



Anas S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e coordinamento di
Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A. e concessionaria ai sensi del D.L.
138/2002 (convertito con L. 178/2002)

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 - 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 - F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI:

FRANCHETTI S.P.A.
Direttore Tecnico:
Ing. Paolo Franchetti

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

FRANCHETTI
BRIDGE DIAGNOSTICS AND PREDICTIVE MAINTENANCE

IL GEOLOGO

Geol. Matteo Scalzotto

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Paolo Franchetti

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Francesco Pisani

Ing. Michele Frizzarin
Ing. Francesco Zaccaro
Ing. Matteo Nicolodi
Ing. Antonio Sbordoni

PROTOCOLLO

DATA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI SOSTEGNO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO DEL	N. PROG.	171-18_P_2_ST_RE_03.0_Relazione opere sostegno			
<input type="text" value="240117"/>	<input type="text" value="8813"/>	CODICE ELAB.	<input type="text" value="P00S000STRRE01"/>	<input type="text" value="A"/>	-
A	EMISSIONE	Ottobre 2020	Ing. Sbordoni	Ing. Frizzarin	Ing. Franchetti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di RAVENNA (RA)

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16
"Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea".

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI
SOSTEGNO**

INDICE

PARTE 1	5
PREMESSA	5
PARTE 2	6
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
PARTE 3	7
INDAGINI PRELIMINARI	7
1 INDAGINI SUI TERRENI	7
2 RISULTATI DELLE INDAGINI	9
PARTE 4	12
DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO	12
1 INQUADRAMENTO	12
2 CARATTERISTICHE MATERIALI	14
3 DIMENSIONAMENTO	14
3.1 TIPOLOGIA 1	15
3.2 TIPOLOGIA 2	16
3.3 TIPOLOGIA 3	17
3.4 TIPOLOGIA 4	18
4 PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI	19
PARTE 4	22
VERIFICHE STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO	22
1 VERIFICHE EFFETTUATE	22
1.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO	22
1.2 VERIFICA A SCORRIMENTO	22
1.3 VERIFICA AL CARICO LIMITE	23
1.4 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE	24
1.5 ANALISI DEI PALI	25
2 PROCEDURA DI CALCOLO	27
3 COMBINAZIONI DI CARICO	33
4 RISULTATI	37
4.1 TIPOLOGIA 1	37
4.2 TIPOLOGIA 2	39
4.3 TIPOLOGIA 3	40
4.4 TIPOLOGIA 4	42
5 CONCLUSIONI	44

PARTE 1

PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16 "Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea", i quali hanno lo scopo di migliorare il livello di servizio dell'infrastruttura esistente, le condizioni di sicurezza e il *comfort* degli utenti.

La presente relazione riguarda la descrizione, il calcolo e la verifica della progettazione strutturale delle opere di sostegno necessarie qualora l'allargamento della piattaforma stradale della S.S. 16 richieda tali manufatti. L'inserimento di muri di sostegno è avvenuto nei seguenti casi: maggior occupazione di suolo privato con la realizzazione di scarpate, rilevato stradale collocato ad una altezza elevata rispetto al piano campagna confinante, presenza di viabilità secondaria.

Le opere di sostegno saranno collocate alle seguenti chilometriche:

- da km 151+214 a km 151+304 lato ovest;
- da km 152+023 a km 152+099 lato est;
- da km 153+050 a km 153+272 lato est;
- da km 153+120 a km 153+272 lato ovest;
- da km 153+420 a km 153+633 lato est;
- da km 153+600 a km 153+720 lato ovest;
- da km 153+640 a km 153+673 lato est.

PARTE 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le normative adottate per l'elaborazione del progetto sono le seguenti:

PROGETTO STRUTTURALE

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie;
- EC 7: Progettazione geotecnica;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003 "Normativa sismica";
- OPCM 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- D.P.R. n. 327/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per pubblica utilità" come modificato dal D.Lgs. n. 302/2002;
- D.P.R. n. 207/10 art. 31;
- L.R. 29/12/2003 n. 67 "Ordinamento del sistema regionale della protezione civile e disciplina della relativa attività";
- Circolare n.7/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

PARTE 3 INDAGINI PRELIMINARI

1 INDAGINI SUI TERRENI

Per riuscire a dimensionare e, successivamente, verificare le opere di sostegno è necessario conoscere le caratteristiche del terreno esistente attraverso delle indagini preliminari.

A tale scopo si sono effettuate indagini geognostiche e geofisiche lungo tutta l'area di progetto con l'esecuzione di prospezioni sismiche passive (*HVRS*), prove penetrometriche *CPTU* e piezometri, prove penetrometriche *DPSH*, carotaggi continui, campioni indisturbati e corrispondenti analisi di laboratorio. L'attività di laboratorio ha comportato l'esecuzione delle prove geotecniche per la definizione dei parametri fisico-volumetrici e meccanici.

Le prove geotecniche, utili per identificare la natura, le proprietà e la disposizione stratigrafica del terreno, previste per l'intervento erano le seguenti:

- Prove penetrometriche *CPTU* con piezometro:
 - 1 indagine al km 148+900;
 - 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a rombo (km 151+200)
 - 1 indagini per il ponte dello Scolo Lama al km 151+650;
 - 1 indagini per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
 - 1 indagini per il ponte sul fiume Montone al km 152+000;
 - 1 indagine al km 152+700;
 - 1 indagini per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
 - 1 indagini per il sottopasso della S.P. 27 al km 153+500;
 - 1 indagine in corrispondenza del sottopasso pedonale al km 153+600;
 - 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a trombetta (km 154+400 circa).

Per aumentare il grado di dettaglio delle indagini, a queste prove sono state aggiunte delle prove penetrometriche dinamiche *DPSH*:

- 1 indagine al km 150+400;
- 1 indagini per il ponte dello Scolo Lama al km 151+650;
- 1 indagini per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
- 1 indagini per il ponte sul fiume Montone al km 152+000;
- 1 indagini per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
- Prospezioni sismiche *HVSR*:
 - 1 indagine al km 148+900;
 - 1 indagine al km 151+000;
 - 1 indagine per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
 - 1 indagini per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
 - 1 indagine al km 153+600;

- 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a trombeta (km 154+500).
Di seguito vengono indicati i luoghi dove sono state effettuate le prove.

