

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

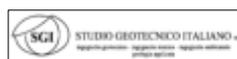
RFI - DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA

09-OPERE DI SOSTEGNO

Relazione geotecnica e di calcolo muri di sostegno

SCALA -

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP. FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 3 4 6 P O

S 1 1

P D

T G R I

0 1

0 1

E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	G.Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

L 5 4 2

SEDE TECN.

L O 1 1 1 6

NOME DOC.

T B 0 0

NUMERAZ.

1 0 / 0 1

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE	4
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI.....	4
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	7
5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	8
6	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU DI TIPO GEO)	10
6.1	ANALISI DEI CARICHI.....	10
6.2	SEZIONI DI CALCOLO.....	11
6.3	STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME MURO – TERRENO.....	11
6.3.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	11
6.3.2	<i>Risultati delle analisi</i>	12
6.4	RIBALTAMENTO.....	13
6.4.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	13
6.4.2	<i>Risultati delle analisi</i>	13
6.5	CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE.....	14
6.5.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	14
6.5.2	<i>Risultati delle analisi</i>	15
6.6	SCORRIMENTO.....	15
6.6.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	15
6.6.2	<i>Risultati delle analisi</i>	16
7	VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLU DI TIPO STR)	17

8 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLE DI TIPO GEO) 18

ALLEGATI

Allegato 1 – RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
Ingegneria geotecnica - Ingegneria civile - Ingegneria ambientale
00187 Roma



1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica e di calcolo dei muri di sostegno previsti nell'ambito del Progetto Definitivo per il raddoppio della linea Pistoia – Lucca – Pisa San Rossore, nella tratta da Pescia a Lucca (dalla progressiva chilometrica 20+423 alla progressiva chilometrica 42+200).

Saranno quindi espone le considerazioni di carattere geotecnico su cui si basa il dimensionamento di tali opere di sostegno e si descriveranno i calcoli e le verifiche effettuate.

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



2 RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE

Per la stesura della presente relazione, oltre che alle indicazioni contenute in leggi, norme e raccomandazioni di settore, si è fatto riferimento ai documenti progettuali e documenti bibliografici elencati in dettaglio ai paragrafi seguenti.

2.1 Leggi, norme e raccomandazioni

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi oggi in vigore che disciplinano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e che riguardano la protezione dal rischio sismico:

- legge 5 novembre 1971, n. 1086 (“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, compresso e a struttura metallica”);
- legge 2 febbraio 1974, n. 64 (“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”);
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”);
- D.M. 14 gennaio 2008 (“Norme Tecniche per le Costruzioni”);
- Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 (“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”);
- D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”);
- D.P.G.R. 53/R/2011 “Regolamento di attuazione dell'articolo 62 della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”;
- D.G.R. Toscana del 26 maggio 2014, n. 421 “Aggiornamento dell'allegato 1 (elenco dei comuni) e dell'allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell'8 ottobre 2012, recante “Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell'O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 – Revoca della DGRT 431/2006” e cessazione di efficacia dell'elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007)”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, “Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”, RFI (2011);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 (“Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 (“Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”);
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 (“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica geotecnica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”);
- Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) (“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”);
- Raccomandazioni sui pali di fondazione (AGI, 1984);

Mandataria

Mandanti

2.2 Documenti di progetto

- [1] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione geotecnica, Progetto definitivo
- [2] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Ponte ferroviario su Torrente Pescia di Collodi – km 22+011: planimetria, profilo e sezioni dell'opera Progetto definitivo
- [3] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione sismica, Progetto definitivo

2.3 Riferimenti bibliografici

- [4] BISHOP, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, March, pp. 7-17
- [5] FELLENIUS, W. (1927), *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohesion*. Ernest Verlag, Berlin
- [6] JANBU, N. (1973), *Slope stability computations*. In *The embankment dam engineering Casagrande volume*. John Wiley & Sons, pp. 47-86
- [7] MONONOBE N., MATSUO, H. (1929). *On the determination of earth pressure during earthquake*. World Engineering Congress Proc., Vol. IX, Tokio
- [8] MORGESTERN N.R., PRICE V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surface*. Geotechnique, 15, pp. 70-93
- [9] OKABE, S. (1926). *General theory of earth pressure*. Journal of Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, Tokio

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in oggetto sono costituite da muri a mensola in c.a., su fondazioni dirette.

Le dimensioni della ciabatta di fondazione e lo spessore del fusto cambiano in relazione all'altezza del fusto.

La tabella seguente fornisce le caratteristiche del muro in relazione all'altezza del fusto fuori terra e della progressiva chilometrica, poiché esse sono anche legate alle proprietà geotecniche del terreno di fondazione.

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Spessore al coronamento (m)	Spessore incastro (m)	Spessore fondazione (m)	Larghezza totale fondazione (m)	Larghezza fondazione lato monte (m)	Dimensioni dente (m x m)	h (*) (m)
1	2	0,5	0,6	0,6	2,3	1,3	-	0,5
	4	0,5	0,6	0,6	3,5	2,0	-	0,5
	6	0,45	0,6	0,6	4,6	2,8	-	0,5
	8	0,55	0,7	0,7	5,7	3,5	-	0,5
1b	3	0,7	0,8	0,8	4,0	1,1	-	0,5
2	2	0,5	0,6	0,6	2,7	1,6	-	1,0
	4	0,5	0,6	0,6	3,9	2,3	-	1,0
	6	0,45	0,6	0,6	5,3	3,1	-	1,0
	8	0,6	0,8	0,8	7,9	4,4	-	1,0
3	2	0,5	0,6	0,6	3,0	1,4	0,3 x 0,3	1,0
	4	0,5	0,6	0,6	4,9	2,5	0,4 x 0,4	1,0
	6	0,55	0,7	0,7	7,0	3,5	0,5 x 0,5	1,0
	8	0,8	1,0	1,0	9,2	4,2	0,6 x 0,6	1,0
4	2	0,5	0,6	0,6	2,7	1,2	0,3 x 0,3	1,0
	4	0,5	0,6	0,6	4,2	2,2	0,4 x 0,4	1,0
	6	0,55	0,7	0,7	5,8	2,9	0,5 x 0,5	1,0
	8	0,8	1,0	1,0	7,7	4,0	0,6 x 0,6	1,0

(*) Minima profondità di imposta fondazione, calcolata a partire dall'estradosso della fondazione

La geometria delle sezioni è rappresentata nella tavola 1346-PO-S11-PD-TRRI-01-01-E001.

4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico di riferimento è ricavato dalle indagini e dalla caratterizzazione geotecnica descritta nella Relazione geotecnica.

In relazione all'ubicazione dei muri di sostegno lungo la tratta in esame, sono stati riconosciuti quattro possibili terreni di fondazione dei muri.

In base alla relazione Geotecnica, i parametri geotecnici rappresentativi delle quattro tipologie dei materiali sono i seguenti:

Sezione tipologica	Formazione	Materiale	γ [kN/m ³]	ϕ° [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]
1, 1b	b, bna, VILa, VILh	granulare	19	35	0	-
2	b	coesivo	19	30	5	75
3	bna	coesivo	19	20	12	75
4	VILa, VILh	coesivo	19	25	10	150

Per il materiale di riempimento a tergo del muro è stato considerato il materiale del rilevato ferroviario, caratterizzabile mediante i parametri caratteristici indicati nella Specifica di RFI per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie, ossia:

Materiale	γ [kN/m ³]	ϕ° [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]
granulare	20	38	0	-

5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) prescrivono che per le opere di sostegno siano effettuate le verifiche di sicurezza (SLU), che sono relative alla resistenza dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce, e le verifiche di esercizio (SLE), che sono relative agli spostamenti dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo approcci di calcolo che prevedono l'applicazione dei coefficienti parziali per le azioni (A), per le resistenze del terreno (M) e per la resistenza del sistema geotecnico (R), combinati in modo diverso in funzione dell'approccio.

Le tabelle seguenti, estratte dalla norma vigente, riportano i diversi coefficienti parziali da adottare nelle possibili condizioni di interesse progettuale.

Tabella 5.1 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (Tabella 6.2.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

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

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

Tabella 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle Norme tecniche per le costruzioni)

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

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DEI MURI

Tabella 5.3 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno (Tabella 6.V.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5.4 Coefficiente parziale per le resistenza del sistema geotecnico per verifiche di stabilità globale (Tabella 6.8.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



6 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU DI TIPO GEO)

Le Norme prescrivono che per i muri di sostegno siano effettuate le verifiche degli SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) analizzando le situazioni:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- scorrimento del piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- ribaltamento.

