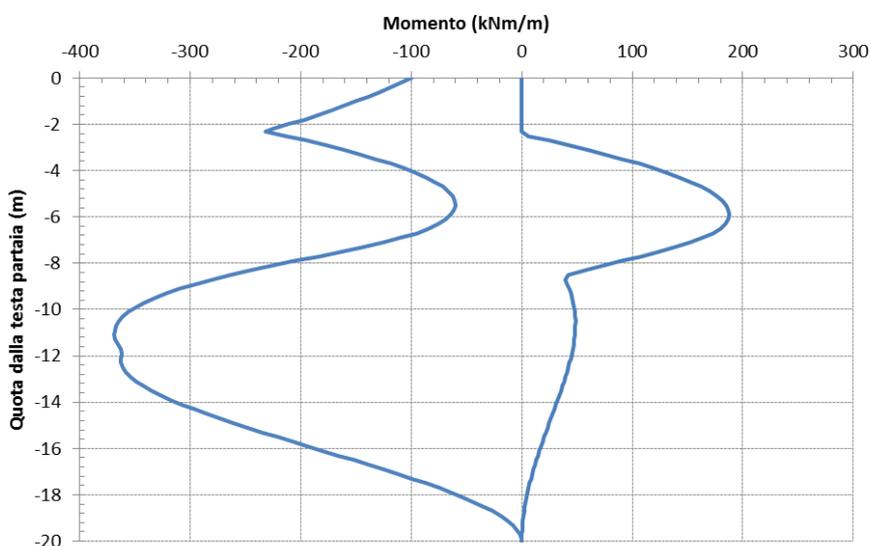


Figura 6-3: Diagramma momento flettente.

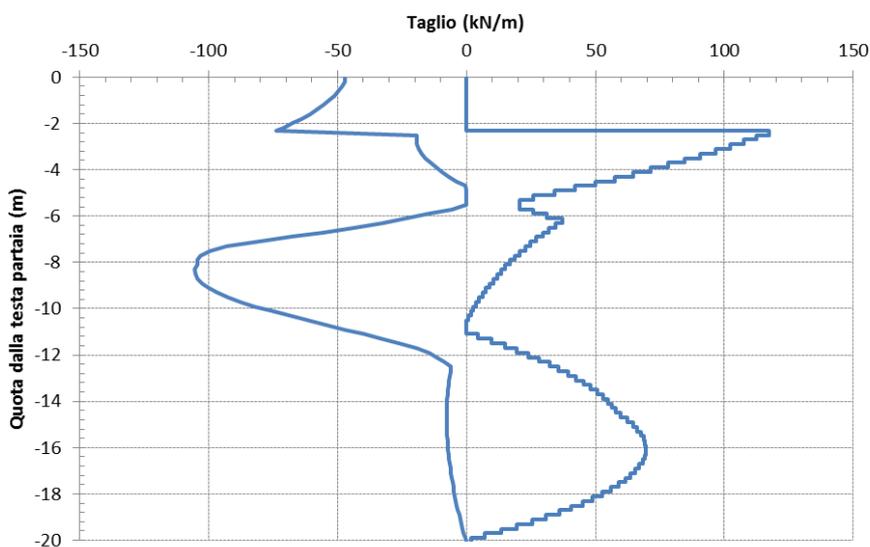


Figura 6-4: Diagramma azione di taglio

Con riferimento alle figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici al metro di paratia e per palo (interasse pari a 1.4 m):

Tabella 6-18: azioni sulla berlinese

M_{Ek} (kNm/m)	V_{Ek} (kN/m)	M_{Ek} (kNm)	V_{Ek} (kN)
368.57	117.23	516.00	164.12

Poiché tali valori sono riferiti a carichi permanenti, i corrispettivi valori di progetto M_{Ed} e V_{Ed} sono ottenuti amplificando i valori caratteristici per un coefficiente pari ad 1.3.

La resistenza ultima di un palo armato con 18 \varnothing 16 è stata calcolata con il programma RC-sec, che fornisce la resistenza di sezioni in calcestruzzo armato variamente composte. Una sezione così armata è in grado di resistere ad un momento ultimo $M_{pl,Rd} = 7281.80$ kNm, maggiore del valore di progetto $M_{ed} = 670.80$ kNm. Per quanto riguarda il taglio sono previste staffe \varnothing 8, che forniscono un taglio ultimo $V_{c,Rd} = 1835.80$ kNm, maggiore del valore di progetto $V_{ed} = 213.36$ kN.

6.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali di cui sopra. L'analisi pertanto è stata condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici.

Nelle figure sottostanti si riporta il profilo di spostamento lungo i pali alla fase di massimo scavo.

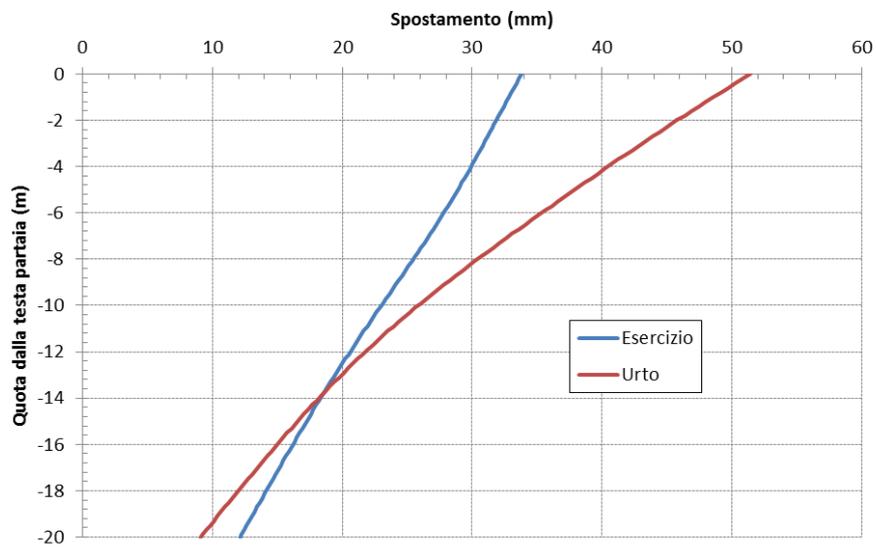


Figura 6-5: deformata nella fase di massimo scavo.

Dalla figura si evince come lo spostamento massimo atteso in condizioni di esercizio sia pari a 34 mm alla quota di massimo scavo sia inferiore a 36 mm (ossia $0.005 \times H_{scavo}$), valore ritenuto accettabile.