CHILOMETRICA ANAS	PROVE	SIGLA IDENTIFICATIVA
148+900	Proiezioni Sismiche passive	H1
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU1
150+400	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH1
151+000	Proiezioni Sismiche passive	H2
151+200	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU2
151+600	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU3
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH2
151+700	Prelievo acque sotterranee	PZ1
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU4
151+900 120+000	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU4BIS
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU5
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH3
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH4
	Prelievo acque sotterranee	PZ2
	Prelievo acque sotterranee	PZ3
	Proiezioni Sismiche passive	H3
	Carotaggi continui, campioni indisturbati	S1
152+700	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU6
153+000	Proiezioni Sismiche passive	H4
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH5
153+300 153+400	Prelievo acque sotterranee	PZ4
	Carotaggi continui, campioni indisturbati	S2
	Proiezioni Sismiche passive	H5
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU7
153+500	Prelievo acque sotterranee	PZ5
153+600	Proiezioni Sismiche passive	H6
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU8
154+400	Proiezioni Sismiche passive	H7
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU9

Tabella 1: Elenco attività svolte in sito

Sono stati effettuati due sondaggi a carotaggio continuo e, per ciascuno di essi, prelevati quattro campioni indisturbati per le analisi di laboratorio.

RIASSUNTO PROVE STRADA STATALE ROMEA RAVENNA					
Campione	Profondità (m)	Tipo Campione	Limiti di Atterberg	Prova Edometrica	Prova di Taglio Diretto
S1-1	3,00-3,50	INDISTURBATO	X	X	X
S1-2	8,50-9,00	INDISTURBATO	X	X	X
S1-3	15,00-15,60	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S1-4	25,00-25,50	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S2-1	6,00-6,50	INDISTURBATO	X	X	X
S2-2	12,00-12,50	INDISTURBATO	X	X	X
S2-3	15,00-15,60	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S2-4	25,00-25,50	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X

Tabella 2: Elenco sondaggi e campioni

Le indagini HVRS, ovvero indagini per valutare la frequenza di vibrazione naturale, sono state svolte utilizzando i seguenti parametri di acquisizione:

- sismometro tricomponente Echo Tromo;
- computer portatile Acer;
- durata registrazione: 20 minuti;
- frequenza di campionamento: 128 Hz;
- lunghezza finestre: 20 s;
- tipologia di lisciamiento: triangolare;
- lisciamiento: 10%.

Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto di frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (< 20 Hz), una assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze e una distribuzione uniforme intorno alla stazione di registrazione delle sorgenti di rumore.

Per effettuare le prove si dovrà innanzitutto avviare una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro per una durata non inferiore ai 20 minuti; tali tracce registrate vengono successivamente suddivise in finestre temporali di durata prefissata (almeno 20 secondi). Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare la presenza di disturbi temporanei o di fenomeni di saturazione. Per ciascuna finestra valida rimanente viene valutato lo spettro di Fourier, sottoposto alle procedure di tapering e/o lisciamiento. Si calcola quindi il rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali validi e il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco rappresenta la stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

2 RISULTATI DELLE INDAGINI

Di seguito si riportano alcuni estratti delle indagini effettuate e descritte precedentemente.