Ai paragrafi seguenti si descrivono metodologia di calcolo, calcoli effettuati e risultati ottenuti.

6.1 Analisi dei carichi

In accordo alla specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili e ferroviarie (RFI 2011), le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico SW2, pari a 150 kN/m, senza incremento dinamico.

Tale azione corrisponde ad un carico distribuito (azione variabile) di valore caratteristico $q = 54,15$ kPa in corrispondenza di ciascun binario.

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) viene calcolato con l'espressione generale di Muller – Breslau (1924), che permette di tenere conto sia dell'inclinazione del paramento di monte del muro, sia dell'attrito tra il paramento del muro e il terreno sostenuto dall'opera.

La spinta della terra viene determinata con la formula:

$$S_t = K_a \cdot H \cdot (0.5 \cdot \gamma \cdot H + q),$$

dove H è l'altezza del terrapieno a tergo della superficie ideale.

Per le condizioni sismiche, il metodo utilizzato per il calcolo della spinta è quello pseudo statico noto come "metodo di Mononobe–Okabe" (Mononobe e Matsuo, 1929; Okabe, 1926), che concettualmente costituisce l'estensione del criterio di Coulomb in campo dinamico. Il metodo assume che il cuneo compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad accelerazione orizzontale e verticale uniformi all'interno del cuneo, valutate secondo l'espressione fornita al par. 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018:

$$a_h = k_h \cdot g = \beta_m \cdot a_{max}$$

$$a_v = k_v \cdot g = \pm 0.5 \cdot \beta_m \cdot a_{max}$$

Ponendo per tutta la tratta in progetto $a_{max} = S \cdot a_g = 1.773 \cdot 0.155g$ ed essendo $\beta_m = 0,38$ (Par. 7.11.6.2.1 delle NTC), si perviene ai seguenti valori dei coefficienti sismici:

$$k_H = 0.104;$$

$$k_V = \pm 0.052.$$

In accordo alle Norme, in condizioni sismiche lo stato limite di ribaltamento viene trattato incrementando β_m del 50% (ossia $\beta_{m(RIB)} = 0,57$), ottenendo quindi:

$$k_{H(RIB)} = 0.157;$$

$$k_{V(RIB)} = \pm 0.078.$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche è quindi valutata con la formula:

$$S_t = K_{aE} \cdot H \cdot [0.5 \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H + q],$$

in cui K_{aE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche, calcolata con l'espressione di Mononobe – Okabe, e la risultante è considerata applicata a metà altezza del muro.

In condizioni sismiche, il sovraccarico applicato a tergo del muro (carico variabile rappresentativo del traffico stradale) è stato applicato con valore caratteristico.

6.2 Sezioni di calcolo

Come richiamato in precedenza (Cap. 4), sono state esaminate quattro sezioni, rappresentative di geometrie e condizioni stratigrafiche che si incontrano in corrispondenza dell'ubicazione prevista per i muri. Le sezioni analizzate sono riassunte nel prospetto seguente. Per ognuna delle sezioni sono state analizzate altezze del fusto fuori terra di 2m, 4m, 6m e 8m.

Comune	Opera	Lato linea ferroviaria	km inizio	km fine	Sezione tipologica
Montecarlo	Muro di controripa	sinistro	24+810	24+914	2
Montecarlo	Muro di controripa	destro	24+810	24+914	2
Montecarlo e Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	25+440	25+600	2
			25+600	26+120	4
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	26+285	26+510	4
Altopascio	Muro di sostegno	destro	26+390	26+500	2
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	28+430	28+490	1
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	28+925	29+080	4
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	29+386	29+456	1
Altopascio	Muro con recinzione metallica	destro	29+475	29+973	1
Altopascio	Muro di sostegno	destro	31+298	31+298	1b ^(*)
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	31+290	31+365	1
Altopascio	Muro di sostegno	sinistro	32+263	32+286	1
Capannori	Muro con recinzione metallica	destro	38+735	38+830	3
Capannori	Muro di sostegno	sinistro	39+650	39+800	3
Capannori	Muro con recinzione metallica	destro	40+880	41+125	1

^(*) Muro di sostegno in corrispondenza del cavalcaferrovia al km 31+298

6.3 Stabilità globale dell'insieme muro – terreno

6.3.1 Metodologia di calcolo

In accordo al DM 17/01/2018, la verifica di stabilità globale dell'insieme muro – terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (coefficienti parziali A2+M2+R2).

La verifica di stabilità globale viene effettuata con i metodi cosiddetti "dell'equilibrio limite" tipici delle analisi di stabilità dei pendii, che consistono nell'individuare diverse possibili superfici di scivolamento che coinvolgono il terreno sostenuto dall'opera e quello di fondazione e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerato come se fosse rigido.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura (Bishop, 1955; Janbu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1927; etc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

Mandataria

Mandanti

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza (FS), che per la superficie corrispondente alla rottura è unitario, è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite.

Le analisi sono condotte in condizioni di deformazione piane; fra i vari metodi sarà impiegato quello di Morgenstern-Price ([8]) implementato all'interno di un programma di calcolo specifico per tale tipo di analisi (SLOPE/W, GEOSTUDIO 2007, versione 7.16, sviluppato dalla GEO-SLOPE International, Ltd).

Il rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato, FS (indicato come R2, coefficiente parziale per la resistenza del sistema geotecnico, deve risultare > 1.1 .

Le analisi di stabilità sono effettuate sia per le condizioni statiche sia per le condizioni sismiche. Queste ultime saranno effettuate con il metodo pseudo-statico, che consiste nel sostituire alle reali azioni dinamiche indotte dal sisma in ogni elemento di volume di terreno una forza di inerzia costante (F) valutata come segue:

a) componente orizzontale: $F_H = W \cdot k_H$

dove:

W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

k_H = coefficiente sismico orizzontale.

b) componente verticale: $F_V = W \cdot k_V$

dove:

W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

k_V = coefficiente sismico verticale.

A loro volta i coefficienti sismici sono valutati con le espressioni seguenti:

$$k_H = \beta_s \cdot a_{max} / g = \beta_s \cdot S \cdot a_g / g;$$

$$k_V = \pm 0.5 \cdot k_H;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima al sito

g = accelerazione di gravità.

β_s assume lo stesso valore di β_m , ossia $\beta_s = 0,38$ (Par. 7.11.4 delle NTC, "Fronti di scavo e rilevati").

6.3.2 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-1 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza calcolati nei diversi casi esaminati. È presentato solo il caso più critico (muro con altezza fusto fuori terra di 8m).

I risultati delle analisi sono sintetizzati dalle figure riportate in Allegato 1 al presente documento.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo $\gamma_{R,min} \geq 1,1$.

Tabella 6-1 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di stabilità globale del muro

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		
		Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
1	8	1,280 (D)	1,473 (D)	1,434 (D)
2	8	1,165 (ND)	1,354 (ND)	1,418 (ND)
3	8	1,173 (D)	1,306 (D)	1,284 (D)
4	8	1,276 (D)	1,440 (D)	1,410 (D)

(*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND)

6.4 Ribaltamento

6.4.1 Metodologia di calcolo

La verifica al ribaltamento considera la rotazione del muro (assimilato ad un corpo rigido) intorno all'estremità di valle della fondazione, che costituisce l'unico punto di contatto tra terreno ed opera al momento del collasso.

Lo stato limite per ribaltamento è quindi assimilato ad uno stato di equilibrio di corpo rigido (EQU). Le azioni che determinano il ribaltamento e la resistenza al ribaltamento sono costituite dalla spinta delle terre, dai sovraccarichi presenti, dai pesi propri della struttura e del terreno sulla fondazione.

Le verifiche, in accordo al DM 17/01/2018, sono effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (coefficienti A1+M1+R3).

Il coefficiente R3 (fattore di sicurezza a ribaltamento, già tenuto in conto all'interno delle verifiche) deve essere almeno uguale a 1,15 (Tabella 5.4).

6.4.2 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-2 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo $\gamma_{R,min} \geq 1,0$.

