

SP 13 MONTALBANO



Strada Provinciale 13 Via Leonardo Da Vinci
messa in sicurezza del tratto "zona commerciale
Via L. Da Vinci - impianti sportivi" attraverso la
realizzazione di un percorso protetto per l'utenza
debole

Intervento finanziato con fondi PNRR - Missione 2 -
Componente c4 - Investimento 2.2
CUP J77h19001390001

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Claudia Peruzzi, Ingegnere

PROGETTISTI:

DIRETTORE TECNICO: Maurizio Serafini, ingegnere
PROGETTISTA RESPONSABILE: Sara Berretta, ingegnere

**PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
E URBANISTICA:** Chiara Pimpinelli, Architetto-Ingegnere

PROGETTAZIONE STRADALE: Gabriele Moretti, Geometra
Erica Gradassi, Ingegnere
PROGETTAZIONE STRUTTURALE: Roberto Pedicini, Ingegnere
PROGETTAZIONE ILLUMINOTECNICA: Erica Gradassi, Ingegnere
PROGETTAZIONE IDRAULICA: Sara Berretta, Ingegnere
RESPONSABILE SICUREZZA: Maurizio Serafini, ingegnere
COMPUTAZIONI: Gabriele Moretti, Geometra



COMUNE DI VINCI
CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE



Via Campo di Marte, n. 8/A - 06124 - Perugia (PG)
tel/fax 075 / 5058180
info@abacusprogetti.it - www.abacusprogetti.it

CARTELLA G3 GEOTECNICA

Relazione geotecnica

X3_RRG01

COMMESSA				LIV.	CART.	TIPO	ELAB.	N.	SAVE	NOME FILE	SCALA
2	0	1	9	E	X3	R	RG	01	00	2019_E_X3_RRG01_00.doc	
REV.	DATA			REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONE		VISTO COMMITT.	DESCRIZIONE
0	Dicembre 2022			G.Fanelli		S.Berretta		M.Serafini			Consegna progetto esecutivo
1											
2											
3											

COMUNE DI VINCI

STRADA PROVINCIALE 13 VIA LEONARDO DA VINCI MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO “ZONA COMMERCIALE VIA L. DA VINCI – IMPIANTI SPORTIVI” ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI UN PERCORSO PROTETTO PER L’UTENZA DEBOLE

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	4
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	5
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
5.1	Parametri Utili al Calcolo dell’Azione Sismica	14
6	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	14
6.1	Gabbioni	14
6.2	Muro bilastra	16
	ALLEGATO 1: OUTPUT DI CALCOLO DEI GABBIONI.....	18
	ALLEGATO 2: OUTPUT DI CALCOLO DEL MURO BILASTRA	19

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica del Progetto esecutivo denominato “strada provinciale 13 Via Leonardo Da Vinci messa in sicurezza del tratto “zona commerciale Via L. Da Vinci – impianti sportivi” attraverso la realizzazione di un percorso protetto per l’utenza debole”, commissionato dal comune di Vinci (Firenze). L’incarico in oggetto prosegue gli interventi già realizzati finalizzati alla riqualificazione generale della zona garantendo percorsi protetti, alternativi, quindi alla sede veicolare, che permettono il collegamento dell’area commerciale artigianale con l’area dedicata agli impianti sportivi, in tutta sicurezza da parte dei pedoni, dei ciclisti e di utenza che utilizza sistemi innovativi quali *overboard*, monopattini elettrici e bici elettriche. L’idea progettuale è quella di creare un percorso protetto in continuità con quelli previsti dagli altri due lotti, correndo lungo Via L. da Vinci, passando Via di Petroio (fine “Lotto2” inizio “Lotto3”) terminando all’impianto sportivo di Petroio (Figura 1).

Nel corpo della relazione si riportano: l’inquadramento territoriale dell’area oggetto di intervento, la descrizione degli interventi previsti, le principali caratteristiche geologiche, il modello geotecnico adottato, la caratterizzazione sismica e le verifiche geotecniche delle opere di sostegno previste in progetto.

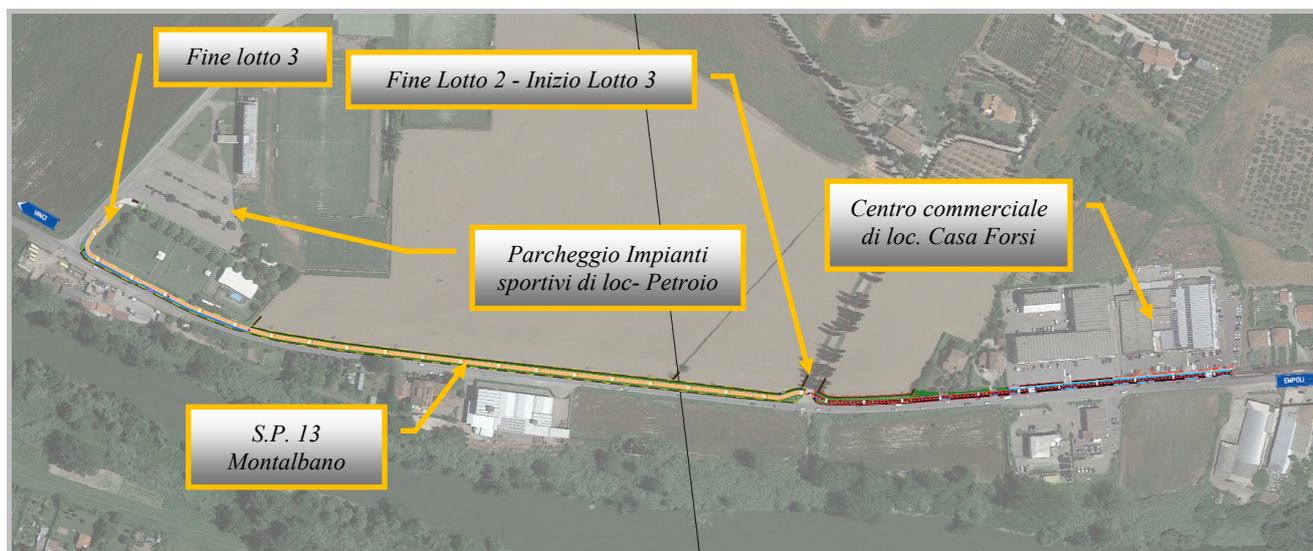


Figura 1 - planimetria generale

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Il progetto si propone di rendere la fascia infrastrutturale ed urbanistica di interesse maggiormente frequentata da modi di trasporto riconducibili alla modalità "dolce" (ciclopedonali e mezzi elettrici individuali alternativi), fornendo una significativa continuità ai percorsi esistenti, già realizzati nel Lotto 1 e/o progettati nel Lotto 2, in modo da ottenere un *continuum* ciclopedonale di connessione inter-quartiere verso *centroidi* O/D comunali e intercomunali.

È prevista, quindi, la realizzazione di un'ulteriore lotto, definitivo come Lotto 3, che a partire dal termine del Lotto 2 ne permette il completamento fino all'area sportiva in successione continua tra loro. Inoltre in corrispondenza dell'agility dog verrà installata una pensilina e delle rastrelliere in acciaio corten per permettere la sosta delle bici e la predisposizione della colonna per il rifornimento delle biciclette elettriche. Il confine tra il Lotto 2° ed il Lotto 3° è posto in corrispondenza della intersezione con Via di Petroio.

Lo sviluppo complessivo del tracciato è di circa 637 m, che si sviluppa quasi interamente in rettilineo.

L'asse del percorso ciclabile, è pressoché rettilineo e separato dalla sede veicolare della S.P. 13 da una barriera legno-acciaio N2-BL come per tutti gli altri tratti di intervento fuori dal centro urbano.

In corrispondenza dell'area antistante "l'agility dog", il percorso ciclo-pedonale proseguirà alla stessa quota del piano stradale, mediante la realizzazione di un muro di contenimento bilastro formato da pannelli prefabbricati in cls armato dello spessore di 6cm, per una larghezza totale pari a 30 cm. Il muro di sostegno si svilupperà per circa 134 m.

Per quanto riguarda la sezione tipo (Figura 2), è stata assunta una larghezza così suddivisa:

- una corsia di larghezza pari a 1,75 m composta da una parte ciclabile di larghezza 1,25 m, quale direzione di una piattaforma bidirezionale e da una parte pedonale, di larghezza 0,50 m, che permette il transito di un pedone anche contemporaneamente al transito dei ciclisti.
- una corsia ciclabile nel senso di marcia opposto, di larghezza pari a 1,25 m, quale parte della piattaforma ciclopedonale bidirezionale.

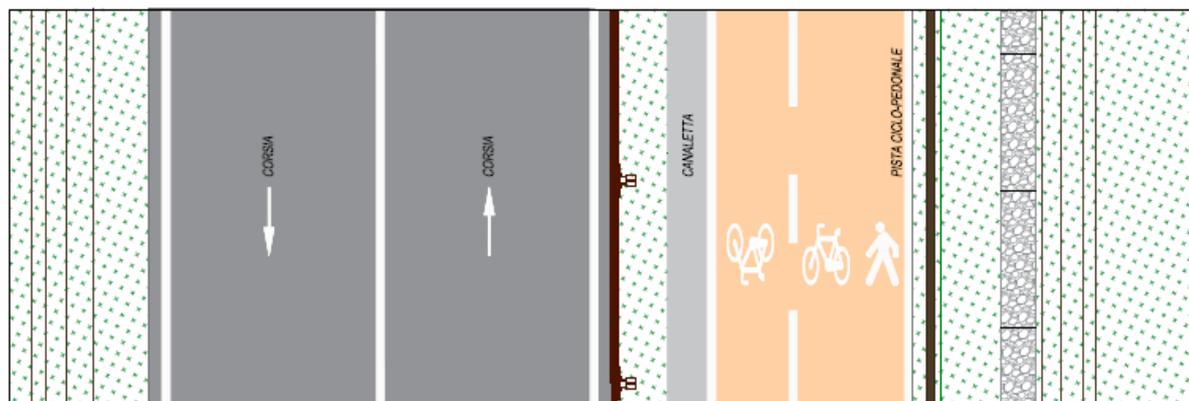


Figura 2 – schema delle corsie

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per poter definire le caratteristiche geologiche e idrologiche dell'area oggetto di studio, si è fatto riferimento al Piano Strutturale del Comune di Vinci che individua un sistema di azioni e obiettivi finalizzati a definire una strategia di tutela del patrimonio esistente, correlata al riconoscimento e alla rappresentazione di una "figura territoriale" entro la quale immaginare l'uso, la conservazione o la trasformazione dei differenti luoghi, in relazione alla loro identità, alle loro caratteristiche fisiche, morfologiche, funzionali.

La Carta Geologica (Figura 3) mostra la presenza di due unità geologiche lungo il tracciato: a ovest sono presenti le alluvioni recenti, mentre proseguendo verso est si incontrano le alluvioni recenti. Il primo gruppo (sigla b) comprende depositi indifferenziati costituiti dai sedimenti depositi nel fondovalle dell'Arno e nei fondovalle dei corsi d'acqua principali, mentre le alluvioni attuali e recenti comprendono sabbie e limi del fondovalle dell'Arno.