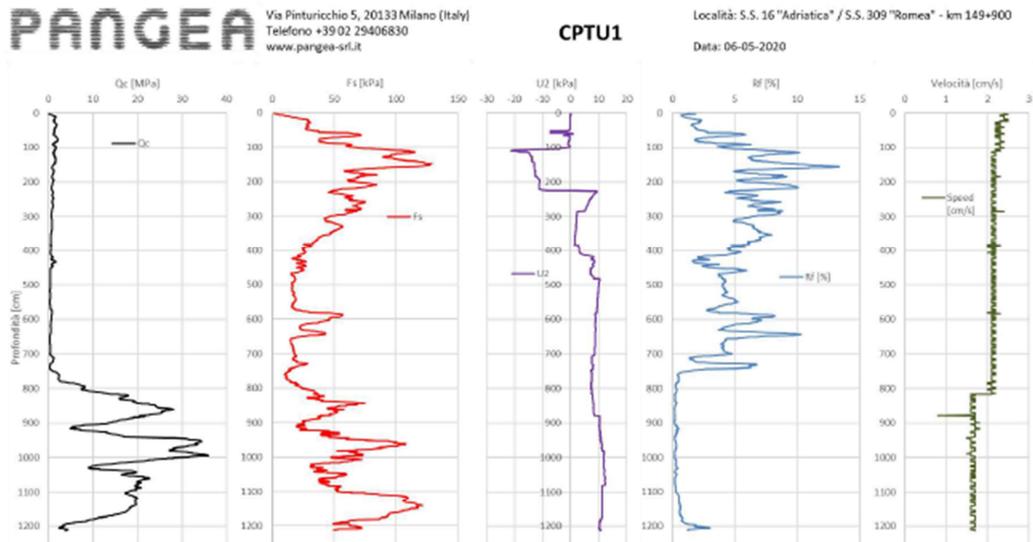


Figura 1: Risultato prova penetrometrica CPTU

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

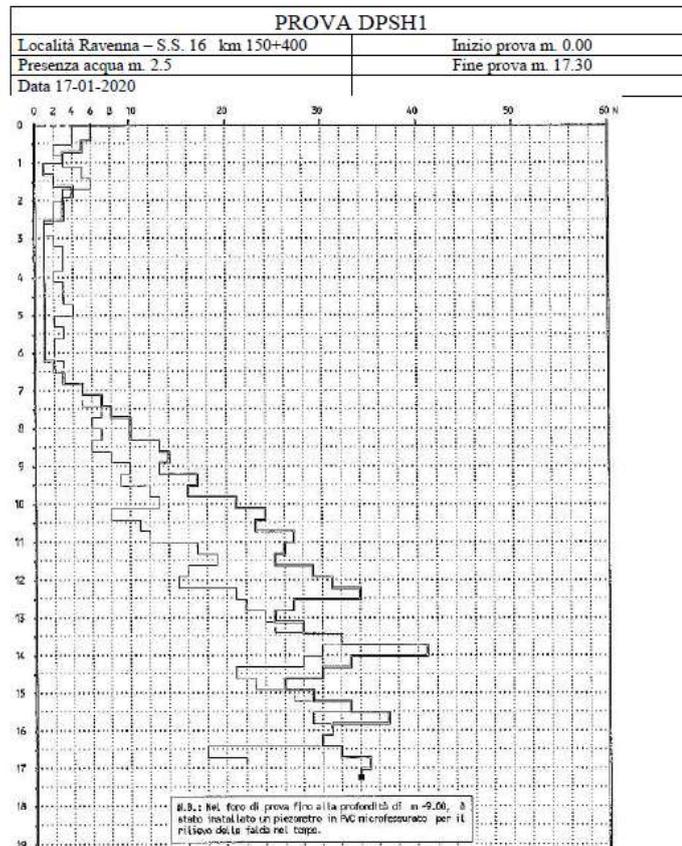


Figura 2: Risultato prova penetrometrica DPSH

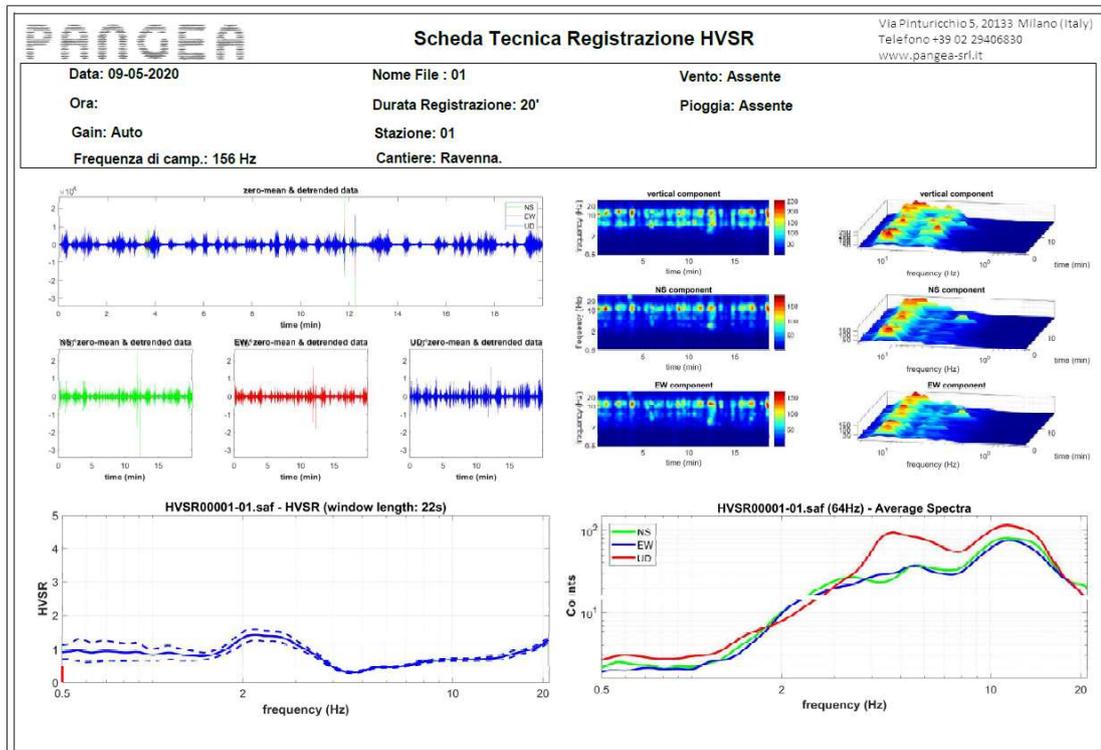


Figura 3: Risultato prova HVSR

Di seguito, invece, una tabella riassuntiva dei risultati delle prove di laboratorio eseguite.

ANAS S.p.a S.S.309 ROMEA RAVENNA									
		S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S2-1	S2-2	S2-3	S2-4
ATT.	L.L.	78	82	N.P.	N.P.	81	48	N.P.	N.P.
	I.P.	38	41	N.P.	N.P.	42	13	N.P.	N.P.
	CLASS.	MH	MH	ML	ML	MH	ML	ML	ML
TD	Φ (°)	14,25	17,95	30,28	31,34	18,21	15,11	33,06	27,47
	c (kPa)	12,83	6,34	3,05	4,68	4,76	9,17	0,655	5,78
Ed	Cv (cm ² /sec)	2,09*10 ⁻⁴	5,45*10 ⁻⁵	9,28*10 ⁻⁴	2,57*10 ⁻³	5,47*10 ⁻⁵	2,14*10 ⁻³	1,32*10 ⁻²	2,89*10 ⁻²
	Mv (m ² /kN)	5*10 ⁻⁴	1*10 ⁻³	4,4*10 ⁻⁵	4,5*10 ⁻⁵	9*10 ⁻⁴	6,2*10 ⁻⁴	2*10 ⁻⁵	4,5*10 ⁻⁵
	K (m/sec)	1,02*10 ⁻¹⁰	5,35*10 ⁻¹¹	3,98*10 ⁻¹¹	1,13*10 ⁻¹⁰	4,88*10 ⁻¹¹	1,31*10 ⁻⁹	2,60*10 ⁻¹⁰	1,29*10 ⁻⁹

Tabella 3: Risultati prove di laboratorio

PARTE 4 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO

1 INQUADRAMENTO

Come descritto in precedenza, i muri di sostegno verranno posizionati alle seguenti chilometriche:

- da km 151+214 a km 151+304 lato ovest;

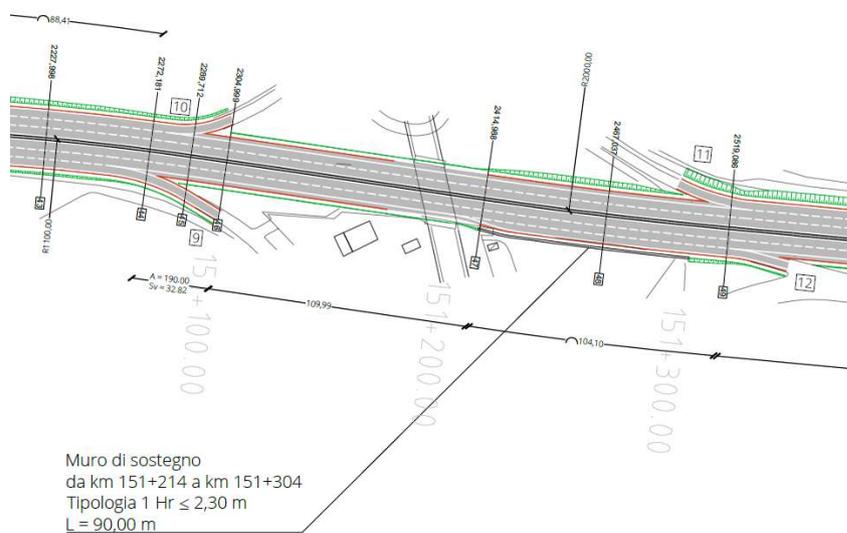


Figura 4: Posizionamento muro n. 1

- da km 152+023 a km 152+099 lato est;

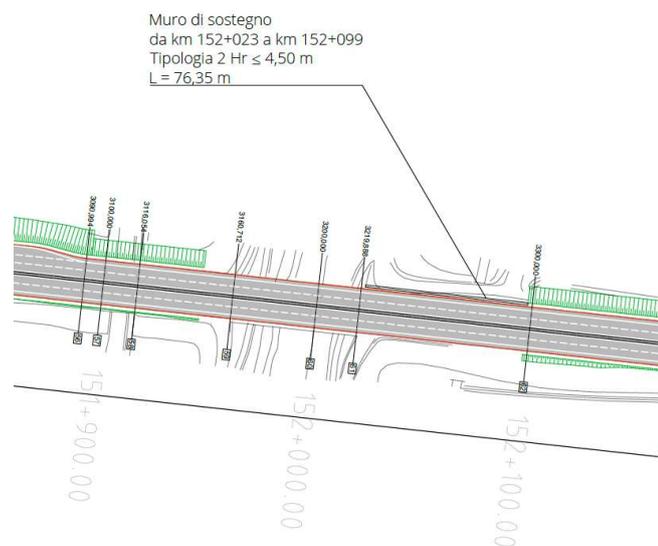


Figura 5: Posizionamento muro n. 2

- da km 153+050 a km 153+272 lato est;
- da km 153+120 a km 153+272 lato ovest;

