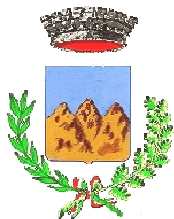


Committente:

CITTA' DI RIVALTA DI TORINO

CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



Oggetto:

MIGLIORAMENTO DEL DEFLUSSO DELLA BEALERA COMUNALE NEL TRATTO URBANO

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, SISMICA
E CALCOLI GEOTECNICI

SCALA:

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	
E1PDE50818A02	E	1	P	D-E	508/18	A	02

Dati Progettisti

Ing. Massimo TUBERGA

Iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine
degli Ingegneri della Provincia di Torino
n° 5452 Sezione A

Rev.	Redatto	Verificato	Validato	Data	Timbri e Firme
1	ing. M. Tuberga	ing. L. Marengo	ing. M. Tuberga	06-18	

Il Responsabile del procedimento:

FIRMA

File: E1PDE50818A02.pdf

GEO sintesi
Associazione tra Professionisti

geol. Edoardo RABAJOLI
ing. Massimo TUBERGA
ing. Luigi MARENCO
geol. Nicola QUARANTA
geol. Teresio BARBERO

C.so Unione Sovietica, 560 - 10135 Torino
Tel. 011 3913194 - Fax. 011 3470903
email : info@geoengineering.torino.it

1	INTRODUZIONE	1
1.1	Riferimenti Normativi.....	1
	SEZIONE 1: RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA.....	3
1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
2	QUADRO DEL DISSESTO LOCALE E INTERVENTI PREVISTI	5
3	GEOLOGIA E LITOLOGIA	7
3.1	Stratigrafia	8
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA	9
4.1	Cenni di sismotettonica	9
5	ASPETTI ARCHEOLOGICI	15
	SEZIONE 2: RELAZIONE GEOTECNICA	17
1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	19
1.1	Terreni sabbioso ghiaiosi di base	19
1.1.1	Generalità	19
1.1.2	Densità relativa	20
1.1.3	Parametri di resistenza	20
1.1.4	Parametri di deformazione	20
1.1.5	Peso di volume	21
1.1.6	Profilo geotecnico di progetto	21
	SEZIONE 3: CALCOLI GEOTECNICI	23
1	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	25
2	VERIFICHE GEOTECNICHE	28
2.1	Criteri di verifica	28
2.1.1	Calcolo delle spinte	28
2.2	Verifica al ribaltamento	31
2.3	Verifica a scorrimento	32
2.4	Verifica al carico limite	32
2.5	Verifica alla stabilità globale	34
2.6	Condizioni di progetto	35
2.6.1	Carichi accidentali	35
2.7	Vita nominale e azione sismica	35
3	RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE	37
3.1	Opera di protezione sponda sinistra	37

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato forma parte integrante del Progetto Definitivo-Esecutivo in fase unica dei lavori di *“MIGLIORAMENTO DEL DEFLUSSO DELLA BEALERA COMUNALE NEL TRATTO URBANO”*. In particolare si tratta del settore del canale irriguo denominato Bealera Comunale di Rivalta, compreso tra le pertinenze del Castello e il sifone posto al di sotto del Rio Garosso in comune di Rivalta di Torino (TO). Nei capitoli che seguono sono illustrati i risultati degli accertamenti e degli studi eseguiti tramite rilievi in campagna, esame dei dati bibliografici editi e inediti, analisi di indagini geognostiche pregresse.

Per la redazione del presente elaborato è stata presa visione di un’ampia base-dati documentale, di carattere territoriale a scala vasta, per consolidare un soddisfacente livello di inquadramento delle problematiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, geotecniche e archeologiche, necessario per supportare la progettazione geotecnica e strutturale delle opere.

1.1 Riferimenti Normativi

Le normative di carattere sia nazionale sia regionale che regolano la materia sono di seguito elencate:

- D.M. 17 Gennaio 2018: Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003;
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- D.G.R. Piemonte 21 maggio 2014, n. 65-7656 “Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.

- D.G.R. Piemonte 19 gennaio 2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)"

Nei capitoli che seguono sono quindi illustrati i risultati degli accertamenti, degli studi, delle indagini e delle verifiche eseguite in ottemperanza alle norme di cui sopra.

SEZIONE 1: RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area di intervento si sviluppa interamente in sponda sinistra del Torrente Sangone che risulta un affluente di sinistra del Fiume Po, nel quale confluisce a sud di Torino in comune di Moncalieri. Il bacino imbrifero sotteso dal corso d'acqua, considerando una sezione di chiusura posta in corrispondenza di Rivalta di Torino, è compreso tra la dorsale montana, che lo separa dalla Valle di Susa a Nord e dallo spartiacque con la Val Chisone che lo delimita a Ovest. Verso Sud il bacino risulta limitato dai rilievi prealpini che danno luogo alla valle del Chisola. In particolare l'asta non presenta tributari di una certa valenza e solo nella sua parte valliva il reticolo risulta ben definito e sviluppato. L'asta del Sangone ha origine all'altezza del massiccio del M. Orsiera; le sue acque incanalate, defluendo verso E raggiungono l'abitato di Trana ove cessa il settore prettamente vallivo e inizia il fondovalle. Qui il bacino del corso d'acqua presenta una stretta e un progressivo restringimento condizionato dalla presenza delle cerchie moreniche dell'anfiteatro morenico di Rivoli Avigliana. A valle l'asta assume una direzione verso E-SE, che mantiene sino alla sezione di chiusura considerata. A grande scala l'alveo risulta poco sinuoso, privo di evidenti irregolarità morfologiche.

Morfologicamente, subito a valle di Bruino ove la morfologia costringe l'alveo a una ampiezza ridotta pari a circa 30 m, l'asta torrentizia scorre nell'ambito di un settore di pianura di ampiezza pari a circa 1 km in posizione fortemente asimmetrica, completamente spostato verso il settore destro della pianura.

Il settore di pianura risulta delimitato a Sud dai depositi pleistocenici di origine fluvioglaciale del riss ai quali si raccorda con una scarpata di altezza metrica mentre a Nord la pianura si raccorda ai depositi fluvioglaciali del mindel tramite una scarpata di terrazzo morfologico, ben definita, di altezza superiore ai 10 m.

Il settore di intervento dal punto di vista amministrativo si colloca interamente nel territorio del comune di Rivalla di Torino (TO). Esso si colloca all'altezza del concentrico urbano e risulta far parte del settore di pianura posto in sinistra idrografica del Torrente Sangone, delimitato a settentrione dai rilievi collinari, al cui piede si sviluppa, da W verso E, il canale irriguo denominato "Bealera Comunale di Rivalta".

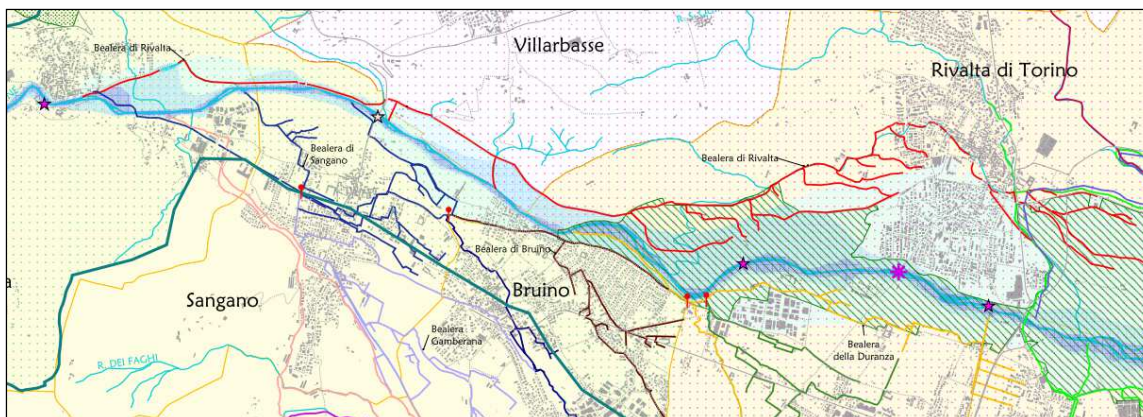


Fig. 1: Estratto contratto di fiume del bacino del T. Sangone – Tavola I Carta di inquadramento territoriale (in rosso l'andamento del canale irriguo)

2 QUADRO DEL DISSESTO LOCALE E INTERVENTI PREVISTI

La bealera comunale di Rivalta è un canale ad uso irriguo che deriva le sue acque dal torrente Sangone in corrispondenza della sua sponda sinistra a valle del ponte di Trana. Con andamento da Ovest verso Est recapita le sue acqua verso l'abitato di Rivalta servendo i terreni irrigui sia a monte che a valle dell'abitato. La portata derivabile è pari a 0,385 mc/s.

Il suo sviluppo interessa il settore di raccordo tra il fondovalle del Sangone e i rilievi collinari delle cerchie più avanzate dell'anfiteatro morenico di Rivoli Avigliana.

Il tracciato si sviluppa costantemente, da poco oltre il punto di derivazione sino alle pertinenze del Castello di Rivalta, in un ambito pedecollinare caratterizzato da un substrato poco permeabile costituito da un paleosuolo rossastro, molto argillificato (tipico ferretto) di potenza pari a 5-6 m presente nella parte sommitale dei Depositi Fluviali e Fluvioglaciali Mindelliani costituenti il substrato di tale settore. A valle del Castello si osserva un netto cambio litologico con presenza di depositi ghiaioso sabbiosi permeabili appartenenti a Depositi Fluviali e alle Alluvioni Antiche di transizione alle alluvioni recenti connesse alla dinamica del Torrente Sangone. In corrispondenza del settore di interesse si ha dunque un disperdimento per filtrazione della risorsa idrica connesso alla differente litologia presente

Oltre a tali aspetti occorre osservare come la particolare situazione morfologica del tracciato ha portato nel tempo il canale a svolgere, oltre alla sua funzione originaria di tipo irriguo, anche la funzione di canale di gronda di intercettazione delle acque corrivanti dal settore collinare posto a nord del suo percorso. Ciò ha comportato, con lo sviluppo urbanistico e la progressiva riduzione dell'utilizzo irriguo del canale il convogliamento verso l'abitato di portate

tali da provocare esondazioni ed allagamenti. Si segnalano gli eventi critici dell'agosto 1988 del Novembre 1994 e del maggio 1996.

A porre rimedio a tale situazione nell'anno 1999, all'altezza della località C.na Girardi a monte dell'abitato, fu realizzato un canale scolmatore con lo scopo di evitare che le acque di corrivazione superficiale (stimate in 9,6 mc/s) eccedenti la portata ad uso irriguo della bealera comunale, raggiungessero il centro abitato di Rivalta di Torino provocandone l'allagamento.

Allo stato attuale la problematica descritta risulta fortemente mitigata ma non risolta in quanto la porzione di territorio posta a valle del canale scolmatore risulta ancora alimentare il canale, per cui in corrispondenza del centro abitato in corrispondenza di eventi di pioggia intensi le portate addotte superano di gran lunga la portata derivata ad uso irriguo.

Secondo le indicazioni della Relazione idrologico idraulica allegata al Progetto Definitivo della "Il Variante Generale al PRGC vigente" la portata adottata in tale settore per un tempo di ritorno di 200 anni risulta pari a 2,7 mc/s.

In particolare le problematiche emerse sono riconducibili a due temi di per se contrapposti. Nel periodo irriguo vi è la necessità di conservazione della risorsa idrica, evitando il suo disperdimento nel sottosuolo in un ambiente urbanizzato, viceversa in corrispondenza di eventi meteorologici impulsivi vi è necessità di far fronte alla capacità erosiva connessa al deflusso di piena non riuscendo gli scolmatori posti sulla tratta a ridurre gli apporti alla sola portata derivata. A far fronte a tali aspetti si prevede l'impermeabilizzazione della sezione di deflusso, nel tratto compreso tra le pertinenze del Castello e il sifone in corrispondenza del rio Garosso, con implementazione di opere antierosive in pietrame a stabilizzare il fondo e le sponde.

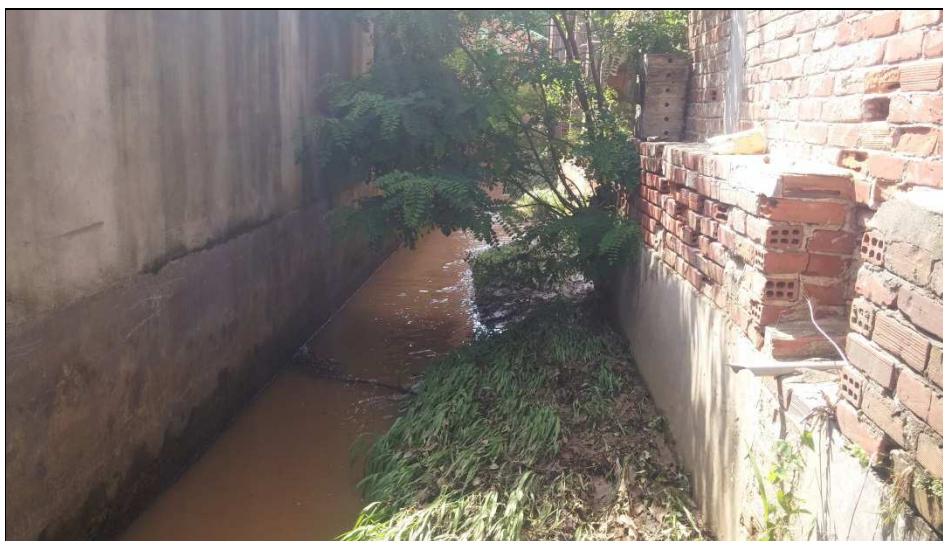


Fig. 2: – Tratto di canale nell'ambito di interesse

3 GEOLOGIA E LITOLOGIA

Dal punto di vista geologico, come risulta dalla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, l'alveo del Torrente Sangone, nel tratto in comune di Rivalta di Torino, scorre nell'ambito di depositi di origine sedimentaria di origine continentale di età Olocenica, costituenti il settore di pianura che borda lo stesso



SINTEMA DI PALAZZOLO

Subsistema di Ghiaia Grande

Ghiaie sabbiose a supporto di clasti e sabbie ghiaiose a supporto di matrice con intercalazioni sabbiose, passanti verso l'alto a sabbie siltose inalterate o debolmente alterate (2,5Y-10YR) di spessore metrico, costituenti i principali fondovalle, i terrazzi sospesi fino a 10 m sugli alvei attuali e i conoidi fluvio-torrentizi attuali; depositi siltosi e sabbioso-siltosi privi di stratificazione e non alterati, di spessore metrico, contenenti alla base lenti ghiaiose di ridotta estensione, costituenti i fondovalle dei corsi d'acqua tributari (depositi fluvio-torrentizi) (CSN_{3b}). Silt sabbiosi e sabbie siltose poco o per nulla alterati (2,5Y-10YR) con intercalazioni torbose (depositi lacustri, palustri e di torbiera) (CSN_{3a}). *OLOCENE - ATTUALE*

Subsistema di Crescentino

Depositi costituiti da *diamicton* con clasti subangolosi immersi in una matrice siltoso-sabbiosa poco alterata (2,5Y-10YR) (depositi glaciali di ablazione) (CSN_{2c5}). Depositi costituiti da ghiaie con abbondante matrice sabbiosa e da sabbie siltose con intercalazioni ghiaiose, poco alterati (2,5Y-10YR) e localmente coperti da coltri di sabbie a stratificazione incrociata; nei pressi di Borgaro T.se sono presenti lenti ricche in sostanza organica e tronchi fluitati; costituiscono terrazzi sospesi di 10-15 m sugli attuali fondovalle. Depositi privi di stratificazione costituiti da silt e silt sabbiosi con intercalazioni ghiaiose, debolmente alterati (7,5-10YR), localizzati lungo i fondovalle dei corsi d'acqua tributari. Depositi ghiaioso-ciottolosi a supporto di clasti con matrice sabbioso-siltosa e frequente presenza di blocchi, costituenti i conoidi di fondovalle (depositi fluvio-torrentizi) (CSN_{2b}). Sabbie siltose stratificate e deformate con intercalazioni ghiaiose (depositi lacustri) (CSN_{2a}). *PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE*

SINTEMA DI BENNALE

Diamicton con clasti da subangolosi a subarrotondati, striati e sfaccettati, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata e piuttosto alterata (2,5YR) e con blocchi di dimensioni comprese tra 1 e 2 m costituiti da gneiss occhiadini, quarziti e subordinatamente da serpentiniti, micascisti e prasiniti (depositi glaciali indifferenziati) (BEN_{c1}). *PLEISTOCENE MEDIO*

Subsistema di Cascine Vica

Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose eterometriche con clasti subarrotondati immersi in una matrice sabbioso-siltosa; i clasti sono costituiti da gneiss, micascisti, quarziti, prasiniti, anfiboliti, eclogiti e gabbri (depositi fluvio-glaciali) (BEN_{2b}). Depositi glaciali indifferenziati (BEN_{2c1}). *Diamicton* con clasti da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN_{2c4}). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN_{2c5}). Depositi lacustri (BEN_{2a}). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5YR-10R). *Parte superiore del PLEISTOCENE MEDIO*

Fig. 3: Estratto fuori scala della Carta Geologica d'Italia a scala 1 : 50.000, Foglio 155 – Torino Ovest. Nell'ovale rosso si evidenzia la porzione di territorio comunale interessata dagli interventi in progetto.

Tali depositi si raccordano, tramite scarpate di terrazzo più o meno evidenti ai depositi fluvioglaciali del pleistocene.

L'assetto risulta ben rappresentata nei più recenti studi svolti per la stesura del Foglio 155 della Carta Geologica d'Italia di cui si riporta nel seguito uno stralcio.

In corrispondenza del settore di interesse compreso tra l'alveo attuale del T. Sangone e sud e la Strada comunale antica di Bruino a nord risultano affiorare le seguenti unità:

SINTEMA DI PALAZZOLO – SUBSINTEMA DI GHIAIA GRANDE

Litologicamente si tratta di sabbie siltose e ghiaie prive di stratificazione e di alterazione i litotipi più rappresentati nei clasti sono costituiti da rocce metamorfiche caratteristiche del settore vallivo del bacino.

3.1 Stratigrafia

Le stratigrafie osservate in affioramento e quelle relative ai sondaggi compiuti nell'ambito delle indagini presso i siti industriali ex OMA e Chimica Industriale s.p.a. messe a disposizione dalla banca dati ARPA Piemonte non evidenziano un quadro di variabilità litologica, sia verticale che orizzontale, apprezzabile

L'alveo infatti incide corpi sedimentari ghiaiosi sabbiosi, di natura fluviale e/o alluvionale, costituenti la pianura alluvionale circostante lo stesso, caratterizzati da potenze di qualche decimetro e poste a copertura a termini di natura fluvioglaciale aventi litologia simile. Volendo sintetizzare le informazioni disponibili per il settore studiato, ed al fine di definire una sezione geotecnica di progetto significativa per le opere, è possibile semplificare l'assetto litostratigrafico locale individuando, al di sotto della copertura di terreno vegetale, presente sulle aree limitrofe all'alveo per potenze di qualche decimetro ed in genere pari o inferiori al metro, una sequenza indistinta di termini ghiaiosi sabbiosi a pezzatura eterogenea compresa tra le sabbie e il blocco. Assolutamente trascurabile risulta essere in tale ambito la componente argillosa.

Le stratigrafie semplificate in corrispondenza del sito ex OMA risultano le seguenti:

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1575	2.50	terreno diriperto
1575	7.50	ghiaia esabbia ciottolosa addensata in matrice limosa con intercalazioni limoso sabbiose
1575	14.00	ghiaia ciottolosa in matrice sabbiosa
1575	20.50	sabbia limoso sabbiosa poco addensata
1575	25.00	limo sabbioso con scarsa frazione di ghiaia fine

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1574	1.00	terreno diriperto
1574	7.00	sabbia limoso ghiaiosa con rari ciottoli passante aghiaia ciottolosa in matrice sabbioso limosa
1574	14.00	ghiaia con ciottoli etrovanti in matrice sabbiosa
1574	21.00	ghiaia esabbia limosa con livelli prevalentemente fini limoso sabbiosi
1574	25.00	limo sabbioso con frazione ghiaiosa scarsa

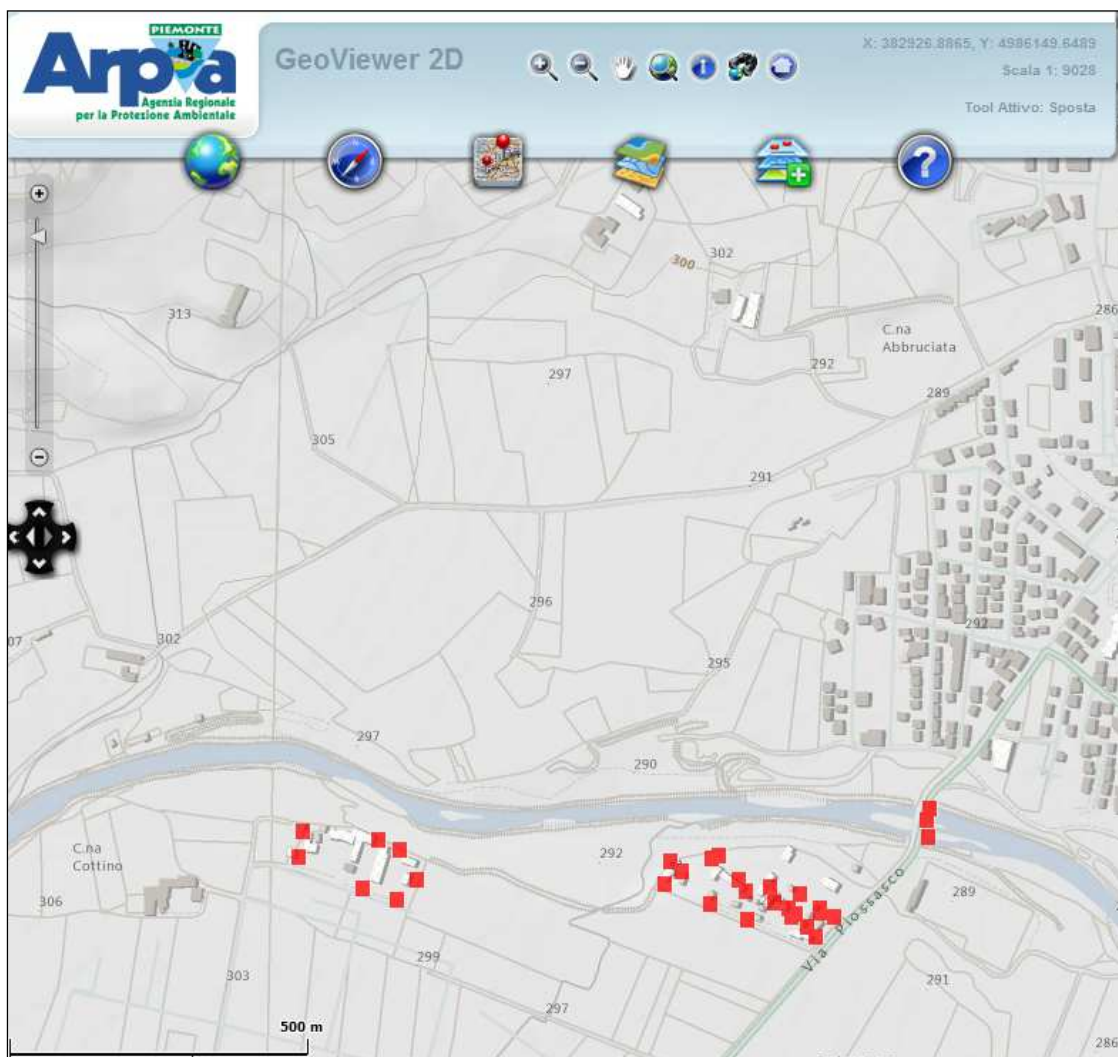


Fig. 4– Ubicazione sondaggi geognostici in prossimità del settore di intervento

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

4.1 Cenni di sismotettonica

Il contesto tettonico e i regimi geodinamici tuttora attivi legati all'evoluzione della catena alpina sono all'origine dell'attività sismica presente in Piemonte, generalmente modesta come intensità, ma notevole come frequenza.

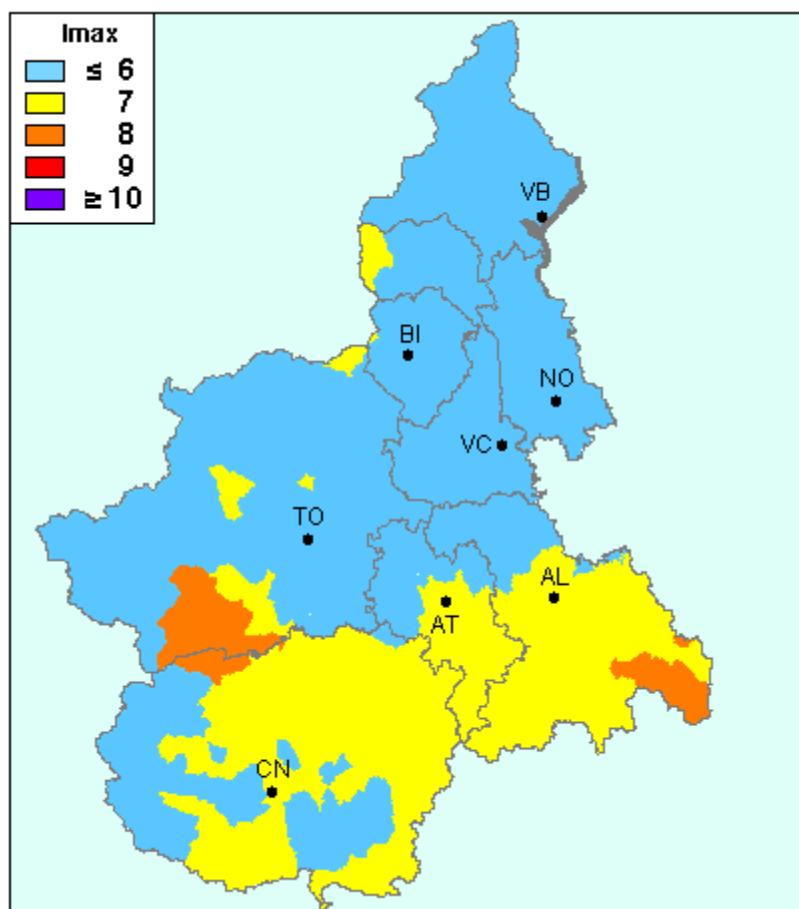


Fig. 5– Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani – Molin, Stucchi, Valensise per conto DPC – Aprile 2006

I terremoti si manifestano principalmente lungo due direttrici che riflettono chiaramente l'assetto tettonico regionale essendo quasi coincidenti, entro un ragionevole margine di distribuzione, l'uno con il fronte Pennidico e l'altro con il limite fra le unità pennidiche e la pianura padana.

Osservando infatti la localizzazione degli epicentri dei terremoti registrati dalla rete sismica si nota chiaramente una distribuzione dispersa lungo due direttrici principali:

- una segue la direzione dell'Arco Alpino occidentale nella sua parte interna in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità (zona sismogenetica 908);
- l'altra (zona sismogenetica 909) più dispersa segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi Occidentali francesi.

Le due direttrici convergono nella zona del Cuneese, per riaprirsi a ventaglio verso la costa, interessando il Nizzardo e l'Imperiese (fonte: ARPA Piemonte).

Una terza direttrice (zona sismogenetica 911), infine, interessa il fronte occidentale dell'Appennino sepolto ed il suo prolungamento nel Monferrato.

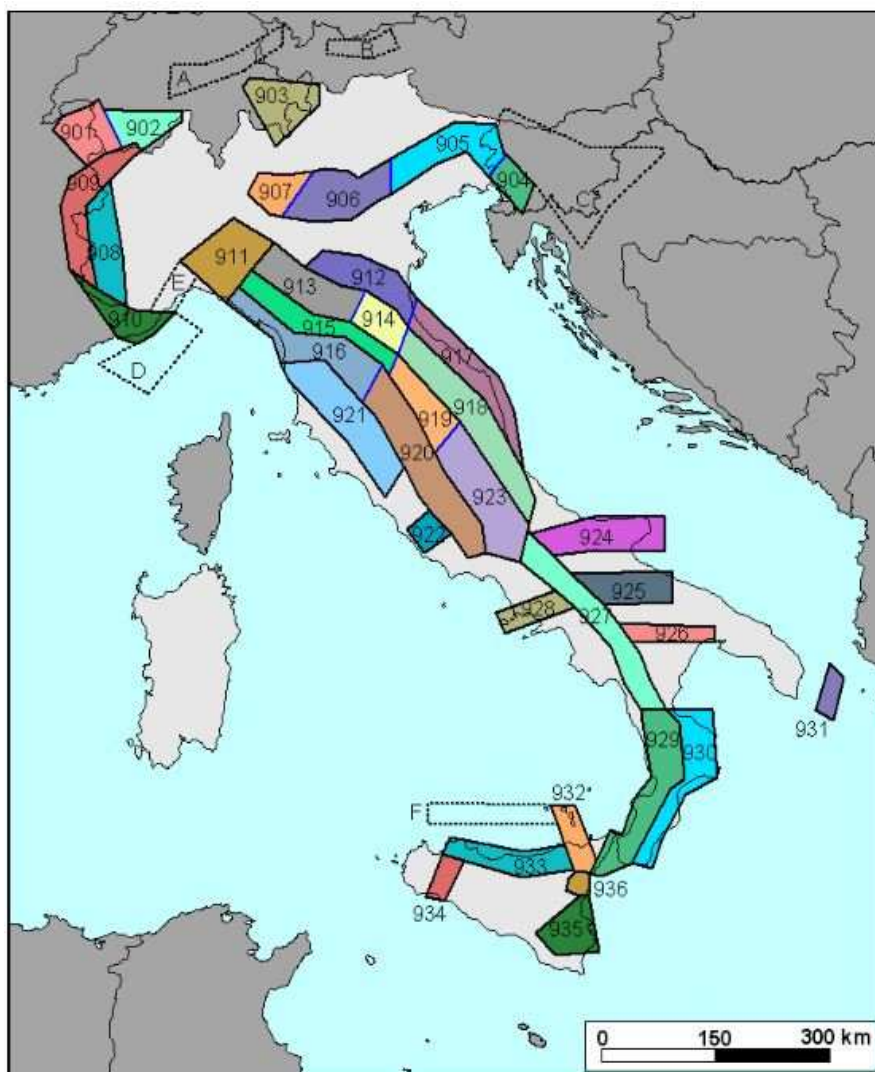


Fig. 6– Zone sismogenetiche, figure tratte da Meletti & Valensise (2004)

A seguito dei risultati del “Progetto Finalizzato Geodinamica” del CNR (D.M. n° 82 del 4 febbraio 1982), sono stati classificati sismici in II categoria 41 Comuni Piemontesi (40 in Provincia di Torino, 1 in Provincia di Cuneo).

Con riferimento alla classificazione delle zone sismiche di cui all’OPCM n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., il livello di sismicità del comune di Rivalta di Torino era ascrivito alla Zona 4 (livello più basso previsto). Tuttavia, con l’entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)” il Comune di Rivalta di Torino è stato classificato in zona 3.

I valori di accelerazione massima al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s, relativi alla classificazione citata, sono riproposti nella figura seguente.

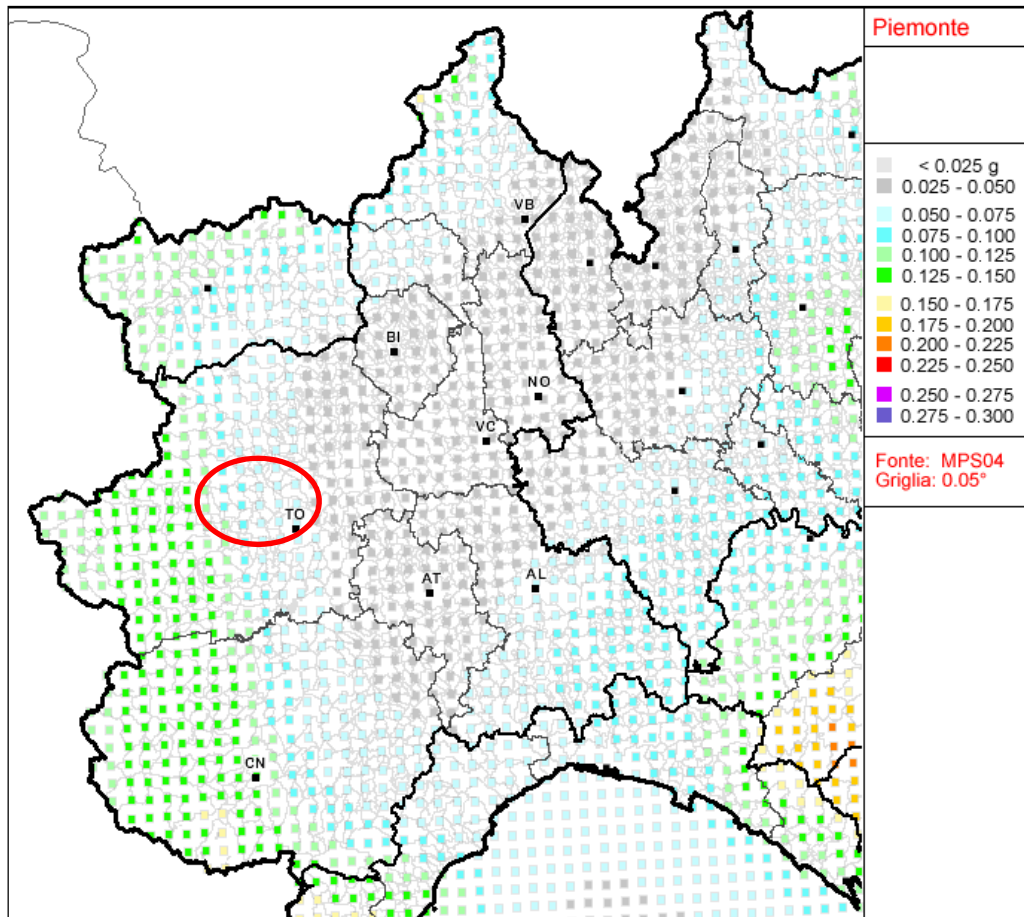


Fig. 7—Valori di Pericolosità sismica del territorio nazionale - INGV

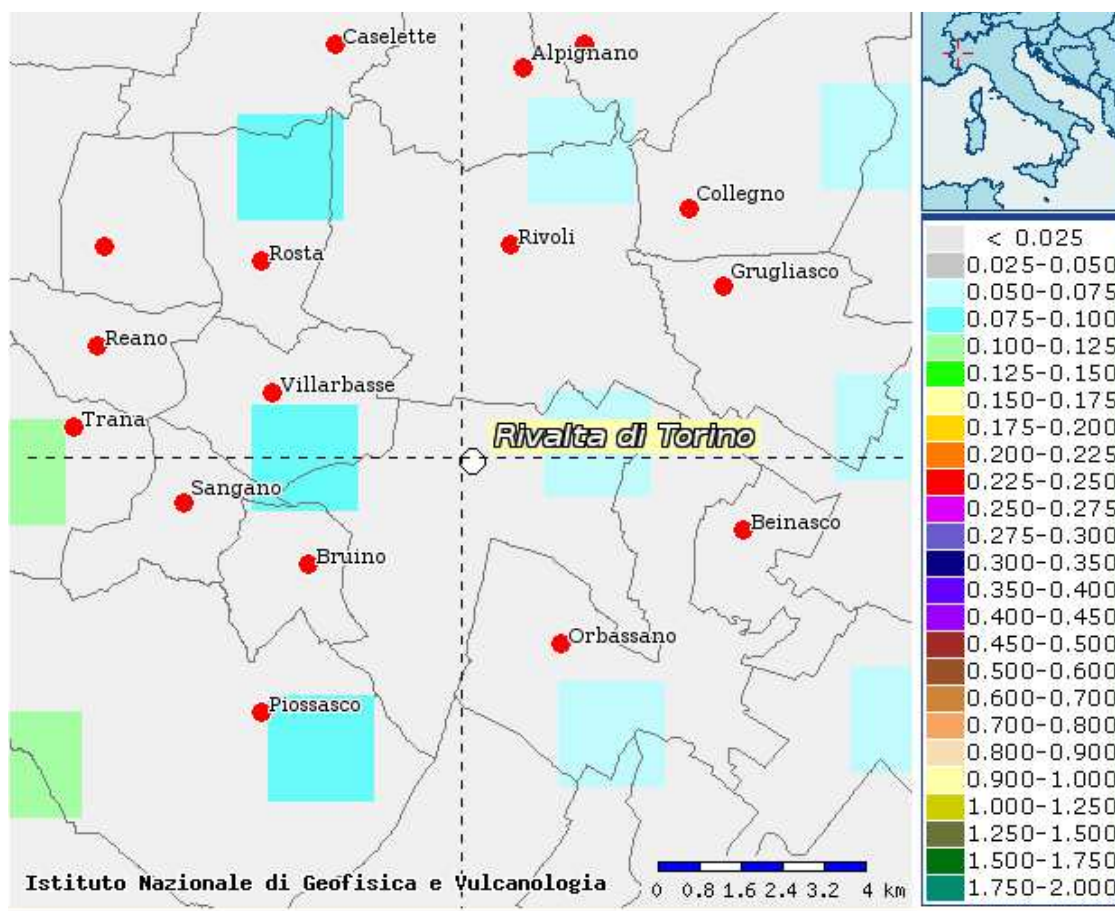


Fig. 8 - Dettaglio Valori di Pericolosità sismica del territorio di Rivalta - INGV

Zona	accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g]
3	0,05 – 0,15 g	0,15 g
4	<0,05 g	0,05 g

Tab. 1: Valori di accelerazione orizzontale per le Zone 3 e 4

Le tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica specifica per il territorio comunale sono contenute nell'Allegato B al D.M. 14/01/2008 *Norme tecniche per le costruzioni*.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento indicate nelle Tabelle 3.2.II e 3.2.III contenute nel Decreto ministeriale (infrastrutture) 17 Gennaio 2018 *"Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni"* (indicato nel seguito come D.M. 17/01/2018).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per le categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 del D.M. 17/01/2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi 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>

Tab. 2: Categorie di sottosuolo individuate nel D.M. 17/01/2018.

Sulla base delle indagini svolte è possibile ipotizzare la presenza di una categoria di sottosuolo B.

Per quanto concerne l'influenza della morfologia sulla risposta sismica locale, si osserva che per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi. Per configurazioni superficiali semplici, come quella del settore oggetto di interventi, si può adottare la classificazione della figura seguente.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Tab. 3: Categorie caratteristiche della superficie topografica.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si ricade nella **categoria T1**.

In riferimento ai tipi e alle classi d'uso delle costruzioni di cui al D.M. citato, si può affermare che le opere di sostegno in essere ricadano nel tipo 2 e nella classe II.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 4: Tipi di costruzione e relativa vita nominale

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 5: Classi d'uso delle costruzioni

Le NTC di cui al DM 14/01/2008, per il comune di Rivalta di Torino (Long. = 7,5227 Lat. = 45,0234) definiscono i parametri sismici riferiti ad una vita nominale dell'opera di 50 anni e a un $T_r = 475$ anni corrispondente a uno stato limite di "Salvaguardia vita":

- $a_g = 0,081 \text{ g}$
- $F_o = 2,623$
- $T_c = 0,27$

5 ASPETTI ARCHEOLOGICI

Per quanto riguarda tali aspetti si è fatto riferimento alla "Carta dei Beni Urbanistici e Archeologici" edita con il Piano Territoriale della Provincia di Torino. Nell'ambito del settore di interesse, indicato nell'estratto cartografico seguente, non si evidenziano significativi

ritrovamenti ne vengono segnalati altri aspetti di significativa valenza archeologica o paesistica.

Si riporta nella figura seguente l'estratto della scheda di piano relativa al comune.

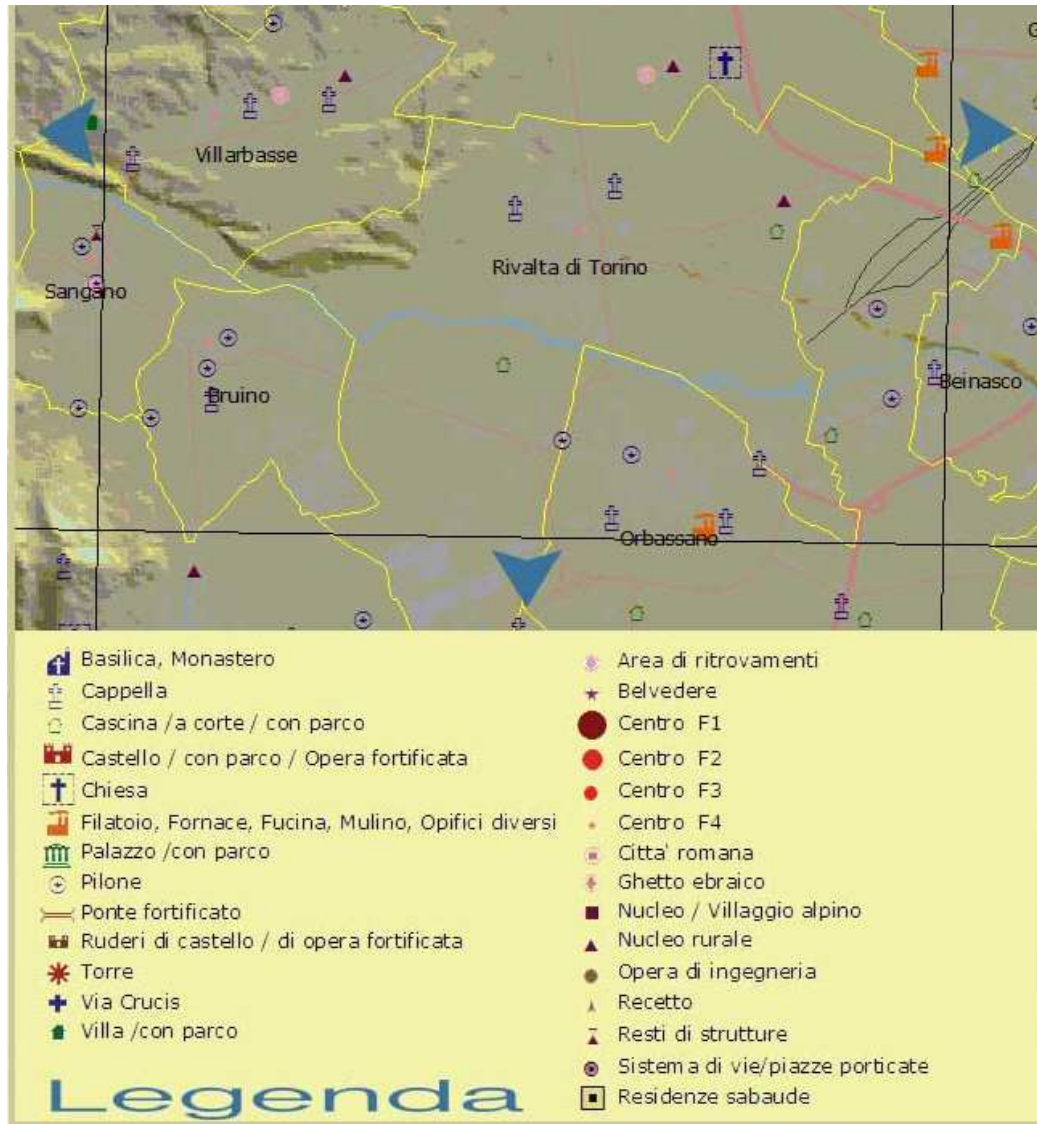


Fig. 9: Stralcio "Carta dei Beni Urbanistici e Archeologici" (PTP – Provincia di Torino)

SEZIONE 2: RELAZIONE GEOTECNICA

1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle indagini disponibili è stata individuata un'unica unità stratigrafica di interesse per le opere in progetto

- l) Substrato sedimentario di età Olocenica comprende una successione, priva di continuità stratigrafica sia orizzontale che verticale, costituita da termini sabbiosi ghiaiosi non alterati. Trascurabile risulta essere in tale ambito la componente argillosa, con prevalenza a tratti della componente sabbiosa. Grado di addensamento crescente con la profondità con un comportamento tipicamente incoerente.*

Le classificazioni geotecniche successive, essendo in presenza di termini a preponderante componente granulare, saranno condotte in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate). In particolare nel seguito si prenderanno in considerazione i termini costituenti il substrato trascurando la coltre di copertura. Locali intercalazioni limose entro tale complesso, peraltro a limitata continuità laterale e ben spiegabili dalla natura deposizionale dell'ammasso, risultano generalmente non plastiche per il basso contenuto in argilla e quindi verranno trattate come materiali incoerenti, in accordo con le evidenze sperimentali pubblicate da Penman (1953) e Leonards (1962).

1.1 Terreni sabbioso ghiaiosi di base

1.1.1 Generalità

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche disponibili, condotte in passato in prossimità dell'area di intervento e dell'esame visivo dei materiali in affioramento è possibile classificare gli stessi secondo la classificazione statunitense USC.

Sulla base dell'esame dei materiali in affioramento è possibile classificare gli stessi secondo la classificazione statunitense già citata. In particolare ci si colloca nella classe definita con la sigla GC e subordinatamente in quella definita con GM o SM al prevalere della componente sabbiosa. Si tratta cioè in prevalenza di miscele di ghiaia sabbia e limo.

Secondo la classificazione CNR-UNI questi materiali si collocano nel gruppo A2 e subordinatamente nel gruppo A1.

1.1.2 Densità relativa

L'analisi visiva dei materiali costituenti tale unità e la granulometria del deposito indicano un grado di addensamento medio; peraltro, stante la pezzatura dei ciottoli presenti, va segnalata la scarsa rappresentatività di eventuali prove penetrometriche da eseguire in sito, non significative per la definizione di un comportamento su larga scala del materiale e comunque fortemente influenzate da interferenze puntuali con i clasti a pezzatura maggiore. In questo senso si adotterà un valore di densità relativa DR mediamente compreso tra il 35 ed il 65% (Terzaghi – Peck 1948).

1.1.3 Parametri di resistenza

Sulla base del valore di DR ottenuto è possibile, per mezzo delle correlazioni proposte da Schmertmann (1978) stimare l'angolo di resistenza al taglio di picco, che risulta pari a $\phi = 38^\circ$ - 42° . Il valore ricavato rappresenta, come detto, l'angolo di resistenza al taglio di picco da utilizzare in problematiche geotecniche che implicino un basso livello deformativo (spinte contro opere di sostegno etc.); relativamente all'angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), i valori proposti da Lambe e Whitman per sabbie e ghiaie risultano compresi tra 32° e 36° . In particolare una stima di tale parametro è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) che per una densità relativa del 40 – 50 % prevede una differenza fra ϕ e ϕ_{cv} compresa tra 3 e 8° . In definitiva come valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante si assumere il valore 33° . Trattandosi di terreni della classe G e/o S si assume per definizione, in assenza di cementazione, un valore nullo della coesione.

1.1.4 Parametri di deformazione

Il modulo di deformazione del terreno in condizioni drenate è stimato, come i parametri precedenti, sulla base di valori di resistenza alla punta compatibili con la DR cautelativamente assunta. In particolar modo, facendo riferimento a quanto proposto da D'Appolonia et al. (1970) risulta: $E' = S_1 * N_{SPT} + S_2$

dove per terreni ghiaioso-sabbiosi:

$$S_1 = 0,765 \text{ [MPa]}$$

$$S_2 = 18,75 \text{ [MPa]}$$

Per quanto riguarda il valore di N_{SPT} , si assume un valore rappresentativo 15 colpi/piede essendo lo stato di addensamento definibile come “medio”. Sostituendo questi dati nell'espressione proposta si ricava: $E' = 30 \text{ MPa}$.

1.1.5 Peso di volume

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di DR stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), stimare il peso di volume saturo dei terreni in esame. Con un valore di $DR = 40 - 50 \%$ si ottiene $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

1.1.6 Profilo geotecnico di progetto

Riassumendo per terreni ghiaioso-sabbiosi costituenti l'unità litologica I, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- peso di volume	$\gamma = 19 .$	kN/m^3
- coesione drenata	$c' = 0$	kPa
- angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'_p = 38 - 42$	$^\circ$
- angolo di resistenza al taglio a volume costante	$\phi'_{cv} = 33$	$^\circ$
- modulo di deformazione	$E' = 30$	MPa

SEZIONE 3: CALCOLI GEOTECNICI

1 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Sulla base delle analisi svolte al paragrafo precedente è possibile definire un profilo geotecnico di progetto a cui fare riferimento in sede progettuale.

La definizione dei parametri di calcolo è effettuata con riferimento all'approccio agli stati limite in campo geotecnico trattato dagli Eurocodici, che viene introdotto a livello di normativa nazionale attraverso il "Testo unico – Norme Tecniche per le Costruzioni – Gennaio 2018".

Per Stato Limite Ultimo (SLU) si intende lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Per Stato Limite di Esercizio (SLE) si intende lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Nell'ambito del metodo agli stati limite, la misura della sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti Parziali" di sicurezza espresso dall'espressione

$$E_d \leq R_d$$

dove:

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni, nelle combinazioni di carico di cui ai punti successivi

La resistenza R_d è determinata:

$$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

E l'effetto delle azioni risulta:

$$E_d = E [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

In cui l'effetto delle azioni e resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto F , dei parametri di progetto X e della geometria di progetto a .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficiente parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnica (M1 e M2) e per le resistenza (R1, R2, e R3).

La resistenza di progetto può essere determinata:

- in modo analitico, con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza (angolo di attrito, coesione, etc.) divisi per un coefficiente parziale γ_M e tenendo conto ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ogni tipo di opera sulla base di misure dirette, tenendo conto di specifici coefficienti parziali γ_R specifici per ogni tipo di opera
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto di specifici coefficienti parziali γ_R specifici per ogni tipo di opera

Le azioni di progetto E_d sono determinate, a partire da un valore caratteristico, amplificandolo mediante i coefficienti parziali γ_F .

Per le diverse condizioni nella verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU), il T.U. Gennaio 2018 individua i seguenti coefficienti parziali:

Azioni (EQU)

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	γ_{G1}	1,1
Permanente favorevole		0,9
Permanente non strutturale favorevole	γ_{G2}	1,5
Permanente non strutturale favorevole		0,8
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		0,0

Azioni (A1) STR

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	γ_G	1,3
Permanente favorevole		1,0

Permanente non strutturale sfavorevole	γ_{G2}	1,5
Permanente non strutturale favorevole		0,8
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		0,0

Azioni (A2) GEO

AZIONE	Simbologia	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	γ_G	1,0
Permanente favorevole		1,0
Permanente non strutturale sfavorevole	γ_{G2}	1,3
Permanente non strutturale favorevole		0,8
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,3
Variabile favorevole		0,0

Resistenze (M1)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1,0
Coesione efficace	c'_k	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ	1,0

Resistenze (M2)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
--------	---	-----------------------

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1,25
Coesione efficace	c'_k	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	1,0

Per le diverse problematiche di progetto sarà possibile definire il profilo geotecnico di progetto.

2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche vengono eseguite in accordo con il DECRETO MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 17 GENNAIO 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”. Le verifiche sono state condotte con riferimento alle opere di sottoscampa in gabbioni metallici previste in corrispondenza dei settori di intervento.

2.1 Criteri di verifica

Il calcolo delle opere di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi in condizioni statiche e dinamiche (presenza di sisma):

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

2.1.1 Calcolo delle spinte

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 α 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 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 ϑ l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e ϑ' l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \vartheta$$

$$\beta' = \beta + \vartheta$$

dove $\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

$$F_{iH} = k_h W$$

$$F_{iV} = \pm k_v W$$

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.

2.2 Verifica al ribaltamento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza

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

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.

2.3 Verifica a scorrimento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

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

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.

2.4 Verifica al carico limite

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

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0,5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

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.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\phi = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

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

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

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90}\right)^2$$

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

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

2.5 Verifica alla stabilità globale

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

dove il termine m è espresso da

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

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un

valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

2.6 Condizioni di progetto

2.6.1 Carichi accidentali

Il sovraccarico verticale uniformemente distribuito sulla sponda, nella posizione più sfavorevole a schematizzazione la presenza della neve è normato al punto 3.4 delle NTC 2018

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times CE \times C_t$$

dove:

q_s è il carico neve in kN/m^2 ;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura = 0,8 per superfici inclinate tra 0° e 30° ;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ as < 200 m per un periodo di ritorno di 50 anni mentre per as > 200 m si ha: $q_{sk} = 1,39[1+(as/728)^2]$; essendo l'altitudine as per il sito in oggetto pari a 265 m s.l.m.m. si ottiene $q_{sk} = 1,57 \text{ kN/m}^2$

CE è il coefficiente di esposizione = 1;

C_t è il coefficiente termico = 1.

Risulta quindi un carico verticale distribuito per neve pari a

$$\theta\sigma = \mu_i \times q_{sk} \times CE \times C_t = 0,8 * 1,57 * 1 * 1 = 1,26 \text{ kN/m}^2$$

2.7 Vita nominale e azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il D.M. 14/01/2018, ad esempio, prevede per opere ordinarie una vita nominale > 50 anni. I manufatti in oggetto sono classificabili come struttura "ordinaria", e pertanto ha vita nominale VN = 50 anni.

Parametri di progetto secondo NTC

Vita nominale	VN:	50 anni
Classe d'uso:	Classe II	Coefficiente d'uso = 1
Periodo di riferimento	VR:	50
Categoria del sottosuolo	B	
Categoria topografica:	T1	

Zona sismica del sito 3

Coordinate del sito

Latitudine 45.032989

Longitudine 7.523180

Comune Rivalta Di Torino

Provincia Torino

Regione Piemonte

Accelerazione al suolo a_g 0.77 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20

Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00

Coefficiente riduzione (β_m) 0.38

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.58$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 1.79$

3 RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

3.1 Opera di protezione sponda sinistra

Normativa
N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

Verifica

Capacità portante della fondazione
Scorrimento
Resistenza del terreno a valle
Stabilità globale

Coefficienti parziali

R1	R2	R3
1,00	1,00	1,40
1,00	1,00	1,10
1,00	1,00	1,40
	1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in pietrameDescrizione dei gradoni**Simbologia adottata**

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs base superiore del gradone espressa in [m]
Bi base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg altezza del gradone espressa in [m]
 α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
 α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0,50	0,50	0,05	0,00	0,00
2	1,00	1,00	2,00	0,00	0,00

Altezza del paramento 2,05 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0,50 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0,00 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0,00 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0,00 [m]
Spessore magrone	0,00 [m]

Materiali utilizzati per la struttura**Pietrame**

Peso specifico	16,500 [kN/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	3000 [kPa]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45,00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0 [kPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro**Simbologia adottata e sistema di riferimento**

(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	Y	A
1	1,00	0,00	0,00
2	6,00	0,10	1,15

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,00 [m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0,20 [m]
 Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0,20 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	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]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	18,00	19,00	42,00	28,00	0,0	0,0
Terreno 2	20,00	21,00	42,00	28,00	0,0	0,0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1,20	0,00	2,48	0,00	Terreno 1
2	5,00	0,00	8,52	0,00	Terreno 2

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

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/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=5,00$	$Q_i=1,2600$	$Q_f=1,2600$
---	---------	------------	------------	--------------	--------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

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

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

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

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Condizione 1	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
Condizione 1	SFAV	1,50	1,00	1,50

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

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

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

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

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

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

Combinazione n° 14 - Quasi Permanente (SLE)

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

Combinazione n° 15 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 16 - Rara (SLE)

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

Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità

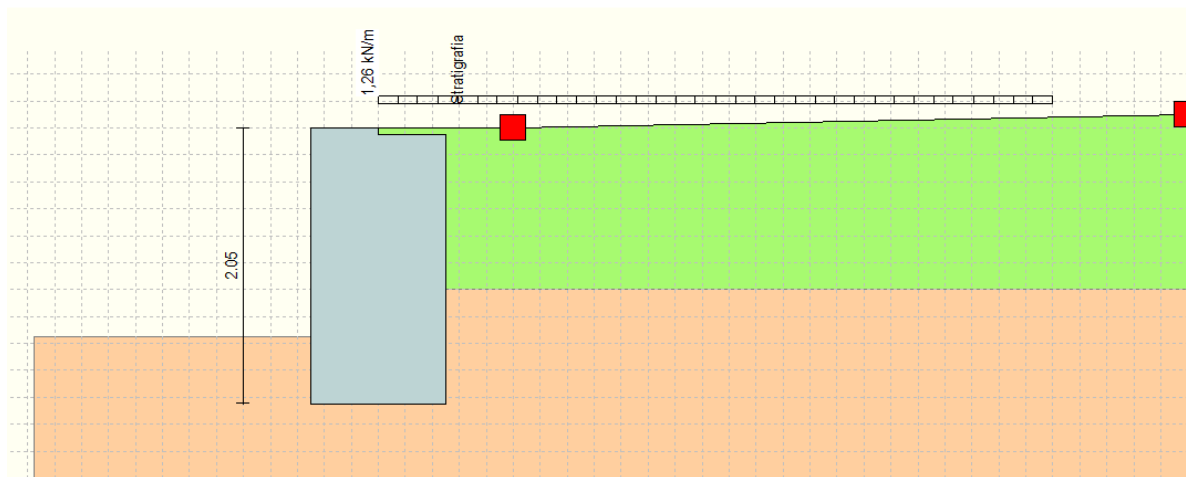
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,26	--	22,24	--
2	EQU - [1]	--	--	3,29	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,18
4	A1-M1 - [2]	--	2,18	--	20,84	--
5	EQU - [2]	--	--	3,12	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1,15
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2,28	--	20,88	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2,26	--	21,45	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,70	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,54	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,41
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,39
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,28	--	20,88	--
14	SLEQ - [1]	--	2,91	--	26,77	--
15	SLEF - [1]	--	2,88	--	26,51	--
16	SLER - [1]	--	2,80	--	25,53	--



Schema di calcolo

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	45.032989
Longitudine	7.523180
Comune	Rivalta Di Torino
Provincia	Torino
Regione	Piemonte
Punti di interpolazione del reticolo	13791 - 13790 - 14012 - 14013

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie
non pericolose	
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.77 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.38
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 3.58$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.79$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.35 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.47
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 2.02$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.01$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	35,00 [m]
Peso muro	33,4125 [kN]
Baricentro del muro	X=0,00 Y=-1,04

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = -2,05
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,05 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1**Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	9,1943	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	8,1180	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	4,3164	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Spinta falda	0,2550	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	2,5498	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8,3730	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	35,6292	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	35,6292	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8,3730	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	36,5998	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3,3560	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	792,4705	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	55,77	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	15,49	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 93.71$	$N_q = 85.37$	$N_\gamma = 139.32$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,47$
Fattori profondità	$d_c = 1,22$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 83.51$	$N'_q = 69.10$	$N'_\gamma = 72.74$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.26
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	22.24

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	7,7798	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,8691	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,6524	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		

Spinta falda	0,2157	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	2,1575	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4050	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7,0849	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	31,9711	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	5,7526	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	18,8989	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	31,9711	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7,0849	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	32,7467	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,49	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	2,8392	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.29
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

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]
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]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,20 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 2,66

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,91

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,46

Larghezza della striscia dx[m]= 0,17

Coefficiente di sicurezza C= 1.18

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	1,5177	79.56	1,4926	0,0095	35.77	0	0
2	3,5900	64.70	3,2457	0,0040	35.77	0	0
3	4,6657	56.85	3,9061	0,0031	35.77	0	0
4	5,5022	50.44	4,2422	0,0027	35.77	0	0
5	6,1844	44.83	4,3600	0,0024	35.77	0	0
6	6,3554	39.73	4,0618	0,0022	35.77	0	2
7	6,3692	34.98	3,6512	0,0021	35.77	0	3
8	6,7496	30.49	3,4251	0,0020	35.77	0	4
9	7,0563	26.21	3,1164	0,0019	35.77	0	5
10	7,3156	22.08	2,7497	0,0019	35.77	0	6
11	7,5351	18.07	2,3366	0,0018	35.77	0	7
12	3,2048	14.14	0,7830	0,0018	35.77	0	7

13	2,4271	10.29	0,4334	0,0017	35.77	0	8
14	2,5219	6.48	0,2845	0,0017	35.77	0	8
15	2,5735	2.70	0,1211	0,0017	35.77	0	8
16	2,5826	-1.07	-0,0483	0,0017	35.77	0	8
17	2,5494	-4.85	-0,2153	0,0017	35.77	0	8
18	2,4733	-8.64	-0,3716	0,0017	35.77	0	8
19	2,3534	-12.47	-0,5083	0,0018	35.77	0	7
20	2,1880	-16.37	-0,6165	0,0018	35.77	0	7
21	1,9746	-20.34	-0,6862	0,0018	35.77	0	6
22	1,7097	-24.41	-0,7066	0,0019	35.77	0	6
23	1,3885	-28.63	-0,6652	0,0020	35.77	0	5
24	1,0043	-33.02	-0,5473	0,0020	35.77	0	4
25	0,5477	-37.64	-0,3345	0,0022	35.77	0	3

$\Sigma W_i = 92,3399$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 33,5095$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 55,3837$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	9,9105	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	8,7505	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	4,6527	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,35	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Spinta falda	0,2550	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	2,5498	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1,3950	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9,0055	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	36,9104	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	36,9104	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9,0055	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,10	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	37,9931	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,71	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3,5979	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	769,2821	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	58,50	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	15,32	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 93.71$	$N_q = 85.37$	$N_\gamma = 139.32$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,72$	$i_q = 0,72$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,22$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 82.45$	$N'_q = 68.23$	$N'_\gamma = 70.30$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.18
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	20.84

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	8,4960	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	7,5015	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,9886	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,34	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Spinta falda	0,2157	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	2,1575	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1,3500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7,7173	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	33,2524	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	6,3989	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	19,9440	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	33,2524	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7,7173	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	34,1362	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,07	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3,0811	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.12
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

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]
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]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,20 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 2,66

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,91

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,46

Larghezza della striscia dx[m]= 0,17

Coefficiente di sicurezza C= 1.15

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1,8042	79.56	1,7743	0,0095	35.77	0	0
2	3,8765	64.70	3,5047	0,0040	35.77	0	0
3	4,9522	56.85	4,1460	0,0031	35.77	0	0
4	5,7887	50.44	4,4631	0,0027	35.77	0	0
5	6,4709	44.83	4,5620	0,0024	35.77	0	0
6	6,6420	39.73	4,2449	0,0022	35.77	0	2
7	6,6557	34.98	3,8155	0,0021	35.77	0	3
8	7,0361	30.49	3,5705	0,0020	35.77	0	4
9	7,1622	26.21	3,1632	0,0019	35.77	0	5
10	7,3156	22.08	2,7497	0,0019	35.77	0	6
11	7,5351	18.07	2,3366	0,0018	35.77	0	7
12	3,2048	14.14	0,7830	0,0018	35.77	0	7
13	2,4271	10.29	0,4334	0,0017	35.77	0	8
14	2,5219	6.48	0,2845	0,0017	35.77	0	8
15	2,5735	2.70	0,1211	0,0017	35.77	0	8
16	2,5826	-1.07	-0,0483	0,0017	35.77	0	8
17	2,5494	-4.85	-0,2153	0,0017	35.77	0	8
18	2,4733	-8.64	-0,3716	0,0017	35.77	0	8
19	2,3534	-12.47	-0,5083	0,0018	35.77	0	7
20	2,1880	-16.37	-0,6165	0,0018	35.77	0	7
21	1,9746	-20.34	-0,6862	0,0018	35.77	0	6
22	1,7097	-24.41	-0,7066	0,0019	35.77	0	6
23	1,3885	-28.63	-0,6652	0,0020	35.77	0	5
24	1,0043	-33.02	-0,5473	0,0020	35.77	0	4
25	0,5477	-37.64	-0,3345	0,0022	35.77	0	3

$\Sigma W_i = 94,7381$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 35,2527$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 56,4742$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	7,0725	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,2447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,3203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,8891	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	61,24	[°]		
Spinta falda	0,1961	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	1,9614	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]
Inerzia del muro	1,1967	[kN]		
Inerzia verticale del muro	0,5984	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0161	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,0081	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8,4386	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	36,2453	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	36,2453	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8,4386	[kN]		

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,11	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	37,2147	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,1475	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	756,9062	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	61,13	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	11,36	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 93.71$	$N_q = 85.37$	$N_\gamma = 139.32$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,47$
Fattori profondità	$d_c = 1,22$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 83.77$	$N'_q = 69.32$	$N'_\gamma = 73.34$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.28
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	20.88

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	7,0725	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,2447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,3203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,6370	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	61,18	[°]		
Spinta falda	0,1961	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	1,9614	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]
Inerzia del muro	1,1967	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0,5984	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0161	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,0081	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8,2161	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	34,9141	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	34,9141	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8,2161	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,12	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	35,8678	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,0560	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	748,9780	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	59,25	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	10,58	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 93.71$	$N_q = 85.37$	$N_\gamma = 139.32$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,47$
Fattori profondità	$d_c = 1,22$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 83.47$	$N'_q = 69.07$	$N'_\gamma = 72.65$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.26
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	21.45

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	7,0725	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,2447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,3203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	$X = 0,50$	[m]	$Y = -1,37$	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	1,3856	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	$X = 0,50$	[m]	$Y = -1,37$	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	60,31	[°]		
Spinta falda	0,1961	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	$X = 0,50$	[m]	$Y = -1,98$	[m]
Sottospinta falda	1,9614	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	$X = 0,25$	[m]	$Y = -0,02$	[m]
Inerzia del muro	1,7951	[kN]		
Inerzia verticale del muro	0,8975	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0242	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,0121	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9,4835	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	36,7816	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	7,9262	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	21,3665	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	36,7816	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9,4835	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	37,9845	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,46	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,9505	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.70
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	7,0725	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,2447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,3203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	1,0102	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	60,18	[°]		
Spinta falda	0,1961	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	1,9614	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]
Inerzia del muro	1,7951	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0,8975	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0242	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,0121	[kN]		
Risultanti				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9,1520	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	34,7861	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	8,1565	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	20,7352	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	34,7861	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9,1520	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,14	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]		
Risultante in fondazione	35,9699	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,74	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,8143	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.54
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

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]
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]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,20 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 2,66

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,91

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,46

Larghezza della striscia dx[m]= 0,17

Coefficiente di sicurezza C= 1.41

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1,5177	79.56	1,4926	0,0095	42.00	0	0
2	3,5900	64.70	3,2457	0,0040	42.00	0	0
3	4,6657	56.85	3,9061	0,0031	42.00	0	0
4	5,5022	50.44	4,2422	0,0027	42.00	0	0
5	6,1844	44.83	4,3600	0,0024	42.00	0	0
6	6,3554	39.73	4,0618	0,0022	42.00	0	2
7	6,3692	34.98	3,6512	0,0021	42.00	0	3
8	6,7496	30.49	3,4251	0,0020	42.00	0	4
9	7,0563	26.21	3,1164	0,0019	42.00	0	5
10	7,3156	22.08	2,7497	0,0019	42.00	0	6
11	7,5351	18.07	2,3366	0,0018	42.00	0	7
12	3,2048	14.14	0,7830	0,0018	42.00	0	7
13	2,4271	10.29	0,4334	0,0017	42.00	0	8
14	2,5219	6.48	0,2845	0,0017	42.00	0	8
15	2,5735	2.70	0,1211	0,0017	42.00	0	8
16	2,5826	-1.07	-0,0483	0,0017	42.00	0	8
17	2,5494	-4.85	-0,2153	0,0017	42.00	0	8
18	2,4733	-8.64	-0,3716	0,0017	42.00	0	8
19	2,3534	-12.47	-0,5083	0,0018	42.00	0	7
20	2,1880	-16.37	-0,6165	0,0018	42.00	0	7
21	1,9746	-20.34	-0,6862	0,0018	42.00	0	6
22	1,7097	-24.41	-0,7066	0,0019	42.00	0	6
23	1,3885	-28.63	-0,6652	0,0020	42.00	0	5
24	1,0043	-33.02	-0,5473	0,0020	42.00	0	4
25	0,5477	-37.64	-0,3345	0,0022	42.00	0	3

$\Sigma W_i = 92,3399$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 33,5095$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 69,2296$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

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]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in $^{\circ}$ (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]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,20 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 2,66

Ascissa a valle del cerchio X_i [m]= -2,91

Ascissa a monte del cerchio X_s [m]= 1,46

Larghezza della striscia dx [m]= 0,17

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1,5177	79.56	1,4926	0,0095	42.00	0	0
2	3,5900	64.70	3,2457	0,0040	42.00	0	0
3	4,6657	56.85	3,9061	0,0031	42.00	0	0
4	5,5022	50.44	4,2422	0,0027	42.00	0	0
5	6,1844	44.83	4,3600	0,0024	42.00	0	0
6	6,3554	39.73	4,0618	0,0022	42.00	0	2
7	6,3692	34.98	3,6512	0,0021	42.00	0	3
8	6,7496	30.49	3,4251	0,0020	42.00	0	4
9	7,0563	26.21	3,1164	0,0019	42.00	0	5
10	7,3156	22.08	2,7497	0,0019	42.00	0	6
11	7,5351	18.07	2,3366	0,0018	42.00	0	7
12	3,2048	14.14	0,7830	0,0018	42.00	0	7
13	2,4271	10.29	0,4334	0,0017	42.00	0	8
14	2,5219	6.48	0,2845	0,0017	42.00	0	8
15	2,5735	2.70	0,1211	0,0017	42.00	0	8
16	2,5826	-1.07	-0,0483	0,0017	42.00	0	8
17	2,5494	-4.85	-0,2153	0,0017	42.00	0	8
18	2,4733	-8.64	-0,3716	0,0017	42.00	0	8
19	2,3534	-12.47	-0,5083	0,0018	42.00	0	7
20	2,1880	-16.37	-0,6165	0,0018	42.00	0	7
21	1,9746	-20.34	-0,6862	0,0018	42.00	0	6
22	1,7097	-24.41	-0,7066	0,0019	42.00	0	6
23	1,3885	-28.63	-0,6652	0,0020	42.00	0	5
24	1,0043	-33.02	-0,5473	0,0020	42.00	0	4
25	0,5477	-37.64	-0,3345	0,0022	42.00	0	3

$\Sigma W_i = 92,3399$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 33,5095$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 69,2296$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]

COMBINAZIONE n° 13

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	7,0725	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6,2447	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,3203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	28,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,8891	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,37	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	61,24	[°]		
Spinta falda	0,1961	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,50	[m]	Y = -1,98	[m]
Sottospinta falda	1,9614	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,4500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,02	[m]
Inerzia del muro	1,1967	[kN]		
Inerzia verticale del muro	0,5984	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0161	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,0081	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8,4386	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	36,2453	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	36,2453	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8,4386	[kN]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,11	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	37,2147	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,1475	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	756,9062	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	61,13	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	11,36	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 93.71$	$N_q = 85.37$	$N_\gamma = 139.32$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,73$	$i_q = 0,73$	$i_\gamma = 0,47$
Fattori profondità	$d_c = 1,22$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 83.77$	$N'_q = 69.32$	$N'_\gamma = 73.34$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.28
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	20.88

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 DM 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	14.00
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Geo Engineering srl
Licenza	AIU17881S

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.

Il progettista
()