Tabella 6-2 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche al ribaltamento (EQU) del muro

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$		
		Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
1	2	1,54	1,78	1,56
	4	1,83	1,85	1,62
	6	1,99	1,91	1,68
	8	2,12	1,95	1,73
1b	3	4,20	2,71	2,40
2	2	1,75	1,89	1,65
	4	2,00	1,94	1,68
	6	2,35	2,21	1,92
	8	3,48	3,0	2,49
3	2	2,07	2,24	1,90
	4	2,95	2,72	2,24
	6	3,73	3,11	2,50
	8	4,32	3,35	2,66
4	2	1,70	1,92	1,67
	4	2,24	2,17	1,86
	6	2,65	2,36	2,00
	8	3,25	2,59	2,16

6.5 Capacità portante della fondazione

6.5.1 Metodologia di calcolo

La verifica si esegue con le stesse modalità previste per le fondazioni dirette nastriformi, in cui si confronta il carico trasmesso al terreno dalla fondazione del muro con la resistenza del terreno (carico limite unitario).

Il carico limite unitario (q_{LIM}), nelle verifiche qui presentate, è valutato con la formula generale di Brinch Hansen per fondazioni nastriformi, che viene scritta come segue:

$$q_{LIM} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

c = coesione efficace del terreno di fondazione;

$q_0 = \gamma \cdot D$ = pressione del terreno alla quota di imposta della fondazione;

γ = peso di volume del terreno di fondazione;

B = larghezza della fondazione;

d_c, d_q e d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;

i_c, i_q e i_γ = fattori di inclinazione, che prendono in conto del fatto che il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale;

N_c, N_q e N_γ = coefficienti di capacità portante.

Sia i valori dei fattori di inclinazione sia i valori dei coefficienti di capacità portante sono valutati con le formule proposte da Vesic (1975), a cui si rimanda per maggiori dettagli.

Le verifiche, in accordo al DM 17/01/2018, sono effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (coefficienti A1+M1+R3).

Mandataria

Mandanti

Il coefficiente R3 da prendere in conto nelle verifiche è uguale a 1,4 (Tabella 5.4) ed è automaticamente incluso nei calcoli; il fattore di sicurezza residuo deve quindi essere almeno uguale a 1.

6.5.2 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-3 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo $\gamma_{R,min} \geq 1,0$.

Tabella 6-3 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di capacità portante (SLU) del muro

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		
		Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
1	2	1,91 (D)	1,23 (D)	1,02 (D)
	4	1,99 (D)	1,13 (D)	1,00 (D)
	6	1,96 (D)	1,09 (D)	1,01 (D)
	8	1,97 (D)	1,10 (D)	1,06 (D)
1b	3	6,18 (D)	2,19 (D)	1,94 (D)
2	2	1,87 (D)	1,29 (D)	1,14 (D)
	4	1,35 (ND)	1,08 (D)	1,00 (D)
	6	1,07 (ND)	1,01 (ND)	1,18 (D)
	8	1,01 (ND)	1,01 (ND)	1,24 (ND)
3	2	1,25 (D)	1,00 (D)	1,01 (D)
	4	1,33 (D)	1,00 (D)	1,07 (D)
	6	1,38 (D)	1,01 (D)	1,11 (D)
	8	1,22 (ND)	1,00 (D)	1,01 (D)
4	2	1,45 (D)	1,08 (D)	1,02 (D)
	4	1,48 (D)	1,02 (D)	1,01 (D)
	6	1,53 (D)	1,01 (D)	1,04 (D)
	8	1,60 (D)	1,02 (D)	1,07 (D)

(*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND)

6.6 Scorrimento

6.6.1 Metodologia di calcolo

La verifica di scorrimento consiste nell'accertare che le azioni di progetto in direzione orizzontale (sostanzialmente la componente orizzontale della spinta della terra) sia inferiore alla resistenza di progetto, data dall'attrito che si sviluppa all'interfaccia tra la fondazione del muro ed il piano di imposta.

La formula che esprime la verifica di scorrimento è:

$$H_d \leq R_d = (N_d \cdot \tan \delta_d) / \gamma_R$$

dove δ rappresenta l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia tra fondazione e terreno di imposta.

Mandataria

Mandanti

Nel caso dei muri a mensola dotati di dente in fondazione, la resistenza del terreno è stata calcolata in corrispondenza della superficie mistilinea che congiunge i bordi della zattera di fondazione ed il piede del dente.

Le verifiche, in accordo al DM 17/01/2018, sono effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (coefficienti A1+M1+R3).

In questo caso il coefficiente R3 da prendere in conto nelle verifiche è uguale a 1,1 (Tabella 5.4) ed è automaticamente incluso nei calcoli; il fattore di sicurezza residuo deve quindi essere almeno uguale a 1.

6.6.2 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-4 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo $\gamma_{R,min} \geq 1,0$.

Tabella 6-4 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di scorrimento (SLU) del muro

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$		
		Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
1	2	1,13	1,15	1,56
	4	1,26	1,20	1,08
	6	1,36	1,27	1,14
	8	1,45	1,34	1,21
1b	3	1,52	1,02	1,00
2	2	1,16	1,13	1,01
	4	1,26	1,16	1,04
	6	1,35	1,24	1,12
	8	1,64	1,42	1,29
3	2	1,41	1,28	1,08
	4	1,42	1,17	1,01
	6	1,50	1,15	1,00
	8	1,59	1,16	1,01
4	2	1,67	1,61	1,36
	4	1,68	1,46	1,26
	6	1,70	1,41	1,23
	8	1,98	1,49	1,30

7 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLU DI TIPO STR)

L'incidenza dell'armatura viene valutata in base alla percentuale di armatura necessaria nella sezione all'incastro tra il fusto e la ciabatta.

Alla tabella seguente sono riassunti i valori dei momenti e le relative incidenze delle armature.

Sezione tipologica	Altezza muro (m)	Spessore incastro (m)	Momento (kN·m/m)	% armatura (A_s/A_c)	Incidenza armatura (kg/m ³)
1	2	0,6	102	0,15	50
	4	0,6	320	0,30	50
	6	0,6	705	0,75	75
	8	0,7	1335	0,90	75
1b	3	0,8	61	0,15	50
2	2	0,6	143	0,15	50
	4	0,6	399	0,40	50
	6	0,6	832	0,75	75
	8	0,8	1563	0,80	75
3	2	0,6	143	0,15	50
	4	0,6	399	0,40	50
	6	0,7	859	0,55	50
	8	1,0	1645	0,65	50
4	2	0,6	143	0,15	50
	4	0,6	399	0,40	50
	6	0,7	859	0,55	50
	8	1,0	1645	0,65	50

8 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLE DI TIPO GEO)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti richiedono che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano valutati nelle condizioni di esercizio per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

In condizioni statiche, lo spostamento massimo dell'opera sarà senz'altro inferiore a quello necessario a mobilitare la spinta attiva, posto che le verifiche a ribaltamento e a scorrimento sono verificate con ampio margine di sicurezza.

Sulla base delle indicazioni fornite in appendice C dell'Eurocodice 7, per terreni granulari addensati il rapporto tra spostamento orizzontale v_a e altezza della parete h necessario a mobilitare la spinta attiva è nell'ordine di $0,1 \div 0,2\%$ per il cinematismo corrispondente al ribaltamento dell'opera (rotazione rigida della parete attorno alla base) e di $0,05 \div 0,1\%$ per il cinematismo corrispondente allo scorrimento (traslazione rigida della parete).

Poiché le verifiche a scorrimento e a ribaltamento sono sempre soddisfatte con fattore di sicurezza adeguato, comprese le verifiche in condizioni sismiche, si conclude che lo stato limite di spinta attiva non viene mai mobilitato.

I valori di spostamento atteso in testa all'opera di sostegno, data l'altezza della parete, saranno pertanto inferiori a quelli riportati in Tabella 8-1.

Tabella 8-1 Valori limite di spostamento orizzontale per diverse altezze del muro

H parete (m)	spostamento orizzontale atteso (cm)		
	$v_a/h=0,05$	$v_a/h=0,1$	$v_a/h=0,2$
2	0,10	0,20	0,40
3	0,15	0,30	0,60
4	0,20	0,40	0,80
5	0,25	0,50	1,00
6	0,30	0,60	1,20
7	0,35	0,70	1,40
8	0,40	0,80	1,60

ALLEGATO 1

RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



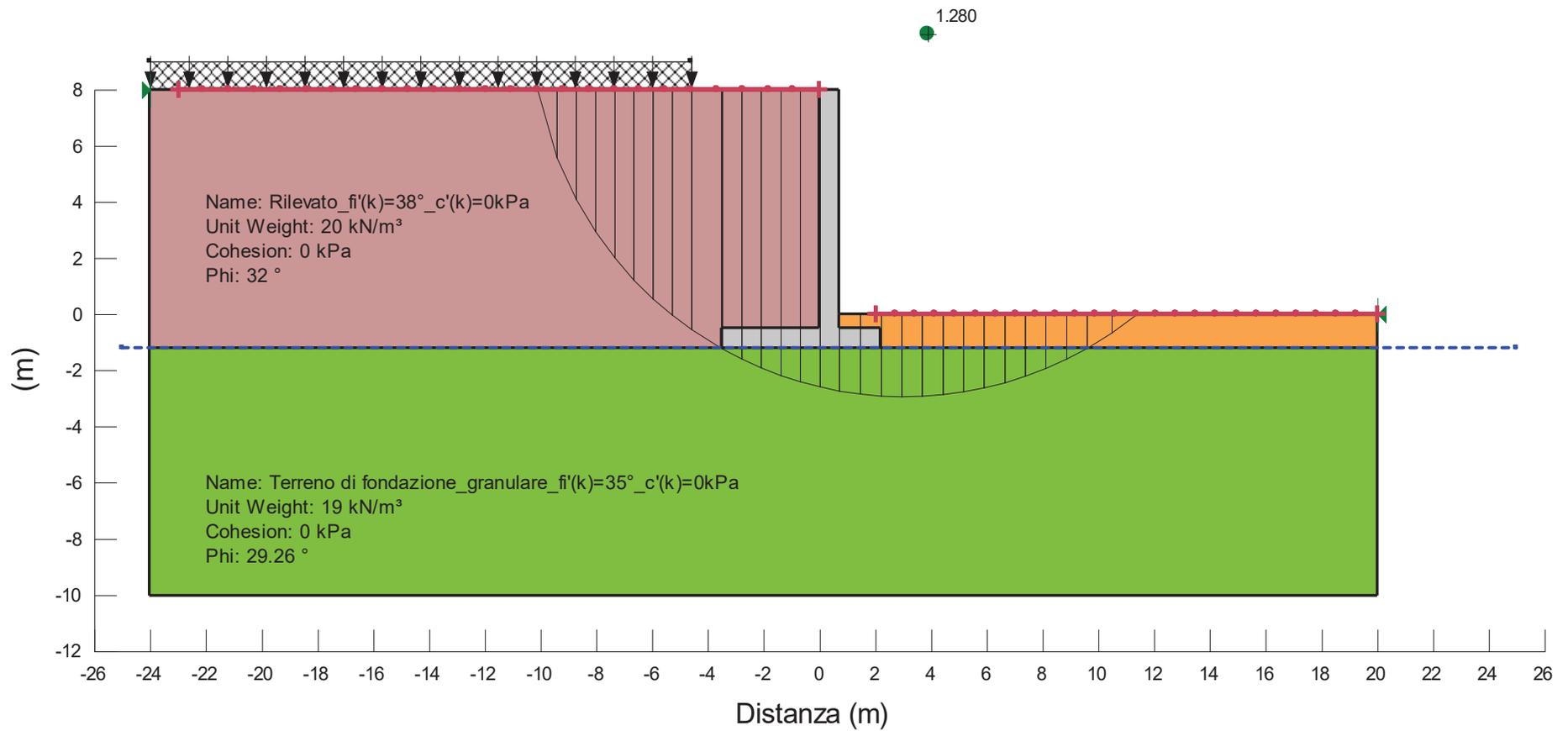
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Supporto ai clienti
051261 491218



Tipologico 1

H = 8m

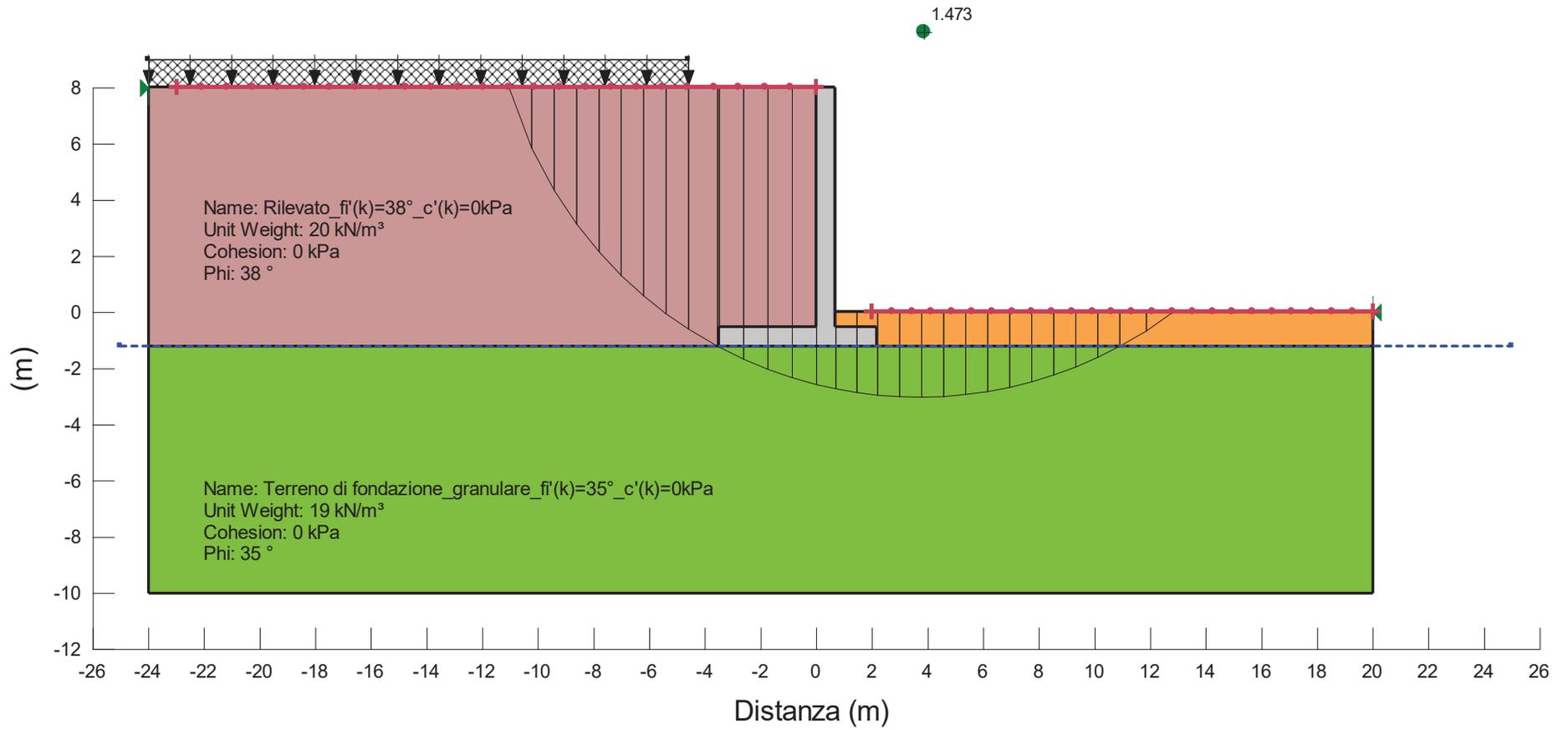
Verifica di stabilità globale
Approccio 1 Combinazione 2 - A2+M2+R2



Tipologico 1

H = 8m

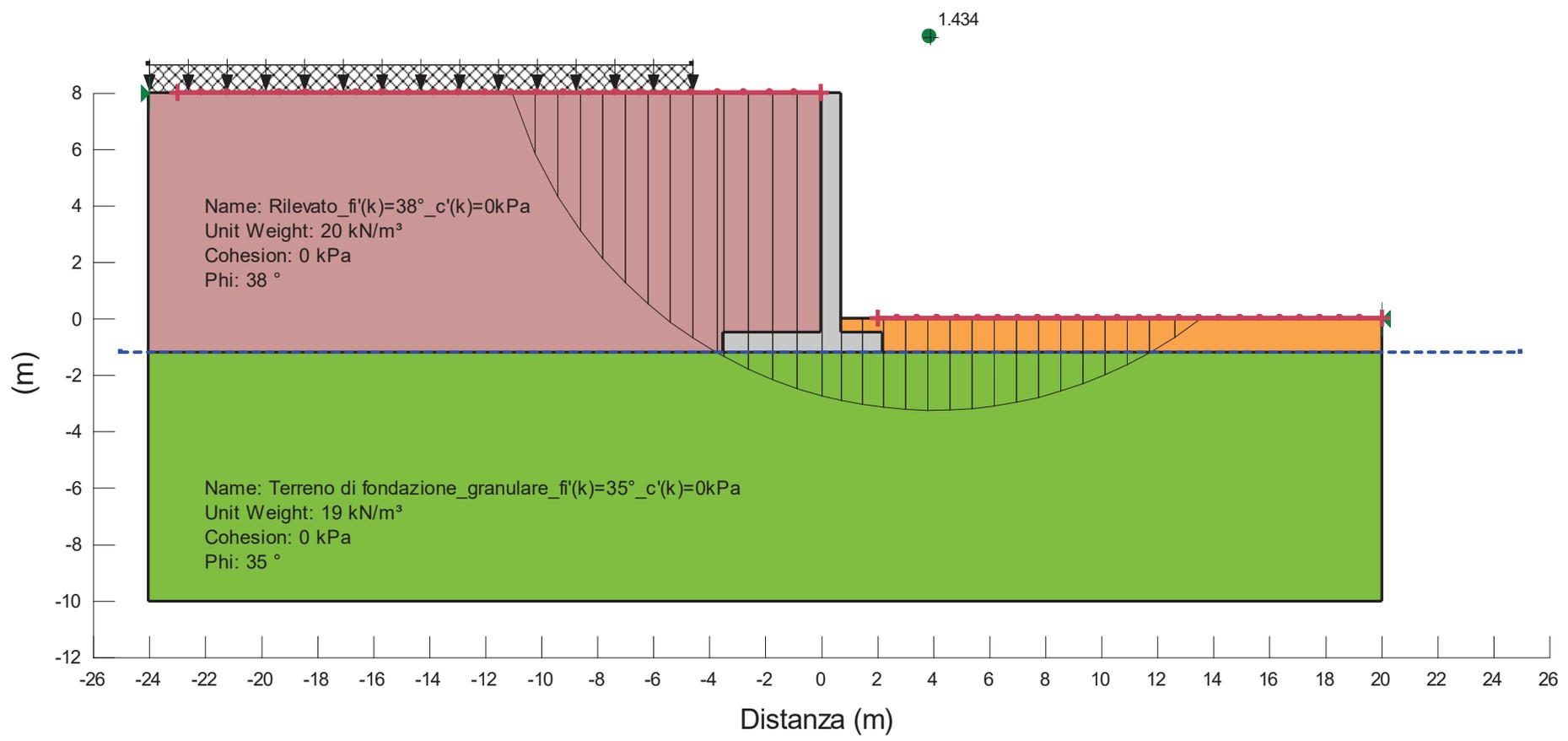
Verifica di stabilità globale
Sismica kv+



Tipologico 1

H = 8m

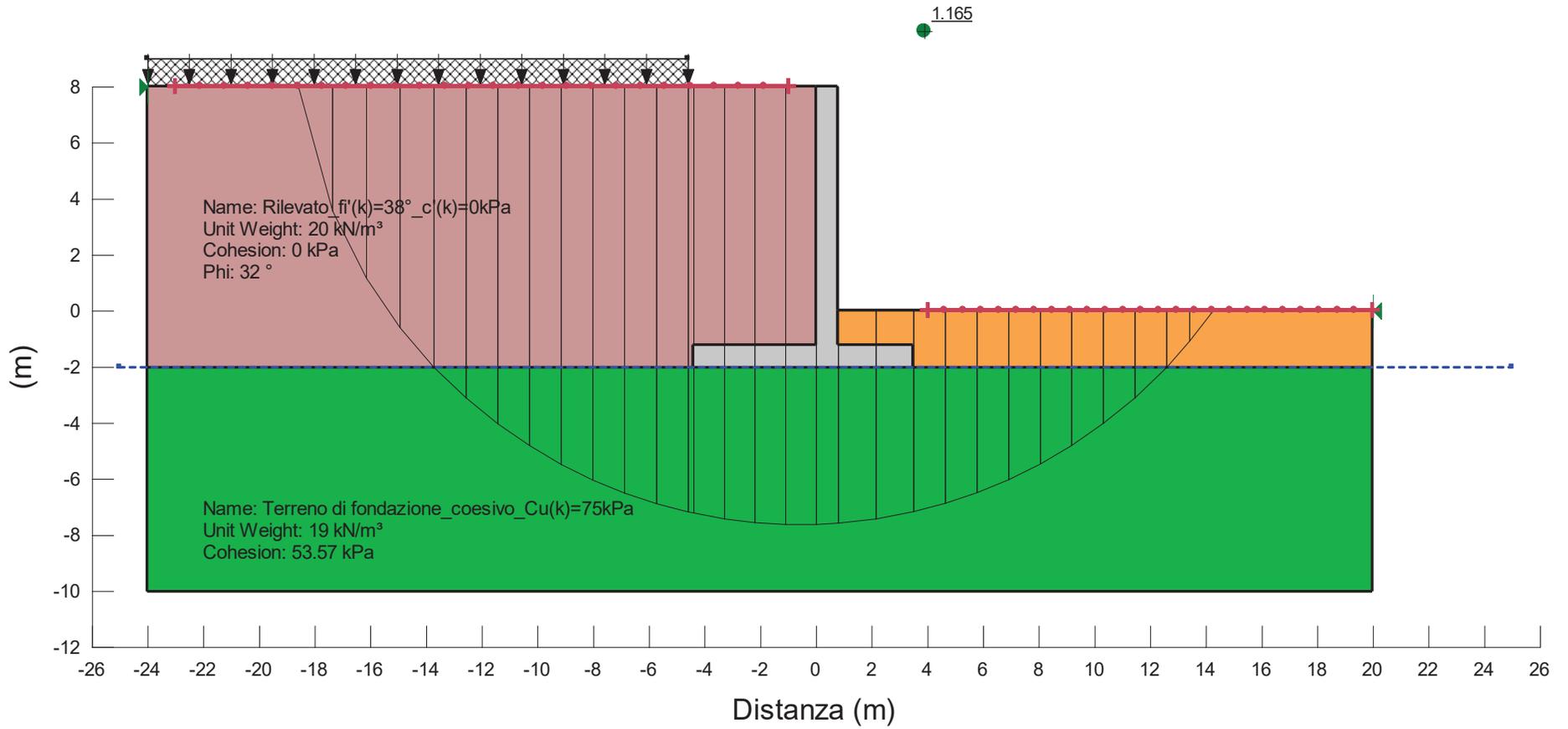
Verifica di stabilità globale
Sismica kv-



Tipologico 2

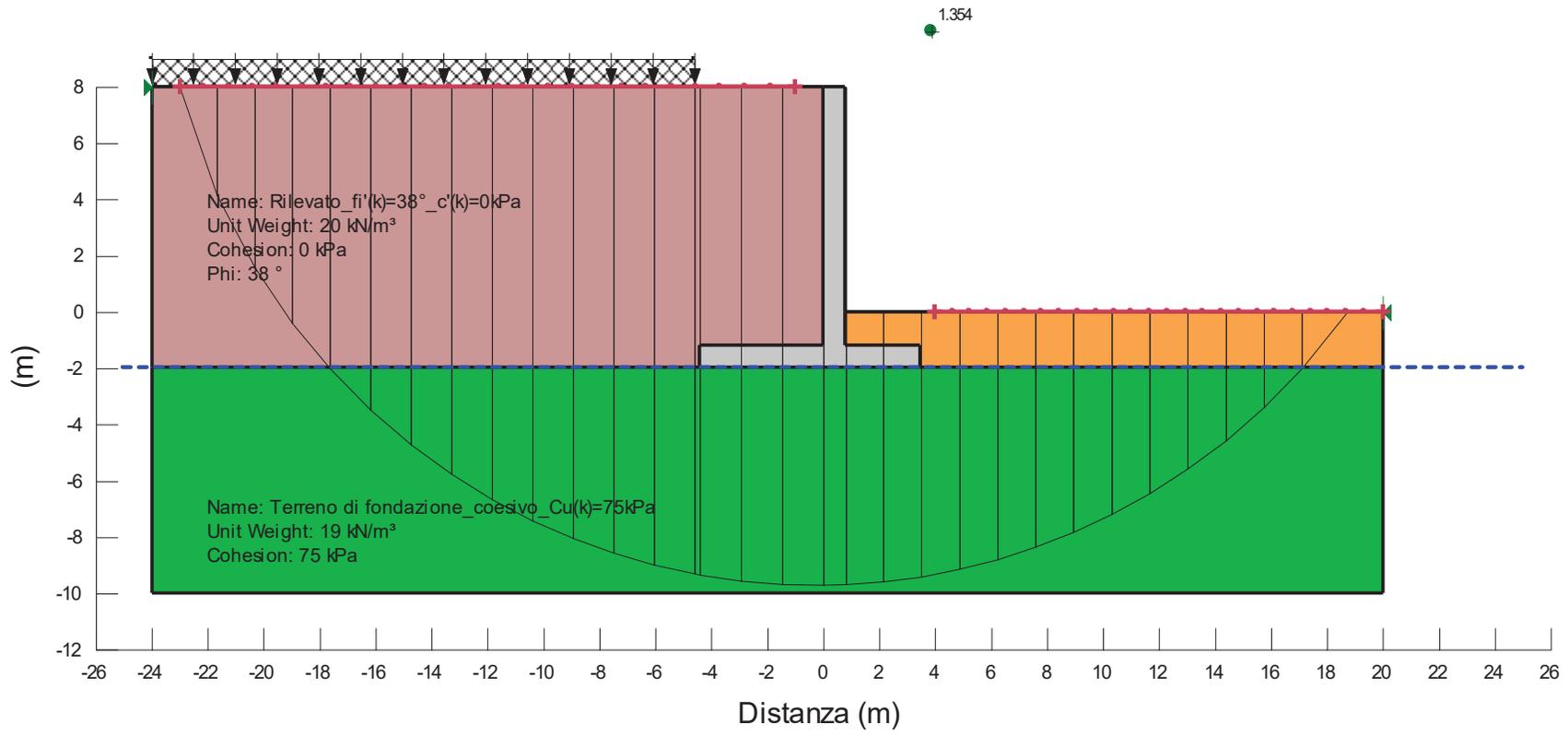
H = 8m

Verifica di stabilità globale
Approccio 1 Combinazione 2 - A2+M2+R2



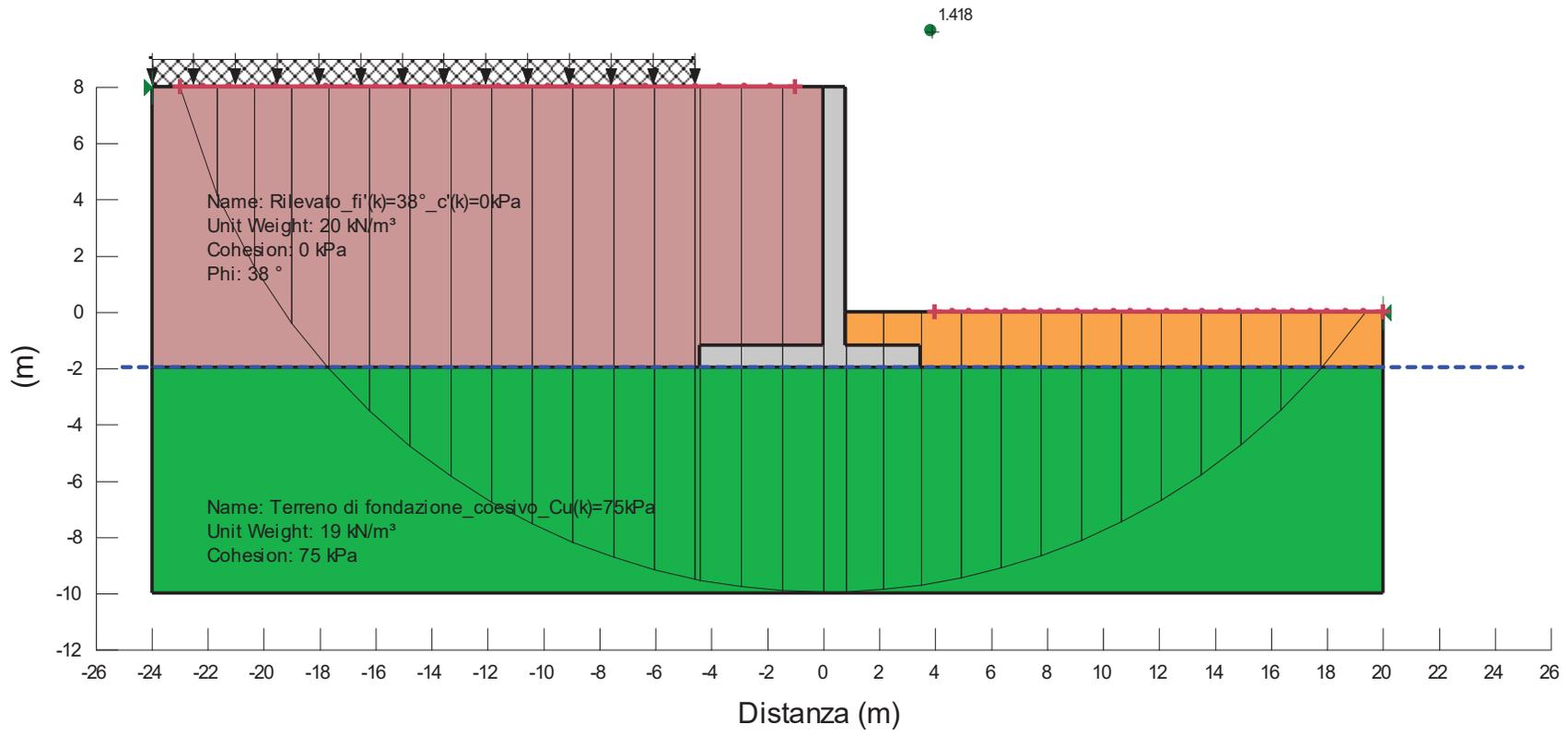
Tipologico 2
H = 8m

Verifica di stabilità globale
Sismica kv+



Tipologico 2
H = 8m

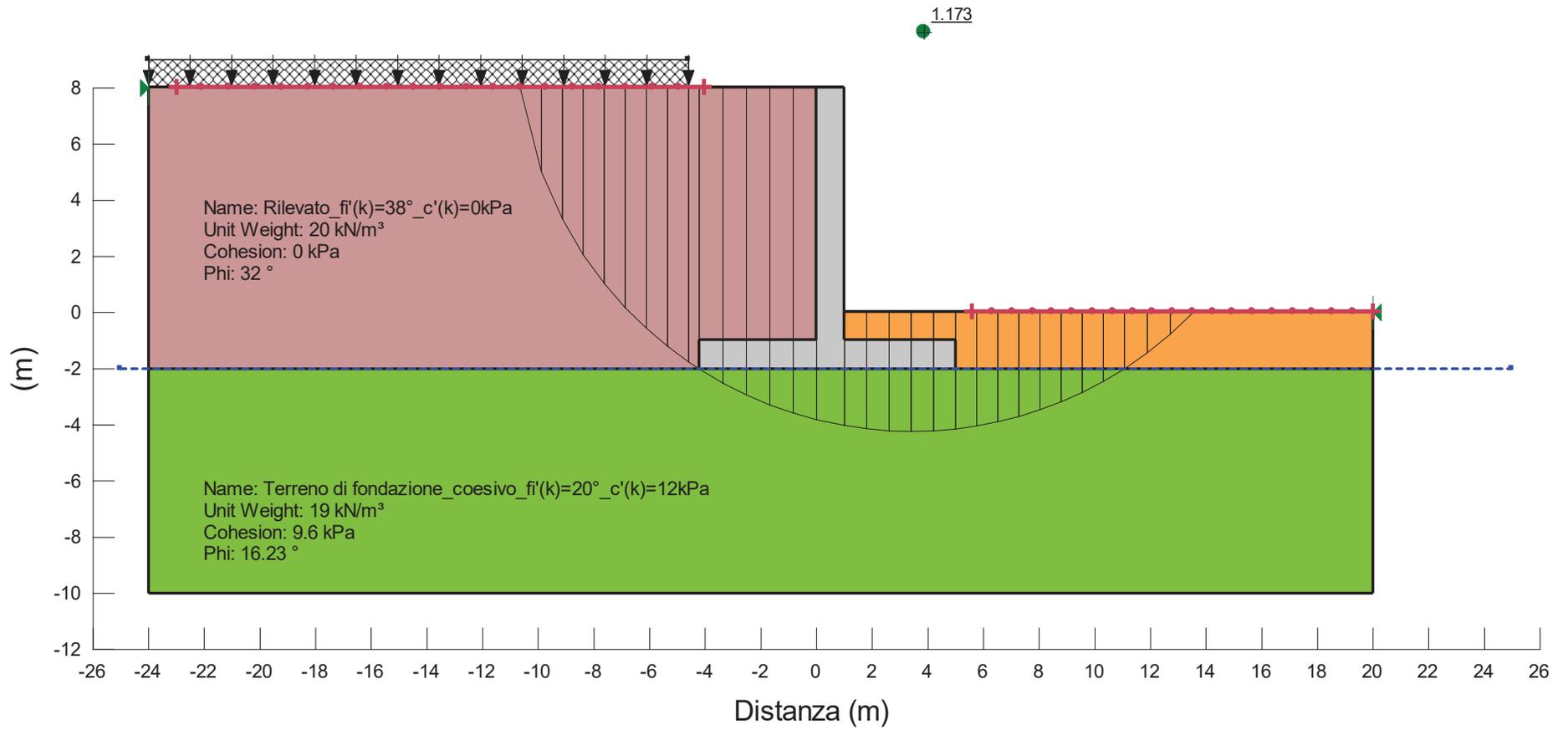
Verifica di stabilità globale
Sismica kv-



Tipologico 3

H = 8m

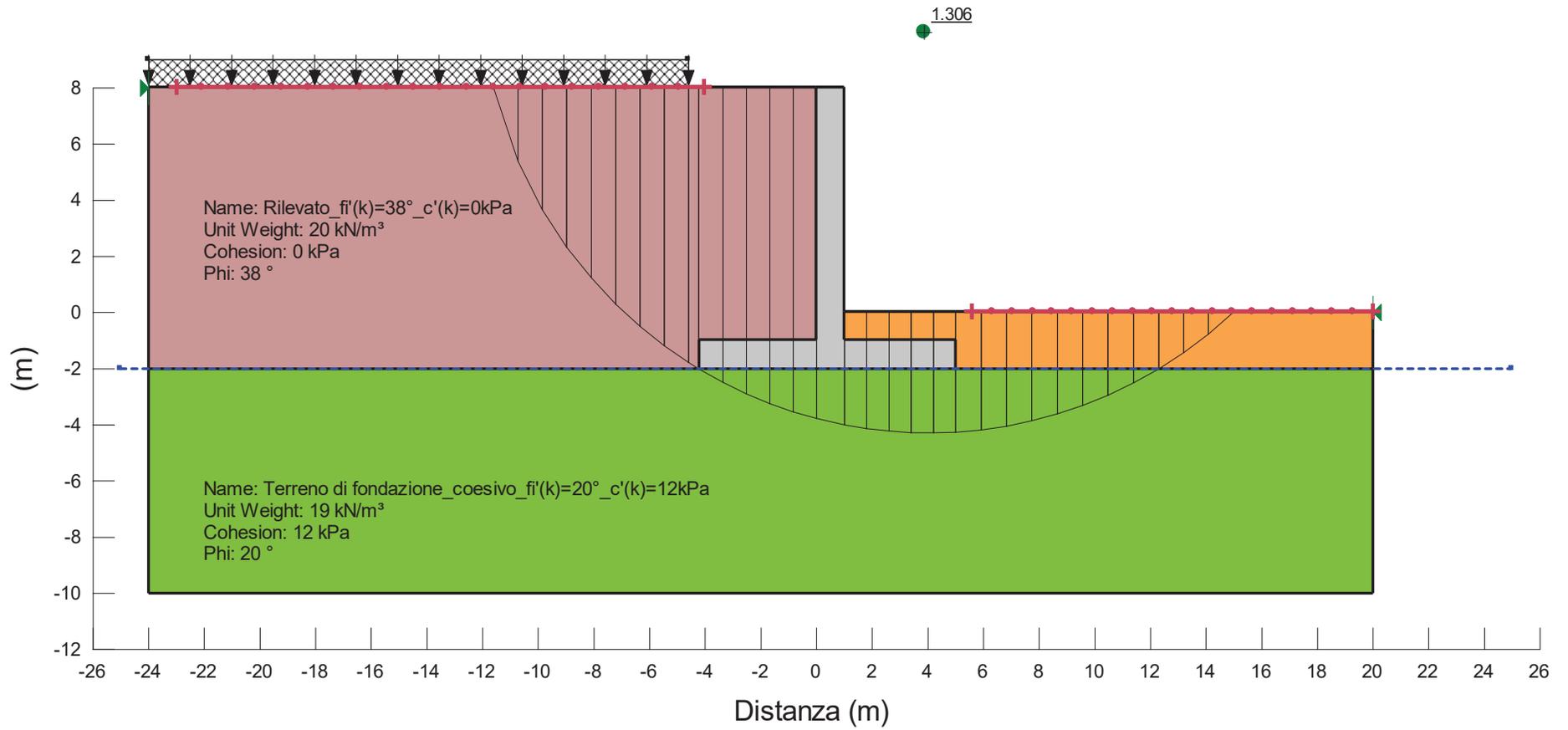
Verifica di stabilità globale
Approccio 1 Combinazione 2 - A2+M2+R2



Tipologico 3

H = 8m

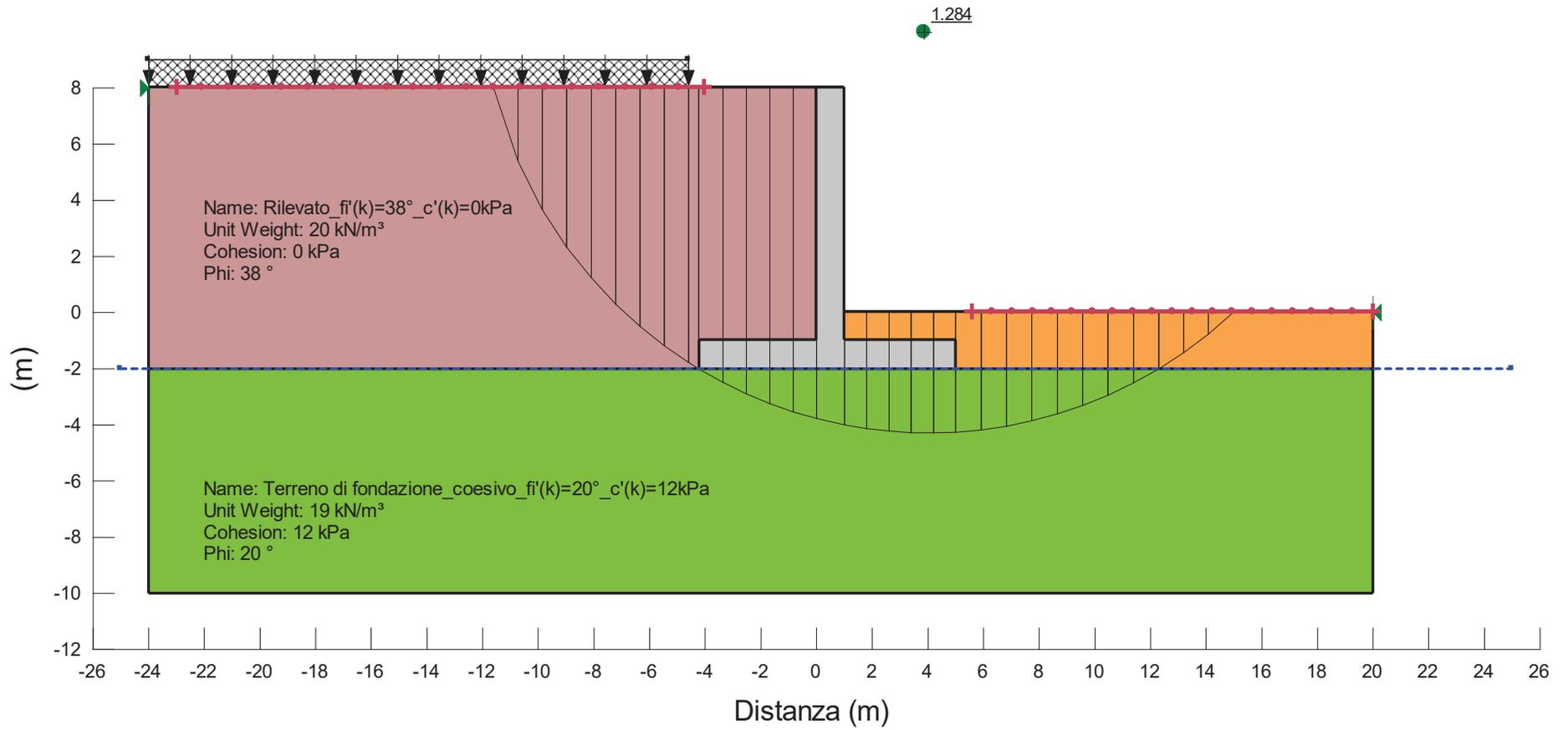
Verifica di stabilità globale
Sismica kv+



Tipologico 3

H = 8m

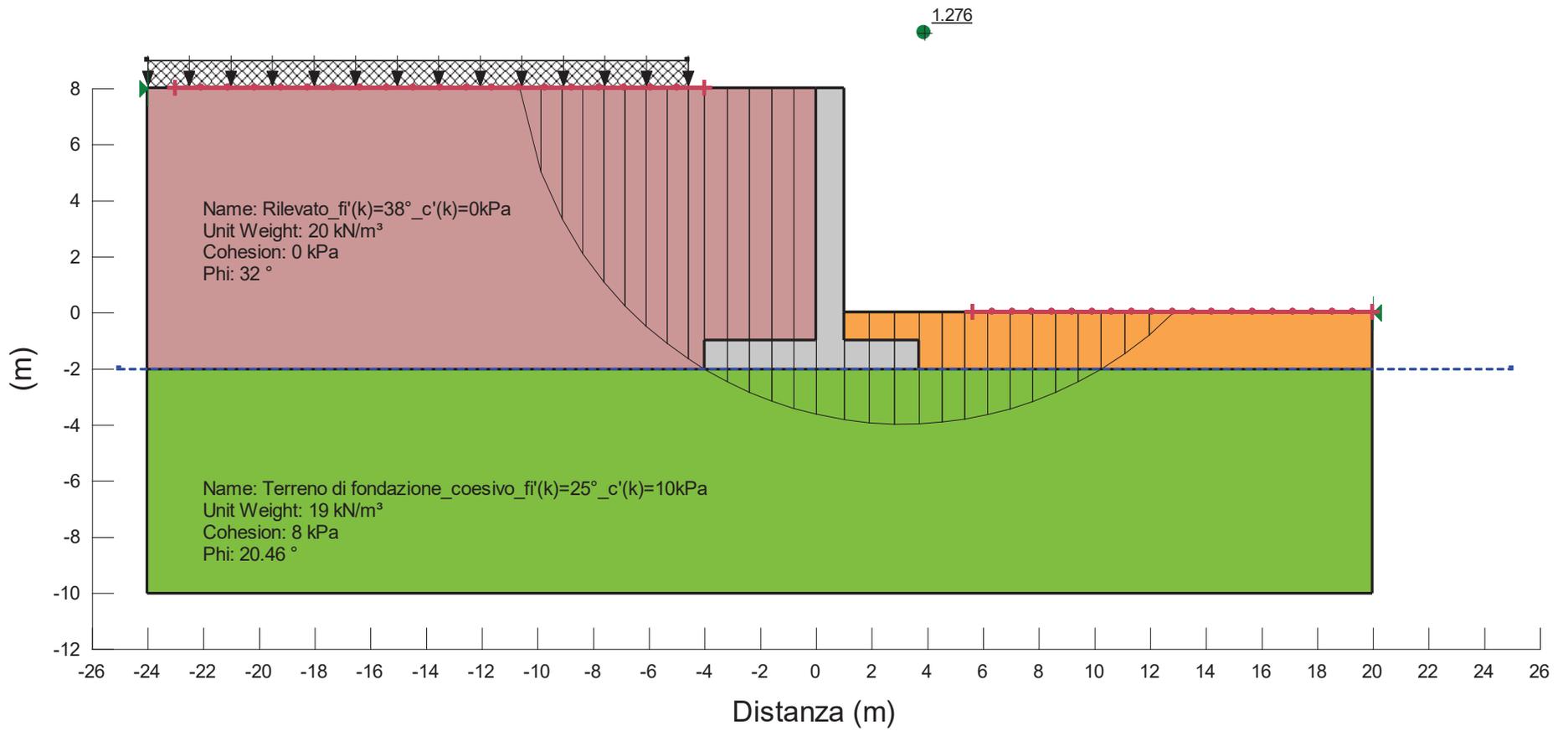
Verifica di stabilità globale
Sismica kv-



Tipologico 4

H = 8m

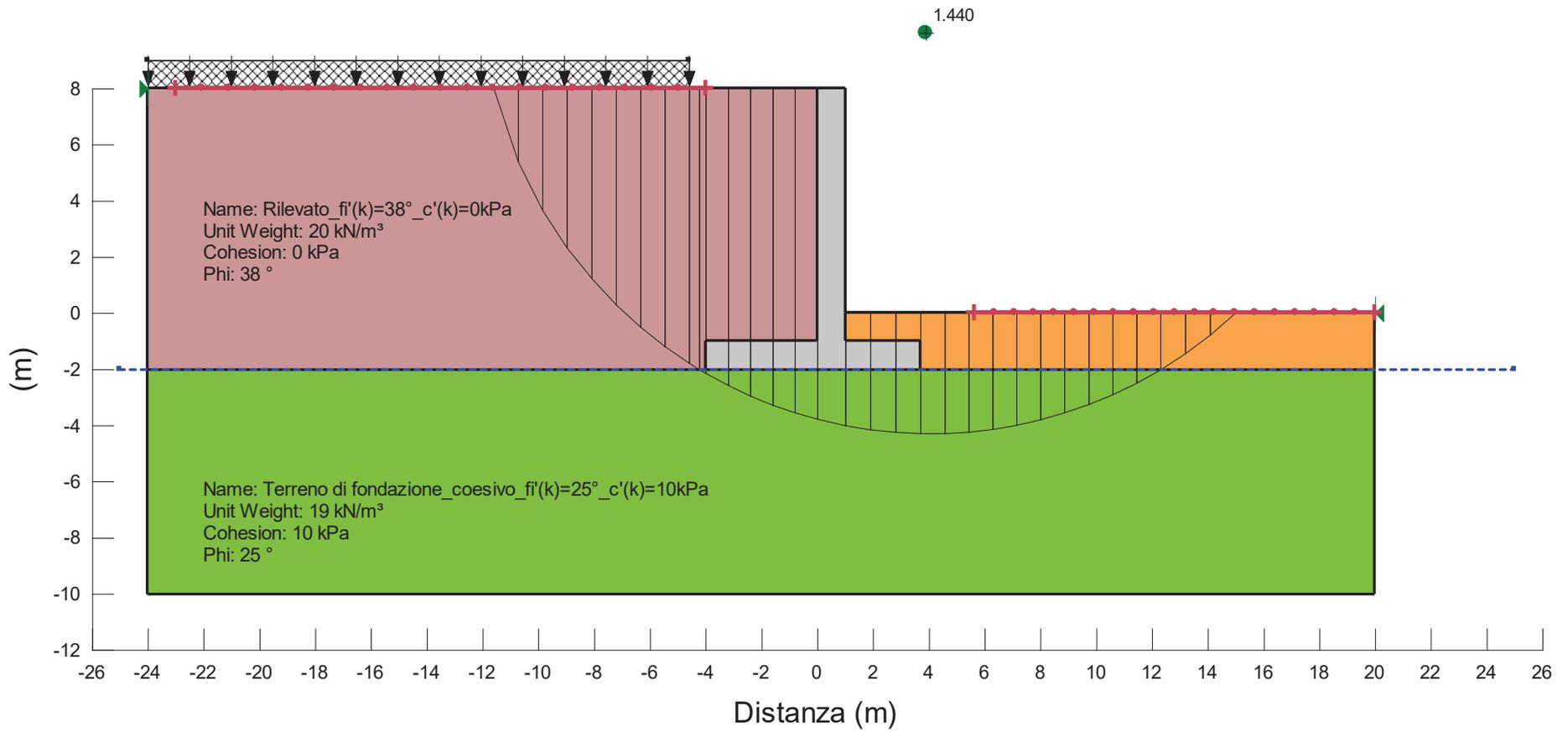
Verifica di stabilità globale
Approccio 1 Combinazione 2 - A2+M2+R2



Tipologico 4

H = 8m

Verifica di stabilità globale
Sismica kv+



Tipologico 4

H = 8m

Verifica di stabilità globale
Sismica kv-