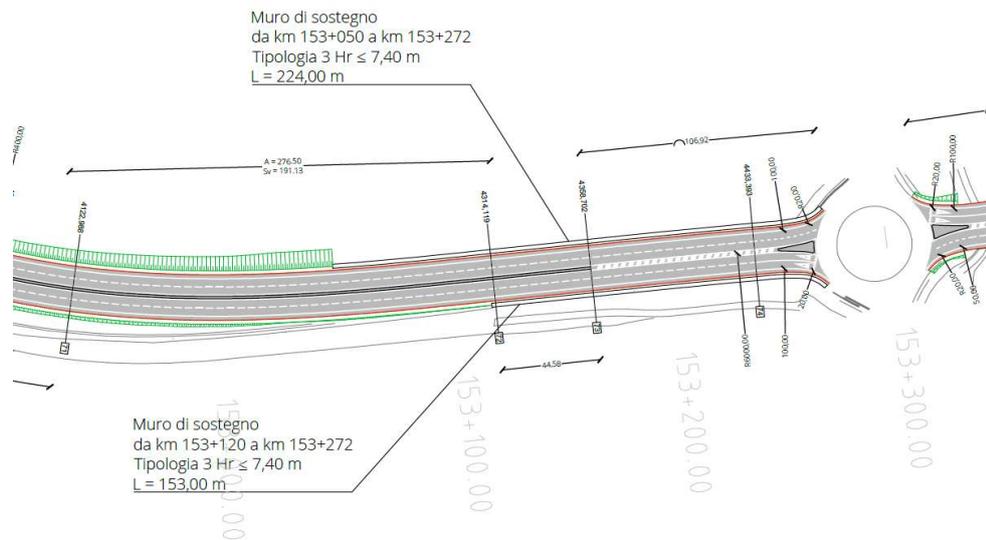


Figura 6: Posizionamento muri n. 3 e 4

- da km 153+420 a km 153+633 lato est;
- da km 153+600 a km 153+720 lato ovest;
- da km 153+640 a km 153+673 lato est.

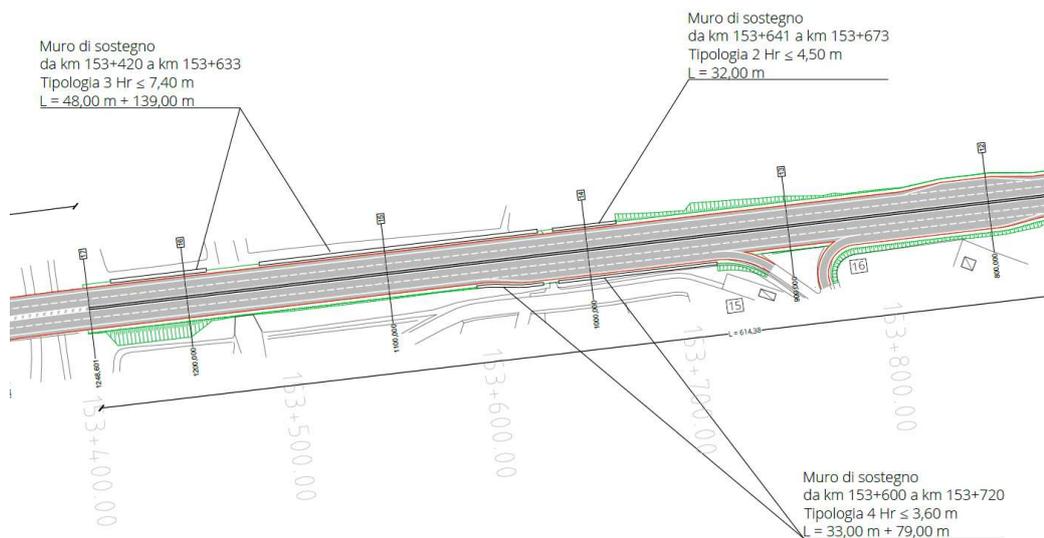


Figura 7: Posizionamento muri n. 5, 6 e 7

2 CARATTERISTICHE MATERIALI

Dai risultati delle prove geotecniche, utili per identificare la natura, le proprietà e la disposizione stratigrafica del terreno, si sono scelti i materiali da utilizzare nel dimensionamento e nella verifica delle opere di sostegno.

Il calcestruzzo scelto è quello avente classe di resistenza C32/40 e le seguenti proprietà:

- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 40$ MPa;
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 33,2$ MPa;
- Resistenza caratteristica cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,2$ MPa;
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,10$ MPa;
- Resistenza media a trazione per flessione: $f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,72$ MPa;
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%): $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,17$ MPa;
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%): $f_{ctk} = 1,3 f_{ctm} = 4,03$ MPa;
- Modulo di elasticità longitudinale: $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33643$ Mpa.

L'acciaio scelto per ottenere il calcestruzzo armato, invece, è il B450C avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica: $F_{yk} \geq 450$ N/mm²;
- Tensione a rottura caratteristica: $F_{tk} \geq 540$ N/mm²;
- Resistenza di calcolo: $f_{yd} = 391$ N/mm²;
- Modulo elastico: $E_s = 20600$ N/mm².

Il copriferro ipotizzato per i muri di sostegno è di 60 mm, sia per le opere di fondazione sia per le opere in elevazione.

3 DIMENSIONAMENTO

Avendo diverse casistiche all'interno dell'area di progetto, si sono dimensionate, e successivamente verificate, quattro tipologie di opere di sostegno:

- TIPOLOGIA 1: altezza di ricoprimento $H_r \leq 2,30$ m;
- TIPOLOGIA 2: altezza di ricoprimento $H_r \leq 4,50$ m;
- TIPOLOGIA 3: altezza di ricoprimento $H_r \leq 7,40$ m;
- TIPOLOGIA 4: altezza di ricoprimento $H_r \leq 3,60$ m.

Di seguito vengono descritti il posizionamento e le dimensioni delle singole tipologie di opere di sostegno sopra elencate.

3.1 TIPOLOGIA 1

Il muro appartenenti alla prima tipologia è collocato dal km 151+214 al km 151+304, lungo il lato ovest in corrispondenza della presenza di un confine recintato di una abitazione privata.

L'opera è caratterizzata da una altezza del paramento pari a 2.60 m, uno spessore della fondazione pari a 0.30 m, una lunghezza della fondazione lato monte di 2.00 m, una lunghezza della fondazione lato valle 0.50 m e un spessore del paramento verticale di 0.30 m.

L'opera è completata da uno strato inferiore di magrone avente spessore di 10 cm.