Dal punto di vista della Geomorfologia (Figura 4), il tracciato ricade su un'area uniforme classificato come deposito di esondazione recente, com'era facile intuire vista la vicinanza al letto del fiume Arno. Tali depositi risultano avere una permeabilità primaria elevata, come mostrato nella Carta Idrogeologica (Figura 5): in questa classe sono compresi i depositi alluvionali del fondovalle dell'Arno che, al di là di una copertura superficiale di terreni limoso-argillosi, nel complesso sono caratterizzati da un'alta porosità primaria in quanto costituiti, prevalentemente, da sabbie e ghiaie che assicurano una buona circolazione delle acque sotterranee.

La Carta Litotecnica e dei dati di base (Figura 6) riunisce le informazioni della Carta Geologica e quelle puntuali delle indagini geotecniche; nella zona in esame, è presente una prova penetrometrica statica (indagine n. 241), che sarà commentata nel prossimo Capitolo ai fini della definizione del modello geotecnico. I litotipi presenti, come già detto, riflettono quanto mostrato

nella Carta Geologica: a ovest sono presenti limi e argille fluviali di consistenza media o bassa e a est sabbie limose e sabbie argillose di media consistenza.

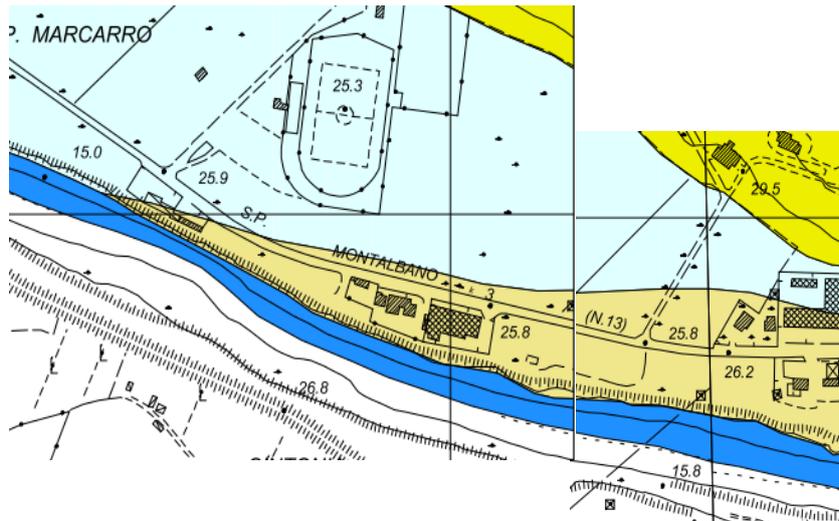
E' stata anche esaminata la Carta della Pericolosità Geomorfologica (Figura 7) da cui risulta che tutto il tracciato ricade in un'area classificata a pericolosità media G2; questa classe comprende le aree in cui sono presenti fenomeni franosi inattivi stabilizzati (naturalmente o artificialmente); aree con elementi geomorfologici, litologici e giaciture dalla cui valutazione risulta una bassa propensione al dissesto. Più in particolare, i terreni in oggetto sono aree di fondovalle in cui non sussistono le condizioni per il verificarsi di movimenti gravitativi.

La Carta della Pericolosità Idraulica (Figura 8) inserisce le aree su cui si snoda il tracciato in classe I.4 – Pericolosità molto elevata (aree interessate da allagamenti per eventi di piena con un tempo di ritorno inferiore o uguale a 30 anni), data la stretta vicinanza al fiume Arno.

La Carta della Pericolosità Sismica Locale (Figura 9) individua lungo il tracciato un'unica zona suscettibile ad amplificazioni locali, indicata come n. 3, in cui il substrato stabile (rappresentato presumibilmente dalla Formazione del Macigno) si trova a profondità superiori a 100 m. I depositi superiori sono costituiti per 15 m da miscele di ghiaie, sabbie e argille, limitati inferiormente da miscele di sabbia e argilla. Poiché la falda è posta a quota inferiore a 15 m dal piano campagna e i terreni di riferimento hanno una significativa componente sabbiosa, tutta l'area viene identificata come suscettibile al fenomeno di liquefazione.

Come ulteriore strumento programmatico, è stato consultato lo studio di microzonazione Sismica di I livello del Comune di Vinci, in particolare la Carta Geologico-Tecnica (Figura 10) che rispecchia quanto detto circa la stratigrafia evidenziata nella carta di pericolosità sismica locale. Lo studio include anche una sezione geologica tecnica in cui il deposito superficiale di ghiaie argillose è caratterizzato da uno spessore di circa 10 m, delimitato inferiormente da sabbie argillose.

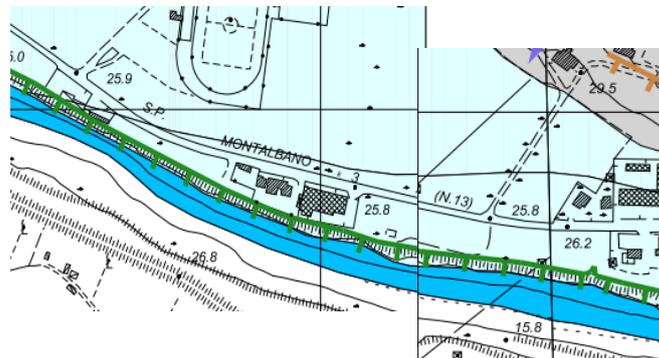
Infine, è stato esaminato il materiale cartografico prodotto nell'ambito del progetto IFFI che registra i movimenti franosi avvenuti nel passato (Figura 11): come si può notare, non si sono verificati cinematismi di collasso nelle vicinanze del tracciato oggetto di intervento.



Depositi Quaternari

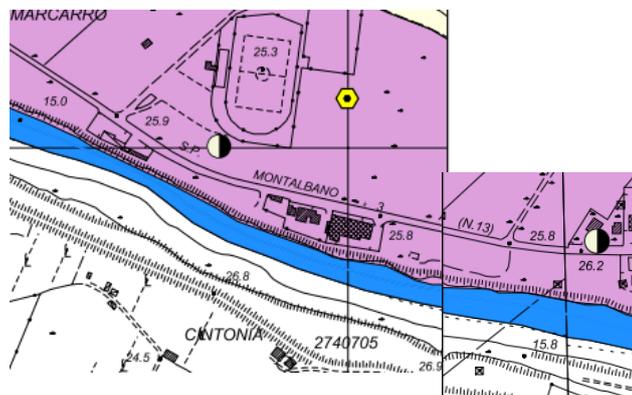
-  Alluvioni recenti (indifferenziate)
-  Alluvioni recenti (sabbie e limi) (Olocene)

Figura 3 – Carta Geologica (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



-  Deposito di esondazione recente

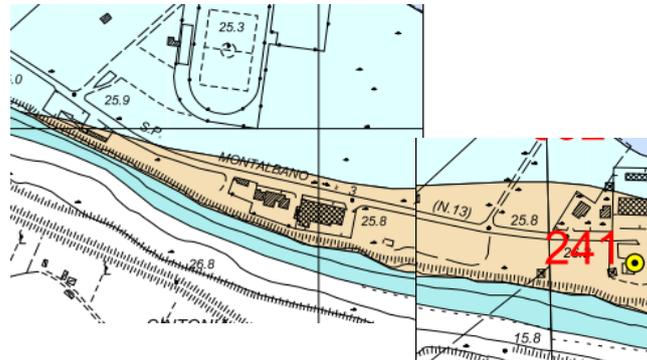
Figura 4 – Carta Geomorfológica (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



Permeabilità primaria

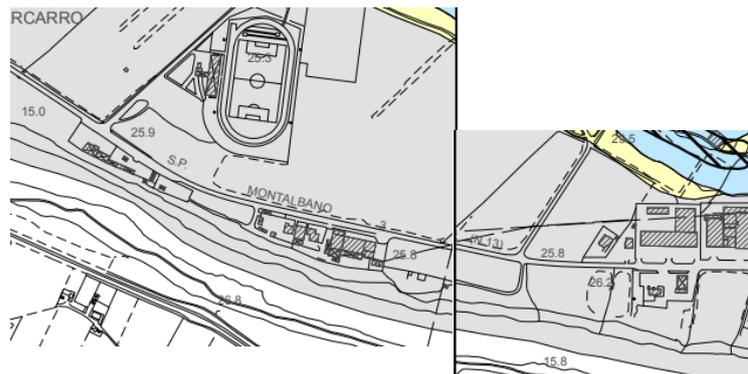
-  Alta

Figura 5 – Carta Idrogeologica (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



-  Limi e argille fluviali di consistenza media o bassa
-  Sabbie limose e sabbie argillose di media consistenza
-  Prova penetrometrica statica

Figura 6 – Carta Litotecnica e dei dati di base (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



G2 - PERICOLOSITA' MEDIA

-  aree di fondovalle in cui non sussistono le condizioni per il verificarsi di movimenti gravitativi

Figura 7 – Carta della Pericolosità geomorfologica (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



I.4 - pericolosità molto elevata

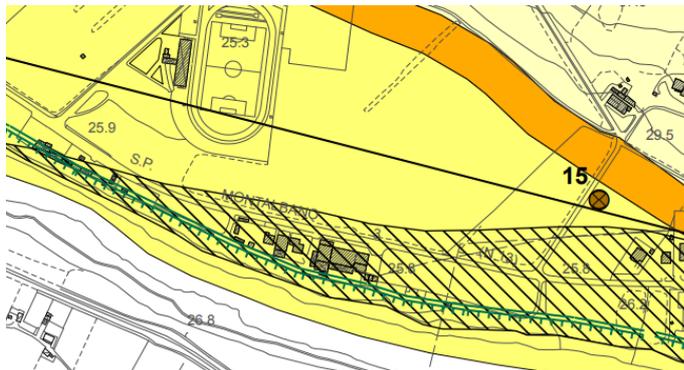
 aree soggette ad allagamenti per eventi di piena con T_r inferiore o uguale a 30 anni *

* per queste aree si applicano anche le disposizioni di cui alla L.R.21/12

I.3 - pericolosità elevata

 aree soggette ad allagamenti per eventi di piena con T_r compreso tra 30 e 200 anni

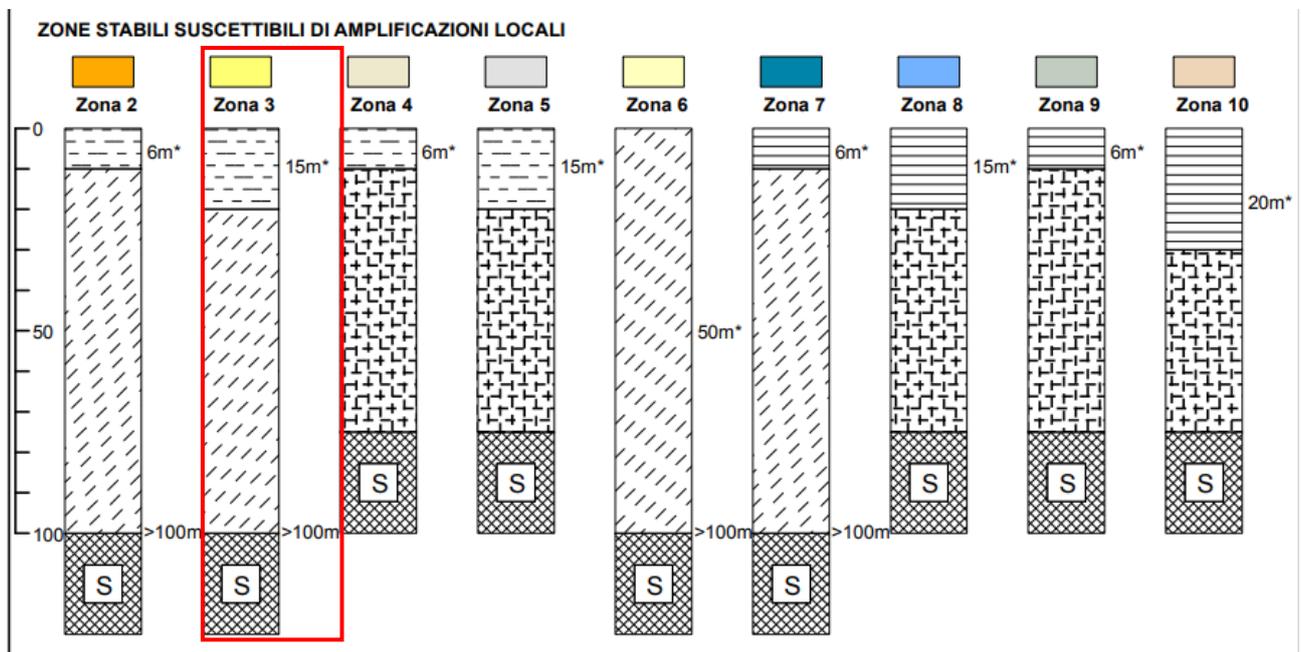
Figura 8 – Carta della Pericolosità idraulica (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. III e IV)



