

BRIZIO POLITANO & ASSOCIATI
STUDIO TECNICO, INGEGNERIA ED ARCHITETTURA

Via Saorgio, 90
10147 TORINO

COMUNE DI RIVALTA DI TORINO

ARRIVATO IL
21 LUG. 2016

Prot. n°
RISPOSTO IL
CAT.....CLASSE.....FASC.....



Tel. 011.54.54.40 r.a.
Fax. 011.59.20.333

COMMITTENTI: PROPRIETARI AREA PEC B3.10 – B3.11.
LOCALITA': RIVALTA – TO – Via San Massimo
PROGETTO: Costruzione nuovi edifici residenziali e relative opere di urbanizzazione


RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Torino, 18 Luglio 2016

I tecnici:

Ing. Luigi Politano

Dott. Geol. Luigi Coppo



1) PREMESSA.

I sottoscritti *Ingegnere Luigi Politano*, laureato in Ingegneria Mineraria con specializzazione geotecnica-geomeccanica, iscritto dal 1991 all'albo degli ingegneri della Provincia di Torino al n° 6045F, ed il *Dott. Geologo Luigi Coppo*, iscritto all'Ordine dei Geologi del Piemonte al n° 477, si pregiano esporre il seguente studio di carattere geologico e geotecnico a seguito all'incarico avuto dalla proprietà del terreno su cui ricadono gli interventi in progetto.

Scopo della ricerca è l'acquisizione dei dati geologici e geotecnici necessari alla realizzazione di una serie di edifici di civile abitazione, su terreni inseriti nel P.R.G.C. come aree destinate ad edilizia residenziale convezionata, aree B3.10 e B3.11.

Lo studio è stato espletato in base alle norme del D.M. 11/03/88 n. 127, ai sensi della Legge 02/02/74 n. 64 articolo 1, ed in base a quanto riscontrato durante il sopralluogo effettuato in data 18 Luglio 2016, e con riferimento alle note geologico tecniche allegate al Piano Regolatore Generale Comunale.

2) OPERE IN PROGETTO.

Trattasi di un intervento di nuova costruzione di una serie di edifici di civile abitazione di varia metratura e dimensioni, con tipologia edilizia a uno, due e tre piani fuori terra (con altezza massima delle fronti < 7.80m), tutti dotati di un piano interrato uso autorimesse e cantine.

Lo studio presente, che prescinde dalle caratteristiche di dettaglio e dimensionali degli edifici in progetto, è finalizzato a caratterizzare sotto il profilo geologico e geotecnico il sito di intervento e a fornire le indicazioni relative alla compatibilità dell'intervento in progetto con l'assetto idrogeologico dell'area.

3) CARATTERISTICHE DELLA ZONA.

3.1) MORFOLOGIA.

L'area interessata occupa un terreno già parzialmente urbanizzato (Via San Massimo, Via San Generoso, Via S. Antonio, Va Moriond), con andamento pianeggiante, posto ad una

quota altimetrica di circa 285 m. s.l.m., sito nella zona sud-est del concentrico di Rivalta, nella pianura degradante verso il comune di Orbassano.

Tutte le aree già edificate ubicate all'intorno dell'area in esame, risultano impostate ad una quota all'incirca coincidente con il piano campagna originario a meno di piccole differenze sia in elevazione che in depressione con sole funzioni estetiche o di raccordo con gli ingressi dei piani interrati.

La morfologia pianeggiante è conseguenza dei ripetuti interventi di sistemazione operati sia per le coltivazioni agricole, da lungo tempo ubicate nell'area in esame sia per le opere di urbanizzazione che da circa 35-40 anni hanno mutato la destinazione dell'area da agricola a residenziale nella zona circostante l'area di intervento, a est della quale è attualmente presente un fabbricato a destinazione industriale (ex. Gallina plasturgia, oggi Opac Mare).

L'andamento morfologico superficiale originario era invece sicuramente di natura ondulata, come ancora visibile nelle zone a est e a sud del sito, verso le aree prossime all'alveo attivo del Torrente Sangone, dove non sono state eseguite sistemazioni e rimaneggiamenti consistenti per l'uso agricolo. Tale morfologia è caratteristica delle zone alluvionali, in particolare per le aree della zona tra Trana, Sangano, Bruino e Rivalta, sino alla pianura di Orbassano, dove le alluvioni risultano ricoperte da depositi di natura argillosa o loessica di potenza variabile da 80 cm a qualche metro e da parziali depositi di origine morenica, trovandosi sull'area esterna all'anfiteratro morenico di Rivoli.

Ai fini della recente classificazione sismica del territorio regionale, l'area risulta classificata zona sismica di categoria 3 e non è soggetta a vincoli idrogeologici.

3.2) IDROLOGIA SUPERFICIALE.

L'idrologia superficiale dell'area è caratterizzata dal Torrente Sangone, che corre in alveo naturale a circa 200 m di distanza verso sud, ad una quota di circa 8-6 m più bassa dell'area in esame, con direzione da ovest verso est. Da quanto evidenziato dalla cartografia del piano di assetto idrogeologico allegata al piano regolatore comunale, l'area in oggetto risulta essere al di fuori delle aree esondabili da tale corso d'acqua, a meno di eventi assolutamente eccezionali e catastrofici, con tempi di ritorno superiori a 500 anni. La vicinanza all'alveo fluviale ha determinato la classificazione dell'area in Classe IIIB2-A, ovvero zone con elevata pericolosità idrogeologica, ma l'area risulta inserita tra quelle edificabili in quanto i fattori di

rischio idrogeologico risultano ad oggi mitigati dalle opere di protezione idrogeologica a carattere pubblico già realizzate a monte del sito, lungo l'alveo del Torrente Sangone.

3.3) INQUADRAMENTO GEOLOGICO.

Il territorio del comune di Rivalta è posto al limite sud-orientale dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana, in un tratto in cui quest'ultimo si raccorda alla pianura. Dal punto di vista geomorfologico si possono distinguere nettamente due zone:

- una collinare, abbastanza ridotta come estensione e situata a N-W dall'abitato di Rivalta, avente una quota massima di 414 m s.l.m.;
- una pianeggiante, leggermente degradante sia verso il corso del T.Sangone, sia verso la pianura torinese, avente una quota media di circa 270 m s.l.m..

La zona collinare è costituita da rilievi di origine glaciale (corrispondenti ai Depositi Morenici Mindeliani del F.56 Torino della C.G.I.) che, a motivo della lunga esposizione agli agenti atmosferici, presentano una morfologia particolarmente addolcita; ad essi si innesta, verso S-W, una serie di ripiani alluvionali terrazzati, costituenti l'area di pianura (corrispondenti ai Depositi Fluvioglaciali e Fluviali Mindel-Riss e ai Depositi Alluvionali postwurmiani-olocenici del F.56 Torino, della C.G.I.).

La morfologia attuale del territorio comunale di Rivalta è riconducibile sia alla dinamica glaciale che a quella fluviale. In particolare, l'idrografia principale è costituita dal T. Sangone che defluisce con direzione circa W-E. Sono inoltre presenti tutta una serie di canali artificiali e rii naturali che percorrono le aree comunali prevalentemente in sinistra Sangone e che costituiscono la rete idrografica secondaria.

I depositi morenici, affioranti in corrispondenza al settore collinare situato nel tratto nord-occidentale del territorio comunale, sono esclusivamente di età "mindeliana".

Sono costituiti da materiale grossolano (blocchi, ciottoli e sabbie) a granulometria variabile, immersi in un'abbondante matrice fine di tipo limoso-argilloso.

Questi depositi glaciali possono presentare in superficie, ove preservato dall'erosione, un potente suolo argilloso (paleosuolo, noto con il termine di ferretto) di colore rosso intenso, avente uno spessore massimo di 4-5 metri.

I depositi fluvioglaciali e fluviali Mindel-Rissiani, costituenti in prevalenza le zone dei settori di pianura sono invece depositi alluvionali grossolani, prevalentemente ciottoloso-ghiaioso-

sabbiosi con presenza, in superficie, di un paleosuolo abbondantemente argillificato, di colore da rosso-bruno per i depositi di età “Mindeliana”, a rosso-arancio per quelli di età “Rissiana”. Lo spessore di questo paleosuolo è variabile, ma può raggiungere una potenza massima di circa 4-5 metri nel caso dei materiali più antichi (di età mindeliana).

Questi depositi formano una serie di ripiani ondulati sospesi sui sistemi alluvionali più recenti; in superficie possono essere ricoperti da materiali di origine eolica (loess), costituiti da depositi a grana molto fine, aventi una potenza variabile da pochi decimetri ad oltre 4 metri.

Da ultimi i depositi alluvionali postwurmiani-olocenici sono distribuiti lungo il corso del Torrente Sangone, dove costituiscono un’ampia fascia di terreni ad andamento E-W, maggiormente estesa e sviluppata nel settore settentrionale. Nella “Carta geologica e geomorfologica” (Elaborato G2, di cui viene nel seguito allegato un estratto relativo al sito di indagine) sono stati suddivisi in Alluvioni Antiche, Alluvioni Medio-Recenti e Alluvioni Attuali. Questi sistemi alluvionali costituiscono delle superfici terrazzate, degradanti verso l’alveo attuale del Sangone; le litologie sono per lo più grossolane, caratterizzate dalla presenza di ciottoli di grosse dimensioni, ghiaie e sabbie, in cui possono essere compresi sottili livelli limoso-argillosi, legati a momenti deposizionali di bassa energia.

3.4) DOCUMENTAZIONE GEOLOGICA DA P.R.G.C.

Le indagini geologiche in loco e lo studio delle caratteristiche geologiche del sito in studio è stato completato con l’esame della documentazione geologica e idrogeologica allegata al Piano Regolatore Generale del Comune di Rivalta, dalla quale si riportano indicazioni di dettaglio utili alla definizione del contesto geologico e idrogeologico del sito di intervento.

3.4.1) Aspetti idrogeologici.

L’assetto idrogeologico del sottosuolo del territorio comunale di Rivalta è riconducibile a due complessi, uno superficiale denominato “Complesso I”, ed uno più profondo denominato “Complesso II”.

Il primo, costituito per lo più da depositi sciolti grossolani, è caratterizzato da un’elevata permeabilità e contiene una falda idrica a superficie libera. Il Complesso II è invece costituito da un’alternanza di livelli ghiaioso-sabbiosi, contraddistinti da elevata permeabilità, e livelli

limoso-argillosi che funzionano da setti impermeabili. I livelli permeabili sono sede di un importante sistema multifalde in pressione.

Tale contesto idrogeologico è visualizzato nell'Elaborato G3 unitamente allo schema piezometrico della falda idrica superficiale, riferito al Dicembre 1999, controllato ed integrato nell'ottobre 2006; la direzione principale di deflusso è NW-SE, con gradiente idraulico medio di circa 1.4%. La ricostruzione dell'assetto idrogeologico è basata sui dati litostratigrafici dei pozzi per acqua presenti nel territorio comunale ed è schematizzata nelle due sezioni di Fig. 4.1 e 4.2.

Il Complesso I precedentemente citato è formato da depositi fluviali e fluvioglaciali quaternari, praticamente indifferenziati per mancanza di riscontri attendibili che consentano una loro eventuale suddivisione in profondità; ha una potenza variabile tra 40 e 50 m.

L'età complessiva è Olocene-Pleistocene medio. In superficie, un paleosuolo ben argillificato di colore rosso arancio e spessore ridotto risulta conservato e affiorante solo in destra Sangone, in corrispondenza al ripiano di età rissiana.

Entro questi depositi fluviali e fluvioglaciali sono compresi vari livelli conglomeratici, anche molto cementati, distribuiti in modo discontinuo a varie profondità.

Il materasso alluvionale quaternario mostra una potenza variabile tra 30 m nell'area di Cascina Romana e 45-50 m più a Nord, nell'area di Doirone, dove la serie non è più indifferenziata, ma frazionata da varie intercalazioni conglomeratiche cementate, che possono confinare localmente la falda idrica, dandole caratteristiche di falda in pressione.

In ambedue le sezioni, al di sotto della sequenza quaternaria, è chiaramente evidenziabile il Complesso II, formato da alternanze di depositi limoso-argillosi, localmente torboso-lignitiferi, e depositi ciottoloso-ghiaioso-sabbiosi ben permeabili; tale facies corrisponde al cosiddetto "Villafranchiano"; l'età complessiva è compresa tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore. Nell'ambito dei due complessi precedentemente citati è possibile fare alcune considerazioni, basate sui parametri permeabilità e vulnerabilità all'inquinamento.

Sulla base di questi due parametri sono stati distinti due complessi, così descritti:

- Complesso ad elevata permeabilità ed elevata vulnerabilità

Corrisponde all'insieme delle Alluvioni Antiche, Medio-Recenti ed Attuali ed è costituito da materiali estremamente permeabili (ciottoli, ghiaie e sabbie). E' sede di una falda idrica a superficie libera, in rapporto idraulico diretto con il Sangone e suscettibile di forti oscillazioni

stagionali. Questo sistema acquifero è caratterizzato dall'assenza di qualsiasi protezione naturale ai fenomeni di inquinamento e risulta pertanto altamente vulnerabile.

E' il complesso litologico nel quale si colloca il sito indagato.

- Complesso ad elevata permeabilità e moderata vulnerabilità

E' costituito dai depositi fluvioglaciali e fluviali, essenzialmente ghiaioso-sabbiosi, molto permeabili, di età mindeliano-rissiana. Questi depositi si differenziano dai precedenti, per la presenza in superficie di un paleosuolo argillificato, che si comporta da livello impermeabile e che garantisce, pertanto, un buon grado di protezione ad eventuali fenomeni di inquinamento provenienti dalla superficie.

Anche in questo sistema acquifero la falda idrica è a superficie libera, ma situata, come dato di massima, a profondità maggiori rispetto al complesso di cui al punto precedente, in quanto questo sistema risulta piuttosto rilevato rispetto al retico idrografico che funziona da livello di base.

Nella zona indagata risulta praticamente assente lo strato argilloso superficiale.

- Complesso a scarsa permeabilità, a luoghi del tutto impermeabile, e vulnerabilità molto ridotta

E' costituito dai Depositi Morenici, nei quali possono essere presenti, in corrispondenza delle parti più grossolane e con minore frazione fine, modeste falde idriche a carattere locale. La presenza di un paleosuolo argillificato in superficie e le caratteristiche intrinseche di scarsa permeabilità dei depositi ne fanno un complesso a ridottissima vulnerabilità.

3.4.2.) Dissesti superficiali.

Nella documentazione geologico tecnica allegata al P.R.G.C. viene indicata una analisi delle zone interessate da fenomeni di dissesto che, con riferimento al sito di indagine, riguardano sostanzialmente gli aspetti connessi alle dinamiche fluviali del Torrente Sangone, Il tratto di alveo del Torrente Sangone compreso nel territorio comunale di Rivalta risulta suddiviso in 3 parti:

- A1, tratto compreso tra Bruino e il ponte di Via Einaudi;
- A2, tratto compreso tra i due ponti;
- A3, tratto compreso tra il ponte sulla Strada Provinciale n. 143 ed il confine con Orbassano.

Lungo l'alveo del T. Sangone sono presenti due importanti condizionamenti dell'evoluzione libera del corso d'acqua:

1. la presenza dell'attraversamento del Canale di Orbassano, tramite sifone, immediatamente a valle del ponte sulla Strada Provinciale n. 143, che fissa la quota di fondo dell'alveo;
2. il canale adduttore dell'Acquedotto di Torino, costruito nella seconda metà del secolo scorso, ha realizzato un irrigidimento della sponda sinistra in Località Acquaviva, impedendo di fatto le divagazioni che il catasto napoleonico riporta.

Nel corso degli ultimi decenni si sono verificati due fatti di rilievo a carico dell'alveo e delle fasce di terreni incolti adiacenti. In alveo, l'esercizio dell'attività estrattiva nei territori di Beinasco, Orbassano e Rivalta ha determinato un sensibile abbassamento della quota media dell'alveo, con conseguente arretramento fino al sopra citato sifone della Bealera di Orbassano. In pratica, l'alveo demaniale appare attualmente assai più ampio che all'inizio del XIX secolo, ma non si deve pensare che tale ampiezza sia di fatto interamente disponibile al deflusso.

Lungo le sponde, nelle citate aree demaniali, sono stati accumulati materiali inerti in quantità tale da annullare, di volta in volta, le erosioni prodotte dal Sangone.

L'analisi della cartografia conduce alle seguenti conclusioni:

- a. l'andamento prevalente del T.Sangone nel tratto in oggetto, compreso fra i comuni di Bruino, Rivalta e Orbassano, mostra la stabilità planimetrica di certi tratti particolari (per esempio, l'ansa al confine fra Rivalta e Bruino), ma mette in evidenza consistenti variazioni nell'inversione delle anse, pur mantenendosi stabile l'asse della direzione prevalente
- b. le oscillazioni intorno ad un asse prevalente sono testimoniate dalla presenza di ampie zone incolte, per lo più di proprietà comunale. Le citate deviazioni avvengono con erosioni alterne di sponda e movimentazione di ingenti quantitativi di materiali solidi. Gli ultimi eventi (1993, 1994, 2000) hanno posto in evidenza che tale comportamento è addirittura più evidente dove l'alveo del torrente è ampio, come nel tratto di Orbassano, (e quindi teoricamente in grado di convogliare ingenti portate) che nel tratto ove il torrente scorre incanalato fra sponde ravvicinate, come nel tratto di Bruino-Rivalta;
- c. in conclusione, le osservazioni precedenti porterebbero a formare l'opinione che il T.Sangone sia un corso d'acqua in fase di scavo piuttosto che di deposito e che i sedimenti grossolani di cui appare ingombro l'alveo provengano dall'erosione localizzata delle sponde piuttosto che dall'attività di trasporto da monte a valle. L'affermazione deriva dalla constatazione che,

nonostante la cessazione di ogni attività estrattiva in alveo da alcuni decenni, l'abbassamento dell'alveo a valle del ponte della Strada Provinciale n. 143 non accenna a colmarsi. La recente piena del 4 maggio 1999 ha confermato che i materiali grossolani esistenti nel tronco a monte di detto ponte sono al di sopra della capacità di trasporto della corrente delle piene di media entità. Ne deriva, come confermato da numerose testimonianze, che il materiale tipico derivante dall'attività di trasporto del T.Sangone è rappresentato da sabbia, che si trova in abbondanza tra il materiale costituente le sponde.

La presenza di depositi in alveo sottoforma di barre o isole vegetate, stante la scarsa portata ordinaria del torrente, finisce per incrementare l'attività erosiva a spese delle sponde, contribuendo a destabilizzare l'andamento planimetrico.

Come dato generale, si può osservare che la profondità dell'alveo del Sangone tende ad aumentare da Ovest verso Est.

Fenomeni di erosione spondale, in particolare, sono rilevabili lungo il tratto di alveo situato a S-E dell'abitato; in corrispondenza di esso il torrente scorre maggiormente incassato rispetto all'area situata ad Ovest del centro abitato.

Quest'ultima area, prima degli interventi di messa in sicurezza eseguiti, costituiva una zona preferenziale di esondazione per le acque di piena, che tendevano a rompere gli argini o a esondarvi sopra in corrispondenza delle anse concave che il Sangone forma ad Ovest di Cascina Tavella, e ad invadere l'area pianeggiante distribuita a S-W del vecchio concentrico. Queste considerazioni derivano dalla documentazione esistente presso l'Archivio dell'Ufficio Tecnico di Rivalta che testimonia di fenomeni di esondazione succedutisi in questo secolo con una certa frequenza e relativi agli anni 1929, 1935, 1945, 1947, 1949, 1964, arrivando ad interessare il territorio comunale sia in sinistra che in destra idrografica.

In particolare, sono state interessate l'area di C.na Tavella fino alla Regione Pecolli in sinistra e quella di C.na Nuova arrivando fino ad oltre Prabernasca in destra.

Come dato conclusivo, occorre segnalare che, con riferimento ai dati cartografici più antichi (Carta delle Cacce, 1785 nell'Elaborato G5) il corso del Sangone ha sempre mantenuto l'attuale percorso, che, sia pure con qualche modesta difformità, si colloca sempre all'interno della Fascia B.

3.4.3) Dati geologici e prescrizioni normative da PRGC per l'area di indagine.

Nella relazione geologica allegata al PRGC del Comune di Rivalta, risulta inoltri disponibili alcuni dati di base riferiti esplicitamente al sito di intervento e precisamente:

Caratterizzazione tecnica

I materiali che caratterizzano suolo e sottosuolo di questa zona sono costituiti da depositi fluviali oligocenici (Alluvioni Medio-Recenti) deposti dal T. Sangone. Hanno granulometria essenzialmente grossolana, ghiaie e sabbie con subordinate lenti sabbioso-argillose, legate a momenti deposizionali di bassa energia; presentano, come dato generale, buone caratteristiche geomeccaniche.

Pericolosità geomorfologica in relazione ad una utilizzazione urbanistica

L'area ricade nella sottoclasse **IIIb2 A**, corrispondente ad "aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi edificatori senza limitazioni, in quanto protette dalle opere di sistemazione lungo il T.Sangone già realizzate ed esterne sia alle aree di competenza del Rio Garosso di Rivalta, sia alle aree idraulicamente vulnerabili, così come risulta dagli approfondimenti idraulici".

Prescrizioni normative

Gli interventi in questo settore andranno corredati da una relazione geologico-tecnica che verifichi le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, la soggiacenza della falda e le oscillazioni stagionali della stessa in previsione sia delle opere di fondazione sia di eventuali strutture interrato.

3.5) INDAGINI GEOTECNICHE.

Sono state espletate attraverso l'esame stratigrafico del terreno nel sito da edificare utilizzando l'osservazione diretta delle scarpate del Torrente Sangone, in prossimità del sito di intervento, nonché sulla base di altre indagini eseguite in prossimità del sito dagli scriventi.

La stratografia dell'area risulta caratterizzata dalla presenza di una coltre superficiale di terreno vegetale aerato (spessore tra i 30 e 40 cm.), al di sotto della quale si trova uno stato di terreno di natura ghiaioso-sabbiosa, in matrice debolmente limosa, con spessore di circa 30-40 cm, di colore marrone chiaro. Al di sotto di questo, con graduale continuità, compare una formazione di ghiaie e ciottoli, debolmente addensate, in abbondante matrice limosa di colore chiaro, con tracce sporadiche di sabbie fini. Con l'aumentare della profondità, in modo

uniforme, si ha una progressiva diminuzione della componente terroso limosa, e le ghiaie, sempre caratterizzate da ciottoli e spigoli arrotondati di natura fluviale, assumono la caratteristica colorazione grigio chiara.

Inoltre, per esperienza diretta degli scrivente per altri accertamenti eseguiti in zona e per quanto rilevato nel corso dell'indagine osservando la natura geologica dei terreni, la formazione indicata risulta estendersi con continuità per tutta l'area interessata anche verso nord e est.

Confrontando le quote altimetriche dell'alveo attivo del Sangone (276 m s.l.m.) e la quota del sito (285 m s.l.m.) si può agevolmente ipotizzare la presenza di un prima falda importante ad una quota di circa 7-8 m di profondità. Tale situazione è analoga a quella evidenziata in altre indagini condotte nella zona, dalle quali è stata evidenziata una coincidenza della quota di prima falda con la quota dell'alveo attivo del Sangone, a conferma della natura ad elevata permeabilità del substrato ghiaioso, come peraltro confermato dalle informazioni disponibili nella documentazione geologica allegata al PRGC. La sua presenza, se l'imposta delle fondazioni del nuovo edificio sarà realizzata a circa 2,5 m al di sotto dell'attuale piano campagna, è del tutto ininfluenza. Si suggerisce comunque l'adozione di accorgimenti utili alla protezione dei piano interrati da eventuali fenomeni di risalita della falda, possibili in occasione di eventi di piena del Torrente Sangone.

4) PARAMETRI GEOTECNICI.

4.1) PREMESSA

Data la tipologia ghiaiosa del terreno in esame non è stata condotta una prova penetrometrica in quanto poco significativa, mentre si è proceduto alla esecuzione di un rilievo sismico a rifrazione per valutare i parametri elastici del terreno necessari alle verifiche sismiche dei futuri fabbricati.

In considerazione di quanto sopra esposto, viste la tipologia edilizia delle costruzioni in progetto e il criterio progettuale indicato per il piano di imposta delle fondazioni queste verranno a trovarsi all'interno della formazione ghiaiosa di base con buone caratteristiche geomeccaniche.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni ed il loro comportamento meccanico, in assenza di prove di laboratorio, sono state desunte da precedenti indagini sugli stessi materiali coadiuvate da dati tecnici ricavati dalla bibliografia oltre ai dati ricavati dal rilievo sismico a rifrazione.

Per tale motivo le verifiche per i carichi applicati e relative capacità portanti del terreno in sito potranno essere condotte in condizioni drenate e pertanto con solo riferimento al valore dell'angolo di attrito interno, che si assume pari a 33° , valore prudenzialmente ridotto (vedi Cestelli - Guidi pagina 92 - ghiaie) per il substrato ghiaioso, con un peso specifico in sito dell'ordine di $1900-2000 \text{ daN/m}^3$.

In allegato, a titolo indicativo, è inserito un calcolo di dettaglio della capacità portante del substrato ghiaioso. Il calcolo è stato elaborato con la formula di Brinch-Hansen e con due tipologie di fondazione, a plinti isolati e su travi continue, impostati, alla quota del livello del substrato ghiaioso, con angolo di attrito pari a 33° e coesione nulla.

4.1) CEDIMENTI.

La natura uniforme del terreno esclude che vi possano essere dei cedimenti differenziali a meno di notevoli differenze di carico tra gli elementi di fondazione. Caso facilmente evitabile data la tipologia e caratteristiche del fabbricato previsto.

Qualora si intenda eseguire un dimensionamento delle travi di fondazione con modello di trave su suolo elastico, l'interazione tra struttura e terreno deformabile, si potrà assumere, per il terreno dello strato profondo, un valore della costante di Winkler compreso tra 8 e 10 daN/cm^3 .

4.2) STABILITA' DEGLI SCAVI.

La tipologia della costruzione non richiede scavi di dimensioni e profondità tali da generare problemi di stabilità.

La natura coesiva dello strato superficiale è infatti sufficiente garanzia a mantenere aperte le pareti di scavo anche con profilo verticale per l'intero spessore della parte superficiale (circa 2,5 m).

La natura più sciolta dello strato inferiore potrebbe invece favorire la formazione di piccoli localizzati delle pareti laterali, se lasciate con profilo verticale. Pertanto gli scavi che interesseranno tale strato dovranno prevedere la profilatura secondo una inclinazione di circa $15-20^\circ$ dalla verticale.

Scavi in trincea di piccola sezione che dovessero eventualmente superare i 3 ÷ 4 m dovranno essere armati con paratie e sbatacchi.

5) CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI.

In ottemperanza alle disposizioni previste dal testo del DM 14/01/2008 ~ Nuove Norme Tecniche sulle costruzioni, l'indagine condotta è stata mirata anche a determinare i parametri elastici del terreno e la sua caratterizzazione sotto il profilo sismico. Per tale scopo nel corso dello studio è stata condotta una indagine geofisica mediante il metodo sismico a rifrazione superficiale. Vanno sotto il nome di "sismica a rifrazione" una serie di tecniche utilizzate nel ramo della geofisica che consentono di interpretare la stratigrafia del sottosuolo, basate sul principio fisico del fenomeno della rifrazione totale di un'onda sismica che incide su una discontinuità individuata fra due corpi rocciosi aventi proprietà meccaniche diverse (*orizzonte rifrattorio*). L'unica condizione per eseguire studi di sismica a rifrazione è che la successione stratigrafica da investigare sia caratterizzata da velocità sismiche crescenti all'aumentare della profondità: in questo caso si possono valutare fino a 4 o 5 orizzonti rifrattori differenti. Sulla superficie si posizionano i geofoni ad una certa distanza dalla sorgente sismica (punto di energizzazione). I geofoni situati vicino alla sorgente rilevano prima l'onda diretta che arriva viaggiando alla velocità del primo strato, mentre quelli più lontani rilevano prima le onde rifratte che viaggiano a velocità più elevata. Conoscendo i tempi di primo arrivo e la distanza geofono-sorgente, tramite l'analisi delle dromocrone si può determinare la velocità dei vari strati, e da qui produrre una stratigrafia sismica ed infine risalire alle formazioni che compongono la serie investigata nel sottosuolo.

L'investigazione è stata eseguita misurando le velocità delle Onde di Pressione (Onde P) e delle onde di Taglio (Onde S).

Le **Onde P** sono onde compressionali, dette anche longitudinali o primarie. Esse sono simili alle onde acustiche e corrispondono a compressioni e rarefazioni del mezzo in cui viaggiano; al loro passaggio le particelle del materiale attraversato compiono un moto oscillatorio nella direzione di propagazione dell'onda. Sono, fra le onde generate da un terremoto, le più veloci, e dunque le prime avvertite ad una stazione sismica, da cui il nome di Onda P (Primaria). La velocità dell'onda è determinata dall'equazione:

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}}$$

con:

- k che rappresenta il modulo di incompressibilità;
- μ è il modulo di rigidità o modulo di taglio del materiale;
- ρ la densità del materiale attraversato dall'onda.

Le **Onde S** o onde trasversali, sono body-wave tali da provocare nel materiale attraversato oscillazioni perpendicolari alla loro direzione di propagazione. Le si può immaginare come onde che si propagano su una corda di lunghezza finita, che viene fatta oscillare muovendone le due estremità.

Un'importante caratteristica di queste onde è che non possono propagarsi in mezzi fluidi, in cui il modulo di rigidità (μ) è nullo. La velocità delle onde S è determinata dall'equazione

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

con:

- μ modulo di rigidità o di taglio del materiale;
- ρ densità.

Comparando le due equazioni si vede che la velocità delle Onde S è necessariamente inferiore alla velocità delle Onde P (essendo presente, nell'equazione di quest'ultime, il modulo di incompressibilità k sempre positivo); esse raggiungono velocità che si aggirano solitamente intorno al 60-70% della velocità delle Onde P. Questo è il motivo per cui esse vengono avvertite sempre dopo le Onde P (da cui la denominazione onde *S* come Secondarie).

Note quindi le velocità di propagazione delle due tipologie di onde, è possibile risalire, con approssimazione sufficiente allo scopo oggetto dello studio, ai valori dei parametri elastici del terreno e alla definizione della categoria del suolo prevista dal DM 14.01.2008 (NTC).

La definizione della categoria del suolo è infatti determinata mediante la stima della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione (NTC 14/01/2008 – par. 3.2.2)

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}.$$

5.1) MODALITÀ ESECUTIVA DELLA INDAGINE GEOFISICA

L'attrezzatura utilizzata in campagna è costituita da un sismografo a 3 canali, cavi con interdistanza geofonica variabile sino ad un max di 10 m, 3 geofoni (verticali) per la registrazione delle onde P e 3 (orizzontali) per la registrazione delle onde S, mazza per l'energizzazione. Il sismografo ha possibilità di stack degli impulsi sismici, filtraggio digitale programmabile (per la riduzione dei rumori) e guadagno verticale del segnale (in ampiezza) con sensibilità tra 1 e 100 decibel. La registrazione dei dati in digitale, con formato in uscita ari a 32 bit, viene effettuato su PC sul quale vengono successivamente elaborati i dati. Per la registrazione delle velocità delle onde sono stati utilizzati due tipologie di geofoni: con lettura verticali con frequenza propria pari a 10 Hz e con lettura orizzontale con frequenza propria pari 10 Hz.

L'energizzazione del terreno avviene mediante una mazza metallica da 10 kg. La misura dei tempi di arrivo delle onde P ai diversi geofoni permette di ricostruire l'andamento e la profondità degli orizzonti indagati. Le velocità delle onde P misurate per terreni perfettamente saturi dipende in maniera decisiva dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, perciò tale valore può non essere rappresentativo delle proprietà meccaniche del materiale in questione. Al fine di individuare questi ultimi sono stati misurati anche i tempi di arrivo delle onde S, le cui velocità sono caratteristiche delle vibrazioni trasmesse prevalentemente dal solo scheletro solido e perciò rappresentative delle proprietà meccaniche del terreno.

Ne consegue che per alcuni terreni, al di sotto della falda le uniche onde in grado di fornire informazioni precise sulla rigidità del terreno sono quelle di taglio (S).

5.2) MODALITÀ INTERPRETATIVA.

La "copertura" dei tiri sulla base sismica è stata tale da consentire una corretta e dettagliata ricostruzione del campo di velocità locale fino alla profondità stabilita dall'indagine.

L'elaborazione dei dati è stata realizzata in prima battuta manualmente con il metodo ITM (Intercept Time Method) e successivamente mediante software tipo INTERSISISM 2.1 (della Geo&Soft - Torino) ad elevata valenza diagnostica in grado di fornire i valori dei parametri di velocità, relativi ai rifrattori individuati, per ogni stazione geofonica.

5.3) INTERPRETAZIONE QUALITATIVA DELLE INDAGINI GEOFISICHE.

E' necessario sottolineare che l'interpretazione delle indagini geofisiche viene fatta nell'ipotesi che gli strati del sottosuolo siano omogenei, orizzontali e con superfici di separazione piano parallele.

Nell'area indagata le condizioni sopra riportate sono quasi del tutto rispettate. Si rammenta in ogni caso che la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira attorno al 10-15 %.

5.4) RAPPRESENTAZIONE DEI DATI DELL'INDAGINE SISMICA.

L'indagine geofisica a rifrazione si è articolata in uno stendimento di lunghezza pari a 52 metri, con distanza intergeofonica di 4 metri. Lungo la linea vi era sufficiente spazio a coprire la lunghezza sopra indicata per poter raggiungere una profondità di investigazione pari a circa 25-30 m.

I punti di energizzazione sulla linea sismica eseguita sono stati due, a differente distanza dai geofoni, all'inizio dello stendimento (ascissa 0) e alla fine (ascissa 52). I geofoni sono stati traslati in quattro configurazioni a partire da una posizione iniziale (ascisse 4,8,12 m), due intermedie (ascisse 16,20,24 m e 28,32,36 m) ad una finale (ascisse 40,44,48 m), a simulare uno stendimento complessivo di 12 geofoni.

Su ogni singolo punto sono state eseguite due ripetizioni dell'energizzazione per garantire l'apprezzabilità dei segnali raccolti dal sistema di acquisizione dati.

Lo stesso procedimento è stato utilizzato per la lettura dei tempi di arrivo delle onde S (di taglio).

L'indagine condotta, i cui tabulati sono riportati in allegato, hanno permesso di evidenziare sostanzialmente tre unità con differente comportamento elastico:

Unità 1 – strato più superficiale. Si tratta del terreno di copertura con valori di velocità delle onde S che si aggirano intorno a 320 m/sec. L'analisi delle onde di volume (P) evidenziano un cambiamento intorno ai 2 m di profondità rispetto l'attuale piano campagna.

Unità 2 – strato intermedio. Si di uno strato di transizione, con valori di velocità delle onde S che si aggirano intorno a 380 m/sec. L'analisi delle onde di volume (P) evidenziano un possibile cambio di orizzonte intorno ai 5 m di profondità rispetto l'attuale piano campagna.

Unità 3 – strato profondo. Tale unità presenta valori di velocità delle onde P superiori ai 840 m/sec, e velocità delle onde S che salgono anch'esse a valori elevati, all'incirca a 700 m/s, indice di una elevata densità e compattezza.

5.5) ESTRAPOLAZIONE DEI DATI GEOTECNICI DALL'ELABORAZIONE DEI DATI SISMICI.

È possibile, tramite la conoscenza della densità del materiale e della velocità delle onde S, risalire ad alcuni parametri di carattere geotecnico.

I terreni riscontrati dall'indagine sismica sono pressoché omogenei e ad essi è stato attribuito un determinato valore di peso di volume naturale:

in considerazione alle osservazioni litologiche sopra esposte è possibile definire che il peso di volume della sequenza alluvionale possa essere variabile da $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$ a 18 kN/m^3 per lo strato superficiale e da $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ a 19 kN/m^3 per lo strato profondo (valore medio desunto da dati bibliografici).

Pertanto in base alla valutazione delle velocità dei singoli strati individuati con le onde di taglio (V_s) si possono ricavare:

Modulo di taglio (G)

Modulo di elasticità dinamico (E_d);

Coefficiente di Poisson (ν);

Rigidità sismica (R);

Periodo fondamentale dello strato (T);

Frequenza fondamentale dello strato (f)

I parametri geotecnici sopra menzionati sono stati calcolati nel seguente modo sintetizzati nella tabella 4.1.1:

Modulo di taglio (G) (OHTA Y., GOTO N., 1978).

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \times (Vs)^2$$

Dove:

γ_t = *peso di volume naturale*

g = *accelerazione di gravità (9,81 m/s²)*

V_s = *velocità delle onde di taglio (S)*

Coefficiente di Poisson (v)

$$v = \frac{(V_p^2 - 2V_s^2)}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Dove:

V_p = *velocità delle onde P*

V_s = *velocità delle onde S*

Modulo di compressibilità dinamico (Ed)

$$Ed = 2 * G * (1 + v)$$

Dove:

Ed = *modulo di elasticità dinamico*

G = *modulo di taglio*

v = *coefficiente di Poisson*

Rigidità sismica (R)

$$R = \gamma_t * V_s$$

E' un parametro strettamente legato alla amplificazione sismica locale: infatti l'incidenza dei danni tende a diminuire all'aumentare della rigidità sismica.

Frequenza e periodo fondamentale dello strato (F, T)

$$F = Vs/4H ; T = 1/F$$

Una rappresentazione di maggior dettaglio dei dati estrapolati dall'elaborazione delle informazioni di campagna, per le linee sismiche eseguite sono riportati nella tabella riportata in allegato.

5.) PARAMETRI SISMICI.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce

rottture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rottture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

5.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III) .

Sulla base dei dati disponibili dalla indagini geologiche e geofisiche svolte nel sito di intervento lo stesso risulta caratterizzato da un suolo classificabile come **tipo C** così come specificato nella tabella 3.2.II.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Non sono presenti terreni con alto contenuto in torba o argille altamente organiche (Sottocategoria S1 – tab. 3.2.III) o strati di sabbia fine omogenea suscettibile di liquefazione (Sottocategoria S2 – tab. 3.2.III).

Il substrato marnoso di base, dove le velocità delle onde elastiche crescono sensibilmente potrebbe portare anche ad una classificazione del suolo come Tipo C. Tuttavia, in via cautelativa, si ritiene corretto attribuire al terreno una caratteristica peggiore, come quella della categoria E.

Per quanto attiene alle condizioni topografiche l'area si può classificare come **T1**, come descritto nella tabella seguente:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

5.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.

Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- ⌚ *accelerazione massima attesa in superficie;*
- ⌚ *accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;*
- ⌚ *accelerogramma.*

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie i valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale viene correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (v. § 2.4 e § 3.2.1). (Vedasi tabella al punto 3.2).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o

uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = SS \times ST$, (3.2.5) essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e ST il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI); h è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali x diversi dal 5%, mediante la relazione $h = 10/(5 + x)^3 \cdot 0,55$, (3.2.6) dove x (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C^* = CC \times T_C$, (3.2.7) dove T_C^* è definito al § 3.2 e CC è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$, (3.2.8) T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

In mancanza di specifiche indagini e prove di misurazione delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico ST e il coefficiente CC che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e CC valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.VI, in

funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

In sintesi, per il sito in oggetto, possono essere valutate i seguenti parametri che esprimono la pericolosità sismica di base.

Dati azione sismica

Caratteristiche del sito

Comune: Rivalta di Torino

Provincia: TO

Longitudine: 7,5195 °

Latitudine: 45,035 °

Categoria di sottosuolo: B

Amplificazione topografica: T1

Caratteristiche dell'edificio

Vita nominale V_n : 50 anni

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso C_u : 1

Periodo di riferimento V_R : 50,00 anni

	PVR	TR	ag	F0	TC*
Stato Limite di Operatività	81 %	30,00	0,29	2,49	0,20
Stato Limite di Danno	63 %	50,00	0,36	2,55	0,21
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	10 %	475,00	0,79	2,63	0,27
Stato Limite di Prevenzione del Collasso	5 %	975,00	0,99	2,63	0,28

Parametri sismici

Componente orizzontale

Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1

Fattore di utilizzazione dello spettro elastico η : 1

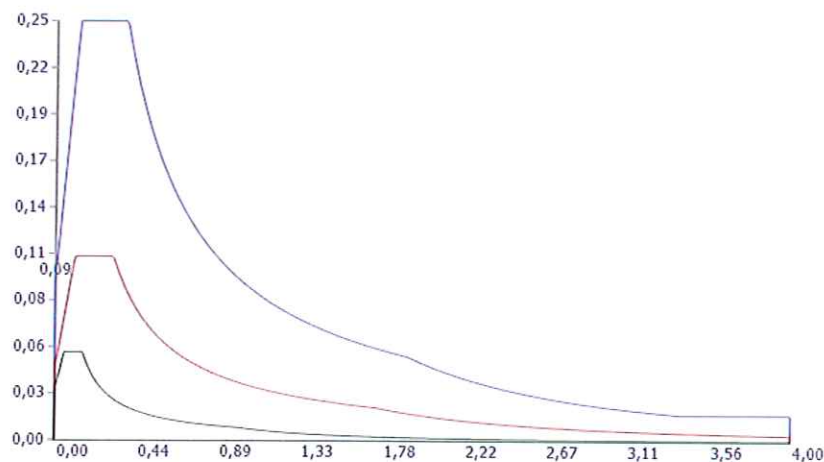
	SS	S	CC	TB	TC	TD
Stato Limite di Operatività	1,20	1,20	1,52	0,10	0,30	1,72
Stato Limite di Danno	1,20	1,20	1,50	0,11	0,32	1,74
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	1,20	1,20	1,43	0,13	0,39	1,92
Stato Limite di Prevenzione del Collasso	1,20	1,20	1,42	0,13	0,40	2,00

Componente verticale

	SS	S	TB	TC	TD	Fv
Parametri dello spettro di risposta elastico verticale	1,0	1,20	0,05	0,15	1,0	3,16

- con
- SS coefficiente di amplificazione stratigrafica
 - S coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica
 - Fo fattore di amplificazione spettrale massima su sito rigido orizzontale
 - Fv fattore di amplificazione spettrale massima
 - TC periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, in [s]
 - TB periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, in [s]
 - TD periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, in [s]

Spettro di risposta in accelerazione



Spettro di risposta di progetto orizzontale per SLU
 Spettro di risposta di progetto verticale per SLU

Spettro di risposta elastico orizzontale per SLE

Il valore dei dati di base è stato indicato con un fattore di struttura $q=1$. I valori delle accelerazioni di progetto potranno essere ridotte del fattore $1/q$, in funzione della tipologia della strutturale.

6. IMPIEGO DEL MATERIALE DI RISULTA

L'intervento in progetto potrà richiedere l'asportazione del materiale di risulta dallo scavo. Secondo quanto prescritto dal D.M. 152/2006 art. 186, c. 1, il materiale di risulta dagli scavi potrà essere reimpiegato in parte nello stesso cantiere per la risistemazione delle aree e i riempimenti. Per i volumi di risulta da dislocare in area diversa da quella del cantiere, vista la natura del sito, area notoriamente e storicamente coltivata ad uso esclusivamente agricolo, si ritiene che il materiale non sia potenzialmente inquinato e risponda alle caratteristiche di cui all'Allegato 2 del Titolo V - parte quarta - citato dall'art. 186 c.3 del D.M. 152/2006.

7) CONCLUSIONI.

Riassumendo quanto sopra esposto, i sottoscritti ritengono, per quanto gli risulta nei limiti della destinazione delle opere in progetto, di poter dichiarare:

7.1) che le opere in progetto sono eseguibili sul sedime previsto;

7.2) che il sito, dall'indagine geologico tecnica puntuale eseguita non presenta situazioni a rischio per la realizzazione dei fabbricati indicati nel progetto, sia per gli aspetti di stabilità dell'area, sia per le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

7.3) che le opere in oggetto non compromettono in alcun modo la stabilità del sito né delle costruzioni adiacenti;

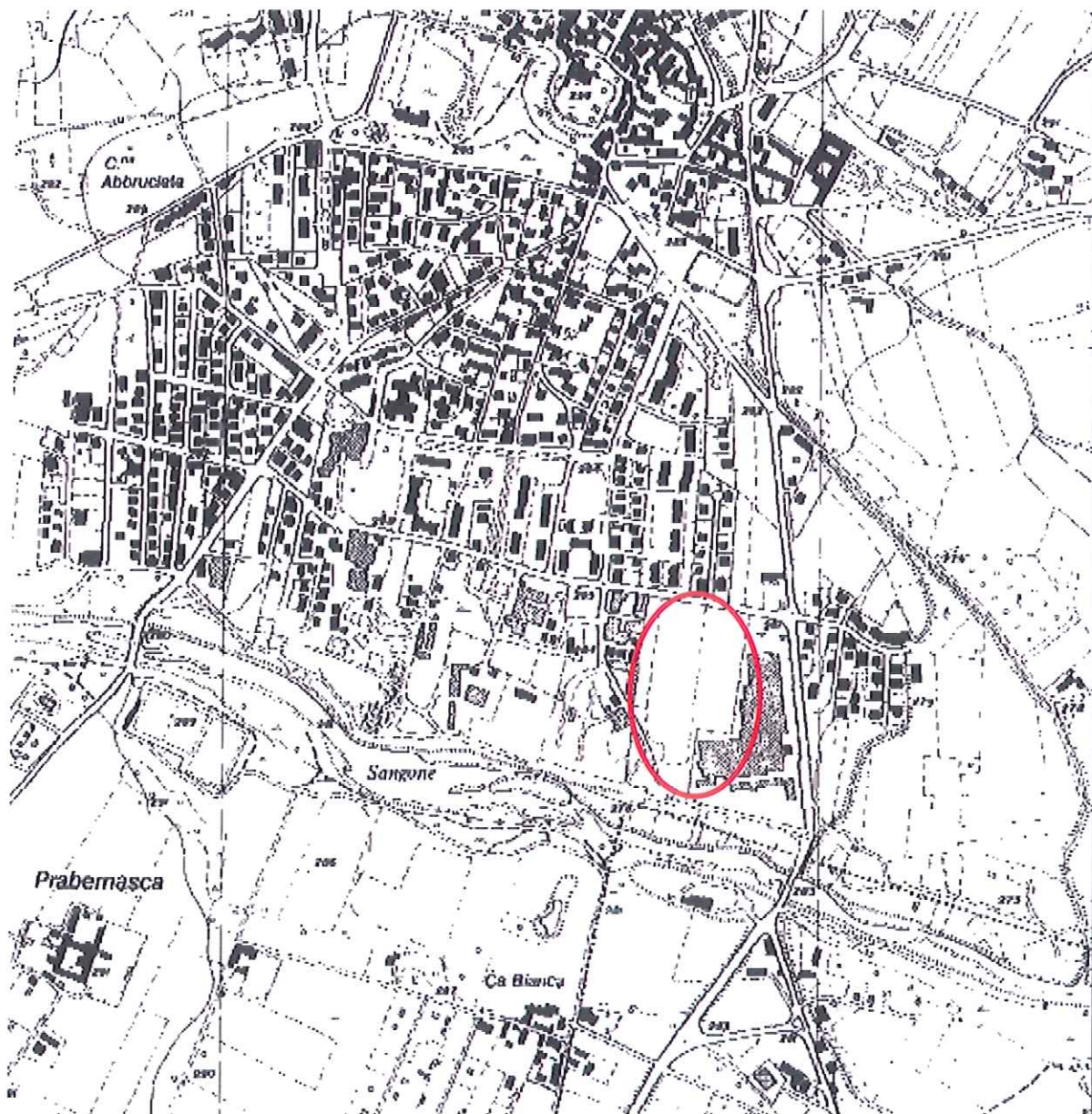
7.4) che le nuove costruzioni potranno essere realizzate con fondazioni dirette senza necessità di consolidamenti o opere di sottofondazione.

Si suggerisce l'attuazione di accorgimenti tecnici mirati alla protezione dei piani interrati da possibili effetti legati alla risalita della falda superficiale, quali, ad esempio, vespai areati con igloo dotati di pome di sollevamento di emergenza, eventuale fondazione a platea continua, impermeabilizzazioni delle pareti perimetrali delle porzioni interrate.

I tecnici



ESTRATTO CARTA TECNICA REGIONALE
FOGLIO 155140 – Scala adattata

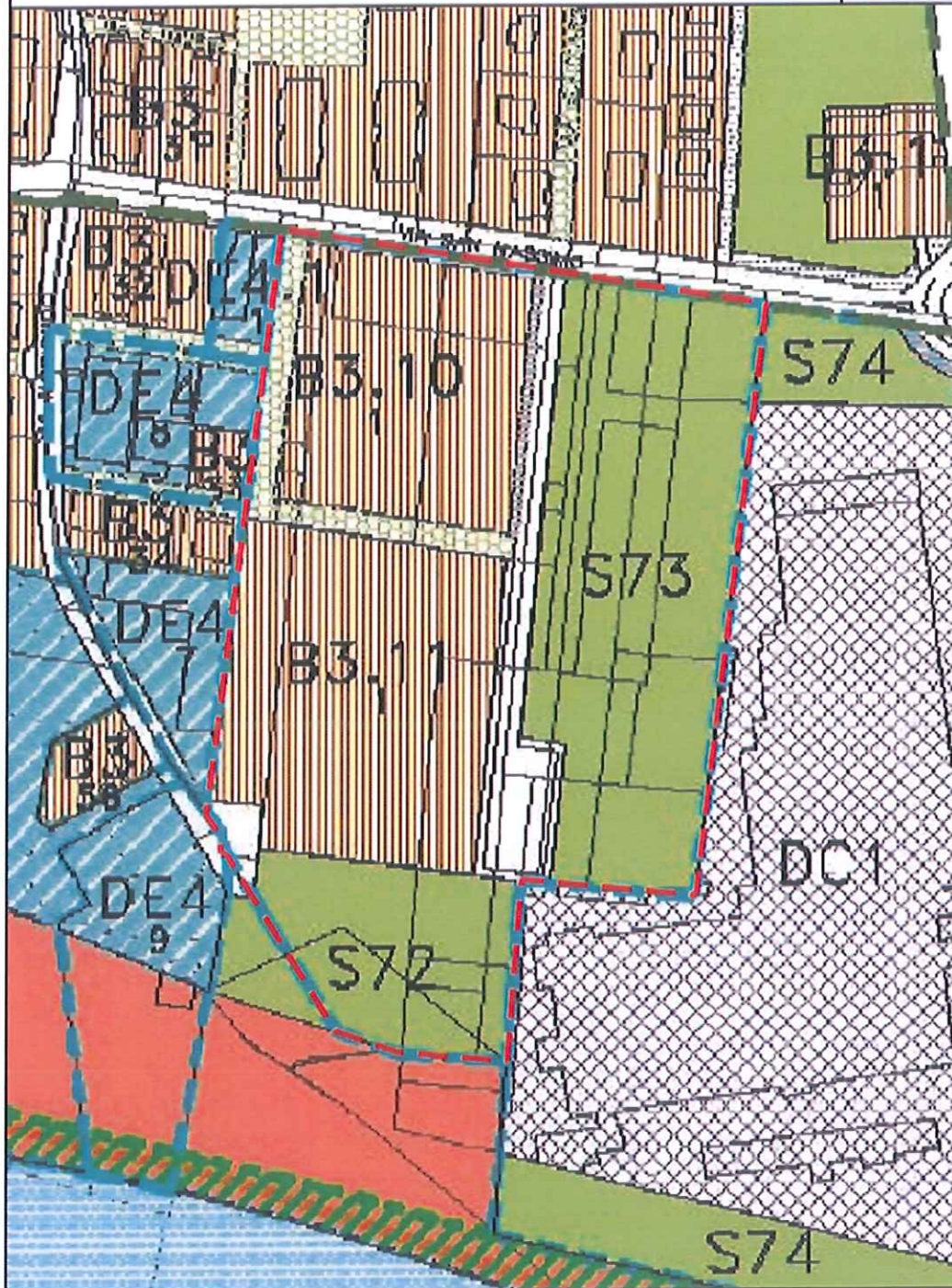


- Ubicazione sondaggi
- Ubicazione altre aree indagate

ESTRATTO P.R.G.C. VIGENTE

 Perimetro d'Intervento
B3,10-B3,11

Scala 1:2000

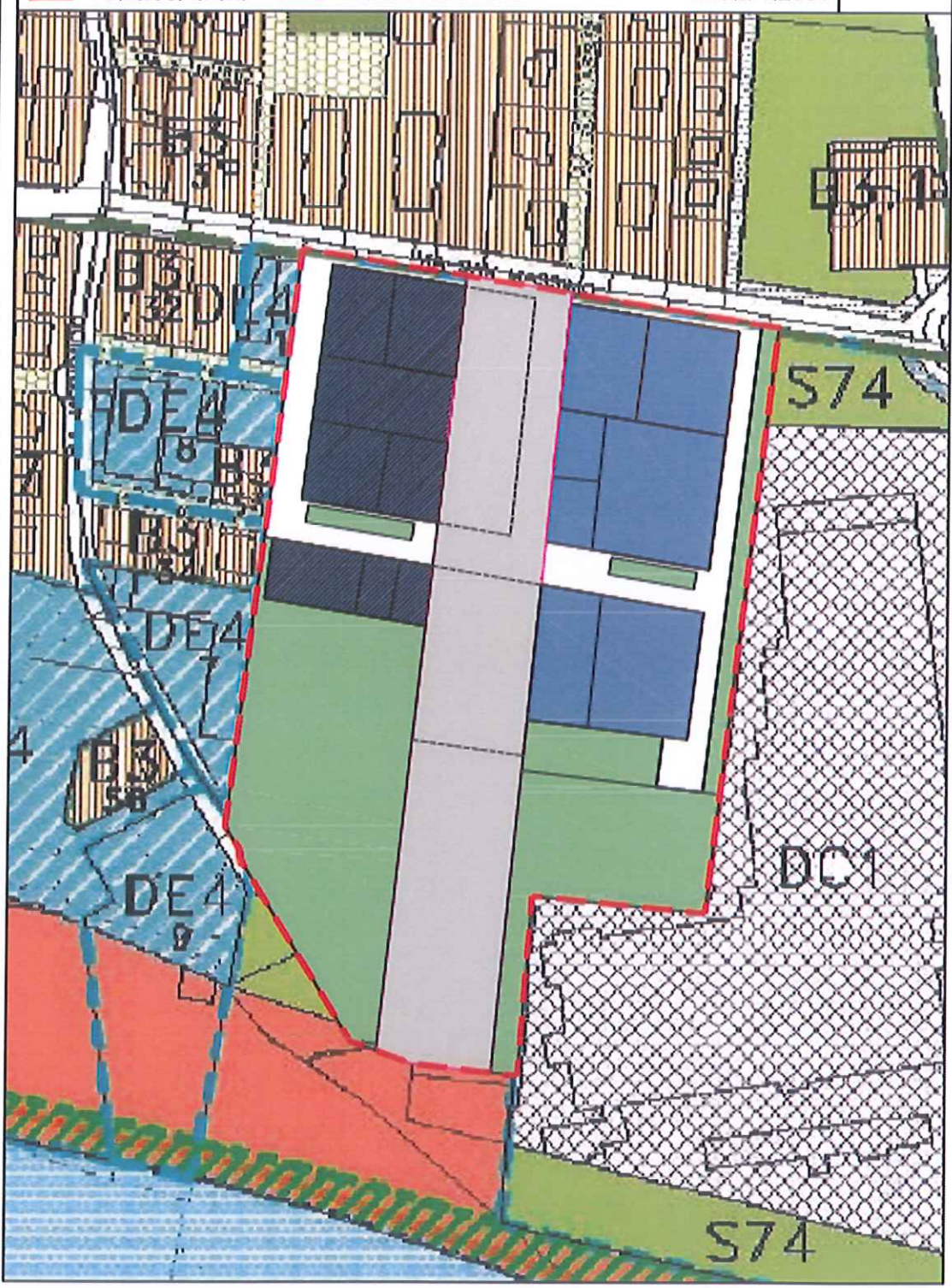


ESTRATTO P.R.G.C. VIGENTE
CON INSERIMENTO PROGETTO P.E.C.L.I.



Perimetro d'Intervento Perimetro COMPARTO B

Scala 1:2000



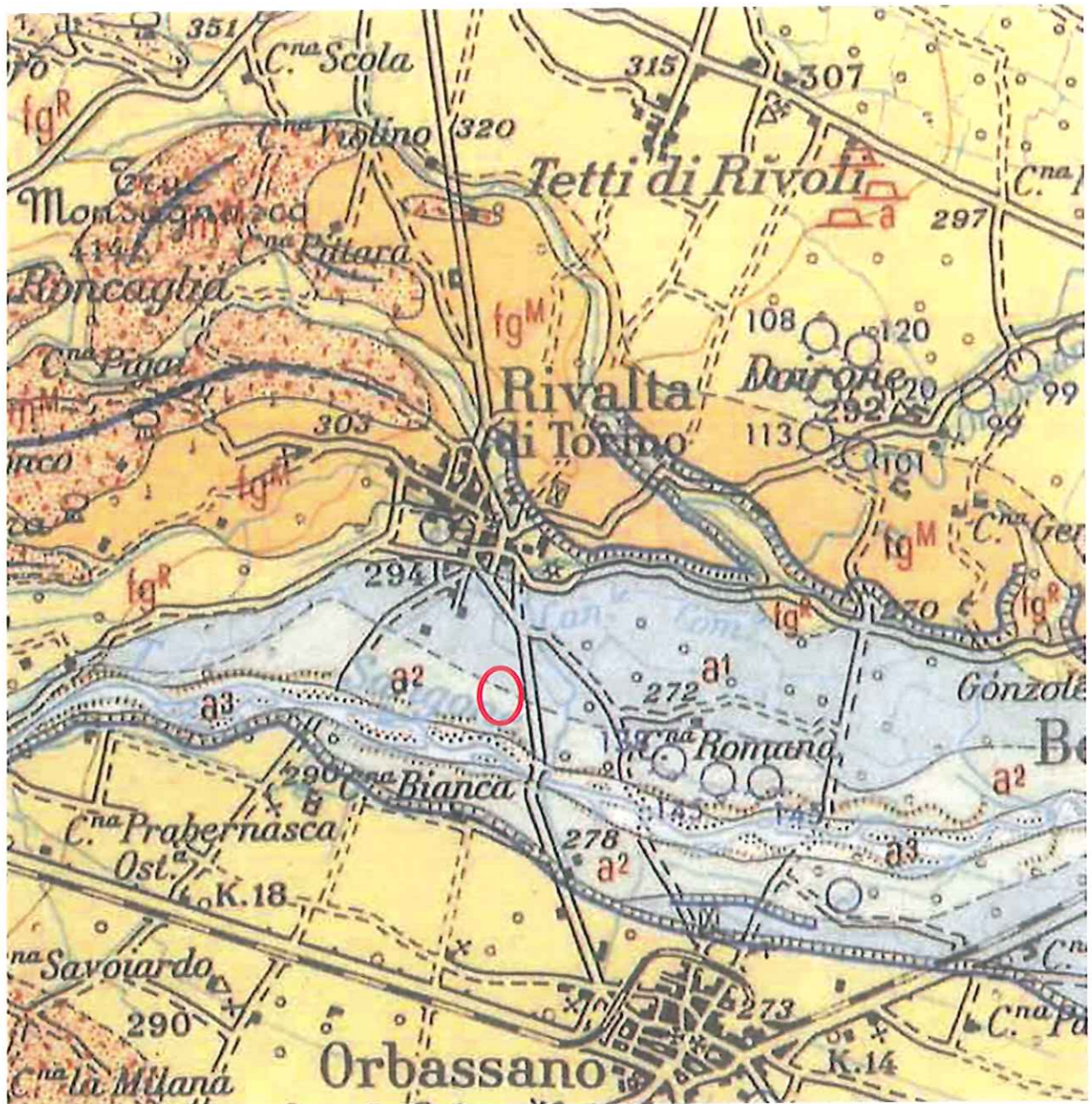
VISTE AEREE DEL SITO



*Rilievo
sismico*



ESTRATTO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – FOGLIO 56 – TORINO –
Scala adattata



a2
Depositi ghiaiosi con lenti sabbioso-argillose, fiancheggianti i principali corsi d'acqua, talora debolmente terrazzati, anche attualmente inondabili (**ALLUVIONI MEDIO-RECENTI**).

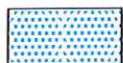
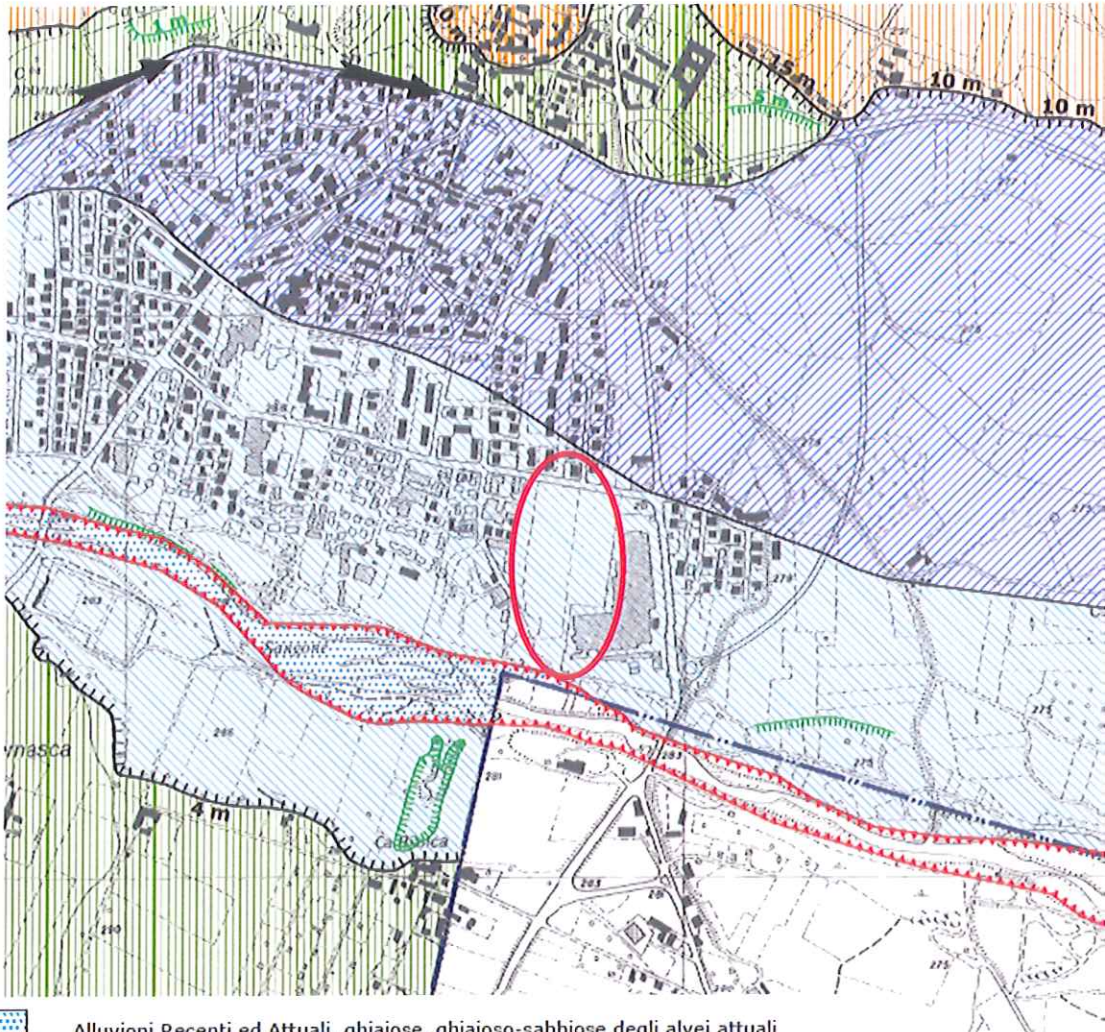


a1
Alluvioni sabbioso-ghiaiose postglaciali, ricoprenti in parte i precedenti depositi del fluviale-fluvioglaciale würmiense (**ALLUVIONI ANTICHE**).



fg^W
Alluvioni ghiaioso-argillose con suolo bruno (**FLUVIOGLACIALE e FLUVIALE WÜRM**).

ESTRATTO CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA
ALLEGATA AL P.R.G.C.



Alluvioni Recenti ed Attuali, ghiaiose, ghiaioso-sabbiose degli alvei attuali



Alluvioni Medio-Recenti prevalentemente ghiaiose con lenti sabbioso-argillose; terrazzate



Alluvioni Antiche sabbioso-ghiaiose, debolmente terrazzate sulle Alluvioni Medio-Recenti



Orli di incisione legati all'attività torrentizia lungo i rii minori



Orli di terrazzo alluvionale con indicazione dell'altezza media della scarpata



Scarpate di origine antropica con indicazione dell'altezza media della scarpata



Fenomeno di scalzamento al piede di una scarpata



Cordoni morenici principali



Ruscigliamento diffuso associato localmente a fenomeni di erosione superficiale

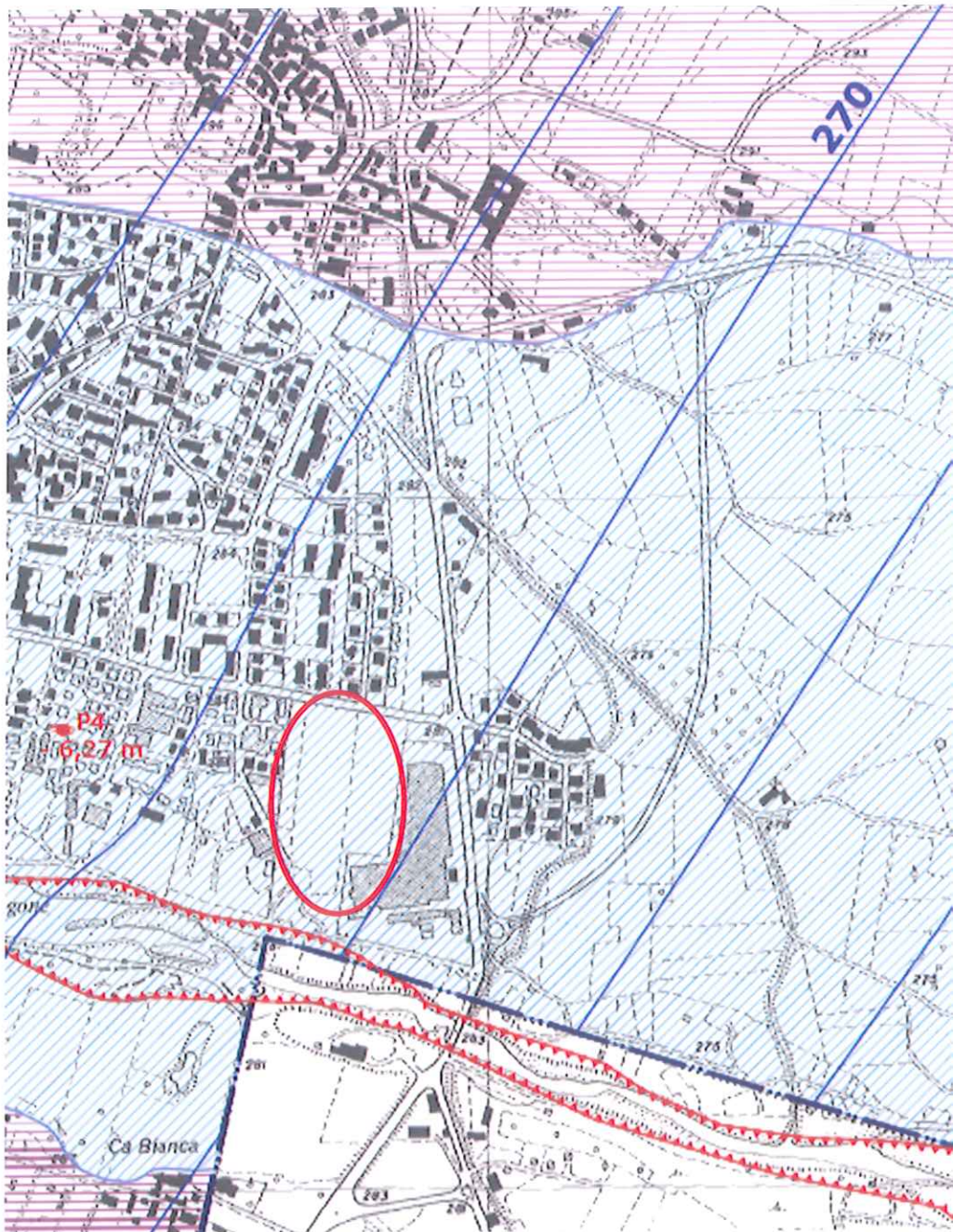


Tracce di vecchi alvei



Attività torrentizia moderata lungo aste di impluvi generalmente in secca.

ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA ALLEGATA AL P.R.G.C.



Depositi prevalentemente ghiaiosi, ad elevata permeabilità, sede di una falda idrica con superficie libera, in rapporto idraulico diretto con i corsi d'acqua. Mancanza di protezione naturale ai fenomeni di inquinamento.

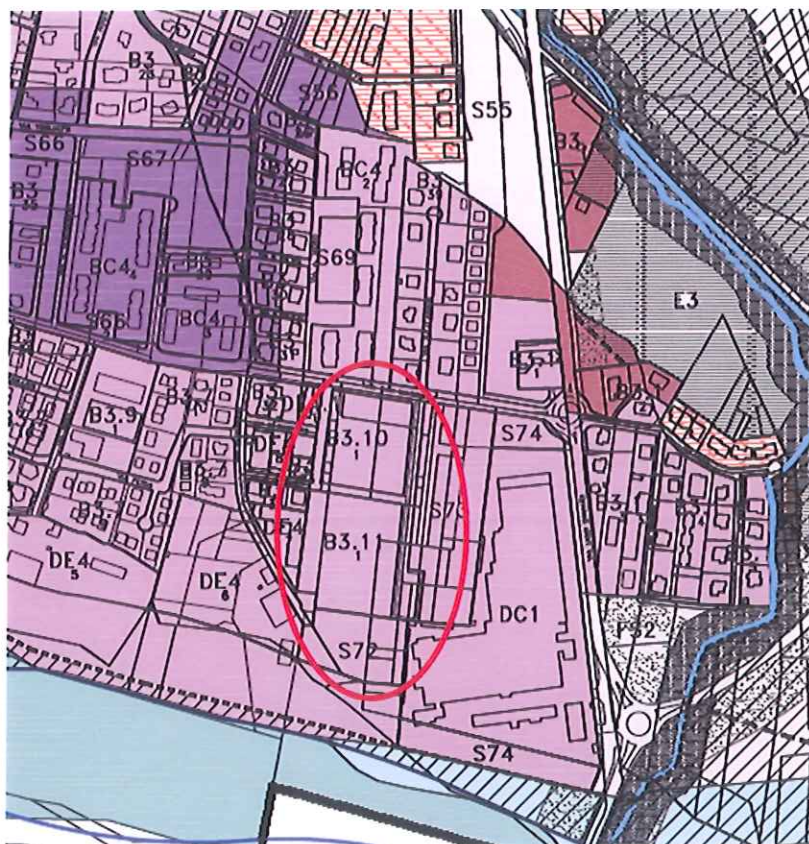


Depositi ghiaioso-sabbiosi ad elevata permeabilità con falda idrica a superficie libera profonda; la presenza di un paleosuolo argilloso in superficie garantisce protezione naturale ai fenomeni d'inquinamento trasmessi dalla superficie. Tale protezione si riduce localmente, lungo i corsi d'acqua per asportazione e seguente erosione del paleosuolo.

➔ P8
-9,25 m

Punti di monitoraggio della falda idrica superficiale e relativa soggiacenza da p.c..

ESTRATTO CARTA DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E
DESTINAZIONE URBANISTICA ALLEGATA AL P.R.G.C.



CLASSE III

Sottoclasse IIIa



IIIa1: Aree inedificate in cui è preclusa ogni nuova edificazione. Per gli edifici isolati eventualmente presenti sono possibili interventi di manutenzione, ristrutturazione, risanamento e adeguamento igienico-funzionale. In tali aree ricadono ambiti collinari ad acclività medio-elevata, aree di pianura esterne alla fascia B del PAI, fasce di rispetto delle scarpate e dei corsi d'acqua secondari.



IIIa2: Aree inedificate ricadenti nella fascia B del PAI regolate dall'art. 39 delle Norme di attuazione del PAI.



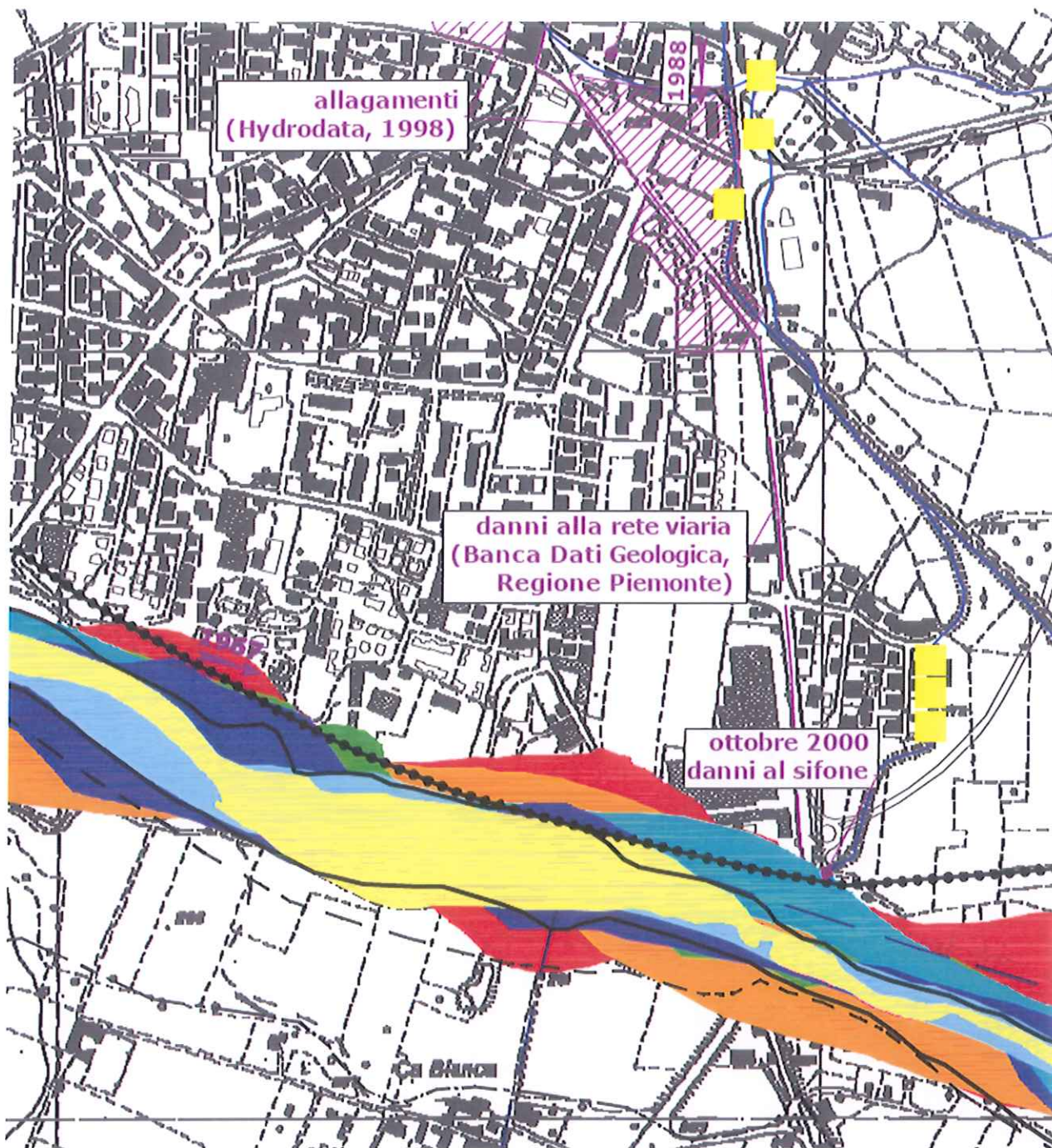
IIIa3: Aree inedificate ricadenti nella fascia A del PAI regolate dall'art. 39 delle Norme di attuazione del PAI.

Sottoclasse IIIb



IIIbA: Aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi edificatori senza limitazioni, in quanto protette dalle opere di sistemazione lungo il T. Sangone già realizzate ed esterne sia alle aree di competenza del Rio Garosso di Rivalta, sia alle aree idraulicamente vulnerabili, così come risulta dagli approfondimenti idraulici.

ESTRATTO CARTA DELLA DINAMICA FLUVIALE
ALLEGATA AL P.R.G.C.



Esondazioni legate ad eventi alluvionali datati



Danni ad infrastrutture ed edifici o fenomeni di erosione spondale attribuibili ad eventi alluvionali datati



Aree soggette ad allagamenti diffusi



Alveo in erosione (prevalentemente di sponda)



Alveo in sovralluvionamento

ANALISI SISMICA A RIFRAZIONE

RIVALTA - PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ONDE DI COMPRESSIONE "P"

POSIZIONE DEGLI SPARI

Ascissa [m]	Quota [m]	Nome File
0.00	0.00	ONDE P ANALISI_1.dat
52.00	0.00	ONDE P ANALISI_2.dat

POSIZIONE DEI GEOFONI E PRIMI ARRIVI

N.	Ascissa [m]	Quota [m]	FBP da 0 [ms]	FBP da 52 [ms]
1	4.00	0.00	10.10	77.90
2	8.00	0.00	24.10	71.50
3	12.00	0.00	32.00	64.80
4	16.00	0.00	38.90	62.00
5	20.00	0.00	42.00	54.00
6	24.00	0.00	45.10	51.00
7	28.00	0.00	50.50	45.50
8	32.00	0.00	53.70	42.10
9	36.00	0.00	61.40	38.10
10	40.00	0.00	64.50	32.00
11	44.00	0.00	70.70	24.00
12	48.00	0.00	77.80	10.50

DISTANZA DEI RIFRATTORI DAI GEOFONI

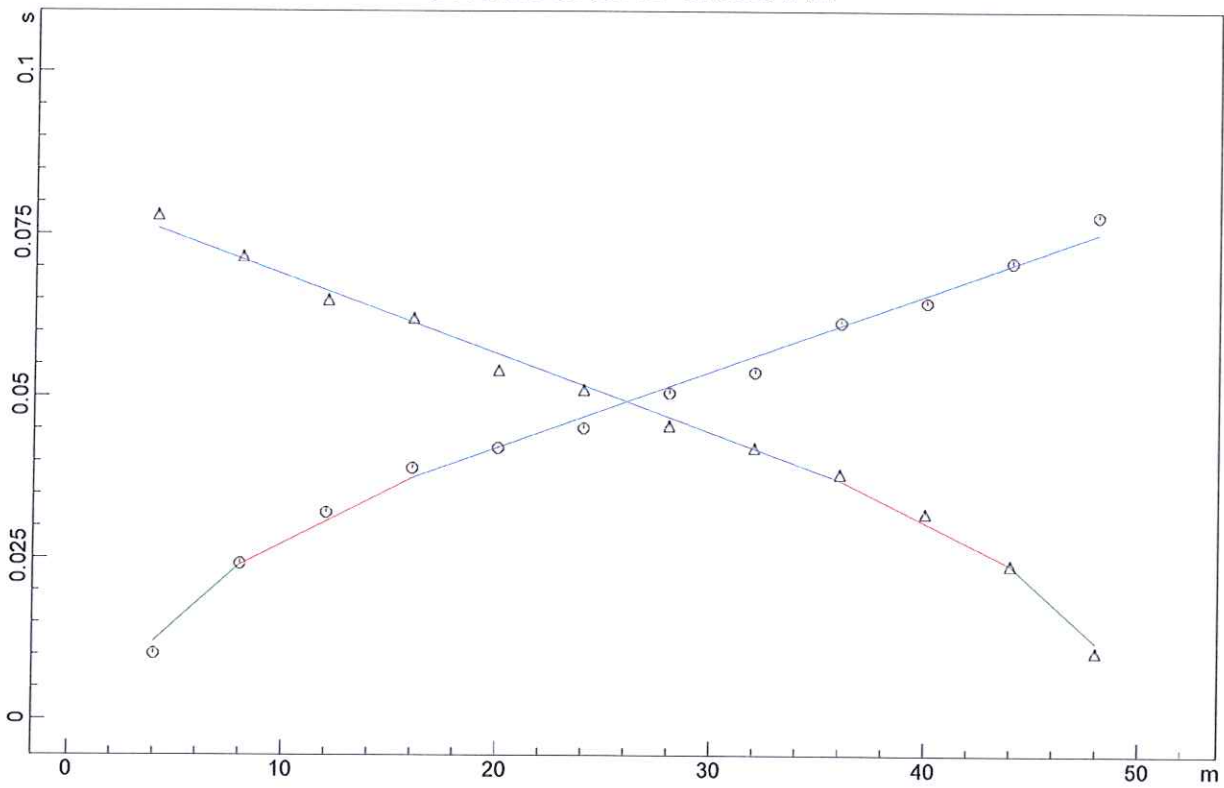
N. Geof.	Dist. Rifr. 1 [m]	Dist. Rifr. 2 [m]
1	2.1	5.1
2	2.1	5.1
3	2.1	5.0
4	2.1	5.0
5	2.1	5.0
6	2.1	4.9
7	2.1	4.9
8	2.1	4.9
9	2.2	4.8
10	2.2	4.8
11	2.2	4.7
12	2.2	4.7

VELOCITA' DEGLI STRATI

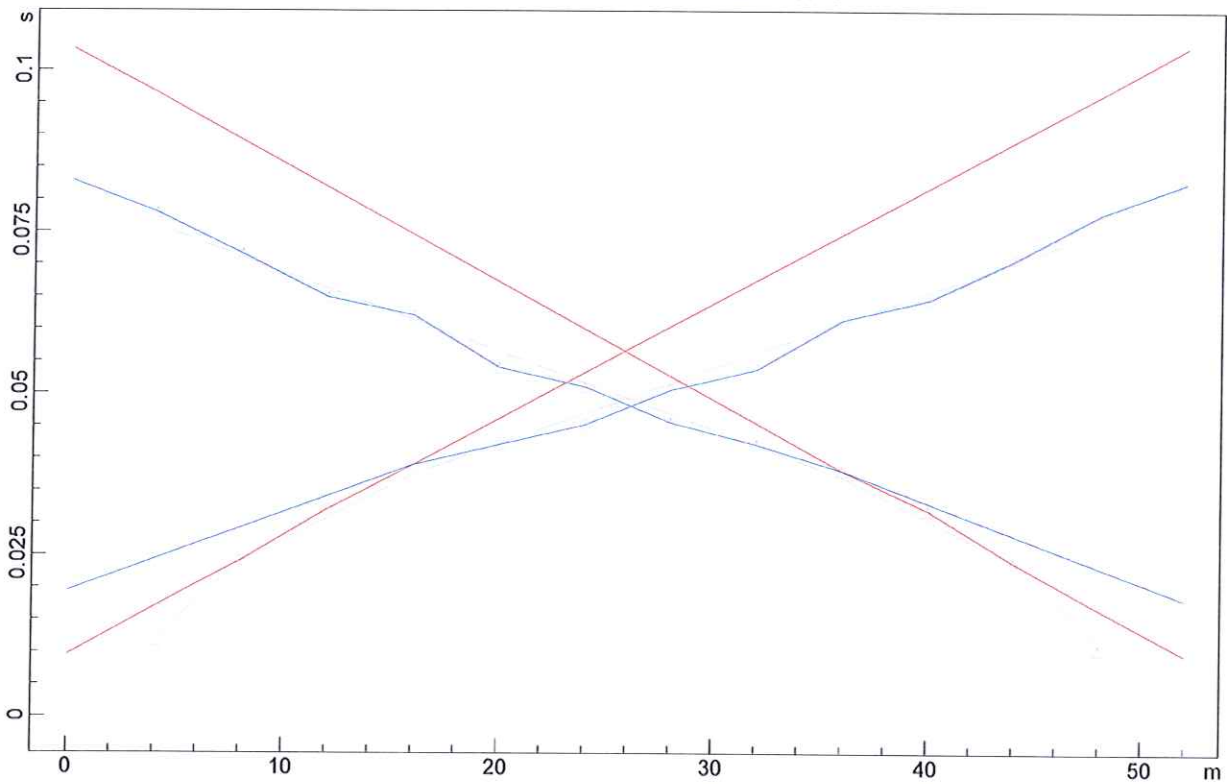
N. Strato	Velocità [m/s]
1	333.7
2	554.1
3	837.8

RIVALTA - PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ONDE DI COMPRESSIONE "P"

DROMOCRONE ORIGINALI

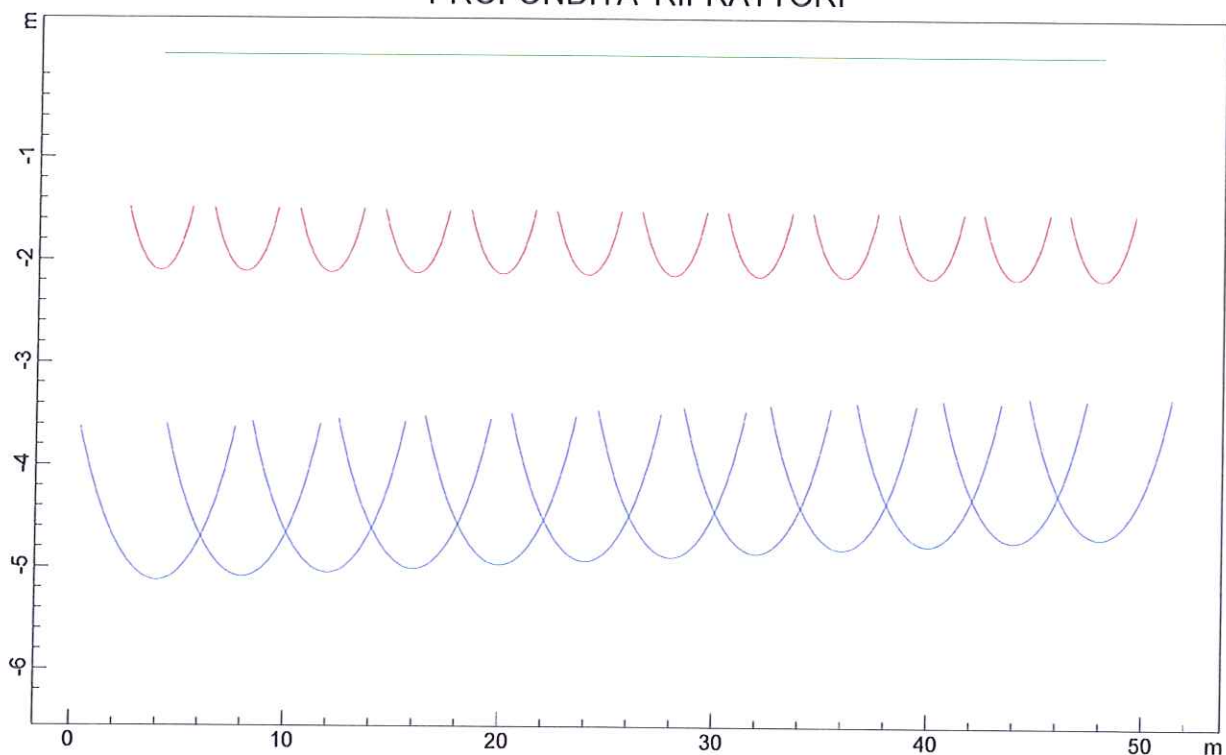


DROMOCRONE TRASLATE

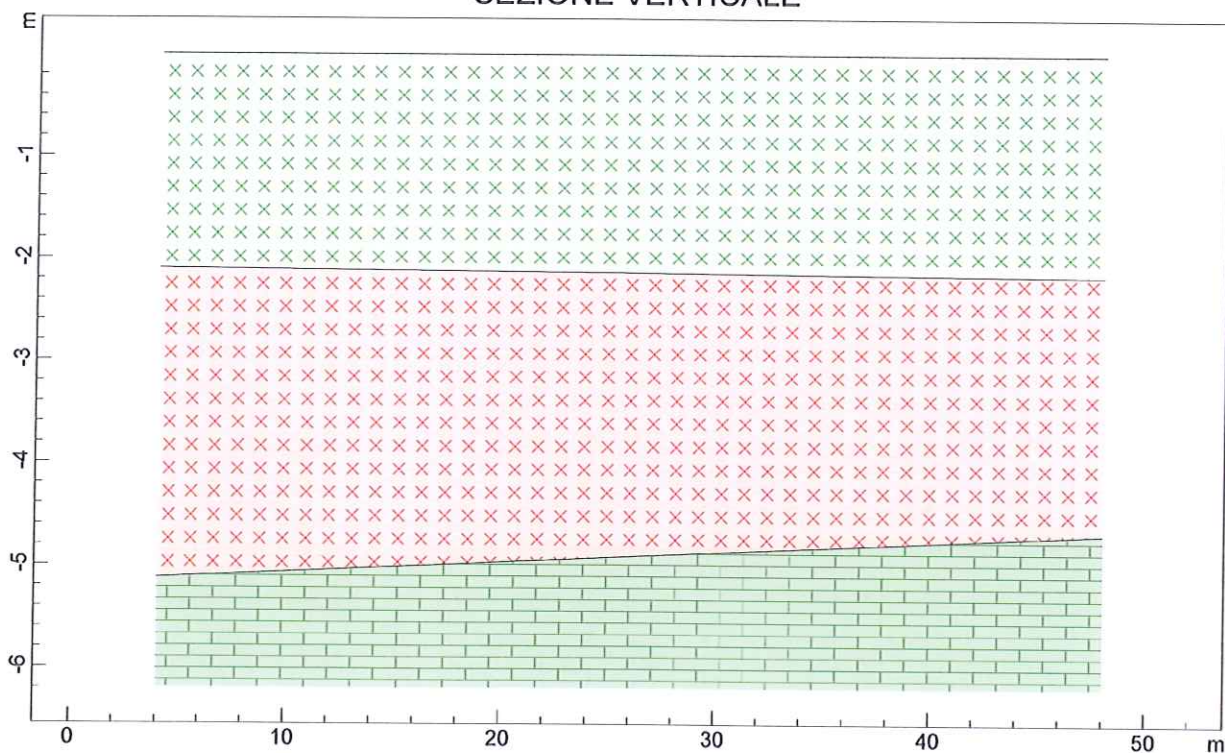


RIVALTA - PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ONDE DI COMPRESSIONE "P"

PROFONDITA' RIFRATTORI



SEZIONE VERTICALE



xxx 333.7 m/s xxx 554.1 m/s xxx 837.8 m/s

ANALISI SISMICA A RIFRAZIONE

RIVALTA - AREA PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ANALISI ONDE DI TAGLIO "S"

POSIZIONE DEGLI SPARI

Ascissa [m]	Quota [m]	Nome File
0.00	0.00	ONDE S ANALISI_1.dat
52.00	0.00	ONDE S ANALISI_2.dat

POSIZIONE DEI GEOFONI E PRIMI ARRIVI

N.	Ascissa [m]	Quota [m]	FBP da 0 [ms]	FBP da 52 [ms]
1	4.00	0.00	12.00	94.10
2	8.00	0.00	25.70	74.10
3	12.00	0.00	36.00	66.00
4	16.00	0.00	45.00	63.80
5	20.00	0.00	47.80	57.10
6	24.00	0.00	48.80	53.00
7	28.00	0.00	53.70	48.80
8	32.00	0.00	57.50	47.80
9	36.00	0.00	64.20	45.10
10	40.00	0.00	66.10	36.00
11	44.00	0.00	74.60	25.70
12	48.00	0.00	94.10	13.30

DISTANZA DEI RIFRATTORI DAI GEOFONI

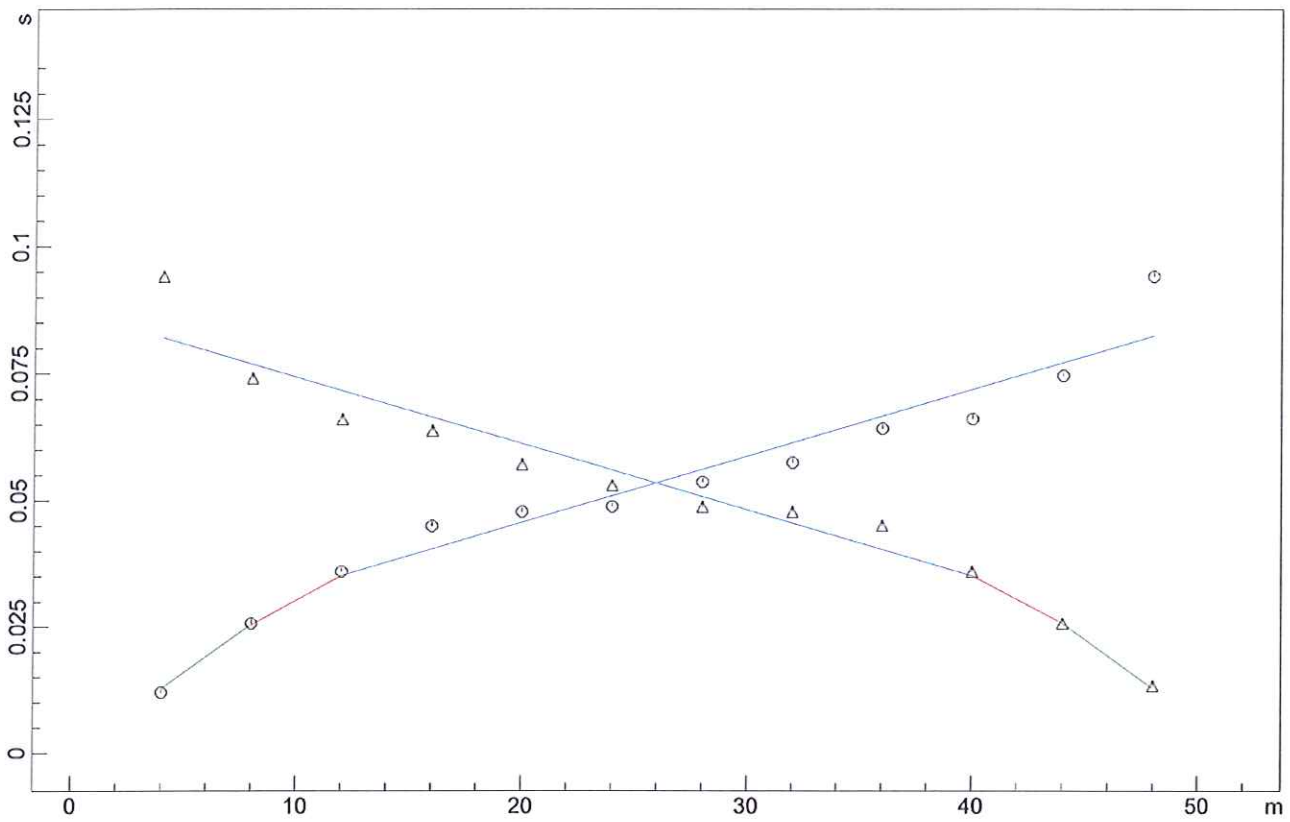
N. Geof.	Dist. Rifr. 1 [m]	Dist. Rifr. 2 [m]
1	1.4	4.2
2	1.4	4.2
3	1.4	4.2
4	1.5	4.2
5	1.5	4.2
6	1.5	4.2
7	1.5	4.2
8	1.5	4.2
9	1.6	4.2
10	1.6	4.1
11	1.6	4.1
12	1.6	4.1

VELOCITA' DEGLI STRATI

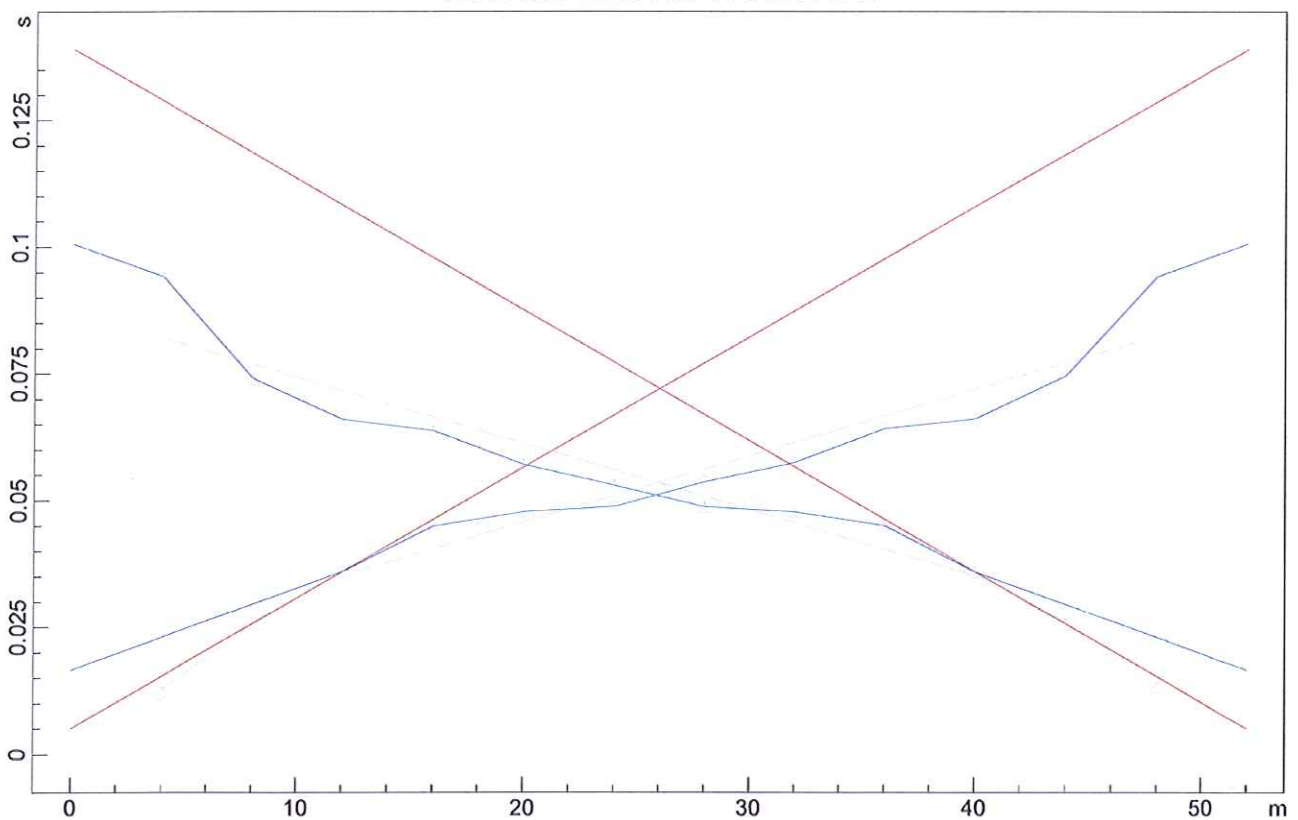
N. Strato	Velocità [m/s]
1	311.8
2	388.3
3	719.0

RIVALTA - AREA PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ANALISI ONDE DI TAGLIO "S"

DROMOCRONE ORIGINALI

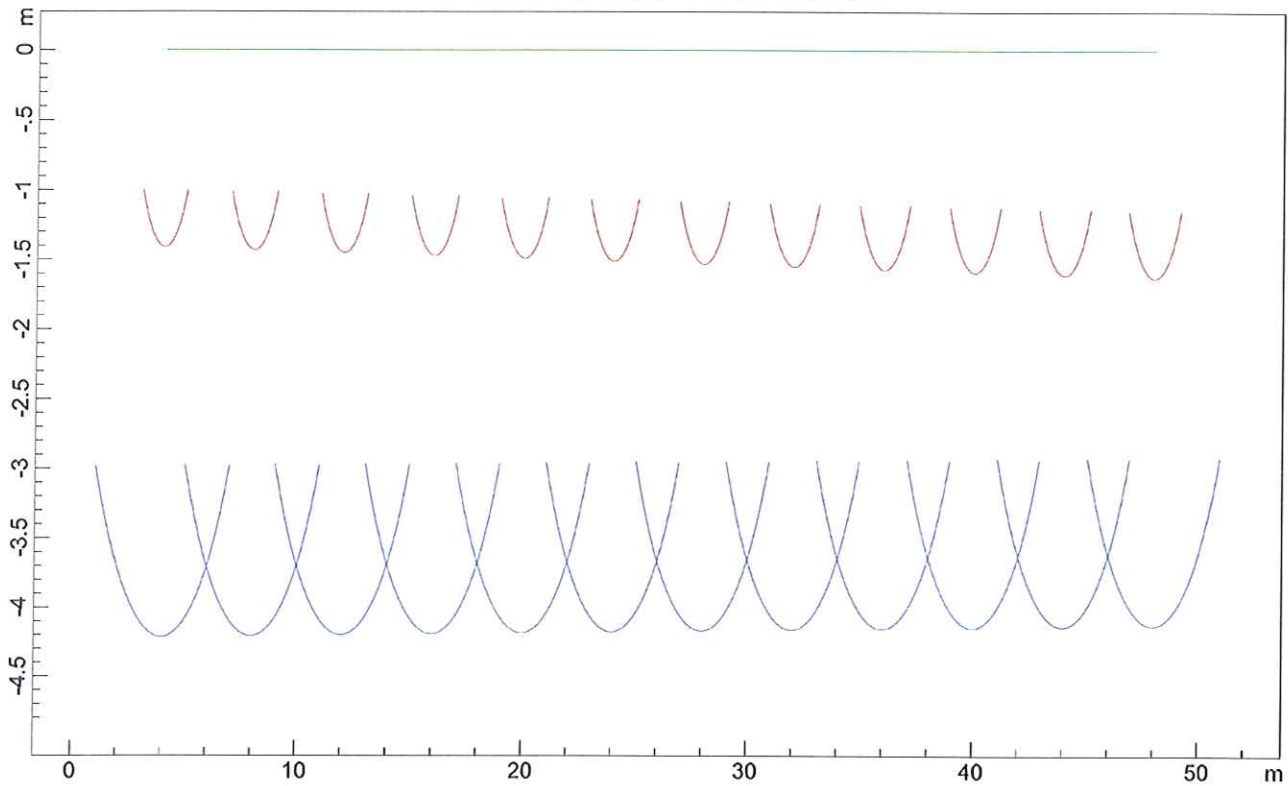


DROMOCRONE TRASLATE

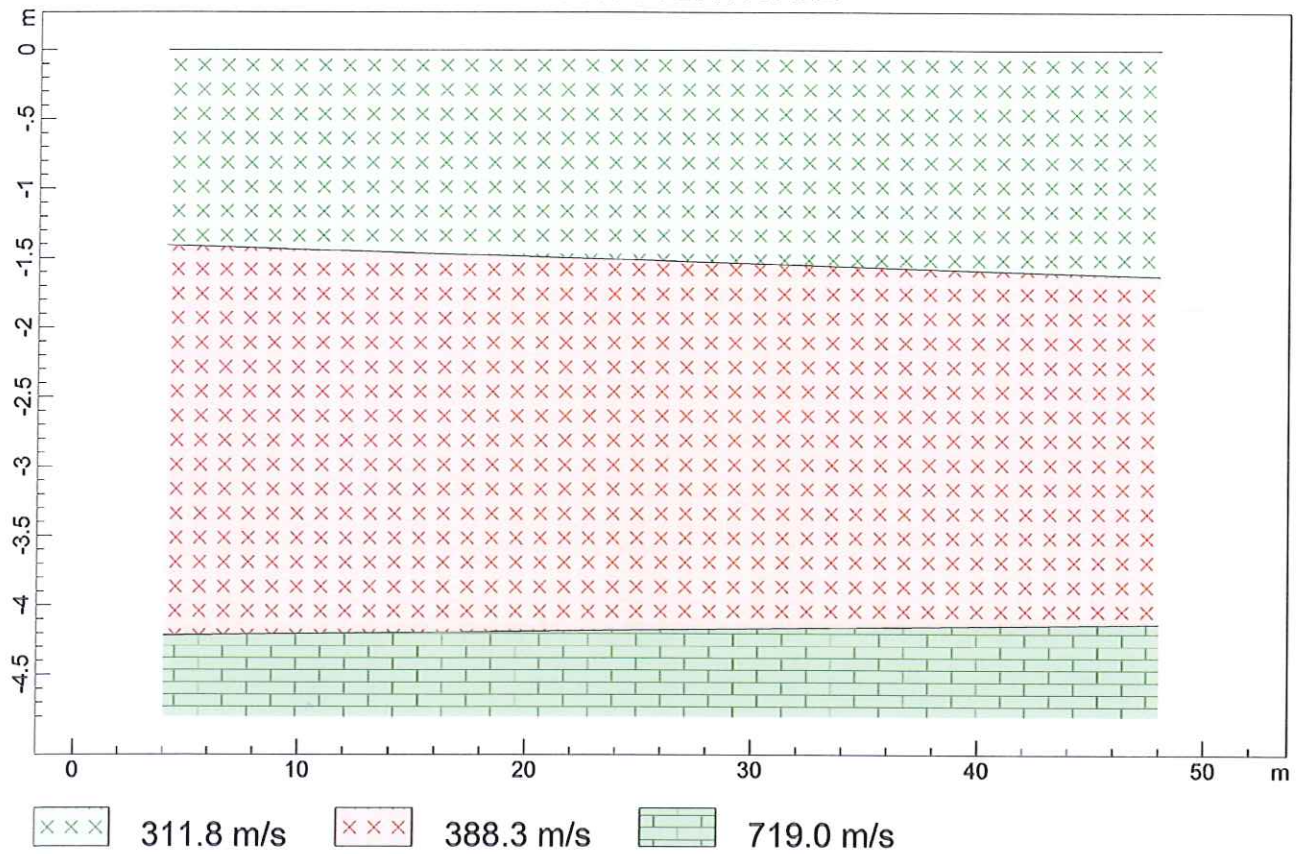


RIVALTA - AREA PEC B3.10-11
RILIEVO SISMICO A RIFRAZIONE
ANALISI ONDE DI TAGLIO "S"

PROFONDITA' RIFRATTORI



SEZIONE VERTICALE



DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI ELASTICI DEL TERRENO MEDIANTE SISMICA A RIFRAZIONE

Proprietà: PROPRIETARI AREA PEC B3.10-11

Località: RIVALTA - Via San Massimo

Opera: Nuovo edificio civile a due p.f.t.

H	Vs	Vp	γ		G		Ev		Vp/Vs	v	E _d		R		T	F	HVs
m	m/s	m/s	kN/m ³		MPa		kN/m ³				Mpa		m/s ² *kN/m ³		sec	Hz	
2	320	330	16	17	167,0	177,5	-442	-470	1,03	-7,38	-2130,1	-2263,2	5120	5440	0,03	40,00	0,01
5	380	550	18	19	265,0	279,7	1979	2089	1,45	0,04	552,9	583,6	6840	7220	0,05	19,00	0,01
30	720	830	19	20	1004,0	1056,9	-44	-46	1,15	-1,02	-40,6	-42,8	13680	14400	0,17	6,00	0,04
																	0,06

H = spessore apparente dello strato

Vs = Velocità delle onde di taglio

Vp = velocità delle onde di compressione

γ = densità dello strato (peso di volume)

G = Modulo di taglio

E_v = Modulo di compressibilità volumetrica

v = modulo di Poisson

E_d = modulo di elasticità dinamico

R = rigidità sismica

T = periodo dello strato

F = frequenza dello strato

HVs = coefficiente di ponderazione velocità onde di taglio

V_{s33} 491,20 m/s

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI NON COESIVI

(Condizioni drenate)

Proprietà : PROPRIETARI AREA PEC B3.10-11

Località : RIVALTA - Via San Massimo

Opera : Nuovo edifici residenziali in ambito PEC

Calcolo capacità portante del terreno per fondazioni su plinti isolati

Il calcolo è effettuato con la relazione di Brinch-Hansen per terreni drenati :

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_f \cdot s_f \cdot i_f \cdot b_f \cdot g_f + c' \cdot N_c \cdot sc \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

		approccio M1 - $\gamma_M=1$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)				approccio M2 - $\gamma_M=1,25$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)			
Peso specifico del terreno	γ' =	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno	ϕ' =	33	33	33	33 °	26	26	26	26 °
Coesione drenata	c' =	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²
Profondità del piano di posa dall'attuale piano campagna	d' =	3,00	3,00	3,00	3,00 m	3,00	3,00	3,00	3,00 m
Profondità di posa della fondazione dal piano finito	D =	0,50	0,50	0,50	0,50 m	0,50	0,50	0,50	0,50 m
Larghezza della fondazione	B =	0,80	1,20	1,50	2,00 m	0,80	1,20	1,50	2,00 m
Lunghezza della fondazione	L =	0,80	1,20	1,50	2,00 m	0,80	1,20	1,50	2,00 m
Carico geostatico.									
q = sovraccarico agente ai bordi della fondazione	D · γ' =	950	950	950	950 daN/m ²	950	950	950	950 daN/m ²
carico geostatico presente al piano di imposta della fondazione $d\gamma'$		5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
Fattori di capacità portante									
Fattore $N_f = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	N_f =	35,19	35,19	35,19	35,19	13,28	13,28	13,28	13,28
Fattore $N_c = (N_q - 1) \cdot 1/\tan \phi'$	N_c =	38,64	38,64	38,64	38,64	22,91	22,91	22,91	22,91
Fattore $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e^{1,3 \cdot \tan \phi'}$	N_q =	26,09	26,09	26,09	26,09	12,37	12,37	12,37	12,37
Fattori di forma									
$s_f = 1 - 0,4 B/L =$	s_f =	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \phi' =$	s_q =	1,65	1,65	1,65	1,65	1,50	1,50	1,50	1,50
$s_c = 1 + B/L \cdot N_q / N_c =$	s_c =	1,68	1,68	1,68	1,68	1,54	1,54	1,54	1,54
Fattori di profondità									
$d_q = 1 + 2 \cdot D/B \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$ per $D < B =$	d_q =	1,17	1,11	1,09	1,07	1,19	1,13	1,10	1,08
$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 / \tan(D/B)$ per $D > B =$	d_q =								
$d_c = d_q \cdot (1 - d_q) \cdot (N_c \cdot \tan \phi')$	d_c =	1,18	1,12	1,09	1,07	1,21	1,14	1,11	1,08

Per il caso in esame si pongono = 1 i fattori dipendenti dall'inclinazione del carico dalla inclinazione del piano di posa della fondazione e del piano campagna, che si suppongono orizzontali.

Risulta quindi che il carico limite di rottura del terreno in esame è la somma delle seguenti componenti

1) componente di resistenza al taglio (fattori $\gamma \phi'$)	=	16.046	24.068	30.085	40.114 daN/m ²	6.054	9.081	11.351	15.135 daN/m ²
2) componente di coesione (fattori c')	=	0	0	0	0 daN/m ²	0	0	0	0 daN/m ²
3) componente di carico geostatico (fattori q)	=	47.766	45.472	44.555	43.637 daN/m ²	20.955	19.833	19.384	18.935 daN/m ²
4) incremento dovuto al sovraccarico geostatico preesistente	=	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
R_d =		69.512	75.241	80.340	89.451 daN/m²	32.709	34.614	36.435	39.770 daN/m²
nota: 1 daN=1kg circa	pari a	6,95	7,52	8,03	8,95 daN/cm²	3,27	3,46	3,64	3,98 daN/m²
	Resistenza a rottura del terreno =	0,70	0,75	0,80	0,89 MPa	0,33	0,35	0,36	0,40 MPa
	Resistenza ammissibile R_d =	6,95	7,52	8,03	8,95 kg/cm²	3,27	3,46	3,64	3,98 kg/cm²
	Approccio 2 - R3	Rd=	3,02	3,27	3,49	3,89 kg/cm²			

da Nte 2008

Approccio 1 - combinazione A1-M1-R1

AZIONI - 1,3G + 1,5 Q

(Tab. 6.2.I - A1)

PARAMETRI $\gamma_f=1,0 - \gamma_r=1,0 - \gamma_{cu}=1,0$

(Tab. 6.2.II - M1)

RESISTENZE $\gamma_r=1,0$

$R_d=q_{lim}$

(Tab.6.4.I - R1)

Approccio 1 - combinazione A2-M2-R2

AZIONI - 1,0G + 1,3 Q

(Tab. 6.2.I - A2)

PARAMETRI $\gamma_f=1,25 - \gamma_r=1,25 - \gamma_{cu}=1,4$

(Tab. 6.2.II - M2)

RESISTENZE $\gamma_r=1,8$

$R_d=q_{lim/1,8}$

(Tab.6.4.I - R2)

Approccio 2 - combinazione A1-M1-R3 (in alternativa all'Approccio 1)

AZIONI - 1,3G + 1,5 Q

(Tab. 6.2.I - A1)

PARAMETRI $\gamma_f=1,0 - \gamma_r=1,0 - \gamma_{cu}=1,0$

(Tab. 6.2.II - M1)

RESISTENZE $\gamma_r=2,3$

$R_d=q_{lim}$

(Tab.6.4.I - R1)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI NON COESIVI

(Condizioni drenate)

Proprietà : PROPRIETARI AREA PEC B3.10-11

Località: RIVALTA - Via San Massimo

Opera: Nuovo edifici residenziali in ambito PEC

Calcolo capacità portante del terreno per fondazioni su travi continue

Il calcolo è effettuato con la relazione di Brinch-Hansen per terreni drenati :

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_f \cdot s_f \cdot i_f \cdot b_f \cdot g_f + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

		approccio M1 - $\gamma_M=1$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)				approccio M2 - $\gamma_M=1,25$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)			
Peso specifico del terreno	$\gamma' =$	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	33	33	33	33 °	26	26	26	26 °
Coesione drenata	$c' =$	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²
Profondità del piano di posa dall'attuale piano campagna	$d' =$	3,00	3,00	3,00	3,00 m	3,00	3,00	3,00	3,00 m
Profondità di posa della fondazione dal piano finito	$D =$	0,50	0,50	0,50	0,50 m	0,50	0,50	0,50	0,50 m
Larghezza della fondazione	$B =$	0,80	1,20	1,50	2,00 m	0,80	1,20	1,50	2,00 m
Lunghezza della fondazione	$L =$	20,00	20,00	20,00	20,00 m	20,00	20,00	20,00	20,00 m
Carico geostatico.									
q = sovraccarico agente ai bordi della fondazione	$D \cdot \gamma' =$	950	950	950	950 daN/m ²	950	950	950	950 daN/m ²
carico geostatico presente al piano di imposta della fondazione	$d' \gamma' =$	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
Fattori di capacità portante									
Fattore $N_f = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	$N_f =$	35,19	35,19	35,19	35,19	13,28	13,28	13,28	13,28
Fattore $N_c = (N_q - 1) \cdot 1/\tan \phi'$	$N_c =$	38,64	38,64	38,64	38,64	22,91	22,91	22,91	22,91
Fattore $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{s \cdot \tan \phi'}$	$N_q =$	26,09	26,09	26,09	26,09	12,37	12,37	12,37	12,37
Fattori di forma									
$s_f = 1 - 0,4 B/L =$	$s_f =$	0,98	0,98	0,97	0,96	0,98	0,98	0,97	0,96
$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \phi' =$	$s_q =$	1,03	1,04	1,05	1,06	1,02	1,03	1,04	1,05
$s_c = 1 + B/L \cdot N_q/N_c =$	$s_c =$	1,03	1,04	1,05	1,07	1,02	1,03	1,04	1,05
Fattori di profondità									
$d_q = 1 + 2 \cdot D/B \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$ per $D < B =$	$d_q =$	1,17	1,11	1,09	1,07	1,19	1,13	1,10	1,08
$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 / \tan(D/B)$ per $D > B =$	$d_q =$								
$d_c = d_q \cdot (1 - d_q) \cdot (N_c \cdot \tan \phi')$	$d_c =$	1,18	1,12	1,09	1,07	1,21	1,14	1,11	1,08
Per il caso in esame si pongono = 1 i fattori dipendenti dall'inclinazione del carico dalla inclinazione del piano di posa della fondazione e del piano campagna, che si suppongono orizzontali.									
Risulta quindi che il carico limite di rottura del terreno in esame è la somma delle seguenti componenti									
1) componente di resistenza al taglio (fattori $\gamma \phi'$)	=	26.315	39.151	48.638	64.182 daN/m ²	9.929	14.772	18.351	24.216 daN/m ²
2) componente di coesione (fattori c')	=	0	0	0	0 daN/m ²	0	0	0	0 daN/m ²
3) componente di carico geostatico (fattori q)	=	29.712	28.643	28.328	28.174 daN/m ²	14.282	13.648	13.436	13.282 daN/m ²
4) incremento dovuto al sovraccarico geostatico preesistente	=	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
Q_{lim} totale =		61.727	73.494	82.666	98.056 daN/m²	29.910	34.120	37.487	43.198 daN/m²
nota. 1 daN=1kg circa	pari a	6,17	7,35	8,27	9,81 daN/cm²	2,99	3,41	3,75	4,32 daN/m²
	Resistenza a rottura del terreno =	0,62	0,73	0,83	0,98 MPa	0,30	0,34	0,37	0,43 MPa
	Resistenza ammissibile R_d =	6,17	7,35	8,27	9,81 kg/cm²	2,99	3,41	3,75	4,32 kg/cm²
	Approccio 2 - R3	Rd=	2,68	3,20	3,59	4,26 kg/cm²			

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI NON COESIVI

(Condizioni drenate)

Proprietà : PROPRIETARI AREA PEC B3.10-11

Località: RIVALTA - Via San Massimo

Opera: Nuovo edifici residenziali in ambito PEC

Calcolo capacità portante del terreno per fondazioni su platea

Il calcolo è effettuato con la relazione di Brinch-Hansen per terreni drenati :

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_f \cdot s_f \cdot i_f \cdot b_f \cdot g_f + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

		approccio M1 - $\gamma_M=1$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)				approccio M2 - $\gamma_M=1,25$ (NTC2008 - 6.2.3.1.2)			
Peso specifico del terreno	$\gamma' =$	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³	1.900	1.900	1.900	1.900 daN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno	$\phi' =$	33	33	33	33 °	26	26	26	26 °
Coesione drenata	$c' =$	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²	0	0,00	0,00	0,00 daN/m ²
Profondità del piano di posa dall'attuale piano campagna	$d' =$	3,00	3,00	3,00	3,00 m	3,00	3,00	3,00	3,00 m
Profondità di posa della fondazione dal piano finito	$D =$	0,50	0,50	0,50	0,50 m	0,50	0,50	0,50	0,50 m
Larghezza della fondazione	$B =$	5,00	10,00	15,00	20,00 m	5,00	10,00	15,00	20,00 m
Lunghezza della fondazione	$L =$	5,00	10,00	15,00	20,00 m	5,00	10,00	15,00	20,00 m
Carico geostatico.									
q = sovraccarico agente ai bordi della fondazione	$D \cdot \gamma' =$	950	950	950	950 daN/m ²	950	950	950	950 daN/m ²
carico geostatico presente al piano di imposta della fondazione	$d' \gamma' =$	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
Fattori di capacità portante									
Fattore $N_f = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	$N_f =$	35,19	35,19	35,19	35,19	13,28	13,28	13,28	13,28
Fattore $N_c = (N_q - 1) \cdot 1/\tan \phi'$	$N_c =$	38,64	38,64	38,64	38,64	22,91	22,91	22,91	22,91
Fattore $N_q = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	$N_q =$	26,09	26,09	26,09	26,09	12,37	12,37	12,37	12,37
Fattori di forma									
$s_f = 1 - 0,4 B/L =$	$s_f =$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \phi' =$	$s_q =$	1,65	1,65	1,65	1,65	1,50	1,50	1,50	1,50
$s_c = 1 + B/L \cdot N_c / N_c =$	$s_c =$	1,68	1,68	1,68	1,68	1,54	1,54	1,54	1,54
Fattori di profondità									
$d_q = 1 + 2 \cdot D/B \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$ per $D < B =$	$d_q =$	1,03	1,01	1,01	1,01	1,03	1,02	1,01	1,01
$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 / \tan(D/B)$ per $D > B =$	$d_q =$								
$d_c = d_q \cdot (1 - d_q) \cdot (N_c \cdot \tan \phi')$	$d_c =$	1,03	1,01	1,01	1,01	1,03	1,02	1,01	1,01

Per il caso in esame si pongono = 1 i fattori dipendenti dall'inclinazione del carico dalla inclinazione del piano di posa della fondazione e del piano campagna, che si suppongono orizzontali.

Risulta quindi che il carico limite di rottura del terreno in esame è la somma delle seguenti componenti

1) componente di resistenza al taglio (fattori $\gamma \phi'$)	=	100.284	200.569	300.853	401.138 daN/m ²	37.838	75.676	113.514	151.352 daN/m ²
2) componente di coesione (fattori c')	=	0	0	0	0 daN/m ²	0	0	0	0 daN/m ²
3) componente di carico geostatico (fattori q)	=	41.986	41.435	41.252	41.160 daN/m ²	18.127	17.858	17.768	17.723 daN/m ²
4) incremento dovuto al sovraccarico geostatico preesistente	=	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²	5.700	5.700	5.700	5.700 daN/m ²
Q_{lim} totale =		147.970	247.704	347.805	447.998 daN/m²	61.665	99.234	136.982	174.775 daN/m²
nota. 1 daN=1kg circa									
pari a		14,80	24,77	34,78	44,80 daN/cm²	6,17	9,92	13,70	17,48 daN/m²
Resistenza a rottura del terreno =		1,48	2,48	3,48	4,48 MPa	0,62	0,99	1,37	1,75 MPa
Resistenza ammissibile R_d =		14,80	24,77	34,78	44,80 kg/cm²	6,17	9,92	13,70	17,48 kg/cm²
Approccio 2 - R3	Rd=	6,43	10,77	15,12	19,48 kg/cm²				