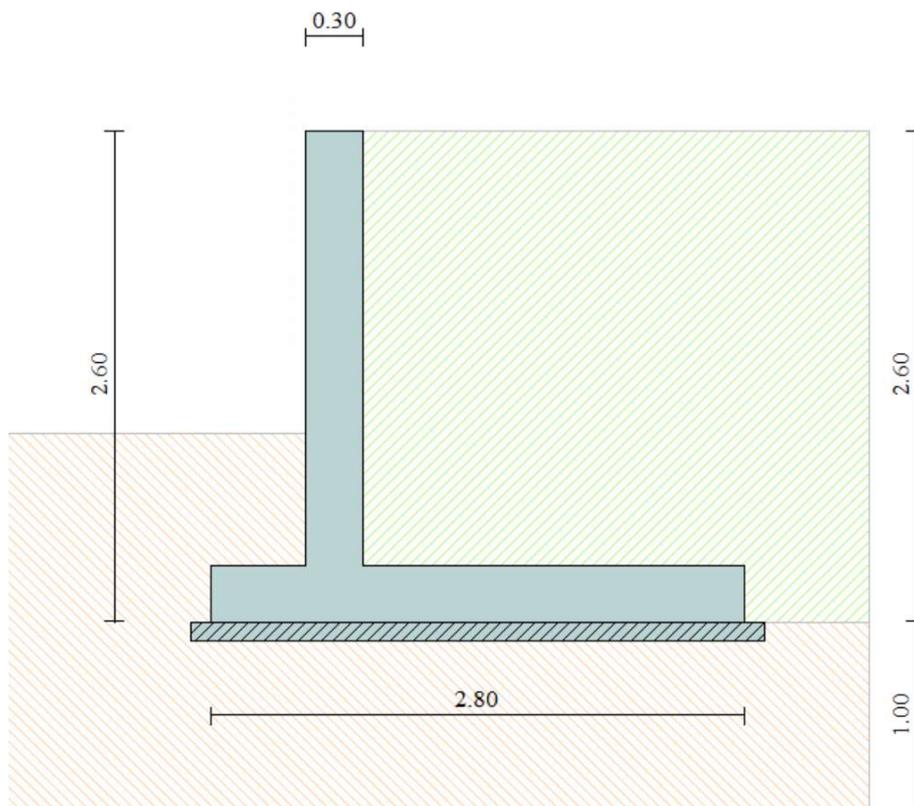


Figura 8: TIPOLOGIA 1

3.2 TIPOLOGIA 2

Il muro appartenenti alla seconda tipologia è collocato dal km 152+023 al km 152+099, lungo il lato est in corrispondenza della presenza di una strada secondaria di accesso alla centrale elettrica, e dal km 153+641 al km 153+673, lungo il lato est in corrispondenza del parcheggio di Via Cella.

L'opera è caratterizzata da una altezza del paramento pari a 4.50 m, uno spessore della fondazione di 1.50 m, una lunghezza della fondazione lato monte di 4.00 m, una lunghezza della fondazione lato valle di 0.50 m e uno spessore del paramento verticale di 0,90 m (variabile all'aumentare della profondità).

L'opera è completata da uno strato inferiore di magrone avente spessore di 10 cm e dei pali di fondazioni necessari per le verifiche di ribaltamento e scorrimento dell'opera di sostegno.

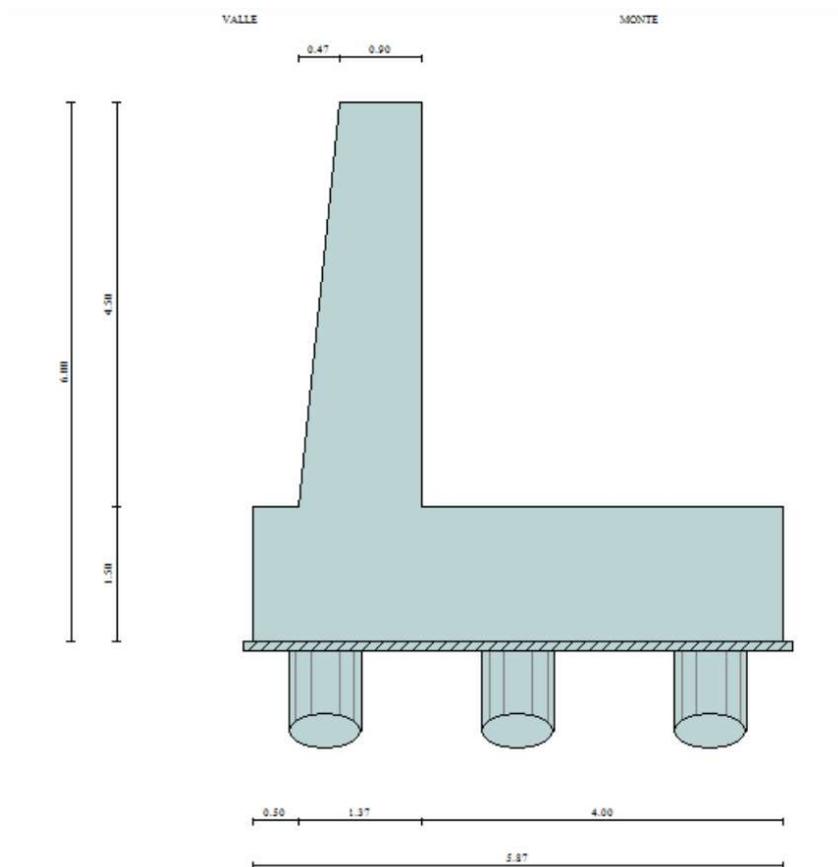


Figura 9: TIPOLOGIA 2

3.3 TIPOLOGIA 3

Il muro appartenenti alla terza tipologia è collocato dal km 153+050 al km 153+272 e dal km 153+120 al km 153+272, lungo entrambi i lati in corrispondenza della presenza di una differenza di quota con il piano campagna elevata, e dal km 153+420 al km 153+633, lungo il lato est in corrispondenza del parcheggio di Via Cella.

L'opera è caratterizzata da una altezza del paramento di 7.40 m, uno spessore della fondazione di 1.60 m, una lunghezza della fondazione lato monte di 5.50 m, una lunghezza della fondazione lato valle di 2.00 m e uno spessore del paramento verticale di 1.80 m (variabile all'aumentare della profondità).

L'opera è completata da uno strato inferiore di magrone avente spessore di 10 cm e dei pali di fondazioni necessari per le verifiche di ribaltamento e scorrimento dell'opera di sostegno.