Liquefazione (S.3)

 aree con terreni sabbiosi e con superficie della falda freatica e/o delle falde in pressione inferiore a 15 metri dal piano di campagna

prova 15 - $f_0=1.69$ $A_0=2.50$



Pericolosità sismica media (S.2): Zone 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 16, 17 e 18

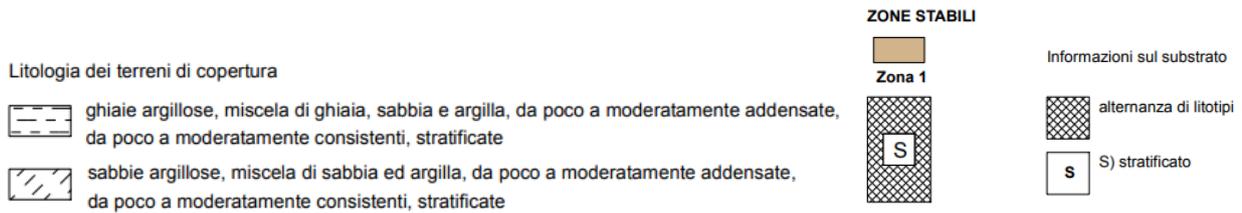
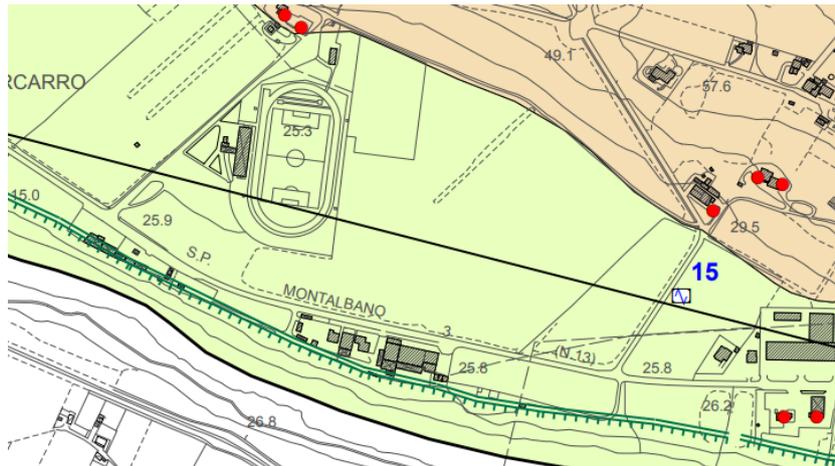
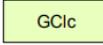


Figura 9 – Carta della Pericolosità sismica locale (Piano Strutturale del Comune di Vinci, Tav. MS02)



TERRENI DI COPERTURA

-  GClc ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla di depositi alluvionali, da poco a moderatamente addensate, da poco a moderatamente consistenti, stratificate
-  SCtm sabbie argillose, miscela di sabbia ed argilla di depositi marini, da poco a moderatamente addensate, da poco a moderatamente consistenti, stratificate

20
 misura di frequenza HVSR

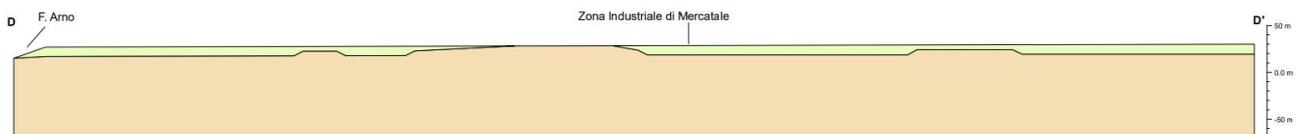


Figura 10 – Carta geologico-technica per la microzonazione sismica e delle indagini (studio di microzonazione sismica di I livello del Comune di Vinci - Tav. GT02)

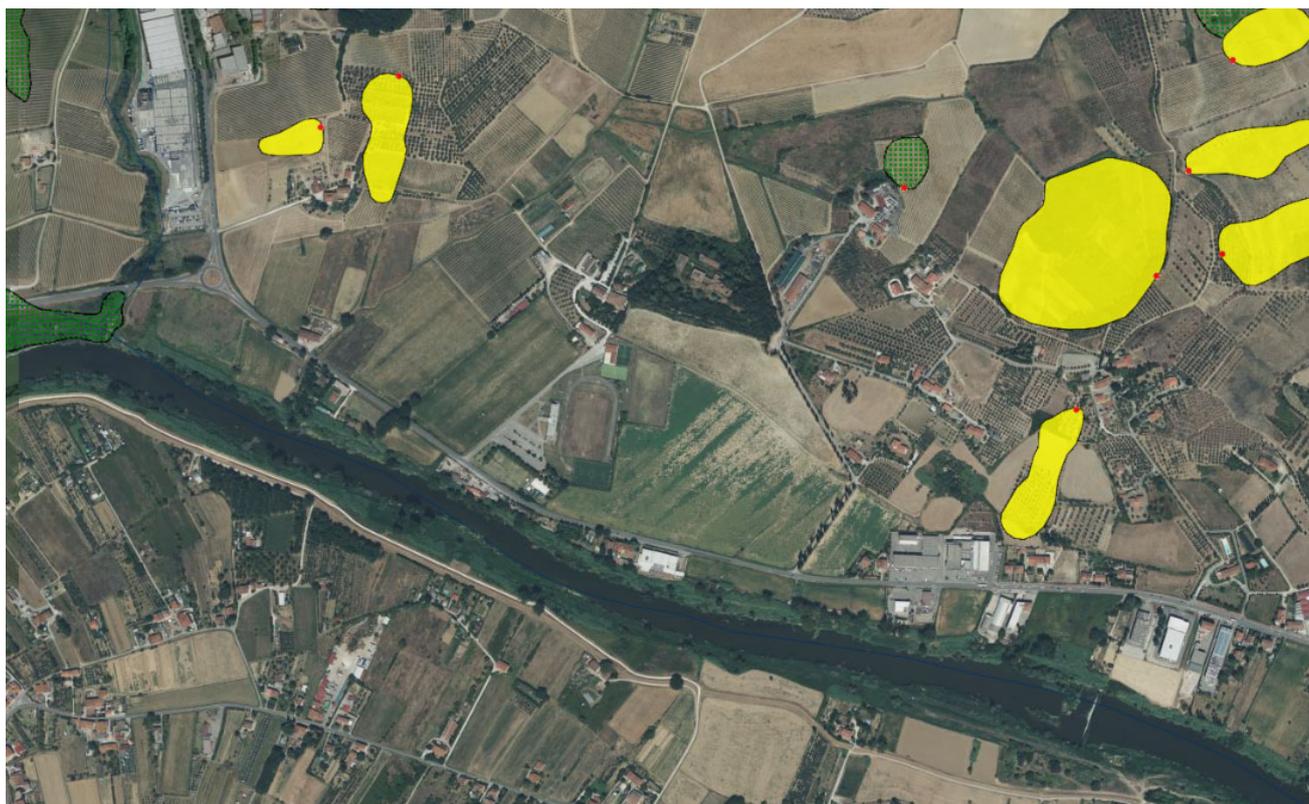


Figura 11 – inventario dei fenomeni franosi (Progetto IFFI)

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione del modello geotecnico, si è fatto riferimento a tutti gli elaborati esaminati nel precedente Capitolo, e in particolare ai risultati della prova penetrometrica statica n. 241 (Figura 12) la cui ubicazione è mostrata in Figura 6, che è stata spinta fino a 4 m dal piano campagna. La verticale registrata mostra la presenza di strati con valori della resistenza alla punta variabili tra un minimo di 25 kg/cmq e un massimo di 70 kg/cmq. La resistenza laterale oscilla tra 36 kg/cmq e 124 kg/cmq. Il rapporto tra resistenza laterale e alla punta, noto come rapporto d'attrito, utile per individuare cambi stratigrafici lungo la verticale, identifica 3 strati: un primo terreno fino a circa 1 m, caratterizzato dalla presenza di sabbie, posto sopra un secondo strato che si estende per il secondo metro lungo la verticale e che risulta corrispondente a un misto di sabbia e limo, e infine un terzo strato fino a 4 m assimilabile a un'argilla limosa.

Applicando le correlazioni empiriche disponibili in letteratura, che legano la resistenza alla penetrazione di una prova penetrometrica con i principali parametri geotecnici, si ottiene il seguente modello geotecnico:

	Spessore	Peso specifico	Coesione non drenata	Angolo d'attrito
Sabbia	Fino a 1 m	1900 kg/m ³	-	35°

Sabbia e limo	Da 1 m a 2 m	1850 kg/m ³	-	32°
Argilla limosa	Da 2 m a 4 m	1950 kg/m ³	1.8 kg/cm ²	27°

La falda non è stata intercettata durante la prova penetrometrica.

ge No 1
 /06/89

*** Archivio : RGT-DC-S ***

INDAGINE GEOTECNICA

DATI DI CAMPAGNA			DATI ELABOR.		STRATIGRAFIA		PARAMETRI GEOTECNICI		
Profond.	Rp Kg/cm ²	Rl Kg/cm ²	Ral	Rp/Ral	Lito- logia	Stratig. Simbol.	φ	Cu Kg/cm ²	σ-a Kg/cm ²
** PROVA PENETROMETRICA STATICA : PPI-									
0.40-->	42.00	50.00	0.53	45.00	Sl	:::::	36	2.620	5.003
0.60-->	70.00	84.00	0.93	65.63	S	:::::	37	0.000	6.989
0.80-->	28.00	44.00	1.07	24.71	Ls	:::::	30	1.466	2.836
1.00-->	25.00	42.00	1.13	31.25	Ls	:::::	29	1.307	2.542
1.20-->	30.00	42.00	0.80	46.00	Sl	:::::	29	1.862	3.608
1.40-->	26.00	36.00	0.67	32.50	Ls	:::::	28	1.355	2.657
1.60-->	32.00	44.00	0.80	24.00	Ls	:::::	28	1.669	3.265
1.80-->	60.00	80.00	1.33	45.00	Sl	:::::	31	3.730	7.193
2.00-->	50.00	70.00	1.33	18.76	La	:::::	29	2.482	4.834
2.20-->	36.00	76.00	2.67	15.00	Al	:::::	27	1.696	3.353
2.40-->	42.00	78.00	2.40	13.70	Al	:::::	27	1.980	3.904
2.60-->	34.00	80.00	3.07	11.09	A	:::::	26	1.458	2.925
2.80-->	44.00	90.00	3.07	11.79	A	:::::	27	1.891	3.759
3.00-->	56.00	112.00	3.73	13.13	Al	:::::	28	2.641	5.196
3.20-->	56.00	120.00	4.27	11.35	A	:::::	27	2.410	4.770
3.40-->	50.00	124.00	4.93	13.89	Al	:::::	26	2.352	4.672
3.60-->	56.00	110.00	3.60	12.73	Al	:::::	27	2.636	5.224
3.80-->	50.00	116.00	4.40	13.89	Al	:::::	26	2.348	4.689
4.00-->	50.00	104.00	3.60	13.89	Al	:::::	26	2.347	4.699

