



REGIONE PIEMONTE
CITTA' METROPOLITANA DI TORINO

Comune di Torino



RELAZIONE GEOLOGICA E
RELAZIONE GEOTECNICA
- N.T.C. 2018 -

Oggetto Area ATS 12.ad - Castelgomberto

Il tecnico Dott. Geol. Luca Filieri



- Aprile 2021 -

STUDIOAPOGEO

Ambiente e Territorio

10024 Moncalieri (TO) Via Padre Colombo, 1 bis - Tel.& Fax. 011/6056000 - 348/7792996
info@studioapogeo.it - www.studioapogeo.it

- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



Indice

1	Premessa	3
2	Inquadramento dell'area d'indagine	4
3	Modello geologico del sito in esame	10
4	Caratterizzazione geotecnica	16
5	Zonazione sismica	18
6	Capacità portante	19
7	Stabilità nei confronti della liquefazione	21
8	Prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori	22
9	Conclusioni	24

Allegati

Tavole di inquadramento
Elaborato indagine geofisica
Calcoli di capacità portante

· - Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



1. Premessa

La presente relazione geologica integrata nel medesimo elaborato dalla relazione geotecnica fa riferimento al progetto di realizzazione di un nuovo edificio residenziale con un piano interrato in corrispondenza dell'incrocio tra Via G. Reni e Via Castelgomberto nel Comune di Torino.



Figura 1.1 Immagine satellitare con indicazione dell'area in studio

La presente relazione adempie agli obblighi di legge (N.T.C. 2018) relativamente alla parte geologica e a quella geotecnica e viene realizzata ad integrazione degli specifici elaborati progettuali, costituendone parte integrante, secondo quanto previsto dai vigenti strumenti urbanistici del Comune di Torino.

In particolare, scopo del presente lavoro è determinare *l'idoneità geologica, geomorfologica, idrogeologica e geotecnica* del sito d'indagine in ordine alla tipologia di intervento in progetto. Il lavoro è stato articolato nelle seguenti fasi:

- sopralluoghi;
- ricerca bibliografica;
- individuazione delle caratteristiche stratigrafiche ed idrogeologiche generali;
- correlazione con studi effettuati precedentemente nelle vicinanze dell'area in oggetto al fine di evidenziare le caratteristiche geologiche e geomorfologiche più importanti del sito;
- esecuzione indagini dirette (saggi meccanici) e indagini geofisiche (MASW);
- realizzazione del modello geologico del sito attraverso le indagini effettuate e i dati ricavati da aree limitrofe;
- stima della capacità portante del terreno in ordine alla tipologia fondazionale ipotizzata;
- indicazioni circa le prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori.

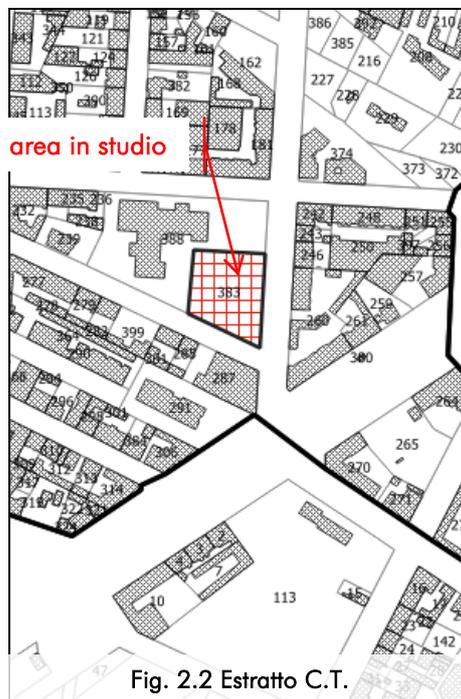
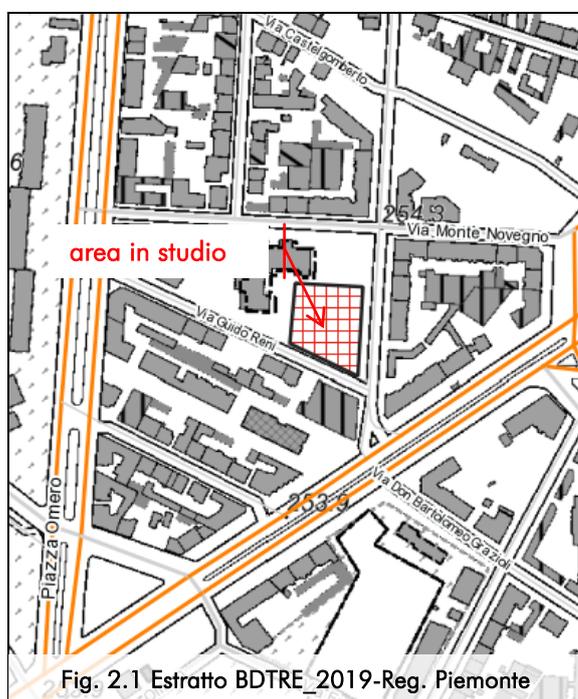


2. Inquadramento dell'area d'indagine

2a. Inquadramento geografico

Il sito oggetto di indagine è localizzato nella pianura torinese, in un'area a Sud Ovest rispetto al concentrico di Torino, ad una quota di circa 254-255 m s.l.m. ed è chiaramente identificabile sulla C.T.R. 1:10.000 sezione 155160. Le coordinate (rif. UTM-WGS84) dell'area oggetto d'intervento, sono:

392180E 4988287N



Per l'inquadramento topografico di dettaglio si rimanda alle tavole riportate in allegato ed anche agli specifici elaborati progettuali.

2b. Inquadramento dell'intervento in progetto rispetto agli strumenti di pianificazione vigenti

Nella "Carta di sintesi della pericolosità idrogeologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica" del Comune di Torino il territorio interessato dall'intervento in progetto ricade in **Classe I (P)** così definita: zone non soggette a pericolo di inondazione né di allagamento (...) Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88 e del D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni".

AREA DI PIANURA				
CLASSE	SOTTOCLASSE	CONDIZIONAMENTI		PERICOLOSITA'
		ANTROPICI	IDROGEOMORFOLOGICI	
I	I(P)	Aree edificate ed inedificate	Aree non inondabili: nessun condizionamento	Assente
II	II(P)	Aree edificate ed inedificate	Settori a margine di aree inondabili	Moderata

Figura 2.3 Estratto Volume I All. B NUA (testo coordinato al 31.12.2020)



Figura 2.4 Estratto della Tavola 1 Foglio 12a del P.R.G.C. "Azzonamento, aree normative e destinazione d'uso"

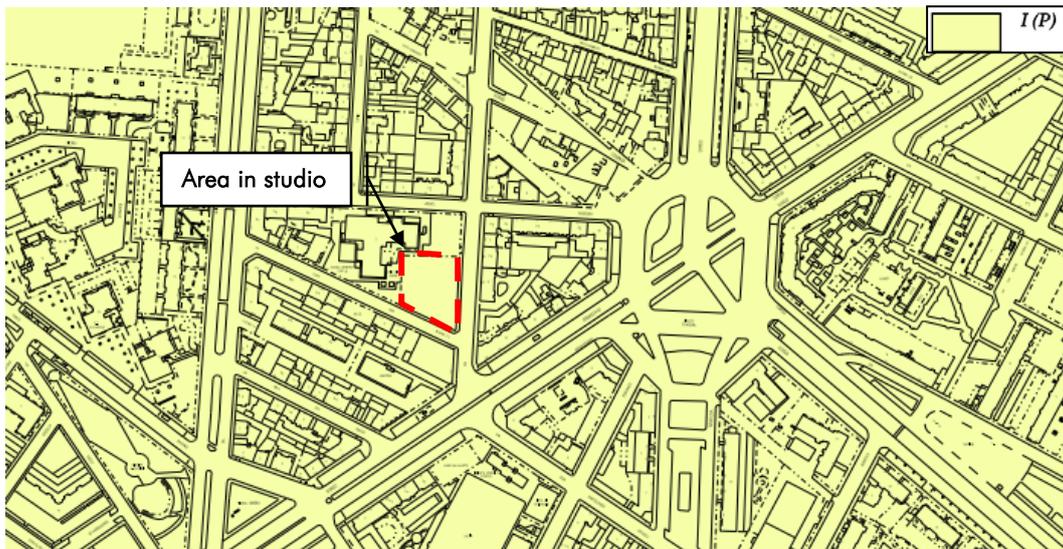


Figura 2.5 Estratto della Tavola 3 Foglio 12a del P.R.G.C. "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica"

2c. Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area indagata è individuabile sulla C.G.I. 1:100.000 Foglio °56 "Torino" (Fig. 2.6).

La sequenza litostratigrafica tipica della Pianura Torinese risulta costituita dalla Serie dei Depositi Fluviali, di età pleistocenica-olocenica avente spessore variabile da alcuni metri al margine con i rilievi della Collina a circa 60-70m in corrispondenza degli alti terrazzi costituiti dai depositi del Pleistocene inf. (Mindel auct.) caratteristici della zona delle Vaude. Inferiormente è presente la Serie dei depositi di Transizione Villafranchiani, di età pliocenica sup. – pleistocenica inf.; tale serie presenta gli spessori massimi nelle aree centrali della Pianura Torinese, valutabili in circa 150m in corrispondenza dell'abitato di Collegno e progressivamente minori, sino a scomparire al margine con la Collina di Torino, dove la serie risulta assente.



La sequenza prosegue con la Serie dei depositi Marini Pliocenici; questa costituisce una struttura sinclinale sepolta avente asse a direzione variabile e circa parallelo al margine dei rilievi della Collina di Torino. Inferiormente, è infine presente il Complesso dei Depositi argilloso-siltoso-sabbiosi Marini in facies di "Piacenziano".

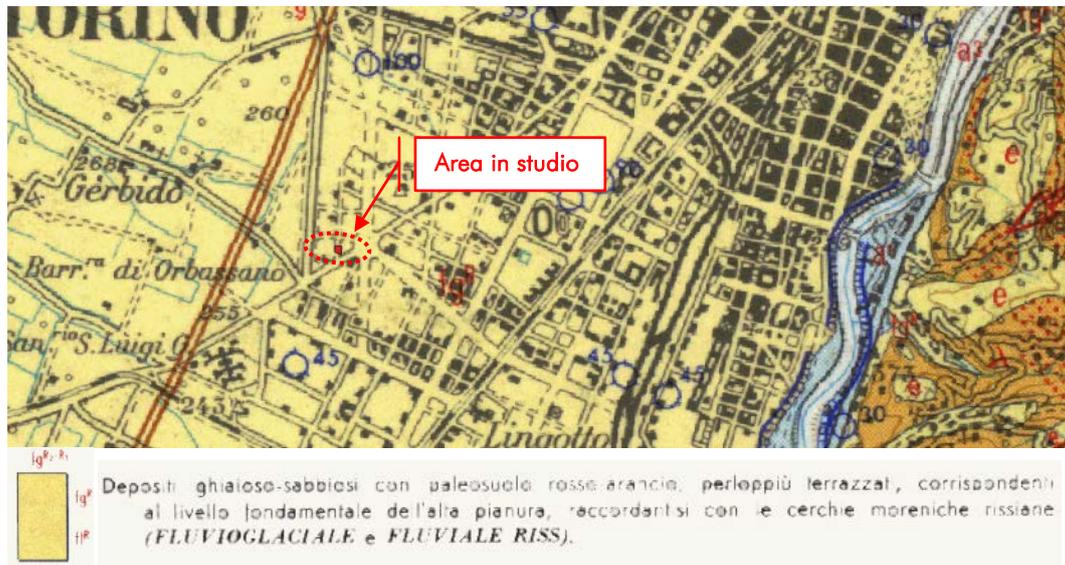


Figura 2.6 Estratto della C.G.I. foglio Torino

Dall'esame della C.G.I. si evince che il sito di indagine è afferibile ai depositi del fluvioglaciale e fluviale rissiani, ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo rosso arancio terrazzati (fg^R) che in corrispondenza del settore orientale del Comune di Torino sfumano verso i depositi fluviali sabbioso-ghiaiosi postglaciali del Fiume Po (a^1) ricoprenti i depositi fluviali e fluvioglaciali del Wurmiano.

Per un maggior dettaglio dell'inquadratura geologica in questione è possibile riferirsi al recente Foglio 155 -Torino Ovest- alla scala 1:50.000 della CGI - Prog. CARG. In questa carta l'area in studio è ascritta al "Sintema di Frassinere" e nello specifico al "Subsintema di Col Giansesco" – AFR_{2b} – rappresentato da sabbie ghiaiose, ghiaie sabbiose grossolane con clasti eterometrici (depositi fluvioglaciali) - Fig. 2.7.



Figura 2.7 Estratto del Foglio 155 "Torino Ovest"

Dal punto di vista geomorfologico, l'area risulta sub-pianeggiante, stabile e non soggetta a fenomeni gravitativi per un intorno significativo.



2d. Inquadramento idrogeologico

L'assetto litostratigrafico ed idrogeologico di questo settore della pianura piemontese è caratterizzato dalla sovrapposizione di due distinti complessi:

- **Complesso Superficiale** - (riferibile al Pleistocene medio-Olocene) è costituito dal materasso alluvionale geneticamente legato al corso d'acqua principale ed ai suoi affluenti. È caratterizzato da alternanze di sedimenti di natura ghiaioso-sabbiosa con orizzonti più fini di sabbie e limi debolmente argillosi. La possibile presenza a differenti profondità di orizzonti argilloso-limosi può determinare un effetto di confinamento della falda locale.
- **Complesso Villafranchiano** - costituito in prevalenza da depositi fini impermeabili (argille e limi di ambiente palustro-lacustre) all'interno dei quali sono compresi livelli più grossolani e permeabili (sabbie e ghiaie di origine fluviale). Il Complesso è caratterizzato dalla presenza di discreti acquiferi ospitati nei livelli ghiaioso-sabbiosi che danno origine ad un sistema multifalde in pressione. Questo sistema acquifero presenta un buon grado di protezione da potenziali fenomeni inquinanti in virtù del fatto che è confinato all'interno di depositi fini impermeabili.

Dall'inquadramento geologico si desume che al di sotto dello strato superficiale di terreno vegetale si trova uno strato costituito da materiale ghiaioso-sabbioso che presenta un'elevata vulnerabilità nei confronti di eventuali inquinanti provenienti dalla superficie (*Acquifero Superficiale*). Al di sotto è presente la risorsa idrica profonda, costituita da un sistema di falde sovrapposte in pressione contenute nei livelli a tessitura più grossolana (sabbie e ghiaie) presenti all'interno del *Complesso Villafranchiano* precedentemente descritti.

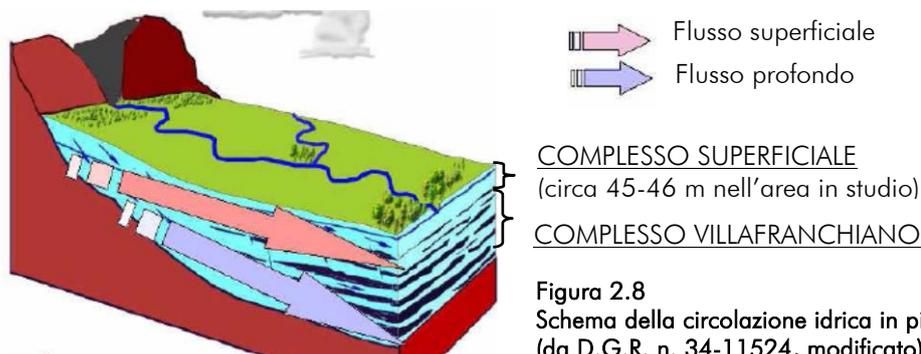
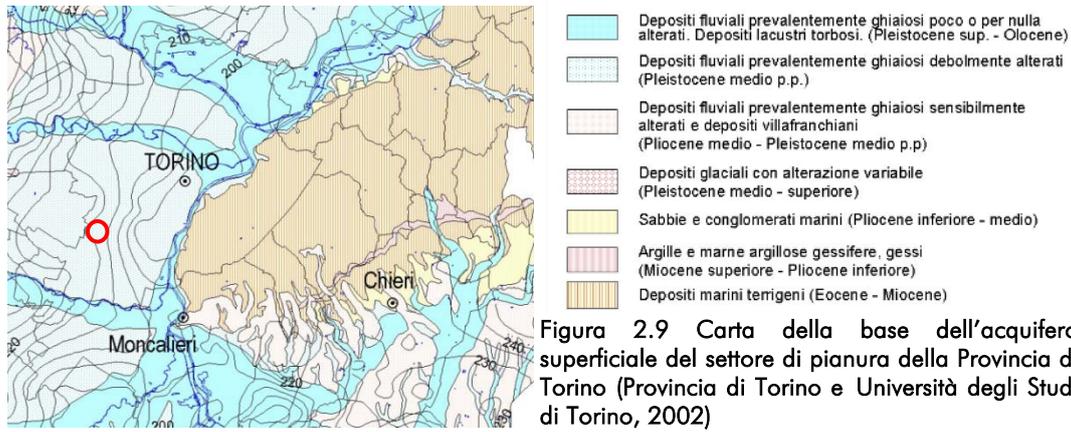


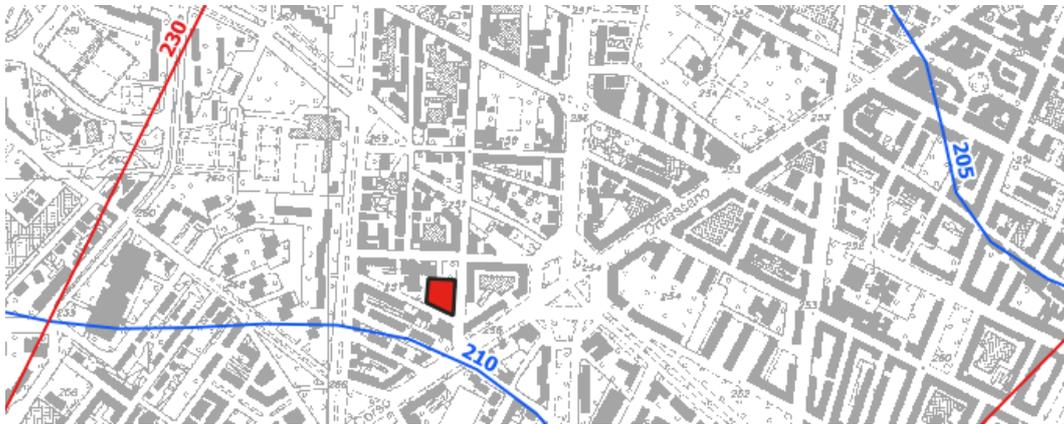
Figura 2.8
Schema della circolazione idrica in pianura
(da D.G.R. n. 34-11524, modificato)

Per un maggior approfondimento dell'idrogeologia dell'area è stata presa in considerazione la vecchia Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino approvata con D.G.P. n. 60-262846/2000 ed elaborata dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Torino per conto della Provincia di Torino, Area Ambiente, Parchi, Risorse Idriche e Tutela della Fauna.

L'area indagata risulta collocata nei depositi fluviali prevalentemente ghiaiosi debolmente alterati (Pleistocene medio p.p.).



Lo spessore dell'acquifero può essere stimato in circa 45-46 m riferendosi alla recente cartografia della base dell'acquifero superficiale redatta dalla Regione Piemonte e approvata con D.D. 900 del 03/12/2012 dove, pur con l'approssimazione dovuta alla scala di rappresentazione, in corrispondenza dell'area in studio la base dell'acquifero superficiale è indicata alla quota di circa 209-210 m s.l.m. (cfr. fig. 2.10).



Sulla base di quanto riportato nella "Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte alla scala 1:250.000" (Fig. 2.11), la soggiacenza è ridotta in prossimità degli alvei dei corsi d'acqua ed ha valori compresi tra 5 e 10 m nella zona di raccordo tra la pianura fondamentale e i sistemi di terrazzo.

In corrispondenza dei terrazzi la soggiacenza media aumenta (maggiore ai 10 m da p.c.) ed in particolare in corrispondenza dell'area oggetto di intervento viene stimato un valore da 20 a 50 m.



Fig. 2.11 Stralcio della "Carta della soggiacenza della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte alla scala 1:250.000"

Pur in mancanza di misure dirette del livello di falda, dagli studi consultati e dalle conoscenze dirette dello scrivente si può affermare che in condizioni normali la quota della falda superficiale si colloca nell'area oggetto del presente studio intorno ai 227/228 m s.l.m.; la soggiacenza media si aggira quindi intorno ai 26-28 m dal p.c.

Dalla caratterizzazione geologico-stratigrafica e idrogeologica del sito si ricavano dati sulle caratteristiche dominanti dell'ambiente; nello specifico, l'area è costituita da depositi fluviali e fluvioglaciali rissiani, prevalentemente ghiaioso sabbiosi, sede di un acquifero di tipo libero. La falda libera superficiale si colloca nell'area in esame a profondità non significative per le opere in progetto (circa 26/28 m dal p.c.).

Tenuto conto della profondità degli scavi in progetto (ad oggi si prevede la realizzazione di un piano interrato) non vi saranno fenomeni di interferenza tra l'opera in progetto ed il livello piezometrico dell'acquifero libero superficiale.

Per ultimo, l'area non presenta nessuna criticità dal punto di vista idraulico in quanto ricade in un settore di territorio privo di rischi di inondazione nel caso di piena catastrofica (cfr. classe I (P) del P.R.G.C. vigente).

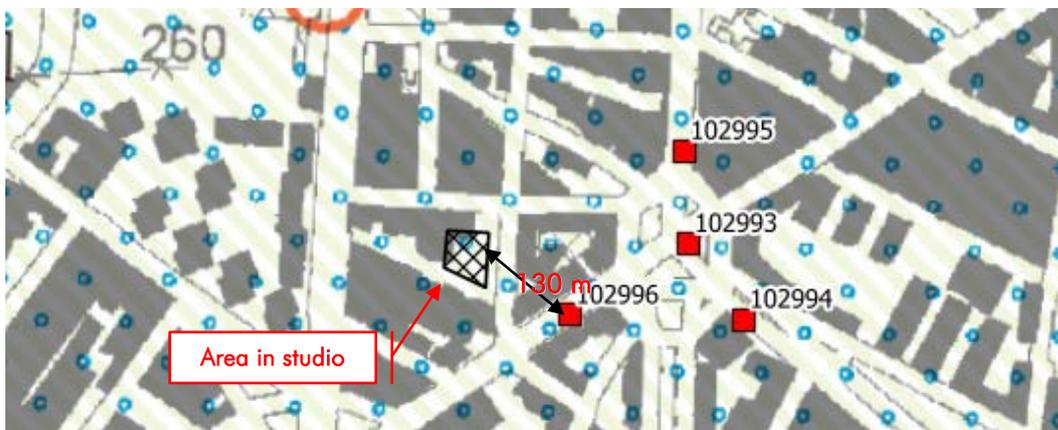


3. Modello geologico del sito in esame

In considerazione della tipologia di intervento, per una caratterizzazione geotecnica dei terreni che ospiteranno le opere in progetto, si è ritenuto necessario procedere come segue:

1. esame delle indagini ricavate dalla banca dati geotecnica di Arpa Piemonte;
2. sopralluogo ed osservazione diretta dei terreni nelle vicinanze dell'area in studio nell'ambito di lavori seguiti dallo scrivente;
3. esecuzione di n.1 indagine MASW;
4. esecuzione di indagini dirette (saggi meccanici).

1. La banca dati geotecnica di Arpa Piemonte ha permesso di ricavare i dati stratigrafici ottenuti a seguito di alcuni sondaggi realizzati nell'intorno dell'area di indagine e ricadenti nello stesso complesso geologico che sarà interessato dai lavori in progetto (Fig. 3.1). I dati ricavati confermano il quadro geologico dell'area. Dal punto di vista geotecnico si ha la prevalenza di **depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi con ciottoli**.



Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102996	1.80	terreno di riporto vegetale
102996	3.50	ghiaia media e piccola con abbondante sabbia a tratti in livelli molto compatti
102996	7.00	ghiaia media e piccola con abbondante sabbia limosa
102996	9.00	ghiaia media in abbondante sabbia
102996	13.00	ghiaia media e piccola in matrice sabbioso limosa con tracce argillose alcuni ciottoli in piccoli livelli conglomeratici
102996	15.00	ciottoli e ghiaia grossa in matrice limosa sabbiosa compatta
102996	16.30	ghiaia media e piccola con poca sabbia debolmente limosa
102996	20.00	ghiaia piccola e ghiaietto con sabbia in livelli e strati molto compatti

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102994	1.50	terreno vegetale e di riporto
102994	4.00	ghiaia piccola con alcuni ciottoli e sabbia sciolta
102994	6.00	ghiaia piccola con sabbia limosa
102994	9.00	sabbia debolmente limosa con ghiaia
102994	12.50	sabbia e ghiaia sciolta e in livelli compatti con tracce limose e alcuni ciottoli piccole lenti conglomeratiche
102994	16.00	trovanti e sabbia limosa con ghiaia media
102994	20.30	sabbia limosa con ghiaia piccola con tracce limose argillose a tratti compatta

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102993	1.80	terreno di riporto vegetale argilloso sabbioso
102993	4.00	sabbia argillosa con ghiaia piccola e media con alcuni ciottoli
102993	8.70	ghiaia piccola alcuni ciottoli con sabbia con tracce limose
102993	10.00	sabbia con limo argilloso e poca ghiaia media piccola e piccole lenti conglomeratiche
102993	11.00	sabbia limosa con poca ghiaia piccola e ghiaietto
102993	16.00	ghiaia media e piccola con livelli limoso argillosi compatti e sabbia
102993	20.00	sabbia molto compatta con tracce limose con ghiaia piccola e media

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102995	1.80	terreno di riporto vegetale
102995	2.50	ghiaia con sabbia debolmente argillosa
102995	6.00	ghiaia media e piccola con poca sabbia debolmente limosa
102995	8.50	conglomerato e grossi ciottoli
102995	8.85	ghiaia sciolta
102995	9.05	sabbia con ghiaia
102995	9.30	sabbia limosa
102995	10.00	sabbia limosa con poca ghiaia piccola
102995	11.00	ghiaia piccola in abbondante matrice sabbioso limosa
102995	12.30	sabbia fine sciolta compatta con ghiaia piccola e piccole lenti conglomeratiche
102995	14.50	sabbia fine con abbondante ghiaia e alcuni ciottoli lenti conglomeratiche
102995	17.00	ghiaia piccola e media in abbondante sabbia debolmente limosa
102995	20.30	sabbia limosa con tracce argillose con ghiaia piccola e media

Figura 3.1 Ubicazione sondaggi geognostici e relativi dati su foglio CARG (Geoportale Arpa Piemonte)

2. I dati ricavati dalle indagini dirette effettuate nelle vicinanze del sito in esame e ricadenti nel medesimo contesto geologico confermano il quadro geologico. Le indagini in esame si riferiscono a saggi e sondaggi geognostici effettuati allo scopo di delineare lo stato di contaminazione del sottosuolo e le possibilità di gestione delle terre e rocce derivanti dalle attività di scavo ed hanno consentito l'osservazione dei terreni attraversati (fig. 3.2).



Fig. 3.2 Ubicazione delle indagini effettuate (in giallo) nel medesimo contesto geologico di quello in studio

Anche in questi casi le stratigrafie ricavate hanno evidenziato la presenza di terreni a granulometria grossolana al di sotto di modesti spessori di terreno di riporto.

3. Per definire la classe sismica del sito ai sensi del D.M. 17/01/2018 è stata eseguita un'indagine sismica per onde di superficie (MASW). L'ubicazione ed i risultati della MASW sono riportati in allegato e nelle figure che seguono.



Figura 3.3 Ubicazione sezione MASW

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo multicanale PASI GEA 24 della Pasi Srl a 24 canali dotato di un convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle d'onda registrate.

I geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%.

L'energizzazione si è ottenuta con massa battente da 8 Kg su piastra in PVC. Per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Per l'acquisizione dei dati di campo è stato realizzato uno stendimento geofonico di lunghezza pari a 48 m, posizionando n°24 geofoni con un interasse di 2 m. Sono individuati 2 punti di energizzazione all'estremità dello stendimento, distanti -2 e +2 m dal primo geofono (ovvero alle progressive relative 0 m e 50 m).

Per ogni punto di energizzazione sono state effettuate 3 battute (impulsi sismici) su cui è stata eseguita la media con il processo di stacking. La durata del campionamento è stata di 2.0 ms.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(fase)/freq.$, può essere convertito nel profilo $V_s/profondità$. Il metodo passivo sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo attivo sfrutta sorgenti sismiche (massa battente). Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale. I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello $V_s/profondità$ attendibile.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 30 m di profondità: in allegato sono riportate le elaborazioni effettuate tramite il software *Easy MASW* di *GeoStru*, con descrizione della metodologia utilizzata.

Classificazione sismica del sottosuolo

Il D.M. 17/01/2018 individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s) e viene calcolata mediante l'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e V_i indicano rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti tra il piano campagna ed il substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel dettaglio per il sito in esame, si è potuta determinare la $V_{s,30}$ sulla base dei risultati dell'indagine MASW effettuata.

Il valore di $V_{s,30}$ calcolato al piano campagna è pari a **444,94** m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo "B" ai sensi delle NTC 2018.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Annessi 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.
B	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.
C	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.
D	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.
E	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.

Tab. 3.2.II
N.T.C. 2018

4. La campagna di indagini geognostiche, consistita nell'esecuzione di n. 4 saggi meccanici realizzati con escavatore, è stata effettuata con il duplice scopo di prelevare i campioni di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio per la valutazione della qualità ambientale e di osservare direttamente la stratigrafia che ospiterà le opere in progetto.

Le indagini hanno interessato vari punti dell'area in esame (fig. 3.5); la profondità massima raggiunta è di 5,0 m dal p.c..



Figura 3.4
Immagine satellitare con indicazione dell'area in studio e dei saggi effettuati

L'ubicazione dei punti di indagine è stata definita in base ad una griglia con maglia di circa 25m/33m ("campionamento statistico") - Fig. 3.5.

Saggio	Coord. geografiche (UTM-WGS84)	Falda (m da p.c.)	Stratigrafia
S1	392165E - 4988304N	n.p.	0.0-0.6 terreno vegetale / riporto 0.6-1.6 sabbia con ghiaia e ciottoli 1.6-4.0 ghiaia e sabbia con ciottoli
S2	392198E - 4988299N		0.0-0.6 terreno vegetale / riporto 0.6-1.6 sabbia con ghiaia e ciottoli 1.6-5.0 ghiaia e sabbia con ciottoli
S3	392163E - 4988272N		0.0-0.6 terreno vegetale / riporto 0.6-1.6 sabbia con ghiaia e ciottoli 1.6-4.0 ghiaia con sabbia e ciottoli
S4	392195E - 4988261N		0.0-0.8 terreno vegetale / riporto 0.8-1.7 sabbia con ghiaia e ciottoli 1.7-5.0 ghiaia e sabbia con ciottoli

Nella Tavola 3 e per facilità di lettura nelle figure seguenti, è riportata l'ubicazione dei saggi effettuati.



Figura 3.5 Rappresentazione su base catastale della maglia utilizzata per l'ubicazione dei punti di indagine ed estratto dell'"Ipotesi metaprogettuale" (Studio Bossolono)

- Rep. DEL 29/06/2023, 00000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



Saggio S1



Saggio S2



Saggio S3



Saggio S4



Particolare Saggio S1



Particolare Saggio S2

· - Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



Particolare Saggio S3



Particolare Saggio S4

Le risultanze dei sondaggi hanno confermato il quadro geologico dell'area in studio, rappresentato dalla prevalenza di depositi grossolani con ciottoli fino a profondità non più significative per quanto in progetto.

Dal punto di vista geotecnico si ha la prevalenza di **depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi con ciottoli** per il volume geotecnico significativo per le opere in progetto.

4. Caratterizzazione geotecnica

I risultati delle indagini effettuate, correlati con le informazioni desumibili dai dati bibliografici, consentono di definire in modo sufficientemente accurato l'assetto litostratigrafico locale in corrispondenza dell'area oggetto di intervento.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in studio è stata effettuata a partire dai dati del profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto con l'indagine MASW.

I valori devono essere interpretati come indicativi e possono variare rispetto ad altre metodologie in quanto ottenuti tramite correlazioni empiriche.

Il profilo verticale di velocità delle onde di taglio ottenuto con la MASW assomiglia, per certi versi, al grafico di una prova penetrometrica. Tale similitudine deriva da una nota correlazione utilizzata generalmente per valutare le velocità delle onde di taglio a partire da dati penetrometrici.

Nel caso in esame, per derivare il valore di N_{SPT} si è utilizzata la formula di Ohta and Goto (1978):

$$V_s = 85,35 \cdot (N_{SPT})^{0,348}$$

Noto il valore di N_{SPT} è possibile derivare direttamente il valore di angolo di attrito.

Per derivare l'angolo di attrito si è utilizzato il metodo di correlazione diretta RBS (Road Bridge Specification) che si basa sulla seguente relazione:

$$\phi' = (15 \cdot N_{\text{norm}})^{0,5} + 15$$

I valori ottenuti e la loro variazione lungo il profilo MASW di riferimento, pari a 30 m di profondità, sono riportati in Tabella 4.1.

Strato	Profondità (m da p.c.)	Velocità Vs (m/s)	N _{SPT}	ϕ'
1	0,0 – 1,91	207,2	12	28,85
2	1,91 – 7,90	374,6	70	47,43
3	7,90 – 14,72	531,1	Rifiuto	-
4	14,72 – 20,73	530,6	Rifiuto	-
5	20,73 – 29,56	513,0	Rifiuto	-
6	29,56 – 30,00	522,4	Rifiuto	-

Tabella 4.1 Valori di N_{SPT} e angolo d'attrito ϕ' sulla base del profilo MASW

I valori geotecnici così calcolati sono da ritenersi indicativi dell'intorno analizzato. Si sottolinea che, trattandosi di valori dinamici in contesti con eterogeneità verticali e laterali, come quello oggetto della presente relazione, possono discostarsi dai valori ottenuti con le prove dirette o di laboratorio.

Dal punto di vista geotecnico si ha la prevalenza di **depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi con ciottoli** per il volume geotecnico significativo per le opere in progetto.

Da un punto di vista geotecnico, in base a quanto ricavato dalle indagini svolte, la stratigrafia dei terreni attraversati può essere stimata come segue:

Profondità	Stratigrafia	Stima dei parametri geotecnici
0,00 – 0,70 m	Terreno di riporto / vegetale	-
> 0,70 – 5,00 m	materiali sciolti ghiaioso-sabbiosi con ciottoli	c=0 kPa ϕ=33° γ=1,90 t/m ³ γ _{sat} =1,95 t/m ³

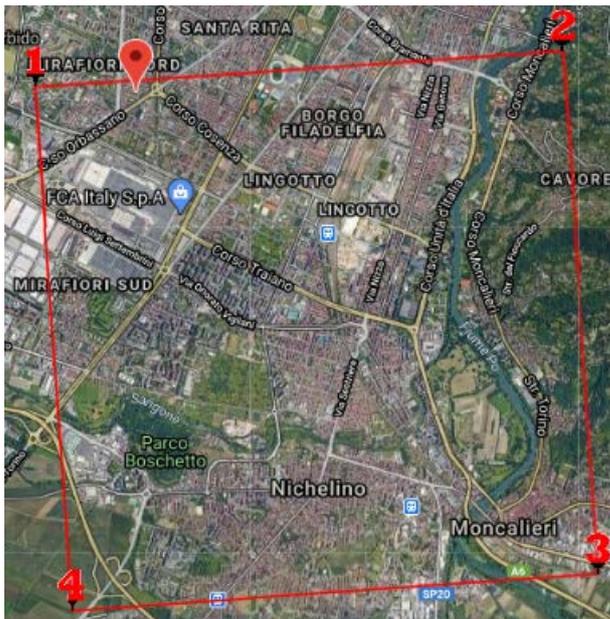
Si sottolinea che i parametri geotecnici indicati sono stati stimati prendendo in considerazione valori cautelativi a seguito di quanto individuato grazie alle indagini effettuate, alla raccolta di dati di letteratura e alle informazioni pregresse derivanti dall'esperienza progettuale ed esecutiva in terreni simili.



5. Zonazione sismica

Il Comune di Torino ricade in Zona sismica 3 secondo la classificazione sismica del territorio piemontese prevista dalla D.G.R. n.6-887 del 30/12/2019.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono, in aggiunta alla suddetta classificazione, la determinazione dell'accelerazione orizzontale in modo più dettagliato in funzione delle coordinate geografiche e delle caratteristiche geomorfologiche del sito, a partire dai valori forniti dalla Norma stessa riferiti ad un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 Km. La valutazione dei parametri che definiscono le accelerazioni sismiche, è stata effettuata utilizzando l'applicativo *Geostru PS 2018*; i risultati ottenuti, sulla base dei quali è possibile ricavare lo spettro di risposta per le azioni sismiche per l'opera in esame, sono riportati nelle figure che seguono.



Stati limite				
Classe Edificio				
III. Affollamento significativo...				
Vita Nominale	50			
Interpolazione	Superficie rigata			
CU = 1.5				
Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc [*] [s]
Operatività (SLO)	45	0.029	2.567	0.196
Danno (SLD)	75	0.035	2.616	0.215
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.066	2.776	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.079	2.824	0.287
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici				
Tipo	Stabilità dei pendii e fondazioni			
<input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.				
H (m)	1	us (m)	0.1	
Cat. Sottosuolo	B			
Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,52	1,50	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]	0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.008	0.016	0.019
kv	0.004	0.004	0.008	0.009
Amax [m/s ²]	0.346	0.414	0.779	0.926
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

I valori di accelerazione sismica orizzontale (K_h) e verticale (K_v) da utilizzare nei calcoli sono stati determinati considerando:

- ▶ categoria di sottosuolo di tipo "B" (dato ricavato dalle indagini geofisiche)
- ▶ categoria topografica "T1"
- ▶ classe d'uso III
- ▶ $V_N \geq 50$
- ▶ c_v pari a 1,5

Le verifiche hanno consentito di determinare i seguenti parametri, relativi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

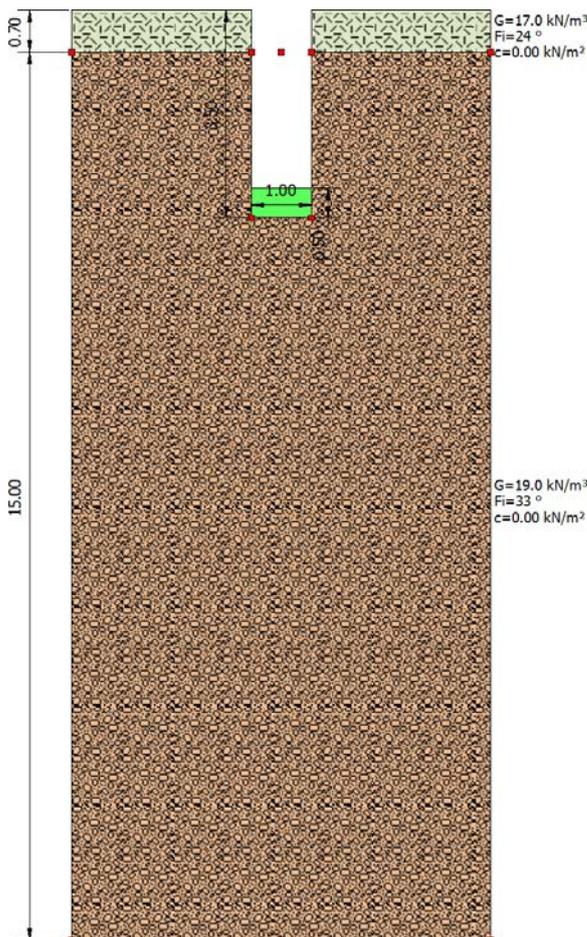
$$K_h = 0,016 \quad K_v = 0,008 \quad a_{\max} = 0,779 \text{ m/s}^2$$

6. Capacità portante

Nota una data tipologia e geometria delle strutture di fondazione è possibile calcolare la capacità portante ultima e la tensione ammissibile del terreno di fondazione. In questa sede è stata sottoposta a verifica la seguente tipologia di struttura fondazionale per le opere in progetto:

- plinti di dimensioni 1,0m x 1,0m

La profondità di imposta della fondazione è stata considerata pari a 3,50 m da p.c. (altezza d'incastro è stata considerata cautelativamente pari a 0,50 m), all'interno dei depositi alluvionali. Per quanto concerne il terreno di riporto, da asportare, nello schema litostatigrafico sono stati considerati i parametri geotecnici del limo sabbioso.



Le dimensioni sopra riportate sono state assunte allo scopo di fornire dei valori di riferimento di capacità portante del terreno di fondazione.

Il metodo di calcolo utilizzato è quello proposto da **Terzaghi** per fondazioni superficiali su terreni granulari in condizioni drenate (verifiche a lungo termine) con carico verticale centrato.

Le verifiche di capacità portante sono state effettuate applicando le N.T.C. 2018 per le fondazioni superficiali utilizzando i coefficienti previsti per l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)**. Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di



meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi è condotta con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nel quale i coefficienti parziali sui parametri delle azioni permanenti sono unitari (A1), i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti gR del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Si parla di capacità portante o pressione ammissibile del sistema terreno-fondazione superficiale [t/m²] o [kg/cm²].

$$q_{amm} = [c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma] / F$$

c	coesione efficace del terreno su cui si imbase la fondazione [t/m ²] o [kg/cm ²]
γ	peso di volume del terreno su cui si imbase la fondazione [t/m ³] o [kg/cm ³]
N _c , N _q , N _γ	fattori di capacità portante. Funzione dell'angolo di attrito efficace φ del terreno su cui si imbase la fondazione [adim.] (da tabelle o calcoli empirici)
B, L	lato minore e maggiore della fondazione [m]
D	profondità del piano di imposta della fondazione [m]
s _c , s _q , s _γ	fattori di forma. Funzione delle dimensioni della fondazione [adim.]
d _c , d _q , d _γ	fattori di profondità. Funzione delle dimensioni della fondazione e della profondità del piano di imposta [adim.]
F	fattore di sicurezza (per fondazioni superficiali pari a 3)

In allegato viene riportata la relazione di calcolo completa per la verifica della capacità portante del terreno nel sito in oggetto.

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Fattore [N _q]	32.23
Fattore [N _c]	48.09
Fattore [N _γ]	31.99
Fattore forma [S _c]	1.3
Fattore forma [S _γ]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [z _q]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z _γ]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z _c]	1.0
Carico limite	549.31 kN/m ²
Resistenza di progetto	238.83 kN/m ²

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto (Ed), si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno utilizzando i coefficienti previsti per l'Approccio 2 (A1+M1+R3); si evidenzia che le azioni di progetto previste Ed (la cui definizione è demandata al progettista) dovranno essere inferiori alla resistenza di progetto dei terreni (Rd) (capacità portante del terreno ridotta con il coefficiente parziale R3).

Pertanto dovrà essere rispettata la condizione: $Ed \leq Rd$

7. Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito in esame deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (cap. 7.11.3.4.1 delle N.T.C. 2018).

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze elencate al cap. 7.11.3.4.2 delle N.T.C. 2018:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

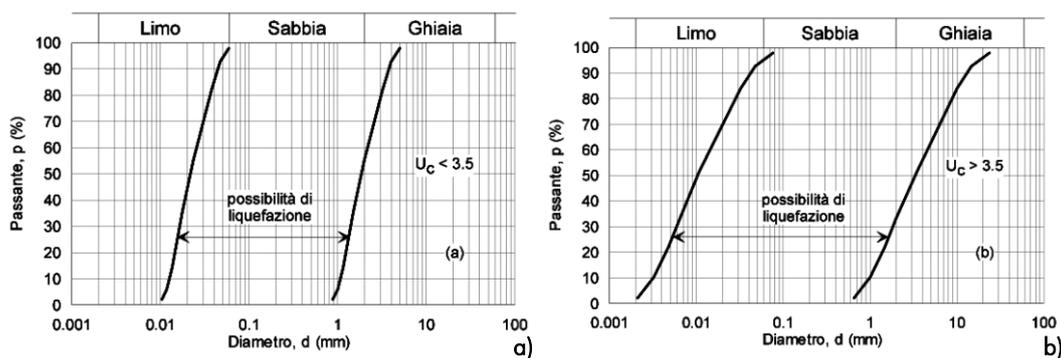


Fig. 7.11.1 NTC 2018 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In particolare per il caso in esame si ritiene che la verifica a liquefazione possa essere omessa in considerazione delle accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1.



8. Prescrizioni in ordine alla corretta esecuzione dei lavori

Nonostante l'intervento in esame si possa considerare privo di particolari problematiche relativamente alla stabilità è comunque buona norma durante i lavori seguire le seguenti prescrizioni/accorgimenti tecnici al fine di limitare al massimo eventuali fenomeni di instabilità locale:

- gli scavi dovranno esser mantenuti aperti il più breve tempo possibile, eseguiti in periodo secco ed asciutto e protetti rispetto all'azione dilavante delle acque meteoriche;
- le pareti degli scavi non dovranno presentare una pendenza eccessiva al fine di evitare fenomeni di instabilità che potrebbero complicare le fasi di esecuzione dei lavori;
- tenuto conto delle profondità di scavo e del contesto urbano, sarà necessario prevedere adeguate opere provvisoriale a sostegno e protezione delle pareti di scavo al fine di garantire la stabilità complessiva dell'area e assicurare il mantenimento delle attuali condizioni di equilibrio delle strutture esistenti nell'intorno;
- i materiali provenienti dagli scavi dovranno essere provvisoriamente stoccati in area stabile;
- da un punto di vista idrogeologico la falda idrica superficiale, si colloca in condizioni normali a profondità non significative per quanto in progetto (circa 26-28 m dal p.c.); in ogni caso sarà necessario prevedere idonee opere di impermeabilizzazione e drenaggio a protezione dei manufatti in progetto e prevedere l'immediato allontanamento delle acque al verificarsi di eventuali interferenze tra gli scavi e possibili venute d'acqua anche di infiltrazione e/o ruscellamento;
- i lavori dovranno essere eseguiti secondo quanto previsto dal progetto e, comunque, in scrupolosa osservanza di quanto prescritto dalle N.T.C. 2018;
- in corso d'opera verrà in ogni caso verificata la corrispondenza delle ipotesi fatte con la situazione reale e verranno accertate le condizioni di stabilità dell'intervento nel suo complesso: qualora non si verificassero queste condizioni occorrerà prevedere opportuni accorgimenti supplementari al fine di garantire la stabilità complessiva.

Per quanto riguarda gli scavi si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splateamento o sbancamento se previsto l'accesso di lavoratori, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco*



supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.

Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, si deve provvedere all'armatura o al consolidamento del terreno (...);

- D.Lgs 81/2008, art. 119: nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno (...). Nello scavo dei cunicoli, a meno che si tratti di roccia che non presenti pericolo di distacchi, devono predisporre idonee armature per evitare franamenti della volta e delle pareti. Dette armature devono essere applicate man mano che procede il lavoro di avanzamento; la loro rimozione può essere effettuata in relazione al progredire del rivestimento in muratura. Idonee armature e precauzioni devono essere adottate nelle sottomurazioni e quando in vicinanza dei relativi scavi vi siano fabbriche o manufatti le cui fondazioni possano essere scoperte o indebolite dagli scavi;
- D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature;
- NTC 2018 (6.8.6. Fronti di scavo): per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo.

Si ritiene che, se svolta con la dovuta perizia, la movimentazione dei terreni in progetto non dovrebbe presentare particolari rischi di carattere geomorfologico e geologico-tecnico. Vista l'entità dei lavori in programma, non si ritiene dunque che la realizzazione delle opere in progetto, introduca ulteriori fattori di rischio geologico rispetto a quelli già esistenti ed è pertanto compatibile con l'assetto geologico-tecnico ed idrogeologico della zona.

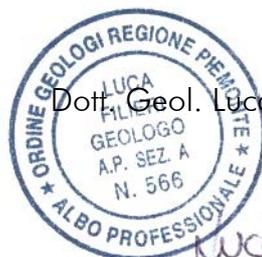


9. Conclusioni

In base a quanto emerso dal presente studio si può affermare che:

- l'area è caratterizzata in generale da una morfologia pianeggiante e si presenta globalmente stabile;
- dal punto di vista idrogeologico sulla base delle indagini effettuate, si può confermare quanto riportato in letteratura relativamente al fatto che la falda idrica superficiale presenta una soggiacenza tale da non creare problematiche legate all'interferenza con le opere in progetto; in particolare la soggiacenza dell'acquifero libero superficiale si colloca a circa 26-28 m dal p.c.;
- da un punto di vista geotecnico il terreno in cui è ubicato il sito in studio può essere classificato come una ghiaia sabbiosa con ciottoli. I parametri geotecnici indicati sono stati ottenuti dall'elaborazione delle indagini eseguite e dalle conoscenze pregresse dello scrivente, assumendo valori cautelativi;
- la verifica geotecnica eseguita ha consentito di determinare la resistenza di progetto dei terreni, considerando la seguente tipologia fondazionale: plinto 1,0m x 1,0m e spessore 0,50 m posto nel terreno ghiaioso sabbioso con ciottoli, a 3,50 m di profondità da p.c.; si evidenzia che le azioni di progetto previste E_d dovranno essere inferiori alla resistenza di progetto dei terreni (R_d);
- l'intervento in progetto prevede volumi di scavo e di riporto tali da non produrre situazioni di rischio geomorfologico e comunque di non alterarne la situazione preesistente;
- qualora nel corso dell'esecuzione degli scavi, comunque modesti, si dovessero riscontrare porzioni di terreno geotecnicamente più scadenti, attualmente imprevedibili, occorrerà procedere a opere di miglioramento dei parametri attraverso opportuni accorgimenti tecnici (iniezioni di miscele cementizie o asportazione e sostituzione con altro materiale idoneo).

Tenuto conto della tipologia di opere in progetto, dell'entità dei volumi interessati e fatta salva la necessaria perizia nella conduzione dei lavori, si ritiene che l'intervento sia compatibile con la situazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e geotecnica dell'area.



Dot. Geol. Luca Filieri



. - Rep. DEL 29/06/2023. 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attest
a che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento inf
ormatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

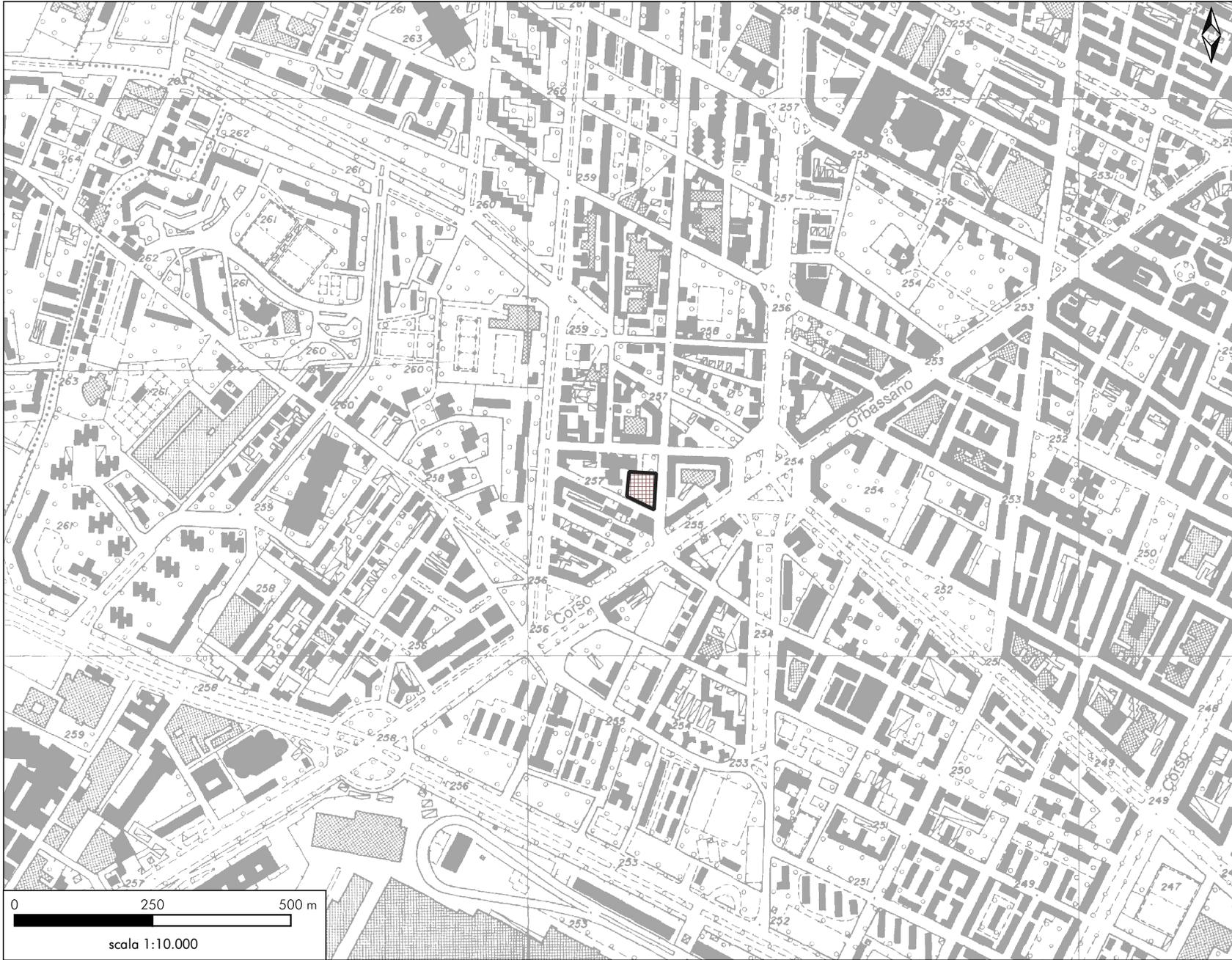
ALLEGATI

- ✘ Tavole d'inquadramento
- ✘ Certificato MASW
- ✘ Tabulati di calcolo

COMUNE DI TORINO

Corografia - Estratto da C.T.R. sezione 155160

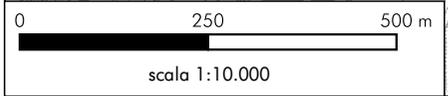
Tavola 1



 Area in studio



Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

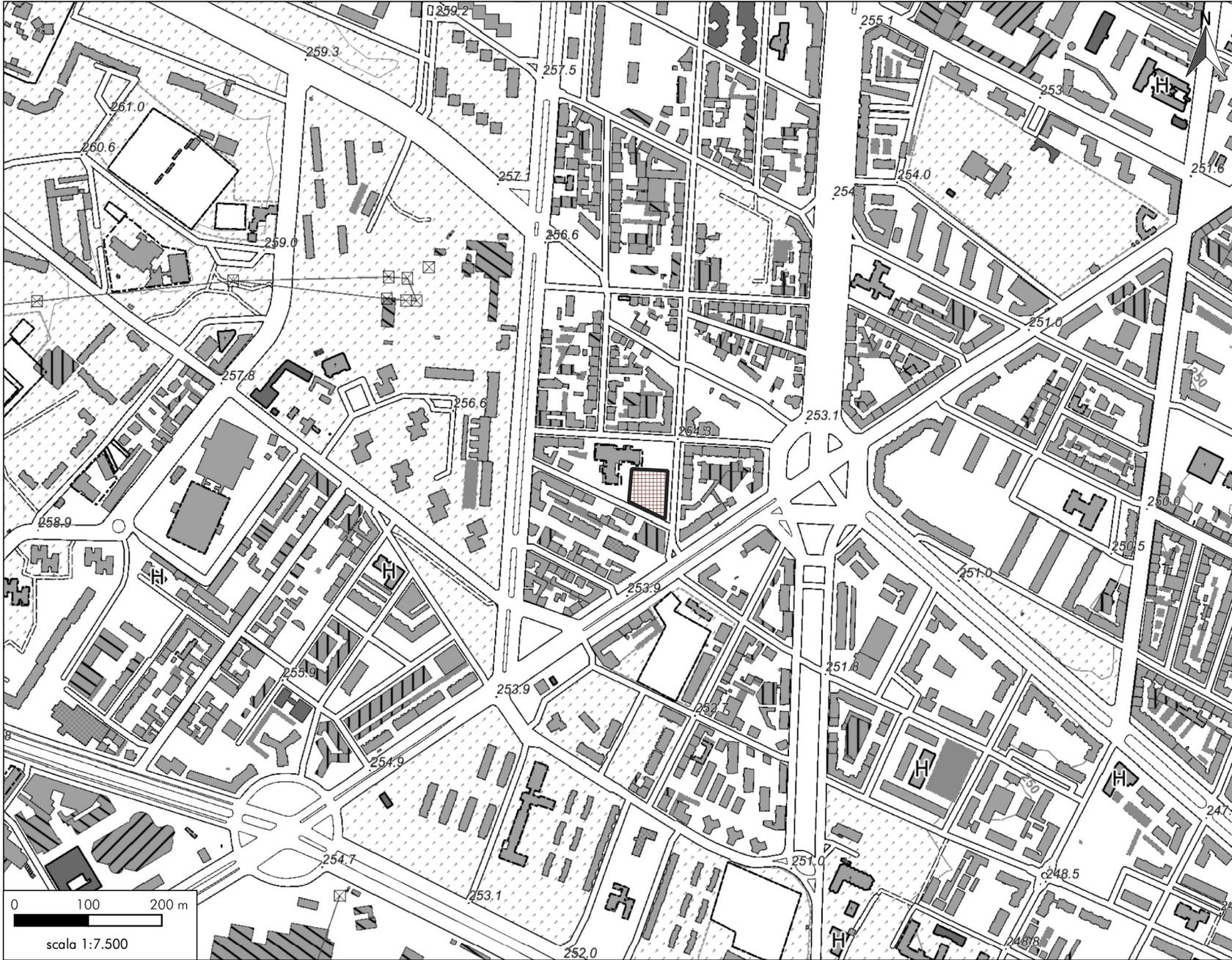


STUDIOAPOGEO
Ambiente e Territorio

- Rep. DEL 29/06/2023.0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da M
ARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è co
all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrisponden
mento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

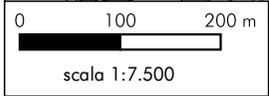
COMUNE DI TORINO
Corografia - Estratto da BDTRE (ed. 2019)

Tavola 2



 Area in studio

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



STUDIOAPOGEO
Ambiente e Territorio

- Rep. DEL 29/06/2023.0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da M
ARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è co
all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrisponden
mento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

COMUNE DI TORINO
Corografia - Estratto da C.T.

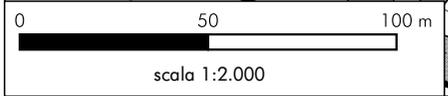
Tavola 3



-  Area in studio
-  Saggi meccanici



Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



Rep. DEL 29/06/2023.0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da M
 ARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO si attesta che la presente copia digitale è conforme
 all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente
 mento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

STUDIO APOGEO
Ambiente e Territorio



Geo Contest s.a.s.
di Castellaro Massimo & C.

Via: E. Giovanelli, 28 - 14100 ASTI (AT)
P.IVA: 012499500054

Tel. e fax: + 39 0141 351106
Cell.: +39 393 9558998
Email: info@geocontest.it
Web: www.GeoContest.it

Rep. Del. 29/06/2023-0000364-I. Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

INDAGINE GEOFISICA TRAMITE PROSPERZIONE SISMICA MASW



Data: 03 marzo 2021

Il Committente:
Studio APOGEO

Il Procuratore Speciale della Geo Contest sas:
Dr. Massimo Castellaro - Geologo

Geo Contest s.a.s.
Via E. Giovanelli n. 28 - 14100
Asti (AT)
P.Iva 012499500054

Il Progettista:

Realizzazione di nuovo edificio residenziale
Comune di Torino (TO) - Via Guido Reni

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

· - Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Generalità

L'indagine sismica di tipo MASW (Multi Channel Analysis of Surface Waves) attivo e passivo sfrutta le onde di superficie (onde di Rayleigh) e il fenomeno della dispersione delle stesse (variazione della velocità di fase con il variare della frequenza). Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali. Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito



nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

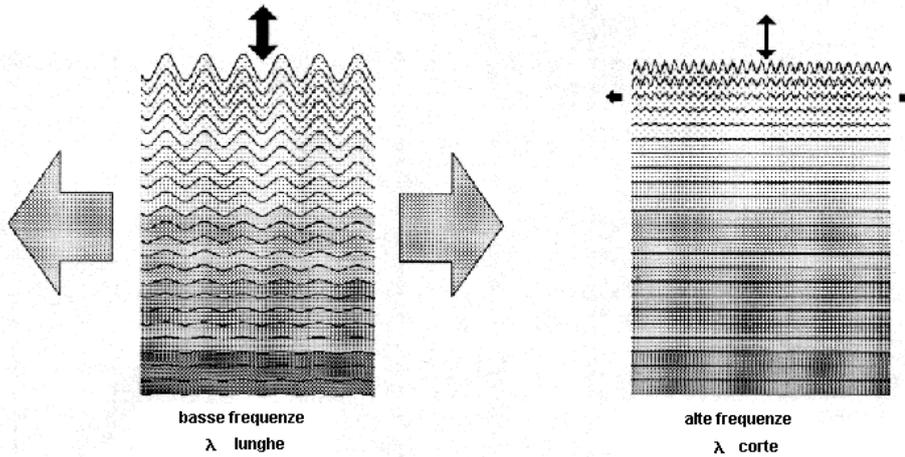
Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione. È anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma: in questo caso la MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione.

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

Formatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

· - Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCCHETTINO Si attesta a che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



L'illustrazione mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali quale la MASW può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

L'acquisizione è stata quindi effettuata con un sismografo multicanale PASI GEA 24 della Pasi S.r.l. a 24 canali dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%. L'energizzazione è stata ottenuta con massa battente da 8 Kg su piastra in P.V.C.; per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.



Per l'acquisizione dei dati di campo è stato realizzato uno stendimento geofonico di lunghezza pari a 48 m, posizionando n°24 geofoni con un interasse di 2 m. Sono individuati 2 punti di energizzazione all'estremità dello stendimento, distanti -2 e +2 m dal primo geofono (ovvero alle progressive relative 0 m e 50 m). Per ogni punto di energizzazione sono state effettuate 3 battute (impulsi sismici) su cui è stata eseguita la media con il processo di stacking. La durata del campionamento è stata di 2.0 ms. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(fase)/freq.$, può essere convertito nel profilo $V_s/profondità$. Il metodo passivo sfrutta il rumore naturale, mentre il metodo attivo sfrutta sorgenti sismiche (massa battente). Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello $V_s/profondità$ attendibile. L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle V_s fino a circa 30 m di profondità: **a seguire è riportata l'elaborazione effettuata tramite il software Easy MASW di Geostru, con descrizione della metodologia utilizzata.**

Cenni sulla teoria della tecnica MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il



Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.



Dati generali

Committente	Studio APOGEO
Cantiere	Realizzazione di nuovo edificio residenziale
Località	Via Guido Reni - Torino (TO)
Operatore	Dr. Geol. Massimo Castellaro
Responsabile	Dr. Geol. Massimo Castellaro
Zona	3
Data	03/03/2021 10:00
Latitudine	45.0397
Longitudine	7.6312

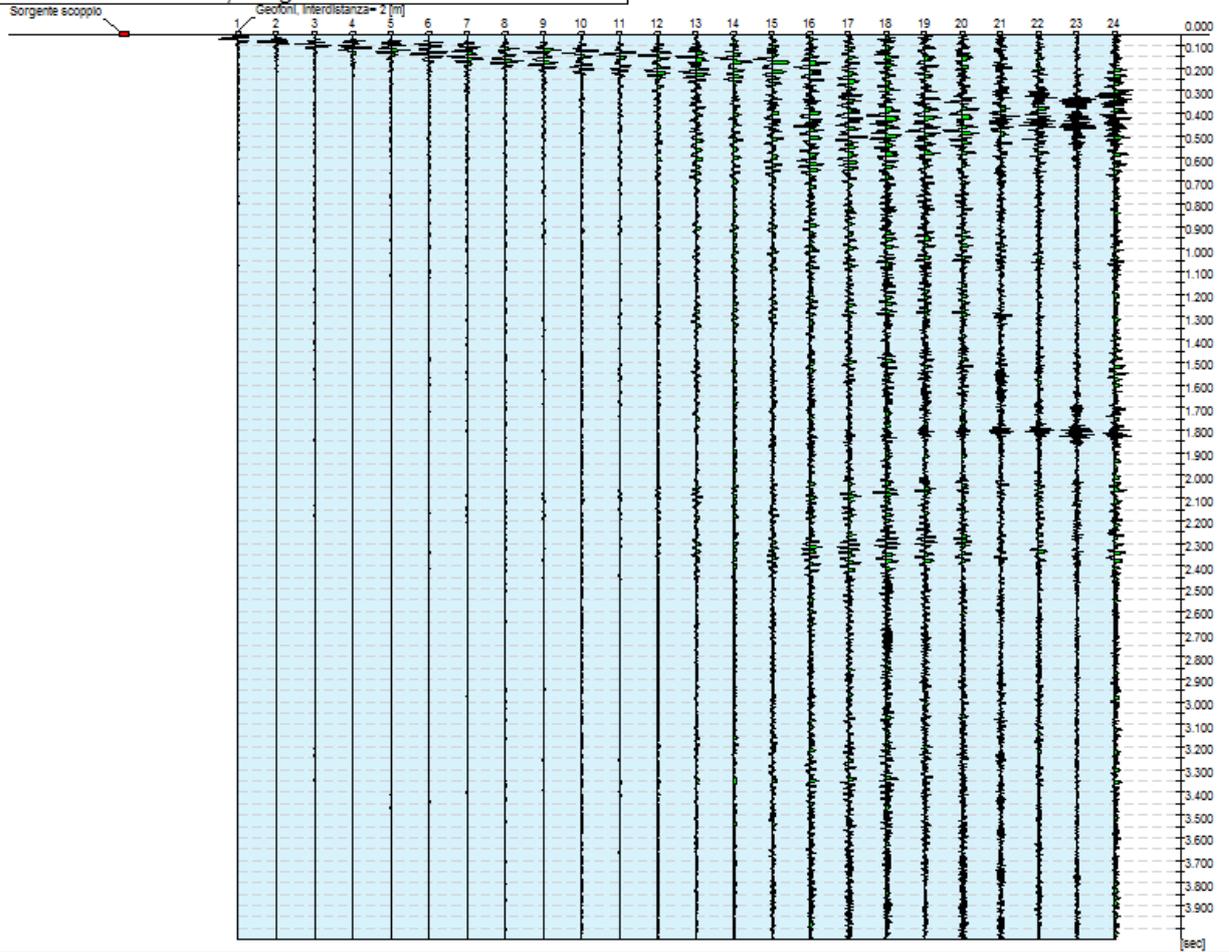
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [ms]	4000.0
Interdistanza geofoni [m]	2.0
Periodo di campionamento [ms]	0.25

- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



Committente: Studio APOGEO
 Cantiere: Realizzazione di nuovo edificio residenziale
 Località: Via Guido Reni - Torino (TO)
 Operatore: Dr. Geol. Massimo Castellaro
 Responsabile: Dr. Geol. Massimo Castellaro
 Data: 03/03/2021
 Latitudine: 45.0397°, Longitudine: 7.6312°

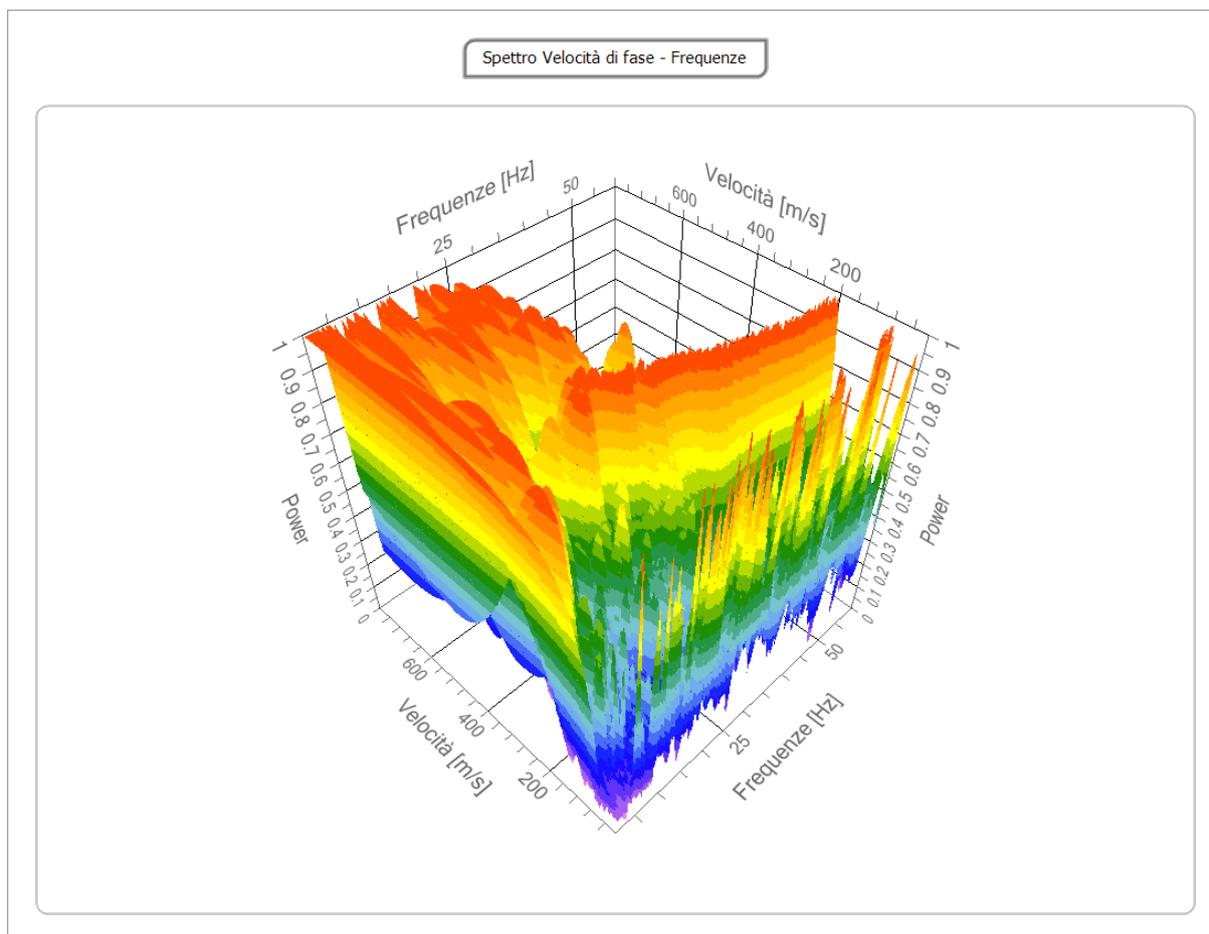


- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/s]	10
Velocità massima di elaborazione [m/s]	800
Intervallo velocità [m/s]	1



- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

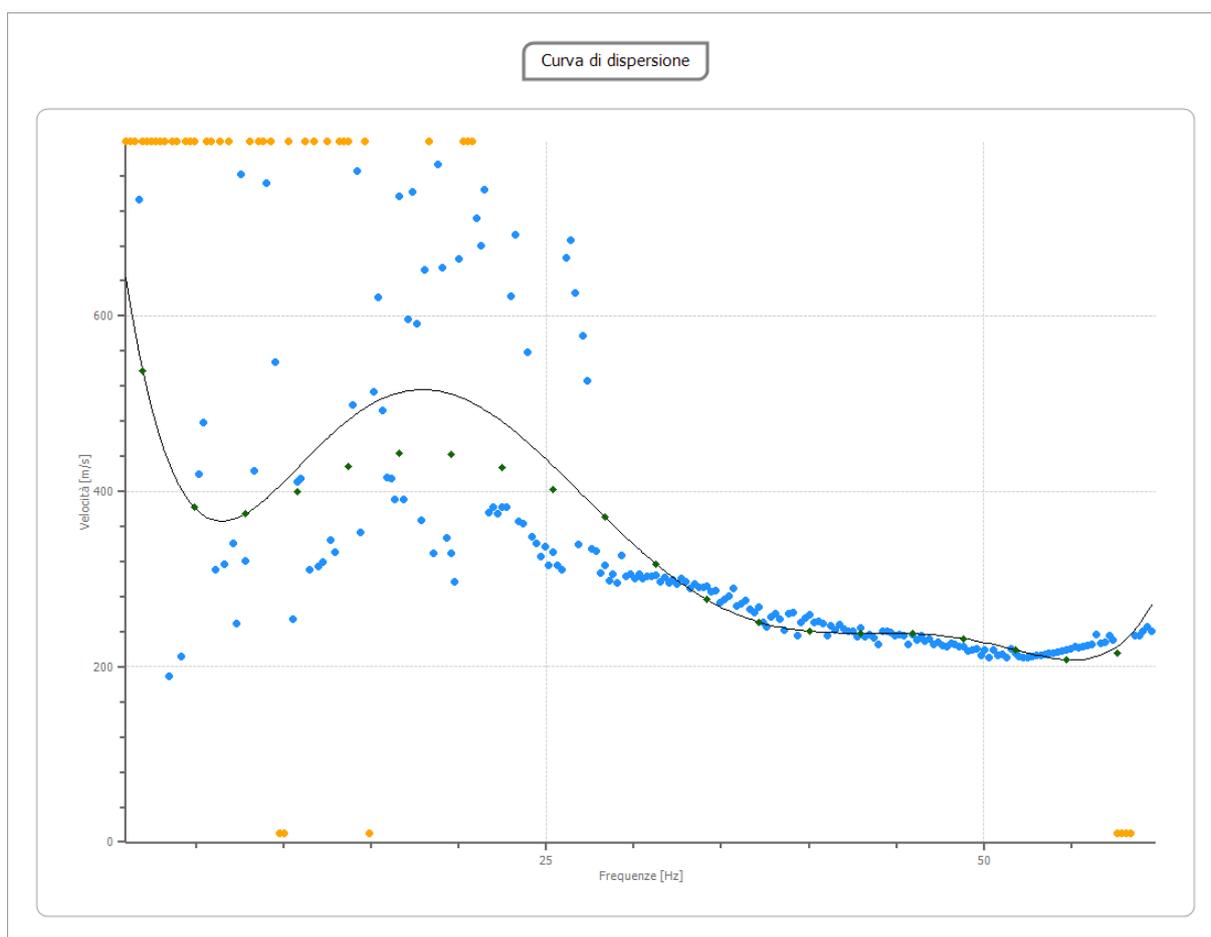
Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/s]	Modo
1	2.0	536.7	0
2	4.9	381.4	0
3	7.8	374.4	0
4	10.8	400.1	0
5	13.7	427.8	0
6	16.6	443.5	0
7	19.6	442.6	0
8	22.5	427.0	0
9	25.4	401.5	0

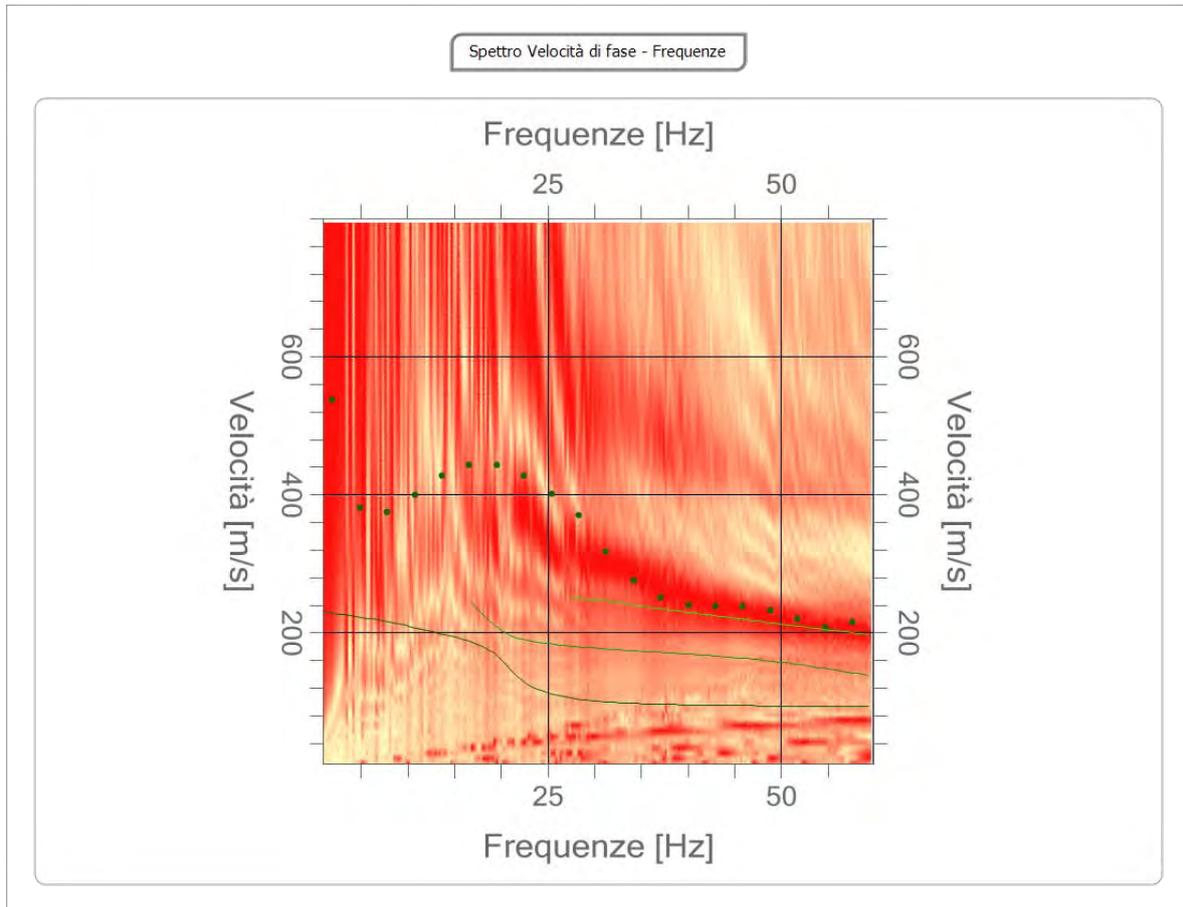


- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

10	28.3	370.8	0
11	31.3	317.3	0
12	34.2	276.3	0
13	37.1	251.1	0
14	40.1	240.2	0
15	43.0	238.3	0
16	45.9	237.7	0
17	48.9	231.9	0
18	51.8	219.2	0
19	54.7	208.1	0
20	57.6	215.7	0



Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/s]	Vs [m/s]
1		1.91	1.91	1600.0	0.3	No	387.6	207.2
2		7.90	5.99	1800.0	0.3	No	700.9	374.6
3		14.72	6.82	1900.0	0.3	No	993.6	531.1
4		20.73	6.01	2000.0	0.3	No	992.6	530.6
5		29.56	8.83	2000.0	0.3	No	959.7	513.0
6		∞	∞	2000.0	0.3	No	977.4	522.4

Percentuale di errore

1.884 %

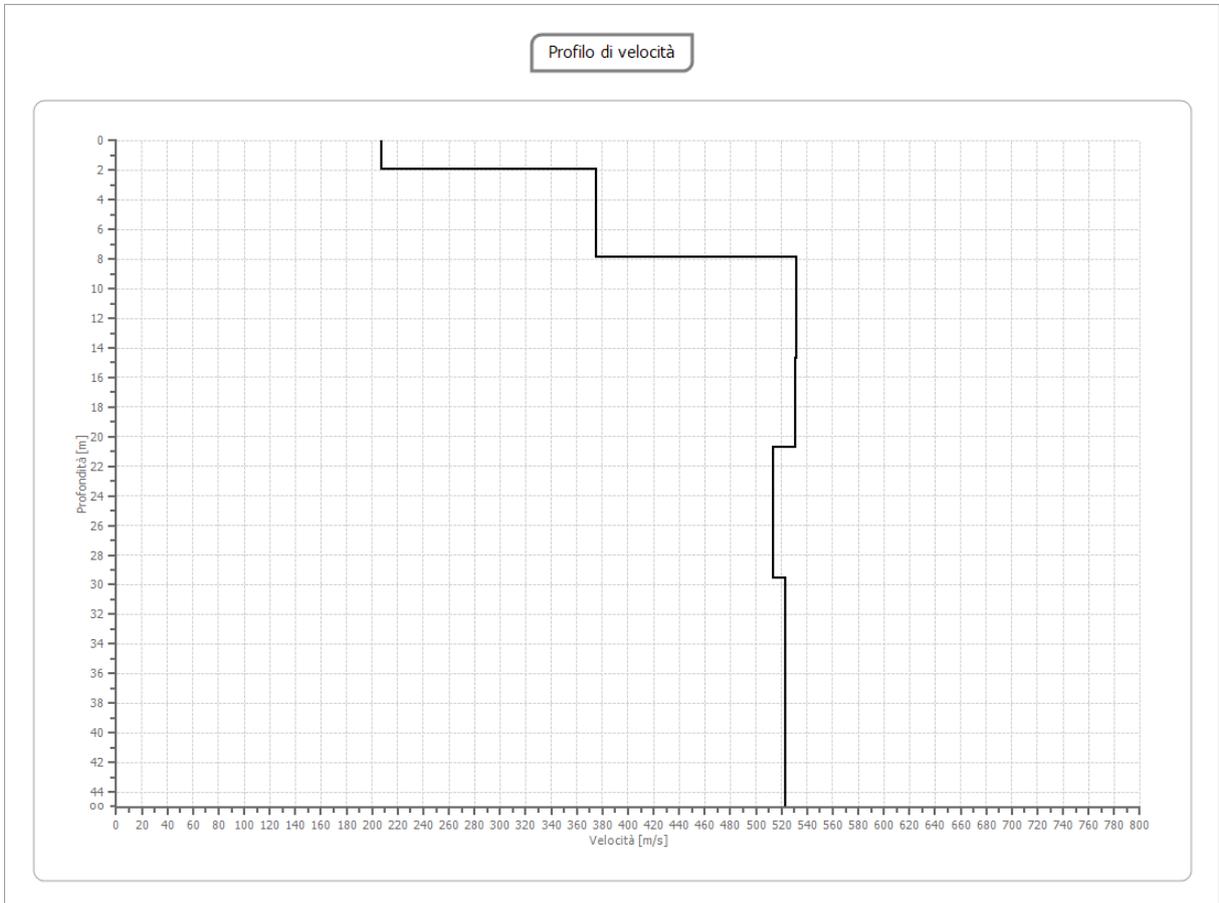
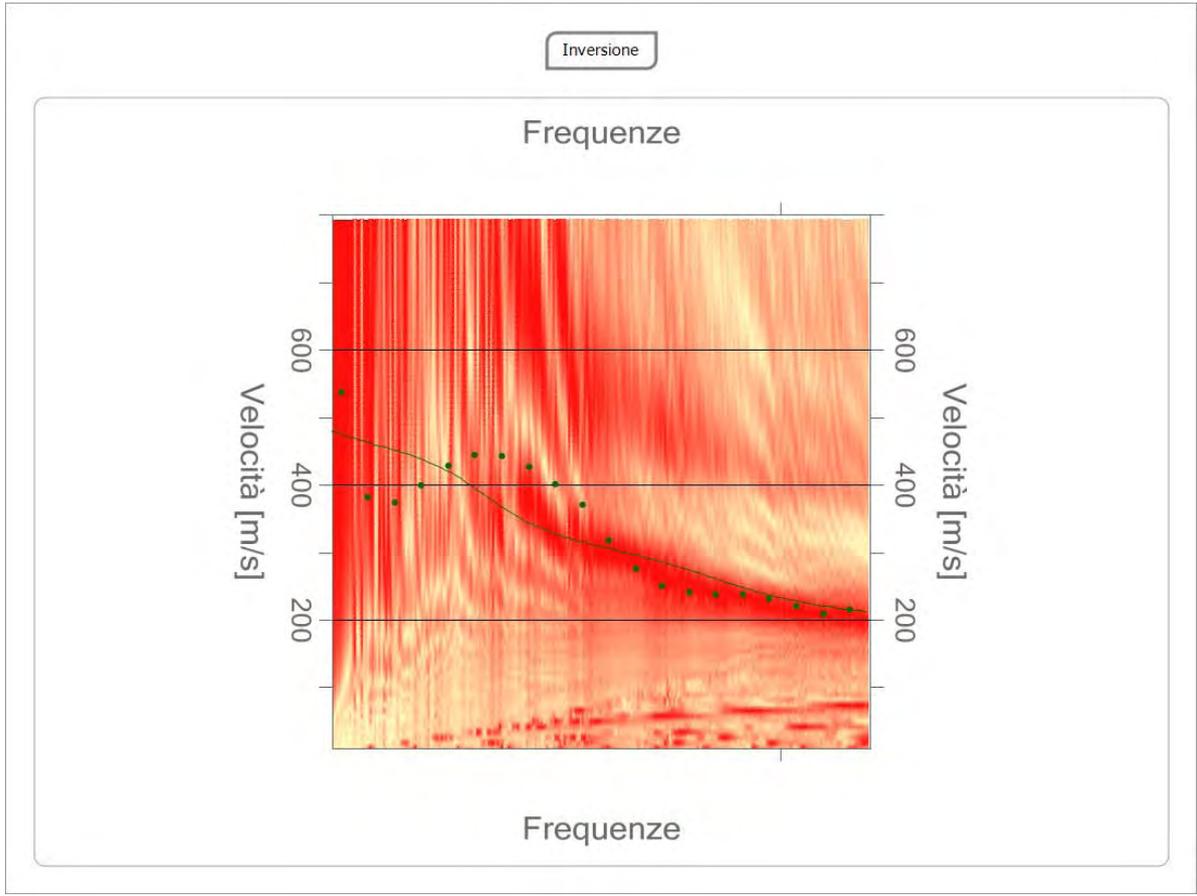
Fattore di disadattamento della soluzione

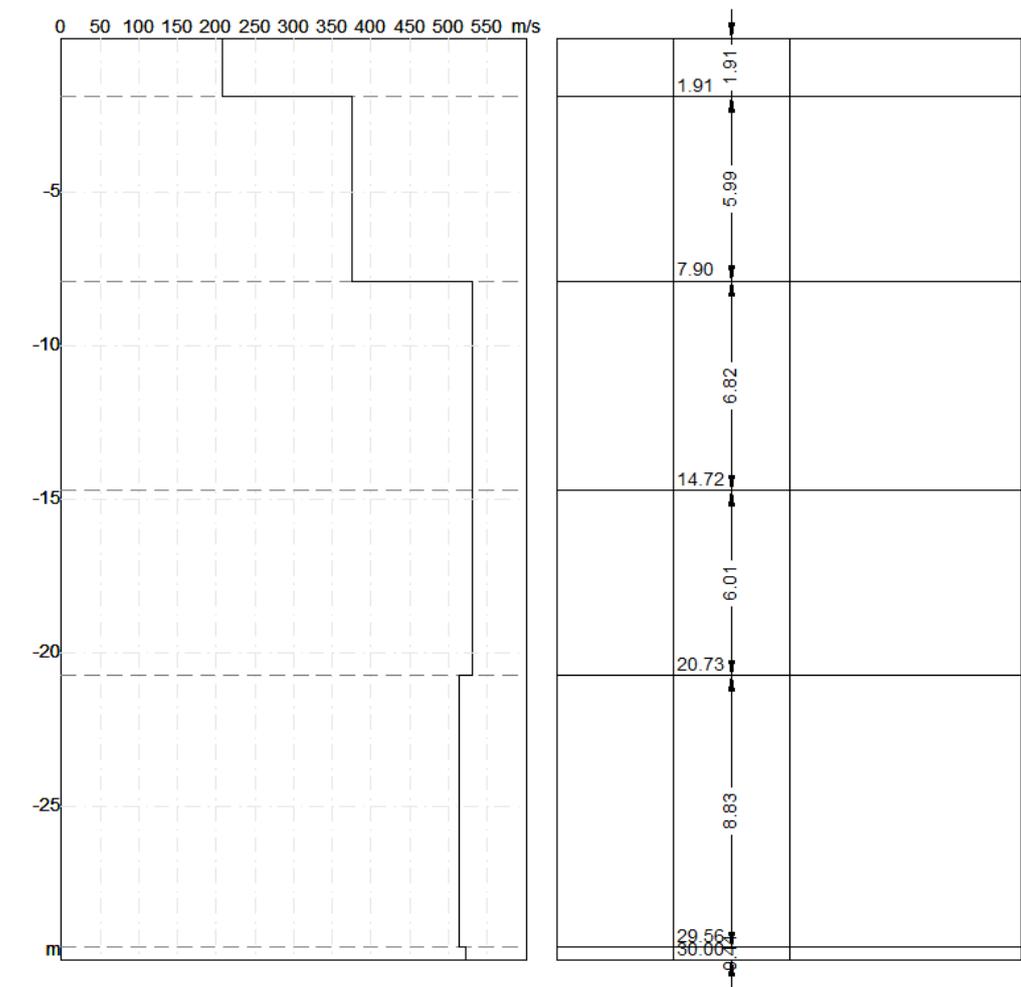
0.124



- Rep. DEL 29/06/2023. 0000384.I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022





- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Risultati

Profondità piano di posa	0.00
[m]	
$V_{S,eq}$ [m/s] (H=30.00 m)	444.94
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: 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.

**Altri parametri geotecnici**

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.91	1.91	207.2	387.6	1600.00	0.30	68.69	240.4	148.8	178.6	N/A	908.4
2	7.90	5.99	374.6	700.8	1800.00	0.30	252.6	884.1	547.3	656.8	N/A	N/A
3	14.72	6.82	531.0	993.5	1900.00	0.30	535.9	1875	1161	1393	N/A	N/A
4	20.73	6.01	530.5	992.6	2000.00	0.30	563.0	1970	1219	1463	N/A	N/A
5	29.56	8.83	513.0	959.7	2000.00	0.30	526.3	1842	1140	1368	N/A	N/A
6	oo	oo	522.4	977.3	2000.00	0.30	545.8	1910	1182	1419	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young.

Segue ubicazione e documentazione fotografica stendimento MASW

- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corrispondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino

Arrivo: AOO 055, N. Prot. 00000829 del 30/03/2022



ARRIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTINO si attesta che la presente copia digitale è conforme al documento originale e conservato negli archivi di cui compete la custodia.
- Rep. DEL 29/06/2023, 0000384. I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da M





CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_{FE})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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



Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato



Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3



CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

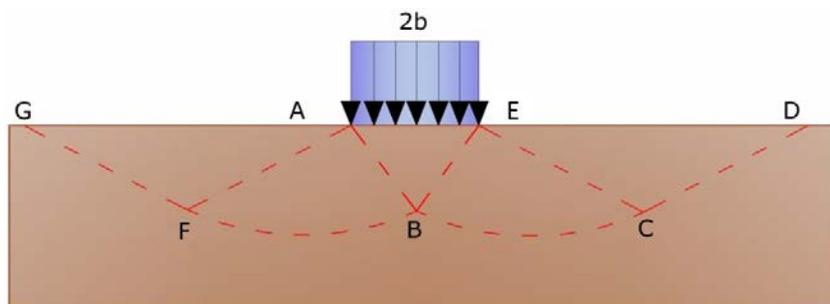
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi \tan^2(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.



Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

*Carico verticale*

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

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

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

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

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- $\theta =$ *Inclinazione della risultante sulla verticale.*



Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$



Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$



I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$



Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$



$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_f \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

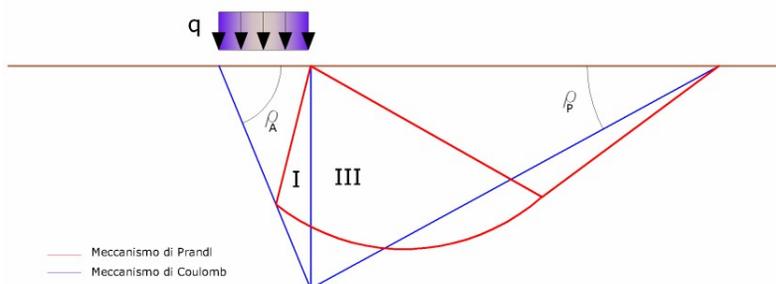
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1\right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$



Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di



K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159



VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseuguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

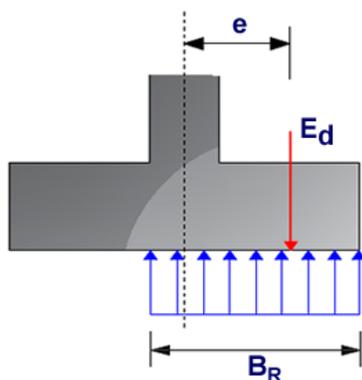
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi



FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	1.0 m
Profondità piano di posa	3.5 m
Altezza di incastro	0.5 m

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.079
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)	
Coefficiente sismico orizzontale	0.0158

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.284	2.567	0.196
S.L.D.	75.0	0.343	2.616	0.215
S.L.V.	712.0	0.647	2.776	0.28
S.L.C.	1462.0	0.775	2.824	0.287

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3408	0.2	0.007	0.0035
S.L.D.	0.4116	0.2	0.0084	0.0042
S.L.V.	0.7764	0.2	0.0158	0.0079
S.L.C.	0.93	0.2	0.019	0.0095

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesion e [kN/m ²]	Coesion e non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edomet rico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid azione seconda ria	Descrizi one
0.7	17.0	18.0	24.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
15.0	19.0	19.5	33.0	0.0	0.0	50000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 549.31 kN/m²
 Resistenza di progetto[Rd] 238.83 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 21972.38 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	24.44
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.65
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	690.48 kN/m ²
Resistenza di progetto	300.21 kN/m ²



Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	32.23
Fattore [Nc]	48.09
Fattore [Ng]	31.99
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	549.31 kN/m ²
Resistenza di progetto	238.83 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	26.17
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	2.29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.34
Fattore profondità [Dq]	1.64
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.34
Fattore profondità [Dg]	1.64
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1093.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	475.4 kN/m ²

- Rep. DEL 29/06/2023.0000384.I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTIN
 O Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corris
 pondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino



Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	35.19
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.65
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	751.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	326.84 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.36



Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.54
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	732.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	318.64 kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	24.44
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.65
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0



Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	690.48 kN/m ²
Resistenza di progetto	300.21 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	32.23
Fattore [Nc]	48.09
Fattore [Ng]	31.99
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	549.31 kN/m ²
Resistenza di progetto	238.83 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	26.17
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	2.29
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.34
Fattore profondità [Dq]	1.64
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0



Fattore forma [Sg]	1.34
Fattore profondità [Dg]	1.64
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1093.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	475.4 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	35.19
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.65
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	751.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	326.84 kN/m ²



Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.57
Fattore profondità [Dc]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.54
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	732.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	318.64 kN/m ²

- Rep. DEL 29/06/2023.0000384.I Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da MARIA ASSUNTA PETROZZINO, TERESA POCHETTIN
 O Si attesta che la presente copia digitale è conforme all'originale digitale ai sensi dell'art. 23-bis del D.Lgs. n. 82/2005. Il corris
 pondente documento informatico originale è conservato negli archivi di Comune di Torino