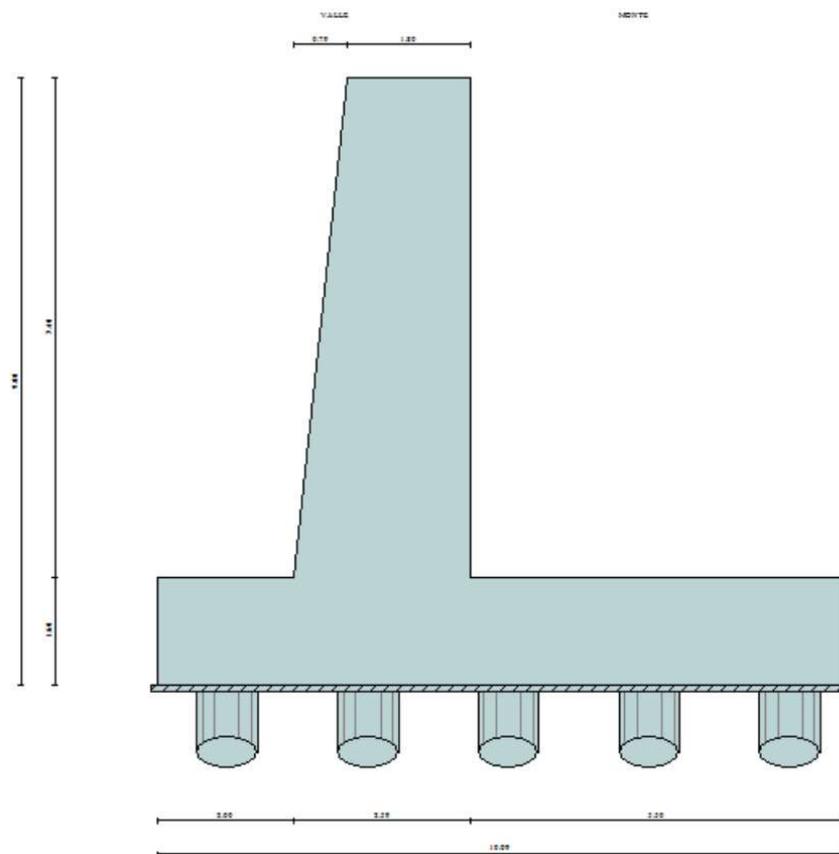


Figura 10: TIPOLOGIA 3

3.4 TIPOLOGIA 4

Il muro appartenenti alla quarta tipologia è collocato dal km 153+600 al km 153+720, lungo il lato ovest in corrispondenza della presenza di una strada secondaria denominata S.P. 27.

L'opera è caratterizzata da una altezza del paramento di 3.60 m, uno spessore della fondazione di 1.50 m, una lunghezza della fondazione lato monte di 4.00 m, una lunghezza della fondazione lato valle di 0.50 m e uno spessore del paramento verticale di 0,80 m (variabile all'aumentare della profondità).

L'opera è completata da uno strato inferiore di magrone avente spessore di 10 cm e dei pali di fondazioni necessari per le verifiche di ribaltamento e scorrimento dell'opera di sostegno.

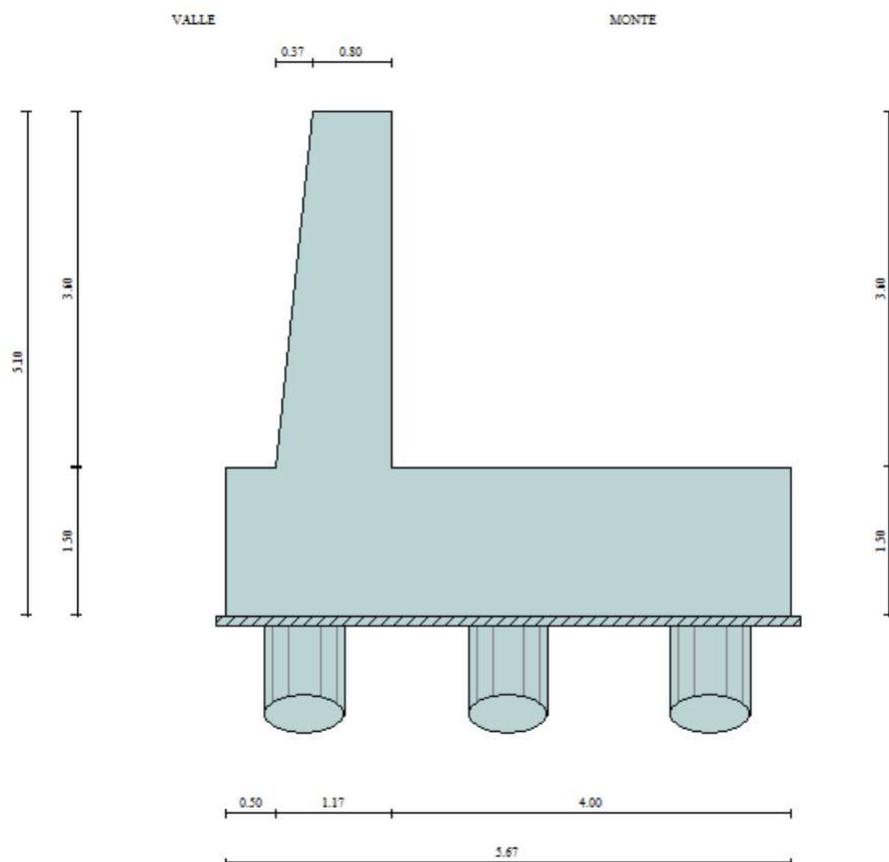


Figura 11: TIPOLOGIA 4

4 PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI

Il modello geotecnico utilizzato nella presente relazione è stato definito in base alle indicazioni riportate nei risultati delle indagini. In particolare si considera la presenza del rilevato stradale esistente quale piano di posa delle fondazioni:

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 22^\circ$$

$$c' = 0.05 \text{ kPa}$$

Si riporta di seguito la caratterizzazione sismica dei luoghi e fisico-meccanica del terreno in accordo alle NTC 2018.

<u>PARAMETRI SISMICI</u>	
Vita Nominale (Anni) = 50	Coefficiente d'uso $C_u = 1$

Tabella 4: Caratterizzazione sismica – NTC 2018

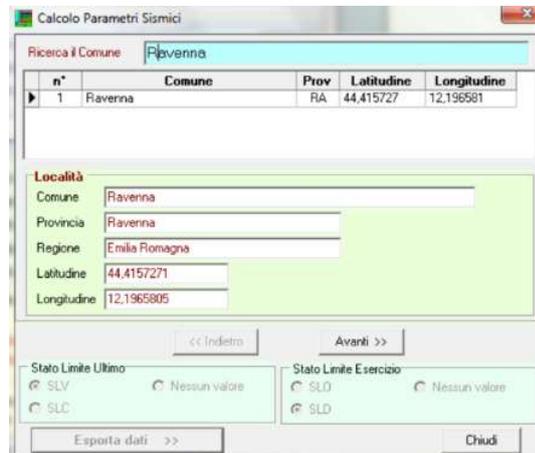
In questi termini si definisce come periodo di riferimento dell'azione sismica di progetto il tempo:

$$V_R \geq V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

Tale valore ha notevole importanza in quanto, assumendo una legge di ricorrenza dell'azione sismica di tipo Poissoniano, permette di definire, una volta fissata la probabilità di superamento PVR corrispondente allo stato limite considerato (paragrafo 2.4.2 delle NTC 2018), il periodo di ritorno TR dell'azione sismica cui fare riferimento nelle verifiche. Ai sensi delle NTC 2018 in materia di classificazione sismica della zona in cui ricadono le opere ed in base alle risultanze delle indagini geognostiche eseguite si considera come riferimento quanto riportato di seguito (comune di Ferrara):