Dr. Corrado Ciurli, Geologo - Elaborazione prova penetrometrica statica C.P.T. n. 1/1989
 Studio: via G. Di Vittorio n.41/B 51035 LAMPORECCHIO (PT) Tel.0573 81756 Fax 0573 81098
 Comm.te: TYRESERVICE S.n.c. - Loc.: via L. da Vinci, SOVIGLIANA - VINCI (FI)

Prof ml	Resistenza di punta					Resistenza laterale		Rapporto qc/fs			
	15	30	45	60	75	1.00	2.00	A	L	S	SG
0.20	35.0	38.5				0.87	0.70	40.4	55.0		
0.40	42.0					0.53		78.7			
0.60	70.0	70.0				0.93	0.93	75.0	75.0		
0.80	28.0	28.0				1.07	1.07	26.2	26.2		
1.00	25.0	25.0				1.13	1.13	22.1	22.1		
1.20	30.0					0.80		37.5			
1.40	26.0	29.3				0.67	0.76	39.0	38.8		
1.60	32.0					0.80		40.0			
1.80	60.0	60.0				1.33	1.33	45.0	45.0		
2.00	50.0	50.0				1.33	1.33	37.5	37.5		
2.20	36.0	36.0				2.67		13.5	13.5		
2.40	42.0	42.0				2.40		17.5	17.5		
2.60	34.0	34.0				3.07		11.1	11.1		
2.80	44.0	44.0				3.07		14.3	14.3		
3.00	56.0	56.0				3.73	4.00	15.0	14.0		
3.20	56.0					4.27		13.1			
3.40	50.0	50.0				4.93		10.1	10.1		
3.60	56.0	56.0				3.60		15.6	15.6		
3.80	50.0					4.40		11.4	12.5		
4.00	50.0					3.60		13.9			

Prof ml	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma' V kg/cm2	CU kg/cmq	FI °	DR %	Mv cm2/Kg
0.40		Sabbia	1900	1900	0.076	0.000	38	96	0.008658
0.60		Sabbia	1900	1900	0.114	0.000	39	100	0.004762
0.80		Sabbia e limo argilloso	1900	1900	0.152	0.000	33	72	0.010204
1.00		Limo argilloso	1890	1890	0.190	1.000	0	0	0.011429
1.60		Sabbia e limo	1850	1850	0.301	0.000	31	60	0.013636
1.80		Sabbia e limo	1850	1850	0.338	0.000	33	83	0.006667
2.00		Sabbia e limo	1850	1850	0.375	0.000	32	75	0.008000
2.20		Argilla limosa	1944	1944	0.414	1.440	0	0	0.006944
2.40		Limo argilloso sabbioso	1967	1967	0.453	1.680	0	0	0.006803
2.60		Argilla media	1936	1936	0.492	1.700	0	0	0.008403
2.80		Argilla limosa	1974	1974	0.531	1.760	0	0	0.005682
3.20		Argilla limosa	2010	2010	0.612	2.240	0	0	0.004464
3.40		Argilla compatta	1993	1993	0.652	1.667	0	0	0.005000
3.60		Argilla limosa	2010	2010	0.692	2.240	0	0	0.004464
4.00		Argilla limosa	1993	1993	0.771	2.000	0	0	0.005000

Figura 12 – Indagine geotecnica 241 (Piano Strutturale del Comune di Vinci)

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La zona sismica per il territorio di Vinci, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale Toscana n. 421 del 26 maggio 2014 è indicata come Zona sismica 3: *Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.*

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ag]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ag]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$ag > 0,25$ g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < ag \leq 0,25$ g	0,25 g	2.224
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < ag \leq 0,15$ g	0,15 g	3.002
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$ag \leq 0,05$ g	0,05 g	1.982

5.1 PARAMETRI UTILI AL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Le caratteristiche dell'opera oggetto di progettazione (con **vita nominale** di progetto $V_N \geq 50$ anni) vengono inserite in **classe d'uso II** (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*), cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$. Da cui si ricava il *periodo di riferimento* per l'azione sismica V_R dato da:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo, ai sensi del D.M. 17/01/2018, si può realisticamente assumere dall'esame della Carta della Pericolosità Sismica Locale (Figura 9) che tale parametro coincida con la categoria C:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

La categoria topografica è assunta pari a T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 GABBIONI

Lungo il tracciato, tra circa la sezione 2 (0+18.00 m) e la sezione 10 (0+418 m), è previsto l'impiego di un ordine di gabbioni come opere di sostegno poste a lato della carreggiata, sul lato

opposto al fiume Arno (si vedano le Sezioni Trasversali 2019_E_S3_DSZ01 e la Planimetria di progetto stradale 2019_E_S3_DPL01 per un maggior dettaglio).

In particolare, sarà impiegato n. 1 ordine di gabbioni di dimensioni 1x1 m, inclinati di 4° verso monte.

Le verifiche geotecniche dei gabbioni sono state eseguite con il software di calcolo MAX15 della ditta Aztec Informatica e sono allegate alla presente relazione come allegato 1.

L'azione variabile del transito ciclo-pedonale è stata inserita come un carico accidentale distribuito su 3 m pari a 5 kPa.

La stratigrafia considerata nelle verifiche è mostrata nella seguente Figura.



I parametri geotecnici associati ai singoli strati sono quelli contenuti nel modello geotecnico (Cap. 4). A favore di sicurezza, è stata trascurata la coesione nelle verifiche per tutti gli strati che compongono il modello geotecnico, compreso il terreno argilloso più profondo che, essendo a grana fine, è sicuramente caratterizzato da una componente di resistenza coesiva non nulla. Si precisa che a tergo del gabbione è stato considerato un materiale da rilevato stradale, come emerge nelle sezioni trasversali, a cui sono stati associati i seguenti parametri geotecnici di progetto:

	Peso specifico	Coesione	Angolo d'attrito
<i>Rilevato stradale</i>	1800 kg/m ³	-	28°

Tutte le verifiche condotte ai sensi del D.M. 17-01-2018 risultano soddisfatte, come di seguito sinteticamente mostrato (si veda l'allegato 1 contenuto in calce alla presente relazione per una trattazione completa).

Le verifiche del muro bilastro sono state eseguite con il software di calcolo MAX15 della ditta Aztec Informatica e sono allegate alla presente relazione come allegato 2. Di seguito è mostrato una sintesi dei risultati delle verifiche svolte ai sensi del D.M. 17/01/2018 che risultano soddisfatte.

 Sintesi FS verifiche globali

	n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
*	1	STR (A1-M1-R3)		1,113	2,673	--	--	--	--
	2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1,280	3,411	--	--	--	--
	3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1,273	3,551	--	--	--	--
	4	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,435	--	--
	5	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1,804	--	--
	6	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1,782	--	--
	7	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2,225	--	--	--
	8	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	2,150	--	--	--
	9	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1,960	--	--	--

ALLEGATO 1: OUTPUT DI CALCOLO DEI GABBIONI

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- 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
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la 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

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni 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.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

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 .

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 , 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. δ è positivo quando è il terrapieno che 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 ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

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

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

Le forze che intervengono 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 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_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

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 cento.

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

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:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

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

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 intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

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:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b 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 e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u 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 finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo armato</u>	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesato/compresso
<u>Pietrame</u>	
γ	Peso di volume, espresso in [kN/mc]
σ_{cp}	Tensione di compressione, espresso in [kPa]
ϕ	Angolo di attrito interno, espresso in [°]
τ_p	Resistenza a taglio, espressa in [kPa]

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	Cls Armato	Rck 250	B450C	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
	0	0

Pietrame

n°	Descr	γ [kN/mc]	σ_{cp} [kPa]	ϕ [°]	τ_p [kPa]
4	Pietrame	19,6136	2942	45.00	0

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	0,34	0,22	32.905
3	10,00	0,22	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 2.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10,00 [m]

Paramento

Materiale Pietrame
 Altezza paramento 1,00 [m]
 Altezza paramento libero 1,00 [m]

Geometria gradoni

Simbologia adottata

n°	indice gradone (a partire dall'alto)
Bs, Bi	Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
H	altezza del gradone, espressa in [m]
Ae, Ai	inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
1	0,00	1,00	1,00	1,00	4,00	-4,00

Fondazione

Materiale	Pietrame	
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,00	[m]
Lunghezza totale	1,00	[m]
Inclinazione piano di posa	3,00	[°]
Spessore	0,00	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]

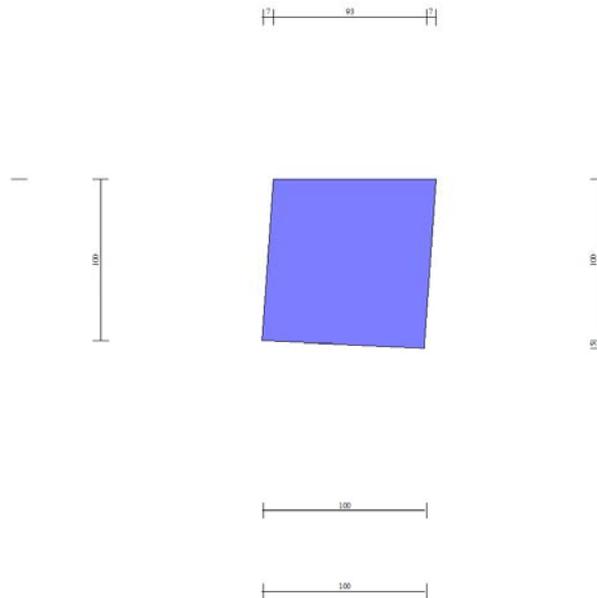


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Rilevato stradale	18,0000	18,0000	28,000	18,670	0	0	---	---
2	sabbie	19,0000	19,0000	35,000	23,330	0	0	---	---
3	sabbie e limo	18,5000	18,5000	32,000	21,330	0	0	---	---
4	argilla limosa	19,5000	19,5000	27,000	18,000	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
<u>Per calcolo pali (solo se presenti)</u>	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	1,20	0.000	Rilevato stradale	---	---	---	---	---
2	1,00	0.000	sabbie	---	---	---	---	---
3	1,00	0.000	sabbie e limo	---	---	---	---	---
4	2,00	0.000	argilla limosa	---	---	---	---	---



Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kN]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Pista ciclabile) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.00$ - $\Psi_1=0.75$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0,25	3,25	5,0000	5,0000

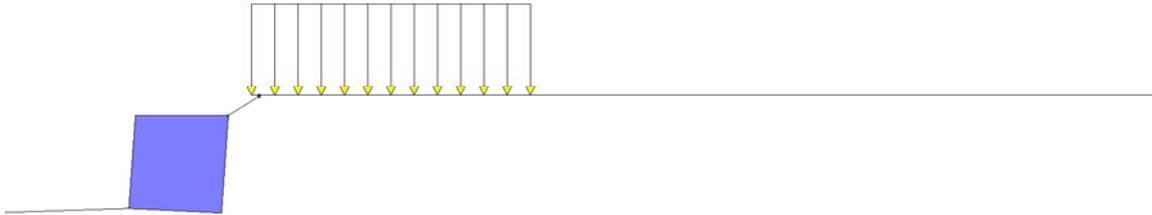


Fig. 3 - Carichi sul terreno

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Vinci
Provincia	Firenze
Regione	Toscana
Latitudine	43.779852
Longitudine	10.923444
Indice punti di interpolazione	20054 - 19832 - 19831 - 20053

Vita nominale 50 anni
 Classe d'uso II
 Tipo costruzione Normali affollamenti
 Vita di riferimento 50 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	1.235	0.525
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.126	0.054
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.394	2.585
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.293	0.258
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	7.175	3.588
Ultimo - Ribaltamento	0.570	10.763	5.381
Esercizio	0.470	3.772	1.886

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_\gamma$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato	il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO
Sezioni verifica muri a gravità	Tutte
Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls	

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	7,28	14,87	7,03	1,87	0,00	-0,63
	Peso/Inerzia muro			0,00	20,13/0,00	-0,53	-0,51
2	Spinta statica	4,03	14,87	3,89	1,03	0,00	-0,66
	Incremento di spinta sismica		0,84	0,81	0,22	0,00	-0,70
	Peso/Inerzia muro			1,44	20,13/0,72	-0,53	-0,51

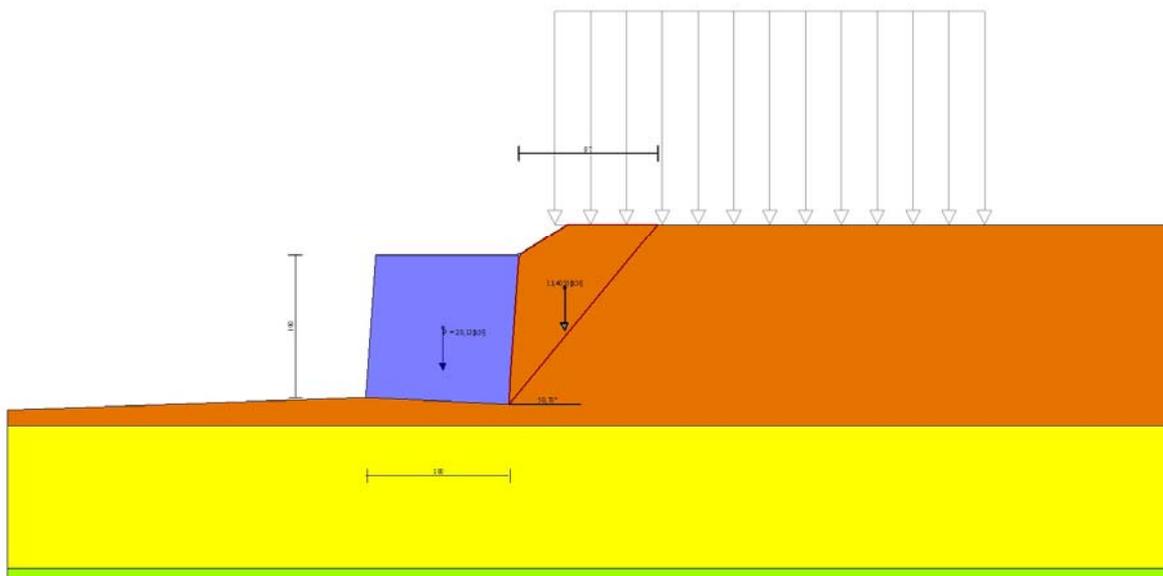


Fig. 4 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

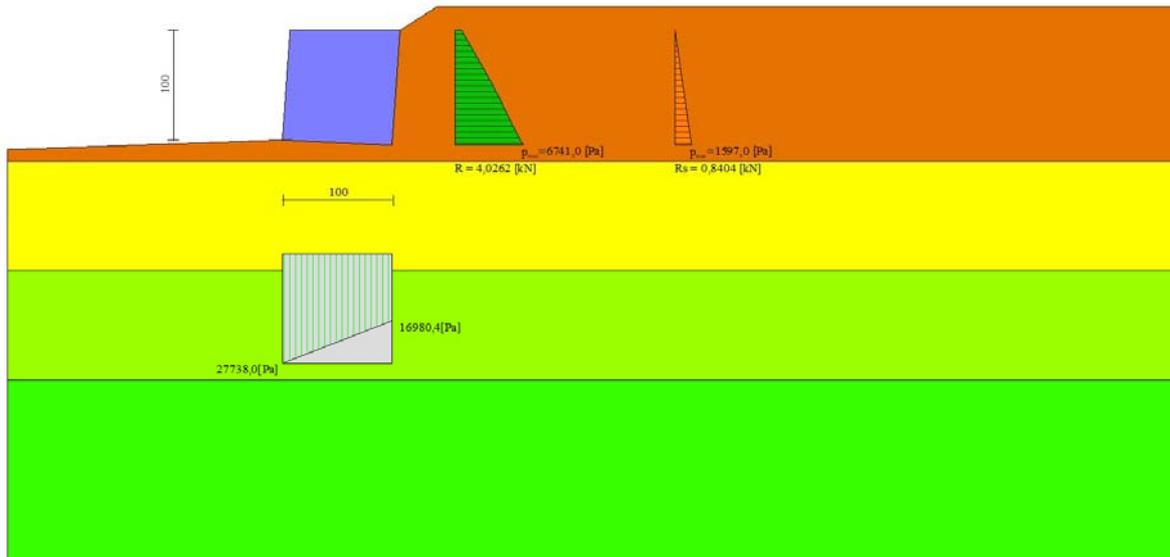


Fig. 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.285		3.006			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.518		3.750			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.472		3.841			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.174		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.441		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.423		
7 - EQU (A1-M1-R3)			4.988				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.713				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.812				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]							
1 - STR (A1-M1-R3)	7,55	0,00	0,00	--	--	7,55	7,03	1.285
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	7,05	0,00	0,00	--	--	7,05	5,87	1.472

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
----	---------------------

N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
 Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]
 Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	22,33	67,14	47,96	3.006
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	22,39	83,96	69,97	3.750

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Nc, Nq, Ny Fattori di capacità portante
 ic, iq, iy Fattori di inclinazione del carico
 dc, dq, dy Fattori di profondità del piano di posa
 gc, gq, gy Fattori di inclinazione del profilo topografico
 bc, bq, by Fattori di inclinazione del piano di posa
 sc, sq, sy Fattori di forma della fondazione
 pc, pq, py Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
 Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
 Ir, Irc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
 ry Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_yN_y$ viene moltiplicato per questo fattore
 D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
 B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
 H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
 c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	40.322	0.699	1.000	--	--	--	--	--	--	0.797	1.000
	27.680	0.699	1.000	--	--	--	--	--	--		
	28.500	0.314	1.000	--	--	--	--	--	--		
2	40.322	0.741	1.000	--	--	--	--	--	--	0.800	1.000
	27.680	0.741	1.000	--	--	--	--	--	--		
	28.500	0.391	1.000	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0,00	1,00	0,93	18,79	33,49	0
2	0,00	1,00	0,93	18,79	33,49	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	12,83	2,57	4.988
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	12,18	3,20	3.812

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 2,00	3,20	1.174
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 2,00	3,20	1.423

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
 W peso della striscia espresso in [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 $T_x; T_y$ Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	0,25	0,97	0,00	1,67 - 0,15	51.805	23.043	0	0,0	
2	0,74	0,97	0,00	0,15	49.968	23.043	0	0,0	
3	1,19	0,97	0,00	0,15	45.982	23.043	0	0,0	
4	1,57	0,97	0,00	0,15	42.267	23.043	0	0,0	
5	1,91	0,97	0,00	0,15	38.760	23.043	0	0,0	
6	2,22	0,97	0,00	0,15	35.419	23.043	0	0,0	
7	2,48	0,97	0,00	0,15	32.212	23.043	0	0,0	
8	2,72	0,97	0,00	0,15	29.115	23.043	0	0,0	
9	2,93	0,97	0,00	0,15	26.108	23.043	0	0,0	
10	2,97	0,54	0,00	0,15	23.178	23.043	0	0,0	
11	2,87	0,00	0,00	0,15	20.310	23.043	0	0,0	
12	2,95	0,00	0,00	0,15	17.494	23.043	0	0,0	
13	3,18	0,00	0,00	0,15	14.722	23.043	0	0,0	
14	3,28	0,00	0,00	0,15	11.985	23.043	0	0,0	
15	3,35	0,00	0,00	0,15	9.275	23.043	0	0,0	
16	3,40	0,00	0,00	0,15	6.586	23.043	0	0,0	
17	3,44	0,00	0,00	0,15	3.911	23.043	0	0,0	
18	3,45	0,00	0,00	0,15	1.245	23.043	0	0,0	
19	1,13	0,00	0,00	0,15	-1.418	23.043	0	0,0	
20	0,50	0,00	0,00	0,15	-4.084	23.043	0	0,0	
21	0,45	0,00	0,00	0,15	-6.759	23.043	0	0,0	
22	0,38	0,00	0,00	0,15	-9.450	23.043	0	0,0	
23	0,29	0,00	0,00	0,15	-12.161	23.043	0	0,0	
24	0,18	0,00	0,00	0,15	-14.900	23.043	0	0,0	
25	0,05	0,00	0,00	-2,05 - 0,15	-14.534	23.043	0	0,0	

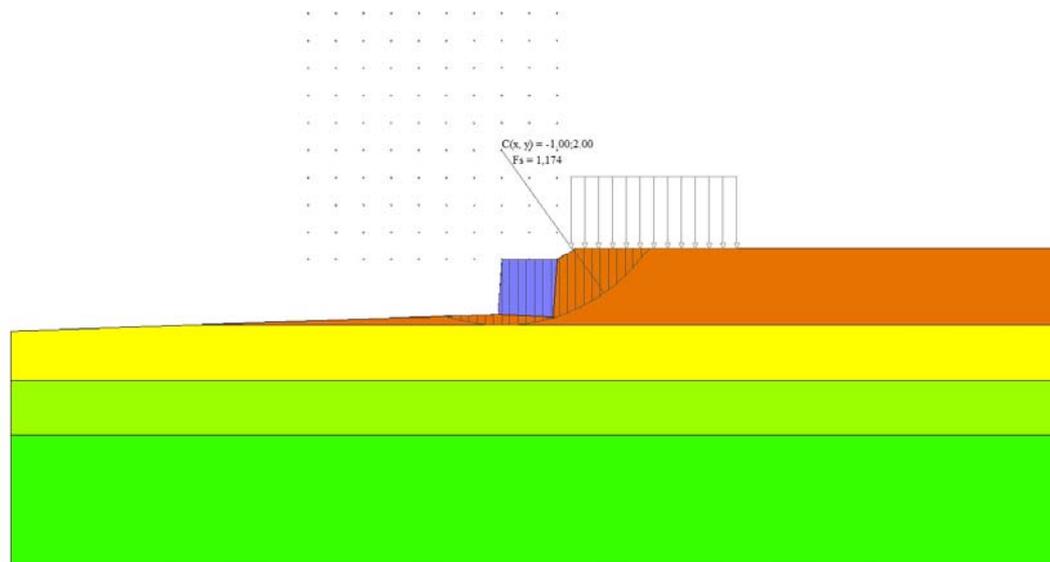


Fig. 8 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	0,25	0,00	0,00	1,67 - 0,15	51.805	28.000	0	0,0	
2	0,74	0,00	0,00	0,15	49.968	28.000	0	0,0	
3	1,19	0,00	0,00	0,15	45.982	28.000	0	0,0	
4	1,57	0,00	0,00	0,15	42.267	28.000	0	0,0	
5	1,91	0,00	0,00	0,15	38.760	28.000	0	0,0	
6	2,22	0,00	0,00	0,15	35.419	28.000	0	0,0	
7	2,48	0,00	0,00	0,15	32.212	28.000	0	0,0	
8	2,72	0,00	0,00	0,15	29.115	28.000	0	0,0	
9	2,93	0,00	0,00	0,15	26.108	28.000	0	0,0	
10	2,97	0,00	0,00	0,15	23.178	28.000	0	0,0	
11	2,87	0,00	0,00	0,15	20.310	28.000	0	0,0	
12	2,95	0,00	0,00	0,15	17.494	28.000	0	0,0	
13	3,18	0,00	0,00	0,15	14.722	28.000	0	0,0	
14	3,28	0,00	0,00	0,15	11.985	28.000	0	0,0	
15	3,35	0,00	0,00	0,15	9.275	28.000	0	0,0	
16	3,40	0,00	0,00	0,15	6.586	28.000	0	0,0	
17	3,44	0,00	0,00	0,15	3.911	28.000	0	0,0	
18	3,45	0,00	0,00	0,15	1.245	28.000	0	0,0	
19	1,13	0,00	0,00	0,15	-1.418	28.000	0	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
20	0,50	0,00	0,00	0,15	-4,084	28,000	0	0,0	
21	0,45	0,00	0,00	0,15	-6,759	28,000	0	0,0	
22	0,38	0,00	0,00	0,15	-9,450	28,000	0	0,0	
23	0,29	0,00	0,00	0,15	-12,161	28,000	0	0,0	
24	0,18	0,00	0,00	0,15	-14,900	28,000	0	0,0	
25	0,05	0,00	0,00	-2,05 - 0,15	-14,534	28,000	0	0,0	

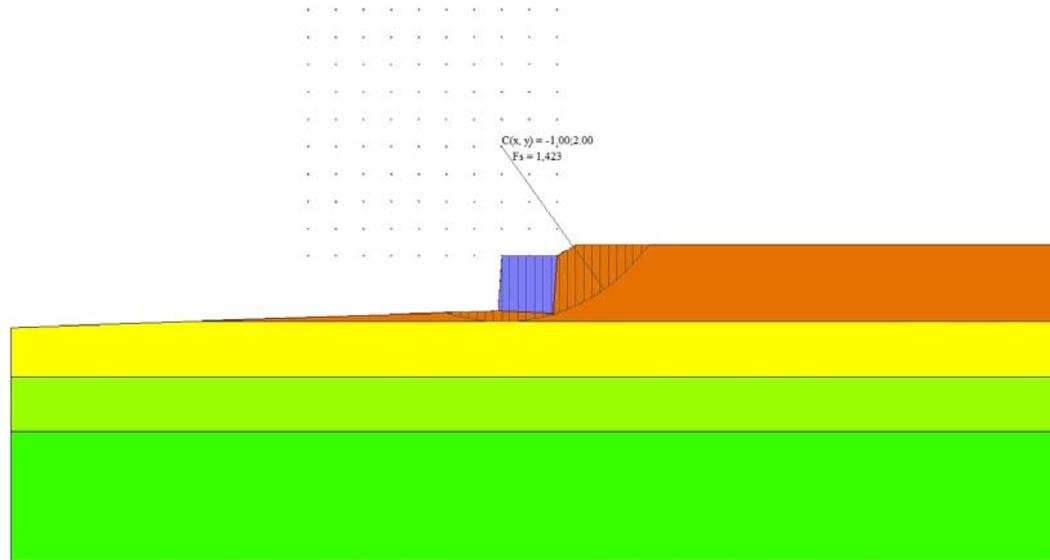


Fig. 9 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,81	1,94	0,23	0,26	0,00	0,01
3	-0,19	3,62	3,89	0,52	0,60	0,02	0,03
4	-0,29	5,42	5,83	0,88	1,03	0,06	0,08
5	-0,38	7,23	7,77	1,30	1,53	0,12	0,15
6	-0,48	9,04	9,71	1,79	2,12	0,21	0,27
7	-0,57	10,84	11,65	2,33	2,77	0,35	0,44
8	-0,67	12,65	13,59	2,93	3,49	0,52	0,66
9	-0,77	14,45	15,53	3,59	4,28	0,75	0,94
10	-0,86	16,26	17,47	4,30	5,13	1,02	1,28
11	-0,96	18,06	19,41	5,07	6,04	1,36	1,70
12	-1,05	19,87	21,34	5,90	7,02	1,80	2,23

Verifiche strutturali

Paramento in pietrame

Simbologia adottata

- n° indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 As area sezione reagente espressa in [cmq]
 e eccentricità espressa in [cm]
 σ tensione espressa in [kPa]
 Rt resistenza ai carichi orizzontali espressa in [kN]
 Et Azione orizzontale espressa in [kN]

FSsco fattore di sicurezza allo scorrimento (Rt/Et)
 Ms momento stabilizzante espresso in [kNm]
 Mr momento ribaltante espresso in [kNm]
 FSrib fattore di sicurezza a ribaltamento (Ms/Mr)

n°	Y [m]	As [cmq]	e [cm]	σ [kPa]	Rt [kN]	Et [kN]	FSsco	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FSrib
1	0,00	10000	0,00	0	0,0000	0,0000	100.000	0,0000	0,0000	100.000
2	-0,10	10000	0,45	2	1,7752	0,2992	5.933	0,9187	0,0138	66.791
3	-0,19	10000	1,02	4	3,5499	0,6685	5.310	1,8670	0,0595	31.385
4	-0,29	10000	1,72	6	5,3239	1,1074	4.808	2,8451	0,1439	19.773
5	-0,38	10000	2,55	8	7,0973	1,6150	4.395	3,8531	0,2736	14.084
6	-0,48	10000	3,50	11	8,8702	2,1904	4.050	4,8910	0,4551	10.747
7	-0,57	10000	4,57	14	10,6425	2,8296	3.761	5,9580	0,6947	8.576
8	-0,67	10000	5,76	17	12,4141	3,5320	3.515	7,0542	0,9985	7.064
9	-0,77	10000	7,07	21	14,1852	4,2964	3.302	8,1798	1,3725	5.960
10	-0,86	10000	8,49	25	15,9557	5,1228	3.115	9,3348	1,8226	5.122
11	-0,96	10000	10,02	29	17,7256	6,0110	2.949	10,5195	2,3547	4.467
12	-1,05	10000	11,85	34	19,4955	6,9612	0.946	11,9513	2,9374	4.069

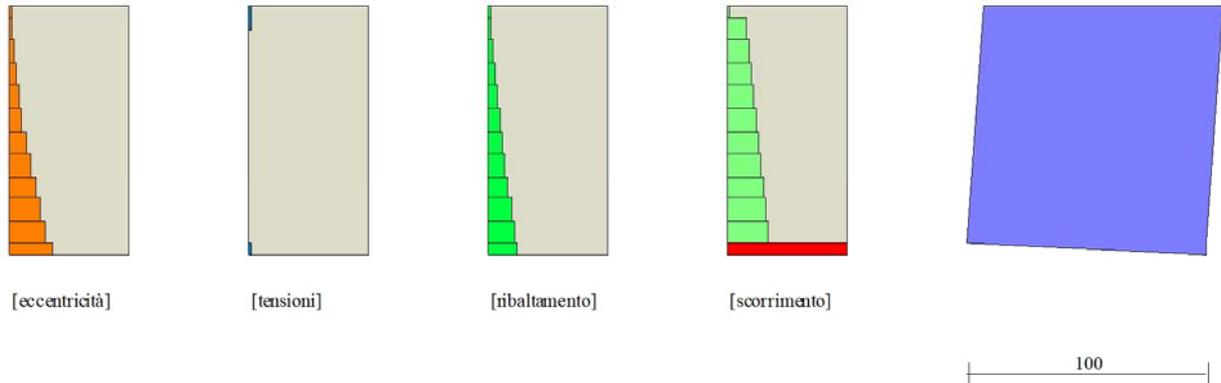


Fig. 10 - Verifiche paramento pietrame (Inviluppo)

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Casseformi	[mq]	1,10	13,94	15,29
Pietrame riempimento	[mc]	10,26	20,00	205,24
Totale muro				220,53
Totale				220,53

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	Abacus S.r.l.
Licenza	AIU5389N1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()

ALLEGATO 2: OUTPUT DI CALCOLO DEL MURO BILASTRA

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- 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
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la 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

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni 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.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

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 .

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 , 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. δ è positivo quando è il terrapieno che 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 ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

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

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

Le forze che intervengono 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 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_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

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 cento.

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

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:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5B\gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

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

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 intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

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:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b 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 e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u 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 finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesolo/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	C25/30	C25/30	B450C	24,5170	30000	31447048	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	0,34	0,00	0.000
3	10,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10,00 [m]

Paramento

Materiale	C25/30	
Altezza paramento	1,20	[m]
Altezza paramento libero	1,05	[m]
Spessore in sommità	0,30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0,10	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,40	[m]
Lunghezza totale	0,80	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,30	[m]
Spessore magrone	0,10	[m]

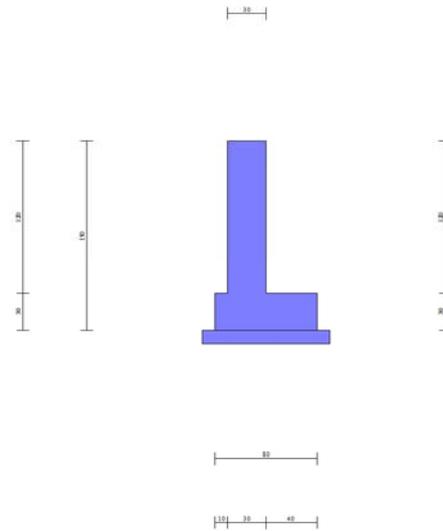


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Rilevato stradale	18,0000	18,0000	28.000	18.670	0	0	---	---
2	sabbie	19,0000	19,0000	35.000	23.330	0	0	---	---
3	sabbie e limo	18,5000	18,5000	32.000	21.330	0	0	---	---
4	argilla limosa	19,5000	19,5000	27.000	18.000	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
<u>Per calcolo pali (solo se presenti)</u>	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

$K_{st_{sta}}$, $K_{st_{sis}}$ Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	$K_{st_{sta}}$	$K_{st_{sis}}$
1	1,70	0.000	Rilevato stradale	---	---	---	---	---
2	1,00	0.000	sabbie	---	---	---	---	---
3	1,00	0.000	sabbie e limo	---	---	---	---	---
4	2,00	0.000	argilla limosa	---	---	---	---	---

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Vinci
Provincia	Firenze
Regione	Toscana
Latitudine	43.779852
Longitudine	10.923444
Indice punti di interpolazione	20054 - 19832 - 19831 - 20053
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	1.235	0.525
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.126	0.054
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.394	2.585
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.293	0.258
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	7.175	3.588
Ultimo - Ribaltamento	0.570	10.763	5.381
Esercizio	0.470	3.772	1.886

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_r$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	50.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	12,08	18,67	11,44	3,87	0,40	-0,92
	Peso/Inerzia muro			0,00	14,71/0,00	-0,09	-0,90
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	11,64/0,00	0,20	-0,60
	Resistenza passiva terreno antistante			-2,52			
2	Spinta statica	6,51	18,67	6,17	2,08	0,40	-1,00
	Incremento di spinta sismica		1,24	1,17	0,40	0,40	-1,00
	Peso/Inerzia muro			1,06	14,71/0,53	-0,09	-0,90
	Peso/Inerzia terrapieno			0,62	8,64/0,31	0,20	-0,60
	Resistenza passiva terreno antistante			-2,52			

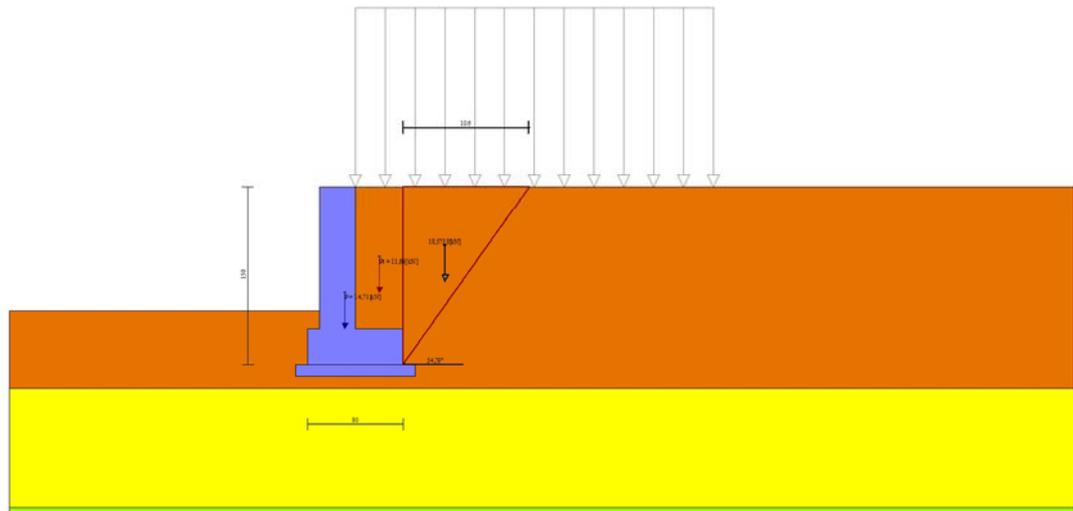


Fig. 4 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

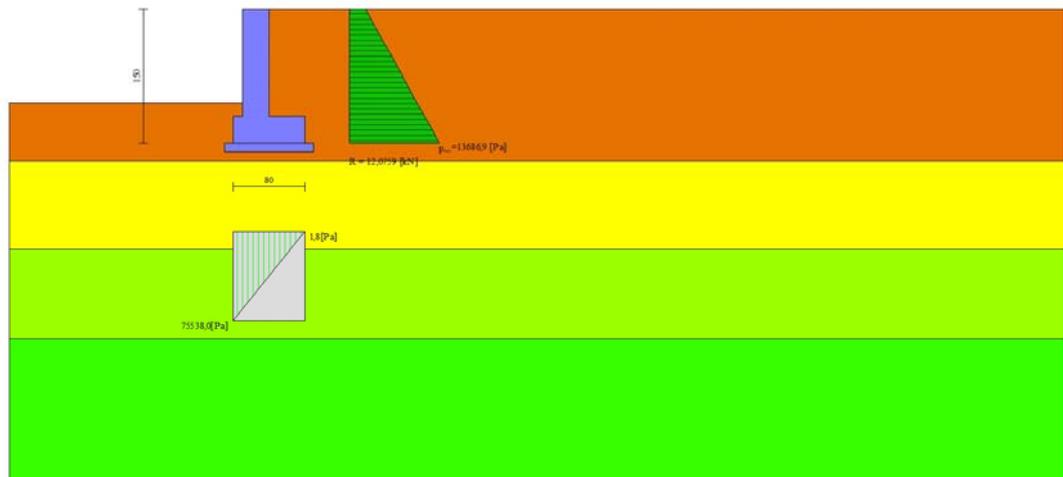


Fig. 5 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

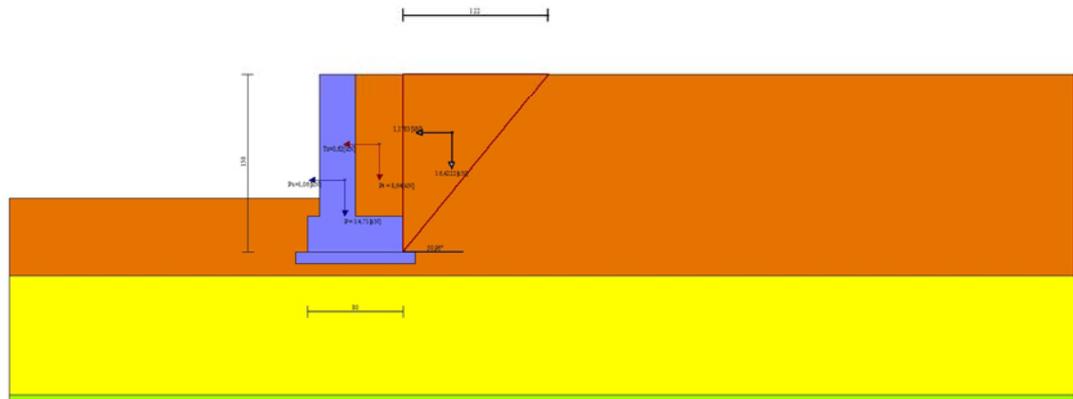


Fig. 6 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

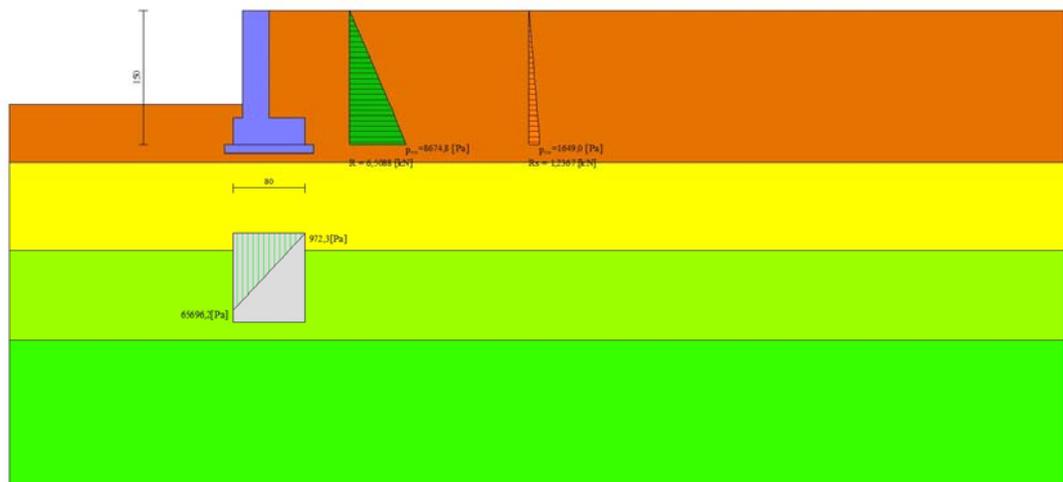


Fig. 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.113		2.673			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.280		3.411			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.273		3.551			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.435		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.804		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.782		
7 - EQU (A1-M1-R3)			2.225				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.150				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.960				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	10,21	2,52	0,00	--	--	12,73	11,44	1.113
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	8,39	2,52	0,00	--	--	10,92	8,58	1.273

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	30,22	80,78	57,70	2.673
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	26,67	90,95	75,79	3.411

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_y N_y$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	38.985	0.592	1.208	--	--	--	--	--	--	0.592	1.000
	26.417	0.592	1.104	--	--	--	--	--	--		
	26.639	0.140	1.104	--	--	--	--	--	--		
2	38.985	0.628	1.208	--	--	--	--	--	--	0.598	1.000
	26.417	0.628	1.104	--	--	--	--	--	--		
	26.639	0.190	1.104	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0,45	0,80	0,74	18,73	33.10	0
2	0,45	0,80	0,74	18,73	33.10	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	14,64	6,58	2.225
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	11,73	5,98	1.960

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 0,50	2,20	1.435
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0,50; 1,00	2,67	1.782

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	0,55	0,97	0,00	1,66 - 0,15	69.970	23.043	0	0,0	
2	1,47	0,97	0,00	0,15	61.534	23.043	0	0,0	
3	2,12	0,97	0,00	0,15	54.139	23.043	0	0,0	
4	2,62	0,97	0,00	0,15	47.922	23.043	0	0,0	
5	3,03	0,97	0,00	0,15	42.392	23.043	0	0,0	
6	3,36	0,97	0,00	0,15	37.318	23.043	0	0,0	
7	3,64	0,97	0,00	0,15	32.570	23.043	0	0,0	
8	3,88	0,97	0,00	0,15	28.063	23.043	0	0,0	
9	4,25	0,97	0,00	0,15	23.740	23.043	0	0,0	
10	4,53	0,97	0,00	0,15	19.556	23.043	0	0,0	
11	4,65	0,97	0,00	0,15	15.479	23.043	0	0,0	
12	5,82	0,08	0,00	0,15	11.481	23.043	0	0,0	
13	5,98	0,00	0,00	0,15	7.539	23.043	0	0,0	
14	2,40	0,00	0,00	0,15	3.633	23.043	0	0,0	
15	1,75	0,00	0,00	0,15	-0.256	29.256	0	0,0	
16	1,74	0,00	0,00	0,15	-4.146	23.043	0	0,0	
17	1,69	0,00	0,00	0,15	-8.056	23.043	0	0,0	
18	1,62	0,00	0,00	0,15	-12.004	23.043	0	0,0	
19	1,52	0,00	0,00	0,15	-16.011	23.043	0	0,0	
20	1,39	0,00	0,00	0,15	-20.100	23.043	0	0,0	
21	1,23	0,00	0,00	0,15	-24.301	23.043	0	0,0	
22	1,03	0,00	0,00	0,15	-28.646	23.043	0	0,0	
23	0,79	0,00	0,00	0,15	-33.181	23.043	0	0,0	
24	0,50	0,00	0,00	0,15	-37.966	23.043	0	0,0	
25	0,15	0,00	0,00	-2,08 - 0,15	-40.383	23.043	0	0,0	

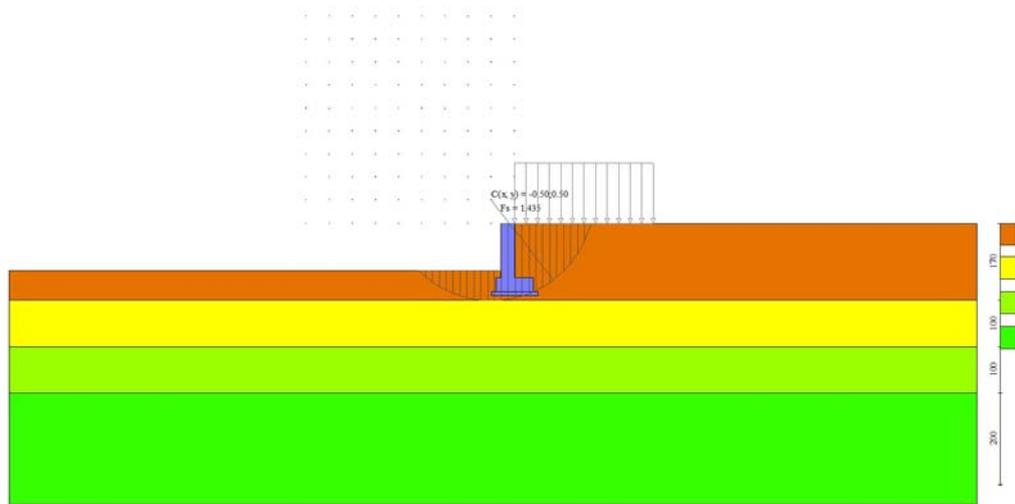


Fig. 8 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	0,49	0,00	0,00	1,98 - 0,17	62.586	28.000	0	0,0	
2	1,37	0,00	0,00	0,17	56.929	28.000	0	0,0	
3	2,07	0,00	0,00	0,17	50.765	28.000	0	0,0	
4	2,64	0,00	0,00	0,17	45.342	28.000	0	0,0	
5	3,11	0,00	0,00	0,17	40.403	28.000	0	0,0	
6	3,51	0,00	0,00	0,17	35.807	28.000	0	0,0	
7	3,85	0,00	0,00	0,17	31.465	28.000	0	0,0	
8	4,14	0,00	0,00	0,17	27.317	28.000	0	0,0	
9	4,38	0,00	0,00	0,17	23.320	28.000	0	0,0	
10	4,77	0,00	0,00	0,17	19.440	28.000	0	0,0	
11	5,07	0,00	0,00	0,17	15.651	28.000	0	0,0	
12	4,86	0,00	0,00	0,17	11.932	28.000	0	0,0	
13	6,60	0,00	0,00	0,17	8.263	28.000	0	0,0	
14	4,81	0,00	0,00	0,17	4.628	28.000	0	0,0	
15	1,92	0,00	0,00	0,17	1.012	28.000	0	0,0	
16	1,85	0,00	0,00	0,17	-2.600	28.000	0	0,0	
17	1,81	0,00	0,00	0,17	-6.223	28.000	0	0,0	
18	1,74	0,00	0,00	0,17	-9.871	28.000	0	0,0	
19	1,64	0,00	0,00	0,17	-13.559	28.000	0	0,0	
20	1,50	0,00	0,00	0,17	-17.307	28.000	0	0,0	
21	1,32	0,00	0,00	0,17	-21.133	28.000	0	0,0	
22	1,10	0,00	0,00	0,17	-25.060	28.000	0	0,0	
23	0,84	0,00	0,00	0,17	-29.119	28.000	0	0,0	
24	0,53	0,00	0,00	0,17	-33.346	28.000	0	0,0	
25	0,17	0,00	0,00	-2,22 - 0,17	-35.783	28.000	0	0,0	

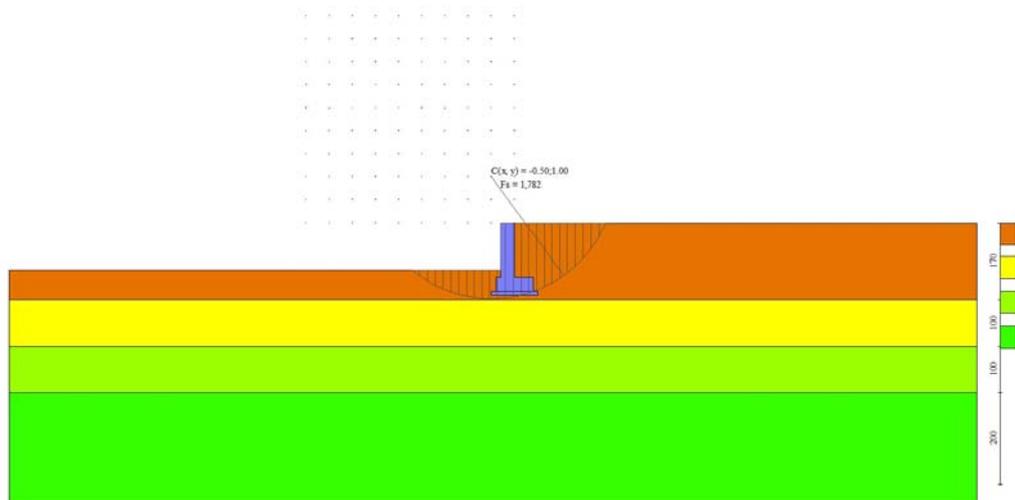


Fig. 9 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	0,71	0,76	0,08	0,26	0,00	0,01
3	-0,20	1,42	1,52	0,23	0,60	0,02	0,06
4	-0,30	2,13	2,29	0,44	1,01	0,05	0,14
5	-0,40	2,84	3,05	0,70	1,49	0,11	0,26
6	-0,50	3,55	3,81	1,03	2,04	0,19	0,43
7	-0,60	4,25	4,57	1,42	2,66	0,32	0,67
8	-0,70	4,96	5,33	1,87	3,35	0,48	0,97
9	-0,80	5,67	6,10	2,39	4,11	0,69	1,34
10	-0,90	6,38	6,86	2,96	4,94	0,96	1,79
11	-1,00	7,09	7,62	3,60	5,85	1,29	2,33
12	-1,10	7,80	8,38	4,29	6,82	1,68	2,96
13	-1,20	8,51	9,14	5,05	7,87	2,15	3,70

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,35	0,00	0,00	2,64	3,29	0,07	0,08
3	-0,30	0,00	0,00	5,09	6,35	0,26	0,33
4	0,00	0,00	0,00	-9,62	-4,72	-2,43	-1,38
5	0,10	0,00	0,00	-8,63	-4,75	-1,51	-0,90
6	0,20	0,00	0,00	-6,70	-3,98	-0,73	-0,45
7	0,30	0,00	0,00	-3,82	-2,39	-0,20	-0,13
8	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n° indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 B larghezza sezione espressa in [cm]
 H altezza sezione espressa in [cm]
 Afi area ferri inferiori espressa in [cmq]
 Afs area ferri superiori espressa in [cmq]
 M momento agente espressa in [kNm]
 N sforzo normale agente espressa in [kN]
 Mu momento ultimi espressa in [kNm]
 Nu sforzo normale ultimo espressa in [kN]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	30	5,65	5,65	0,01	0,74	65,67	3828,95	5205.847
3	100	30	5,65	5,65	0,06	1,47	126,87	3376,78	2295.533
4	100	30	5,65	5,65	0,14	2,21	165,06	2695,12	1221.427
5	100	30	5,65	5,65	0,26	2,94	179,27	2033,99	691.354
6	100	30	5,65	5,65	0,43	3,68	171,82	1453,30	395.180
7	100	30	5,65	5,65	0,67	4,41	140,84	929,45	210.613
8	100	30	5,65	5,65	0,97	5,15	116,79	621,03	120.621
9	100	30	5,65	5,65	1,34	5,88	101,79	446,82	75.936
10	100	30	5,65	5,65	1,79	6,62	92,83	342,84	51.792
11	100	30	5,65	5,65	2,33	7,36	86,00	271,31	36.888
12	100	30	5,65	5,65	2,96	8,09	80,89	220,76	27.286
13	100	30	5,65	5,65	3,70	8,83	77,19	184,20	20.870

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	30	5,65	5,65	0,08	0,00	58,56	0,00	703.323
3	100	30	5,65	5,65	0,33	0,00	58,56	0,00	180.085
4	100	30	5,65	5,65	-2,43	0,00	-58,56	0,00	24.123
5	100	30	5,65	5,65	-1,51	0,00	-58,56	0,00	38.856
6	100	30	5,65	5,65	-0,73	0,00	-58,56	0,00	79.915
7	100	30	5,65	5,65	-0,20	0,00	-58,56	0,00	294.374
8	100	30	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

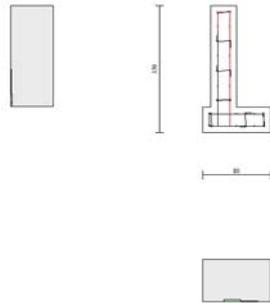


Fig. 10 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	0,00	100.000
2	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,91	0,26	468.792
3	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,99	0,60	206.391
4	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,08	1,01	123.037
5	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,16	1,49	83.527
6	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,24	2,04	61.046
7	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,33	2,66	46.823
8	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,41	3,35	37.177
9	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,50	4,11	30.299
10	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,58	4,94	25.205
11	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,67	5,85	21.319
12	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,75	6,82	18.282
13	100	30	0,00	--	0,00	0,00	124,84	7,87	15.860

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	0,00	100.000
2	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-3,29	37.623

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
3	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-6,35	19.511
4	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-9,62	12.872
5	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-8,63	14.346
6	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-6,70	18.486
7	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	-3,82	32.404
8	100	30	0,00	--	0,00	0,00	123,82	0,00	100.000

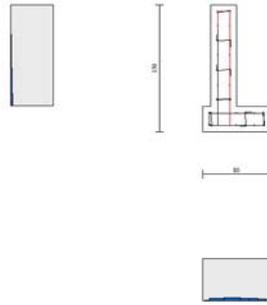


Fig. 11 - Paramento (Inviluppo)

Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto inferiore	5	12,00	1,48	0,0129	0,0646	
2	Dritto superiore	5	12,00	1,48	0,0129	0,0646	
3	Dritto superiore	5	12,00	1,16	0,0101	0,0503	
4	Dritto inferiore	5	12,00	1,16	0,0101	0,0503	
5	Ripartitore	7	8,00	1,00	0,0039	0,0271	
6	Gancio	4	8,00	0,30	0,0011	0,0046	
	Totale al metro					0,2863	0,36
	Totale					2,6152	3,60

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{gf} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Dritto superiore	5	12,00	1,37	0,0119	0,0596	
2	Dritto inferiore	5	12,00	1,37	0,0119	0,0596	
3	Ripartitore	6	8,00	1,00	0,0039	0,0232	
4	Gancio	3	8,00	0,30	0,0011	0,0034	
	Totale al metro					0,1678	0,24
	Totale					1,4576	2,40

Computo metrico

	U.M.	Quantità	Prezzo unitario [Euro]	Importo [Euro]
Calcestruzzo in elevazione	[mc]	3,60	72.30	260.28
Calcestruzzo in fondazione	[mc]	2,40	61.97	148.73
Calcestruzzo magro	[mc]	1,00	46.48	46.48
Acciaio per armatura	[kN]	4,0728	0.90	373.78
Casseformi	[mq]	24.00	13.94	334.56
Scavo a sezione obbligata	[mc]	3,60	9.30	33.48
Pietrame riempimento	[mc]	10,26	20.00	205.24
Totale muro				1402,55
Totale				1402,55

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	Abacus S.r.l.
Licenza	AIU5389N1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()