<u>PARAMETRI SISMICI</u>	
Longitudine (Grd) 12.1965805	Latitudine (Grd) 44.4157271
Categoria Suolo C	Coeff. Condiz. Topogr. 1.00

Tabella 5: Parametri sismici

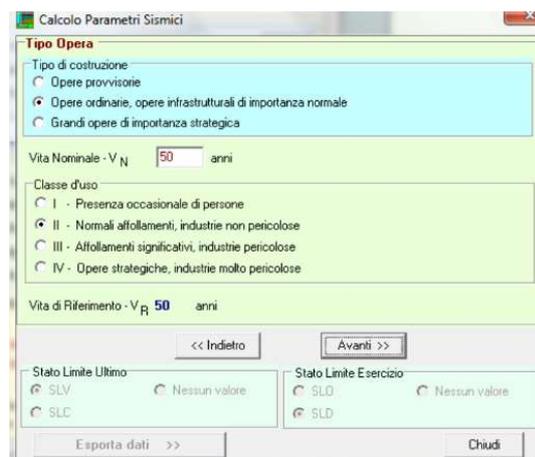


The screenshot shows the 'Calcolo Parametri Sismici' window. At the top, there is a search bar for the commune, with 'Ravenna' entered. Below this is a table with the following data:

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Ravenna	RA	44.415727	12.196581

Below the table, there is a 'Località' section with input fields for: Comune (Ravenna), Provincia (Ravenna), Regione (Emilia Romagna), Latitudine (44.415727), and Longitudine (12.196581). At the bottom, there are radio buttons for 'Stato Limite Ultimo' (SLV, SLC) and 'Stato Limite Esercizio' (SLD), and buttons for 'Esporta dati' and 'Chiudi'.

Figura 13: Parametri sismici del sito



The screenshot shows the 'Calcolo Parametri Sismici' window with the 'Tipo Opera' section selected. It contains the following parameters:

- Tipo di costruzione:**
 - Opere provvisorie
 - Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale
 - Grandi opere di importanza strategica
- Vita Nominale - V_N:** 50 anni
- Classe d'uso:**
 - I - Presenza occasionale di persone
 - II - Normali affollamenti, industrie non pericolose
 - III - Affollamenti significativi, industrie pericolose
 - IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose
- Vita di Riferimento - V_R:** 50 anni

At the bottom, there are radio buttons for 'Stato Limite Ultimo' (SLV, SLC) and 'Stato Limite Esercizio' (SLD), and buttons for 'Esporta dati' and 'Chiudi'.

Figura 12: Parametri sismici dell'opera

In base ai parametri sopra esposti si possono eseguire le analisi sismiche statiche equivalenti. Inoltre si possono definirsi i parametri concorrenti alla definizione del coefficiente di sottosuolo e condizioni topografiche ($S = S_s \times S_t$) considerando, come riportato nella relazione geotecnica, suolo di categoria C e, limitatamente alle zone in esame categoria, topografica T1. In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, con le espressioni che seguono, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche che seguono:

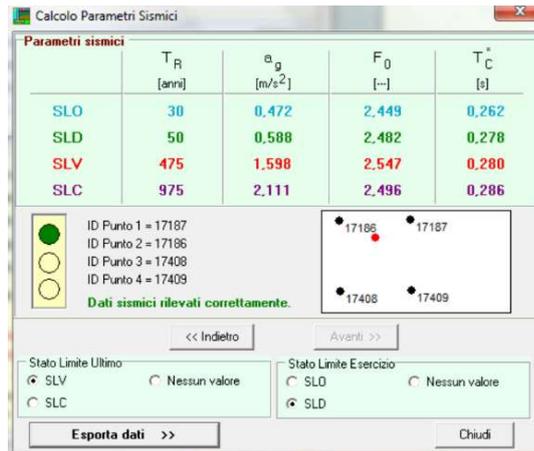


Figura 14: Parametri sismici stato limite

PARTE 4

VERIFICHE STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

1 VERIFICHE EFFETTUATE

1.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo impostato mediante quanto specificato negli Eurocodici, si può impostare $\eta_r \geq 1.0$. Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S del terreno e dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma), per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. L'angolo di attrito δ risulta essere positivo quando il terrapieno scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica risulta necessaria solamente nel caso di fondazione superficiale e non, invece, nei casi in cui vi siano fondazione con pali.

1.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa, che tendono a fare scorrere il muro, deve essere minore di tutte le forze parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo impostato mediante quanto specificato negli Eurocodici, si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

$$\frac{F_s}{F_r} \geq \eta_s$$

Le forze che vengono sommate nella F_s sono la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente, invece, è data

dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_R = N \times \operatorname{tg} \delta_f + C_a \times B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50%.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

1.3 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo impostato mediante quanto specificato negli Eurocodici, $\eta_q \geq 1.0$.

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c \times N_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times d_q \times i_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma$$

dove c è la coesione del terreno in fondazione, γ il peso di volume del terreno in fondazione, B è la larghezza della fondazione, D è la profondità del piano di posa e q è la pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \times \operatorname{tg} (1,4 \phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

- fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi < 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

- fattori di inclinazione (indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale, espressa in gradi, e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa)

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90}\right)^2 \quad \text{per } \phi < 0$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

1.4 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro-terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo impostato mediante quanto specificato negli Eurocodici, si può impostare $\eta_g \geq 1.0$. Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezioni con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10 x 10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \frac{c_i x b_i + (W_i - u_i x b_i) x tg\phi_i}{m}}{\sum_i (W_i x \sin\alpha_i)}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i \times tg\alpha_i}{n} \right) \times \cos\alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

1.5 ANALISI DEI PALI

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo, solitamente, viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove Q_T corrisponde alla portanza totale del palo, Q_P è la portanza di base del palo, Q_L è la portanza per attrito laterale del palo e W_P è il peso proprio del palo

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Per un palo compresso si ha

$$Q_A = \frac{Q_P}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_l} - W_P$$

e per un palo teso

$$Q_A = \frac{Q_L}{\eta_l} + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}B_\gamma N'_\gamma)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso specifico del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q e N'_γ sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic, con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule; K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:

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

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

$$\tau_a = c_a + \sigma_h t g \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso specifico del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di Winkler, il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico, il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di uguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un

elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite X_{max} , oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo. Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidità.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidità del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidità di ogni palo si assembla la matrice globale 3x3 della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

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

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo. Le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha un collasso per rottura del terreno.

2 PROCEDURA DI CALCOLO

Si riporta di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla suola di fondazione.

Considerato un terrapieno con peso per unità di volume sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportata nella seguente figura:

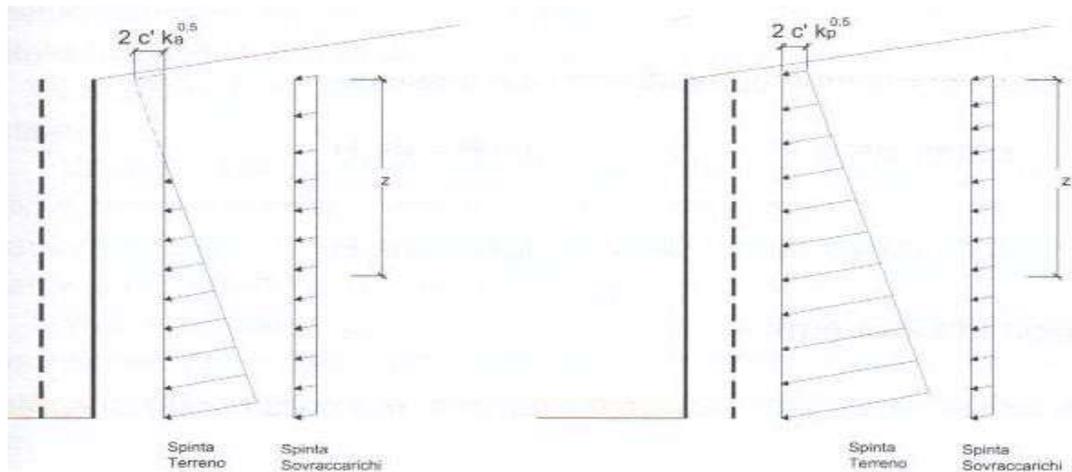


Figura 15: Spinte orizzontali in condizioni statiche

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

In condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)} \right]^2}$$

Il coefficiente di spinta passiva, ove necessario, può essere valutato con l'espressione di Caquot-Kerisel (1948) attraverso la quale si tiene in conto l'effetto sulla spinta della creazione in rottura passiva con superfici di scorrimento non piane. Non considerare tale effetto significherebbe sovrastimare considerevolmente la pressione passiva. Il punto di applicazione della spinta delle terre è da prassi considerato 1/3 dell'altezza del muro mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-

Okabe, il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove di corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali e orizzontali, espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica k_v e k_h . In tale metodo le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva, definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo. Considerando un terreno fuori falda ed i coefficienti di spinta sono rappresentati dalle seguenti equazioni.

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \vartheta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \vartheta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon \geq \varphi' - \vartheta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \vartheta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \vartheta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi + \vartheta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche si assume quindi:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

Nel caso di terreno con presenza di falda e permeabilità inferiore a 5×10^{-4} m/sec si trascurano gli effetti idrodinamici dell'acqua, maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

$$\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad \vartheta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

e la spinta agente sulla parete si definisce solo a mezzo di effetti statici:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) k_a H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

Nel caso di valori maggiori di permeabilità va considerato anche l'effetto dinamico valutabile con l'espressione:

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

azione applicata ad un'altezza pari ad 0.4H dalla base del muro.

Si adotta il software "MAX10.01" della software house Aztec Informatica per il progetto e la verifica dei muri di sostegno:



Figura 16: Software utilizzato

Le azioni considerate agenti sull'opera sono state calcolate con riferimento alle indicazioni riportate sulle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e sono di seguito descritte.

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1**, nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno, e combinazioni di carico di tipo **A2-M2**, nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

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

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

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

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

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

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (posto pari a 90° nel caso di parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete e β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q , l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + QH \right) K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c , l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{\frac{1}{2}}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che, se l'altezza della parete è inferiore ad h_c , non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

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

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

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Il diagramma delle pressioni, quindi, al di sotto della linea di falda, ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe, cui fa riferimento la Normativa Italiana. Quest'ultima suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

- terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg\left[\frac{\gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} \times \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right]$$

- terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg\left[\frac{\gamma}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} \times \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si utilizzano le combinazioni seguenti:

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
carico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
carico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
carico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
carico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
carico stradale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1.30	1,00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 19 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 20 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 22 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma + \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 25 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 27 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
carico stradale	SFAV	1,00	1,00	1,00

4 RISULTATI

Simbologia adottata

- C* Identificativo della combinazione
- Tipo* Tipo combinazione
- Sisma* Combinazione sismica
- CS_{SCO}* Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- CS_{RIB}* Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- CS_{QLIM}* Coeff. di sicurezza a carico limite
- CS_{STAB}* Coeff. di sicurezza a stabilità globale

4.1 TIPOLOGIA 1

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione statica

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,20	--	4,03	--
2	EQU - [1]	--	--	11,66	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	2,49
4	A1-M1 - [2]	--	2,20	--	4,03	--
5	EQU - [2]	--	--	11,66	--	--

6	STAB - [2]	--	--	--	2,49
7	SLEQ - [1]	--	2,73	--	5,52
8	SLEF - [1]	--	2,73	--	5,52
9	SLER - [1]	--	2,73	--	5,52

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione sismica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	4,14
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1,78
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,43
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3,53
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,85
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,91
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

4.2 TIPOLOGIA 2

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione statica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	4,14
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1,78
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,43
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3,53
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,85
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,91
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione sismica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--

5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	4,14
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	4,14
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,43
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3,53
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,43
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3,53
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

4.3 TIPOLOGIA 3

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione statica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	4,78
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--

12	STAB - [2]	--	--	--	--	4,78
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,89
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,65
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,89
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,65
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione sismica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	8,01
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	8,01
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,20
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,75

19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,20
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,75
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

4.4 TIPOLOGIA 4

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione statica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	5,20
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1,80
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4,20
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4,32
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,91
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,96
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--

26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati condizione sismica

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	5,20
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
11	A2-M2 - [2]	--	--	--	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	5,20
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
15	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
16	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4,20
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4,32
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4,20
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4,32
25	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
26	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
27	SLER - [1]	--	--	--	--	--

5 CONCLUSIONI

Il progetto è stato redatto in conformità alle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Si ricorda che per le verifiche riportate nei tabulati di calcolo in allegato, è stato scelto l'Approccio 1 e l'Approccio 2 a seconda delle condizioni di progetto (muro a zattera/mensola, muro con zattera fondata su pali). Tali scelte hanno portato al dimensionamento delle opere di sostegno in progetto. In particolare, i risultati proposti si riferiscono a quattro modelli di muro dove, nello specifico, il primo è un muro a mensola/zattera mentre le altre tre tipologie ricalcano un modello di muro con zattera fondata su pali ottenuti variando l'altezza del paramento tra 3,60 m e 7,40 m.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte.