



qualità

sistemi di gestione qualità – audit di prima e seconda parte – formazione – implementazione ISO 9001:2015



ambiente e geologia

sistemi di gestione ambientale – implementazione ISO 14001:2015 – rifiuti – VIA, AUA, AIA, emissioni in atmosfera – caratterizzazioni ambientali – analisi di rischio – due diligence – indagini geotecniche – geologia applicata – CPT, CPTU, permeabilità terreni BAT, georadar, MASW, tomografia elettrica 2D, 3D – monitoraggi ambientali



energia ed impianti

progettazione impianti elettrici – termici civili, industriali, pubblica illuminazione – verifiche – impianti ad energie alternative: fotovoltaico, geotermico, solare termico



costruzioni e strutture

progettazione civile e industriale in c.a., acciaio, legno – collaudi – direzione lavori – assunzione incarico Responsabile Lavori – verifiche strutturali



sicurezza sul lavoro e cantieri

sistemi di gestione salute e sicurezza UNI-INAIL BS OHSAS 18001:2007 – RSPP – due diligence – audit di prima e seconda parte – documenti di valutazione dei rischi – valutazioni rischi specifici – sicurezza in cantiere: incarichi di CSP, CSE, RL, documenti: PSC, PSS, POS, PIMUS, progettazione ponteggi – sicurezza degli alimenti – prevenzione incendi, CPI – formazione e addestramento – formazione e-Learning



marcatore CE

marcatore CE macchine, attrezzature, impianti, accessori di sollevamento e materiali – fascicoli tecnici, libretti di uso e manutenzione, valutazione dei rischi – assistenza macchine extra UE



acustica

valutazione impatto acustico – requisiti acustici passivi – clima acustico



miglioramento energetico

diagnosi, interventi migliorativi, progettazione involucro e impianti, APE, detrazioni fiscali – verifiche termogrammetriche – termografia

RIFERIMENTO: IMPIANTO FOTOVOLTAICO CONNESSO ALLA RETE ELETTRICA PER VENDITA DI ENERGIA.

OGGETTO: caratterizzazione stratigrafica, geotecnica e sismica dei terreni di fondazione

RELAZIONE GEOLOGICO E GEOTECNICA

L.R. 09/05/1988 n. 27
D.P.R. 380/01
O.C.M n. 3274 del 20/03/2003
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche sulle Costruzioni
D.M. 17/01/2018 Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni

Comune di Costa di Rovigo
Provincia di Rovigo

Località
Via Dossei, Via N. Badaloni

Data: 14 dicembre 2022

Rif. Ns.: rel. geo. 2259/22

COMMITTENTE:
AIEM GREEN srl
Viale Combattenti Alleati d'Europa, 9/G
45100 ROVIGO

TECNICO:
dott. PAOLO CHIARION
geologo e tecnico ambientale
Viale Combattenti Alleati d'Europa, 9/G
45100 ROVIGO



Tecnologica Group srl
Via Combattenti Alleati d'Europa, 9/S
45100 ROVIGO
t.f. 0425.475453
www.tecnologicagroup.com
info@tecnologicagroup.com

INDICE

1. PREMESSE
 - 1.1. Generalità
 - 1.2. Dati identificativi dell'area
 - 1.3. Normativa di riferimento

2. ASSETTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO
 - 2.1. Assetto geologico
 - 2.2. Assetto geomorfologico
 - 2.3. Assetto idrogeologico

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE NELL'AREA DI INTERVENTO

4. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI
 - 4.1. Caratterizzazione stratigrafica dei terreni
 - 4.2. Carico ammissibile sul substrato di fondazione
 - 4.3. Metodo utilizzato per i cedimenti - CEDIMENTI EDOMETRICI

5. SISMICITA' LOCALE E DATI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA
 - 5.1. Dati per la progettazione sismica
 - 5.2. Indagine HVSR e MASW

6. STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

7. COMPATIBILITÀ GEOLOGICA

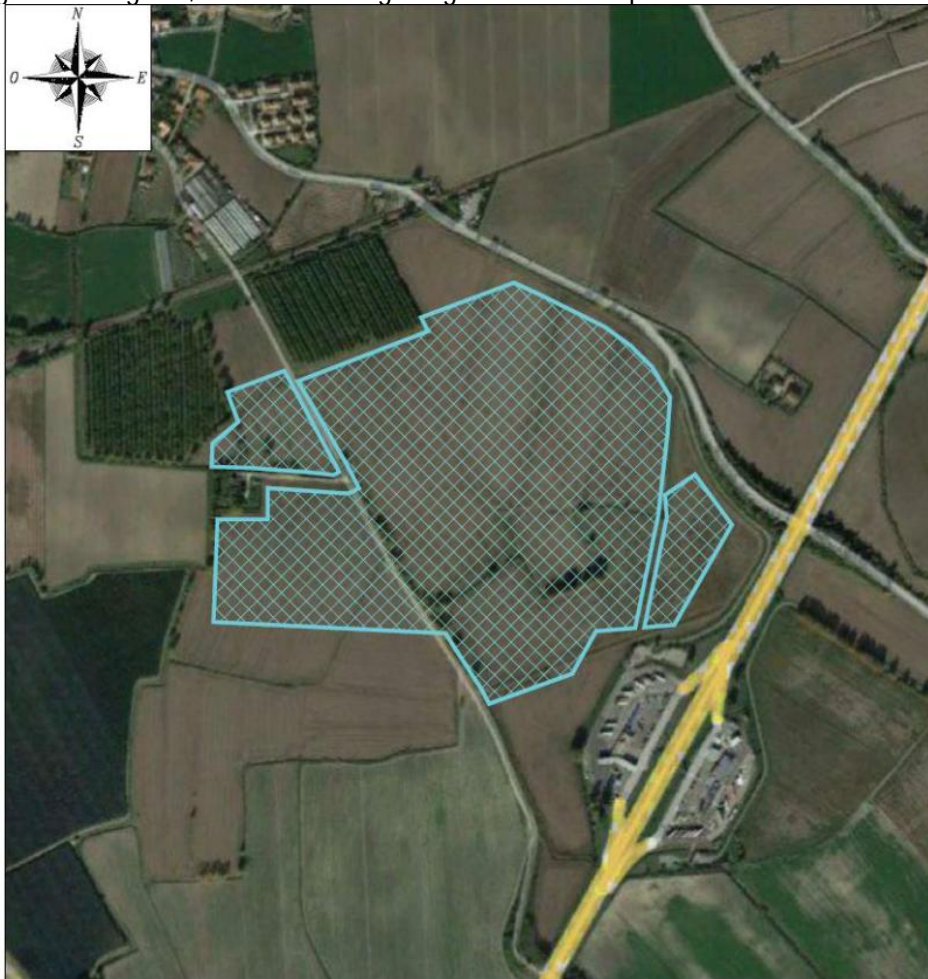
8. CONCLUSIONI E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

9. ALLEGATI
 - Planimetria generale
 - Prove penetrometriche statiche

1. PREMESSA

1.1. Generalità

Si redige la seguente relazione di compatibilità geologica, geotecnica, geomorfologica, idrogeologica e sismica del terreno, sito in Comune di Costa di Rovigo (RO) Via N. Badaloni, Via Dossei, dove lo scrivente ha eseguito indagini geognostiche per verificare le caratteristiche geotecniche e sismiche del terreno di fondazione sul quale è in progetto la realizzazione di un impianto fotovoltaico connesso con la rete elettrica costituito da Moduli Fotovoltaici Policristallini posizionati sul terreno mediante una struttura metallica costituita da pali infissi nel suolo sulla quale viene montato un telaio a supporto dei pannelli. All'interno dell'area si prevede il posizionamento di cabine di generazione prefabbricate in c.a. tipo monoblocco, di modeste dimensioni. Le superfici di appoggio delle strutture, trattandosi di un terreno agricolo, saranno rese piane attraverso esigue opere di movimento terra, riguardanti principalmente lo scortico dello strato agricolo. L'intervento edilizio necessario sarà di tipo assolutamente non invasivo e consisterà nell'affondare nel terreno i pali in acciaio di sostegno delle strutture dei moduli fotovoltaici, che potranno essere rimosse senza importanti interventi di scavo. Pertanto sono previsti limitati movimenti di terra visto l'andamento pianeggiante del terreno e anche per il posizionamento delle cabine si prevede solo lo scavo di sbancamento necessario al posizionamento delle fondazioni. La presente relazione, redatta in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, prende in esame le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, sismiche e idrogeologiche del sito di previsto intervento.



Lo studio è stato condotto mediante l'analisi della documentazione esistente in materia di pianificazione territoriale del Comune di Costa di Rovigo (RO), dall'esperienza diretta da parte del sottoscritto della zona interessata dall'intervento e dall'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPT e sismiche HVSR nell'area di intervento.

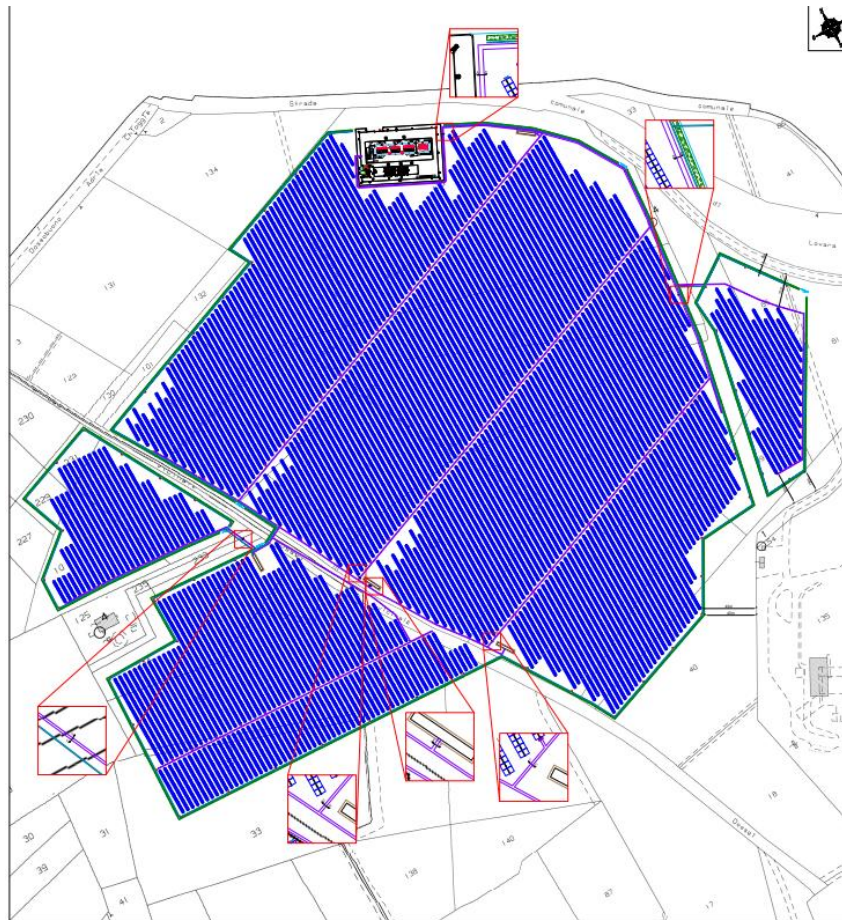
L'indagine sul terreno è stata condotta mediante l'uso di un penetrometro statico/dinamico "Pagani" modello TG63-200 e di un sismografo digitale della ditta MAE srl modello A6000SE.

In particolare, in relazione all'attuale fase progettuale, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in sito e si illustrano:

- Modello geologico, idrogeologico e geotecnico locale del terreno interessato dal progetto;
- Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie della struttura;
- Verifiche di stabilità e Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite SLU, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno;
- Valutazioni dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (SLE).

1.2. Dati identificativi dell'area

L'area di intervento si trova in Comune di Costa di Rovigo (RO) nei terreni attorno alla stazione di servizio sull'autostrada A13 Via Dossei, Via N. Badaloni; la quota media del terreno varia da 1.5m a circa 3.0m slmm.



1.3. normativa di riferimento

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circ. Dir. Centr. Tec. n° 97/81 - "Istruzioni relative alle norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988 - n°30483 Istruzioni applicative al D.M. 11/03/1988;
- A.G.I. Raccomandazione sulla esecuzione e programmazione delle indagini geognostiche 1977.
- O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri che detta i primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zone sismiche.
- D.M. 14.09.2005 – Norme Tecniche sulle Costruzioni.
- Consiglio Superiore di LL.PP.: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – All. al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 7: progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", pubblicato in G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. N. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.
- Consiglio Superiore di LL.PP.: Circolare 617 del 02/02/09: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".

2. ASSETTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il territorio in esame è costituito da terreni quaternari. Si tratta di alluvioni e depositi in genere sciolti di natura limo-argillosa e sabbiosa.

2.1. Assetto geologico

L'area ricade all'interno della Pianura Padana. Da un punto di vista geologico regionale il bacino della Pianura Padana è situato all'interno del grande arco formato dalla catena alpina e dinarica da un lato e dalla catena appenninica dall'altro e corrisponde, in linee generali, ad un bacino geologico colmato da uno spessore notevole di apporti clastici (principalmente pliocenici/quaternari) provenienti dalle due catene in formazione. Il bacino sedimentario ha una storia geologica lunga e complessa. Non si hanno informazioni su basamento e sulla sedimentazione pre-Norico in questo dominio (nessun pozzo ha raggiunto una formazione più antica della Dolomia Principale), tuttavia è possibile ipotizzare che l'ambiente di sedimentazione fosse simile, e probabilmente comune, a quello del Dominio Subalpino. La sequenza sedimentaria sarebbe quindi costituita da depositi marini che nel Permiano-Triassico inferiore si depositano sul basamento ercinico e che vengono ricoperti a loro volta da depositi di piattaforma e di bacino intra-piattaforme. Questi depositi fanno parte del dominio geologico della Placca Apulo-Adriatica

che è caratterizzato prevalentemente da rocce di tipo carbonatico di età che vanno dal Triassico al Paleogene. Questa successione è stata in seguito ricoperta da rocce terrigene prevalentemente di tipo flyschoidi (sin-orogeniche) deposte nell'avanfossa delle catene Appenninica (nella zona meridionale del bacino) e Alpina (nella zona settentrionale del bacino).

I depositi più antichi raggiunti dai pozzi della parte più orientale della pianura Padana hanno età Norica (pozzo Ferrara 1) e le successioni appartengono alla Dolomia Principale. La sedimentazione del Lias è differenziata tra la parte occidentale del dominio Subalpino e quella orientale. Infatti, nella parte occidentale si ha lo sviluppo di calcari depositi in ambiente di piattaforma carbonatica aperta mentre nella parte orientale l'ambiente di sedimentazione è più tipicamente bacinale.

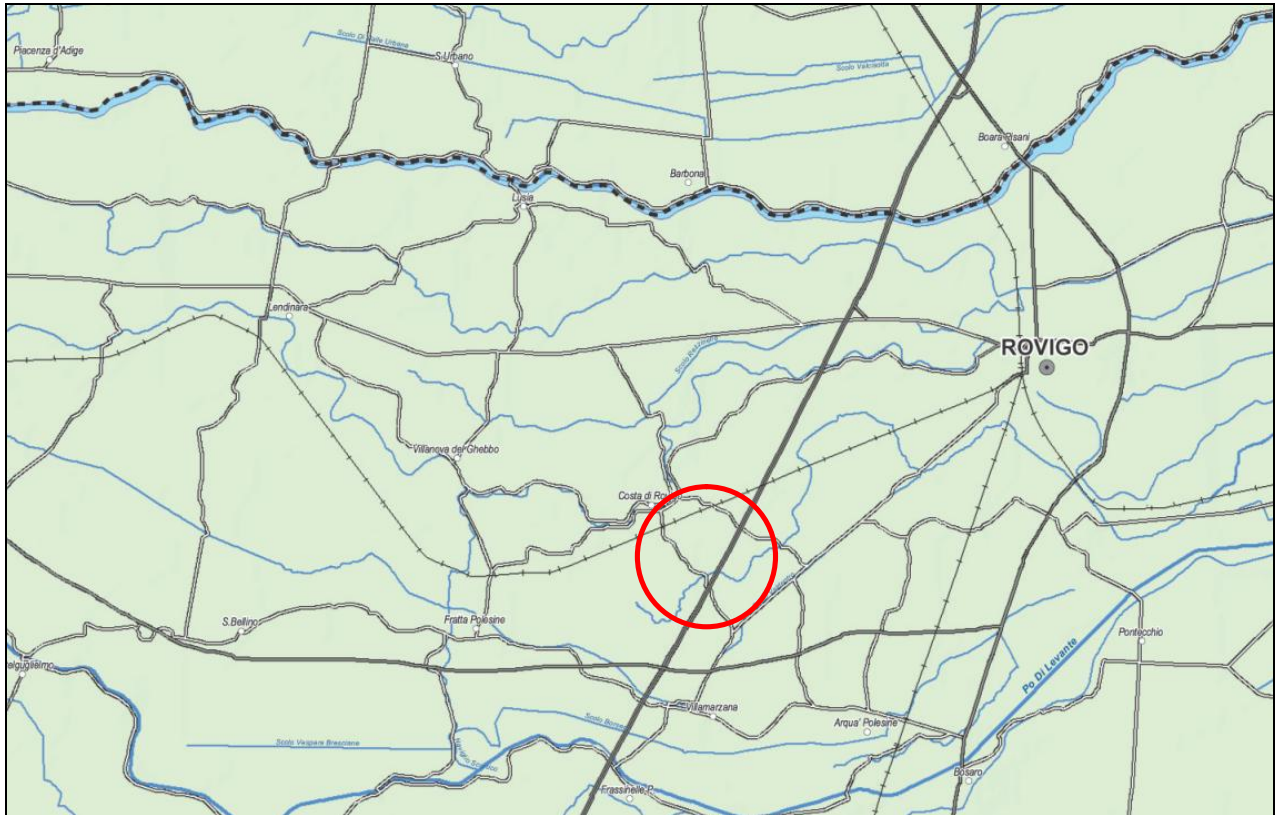
Nella parte occidentale l'ambiente di piattaforma perdura per tutto il Giurassico ed il Cretacico inferiore mentre nella parte centro-orientale si sedimenta una serie bacinale con caratteristiche via via più profonde.

Durante il Malm il bacino raggiunge la massima profondità testimoniata dalla deposizione di formazioni a radiolariti a cui seguono i calcari con selce. Nell'Aptiano-Albiano anche in quest'area la sedimentazione diventa di tipo marnosa. Il resto del Cretacico, nella parte occidentale della piattaforma, mostra segni di emersione ed è soggetta ad erosione e carsificazione. Sopra le superfici di erosione si trovano sedimenti del Terziario, caratterizzati inizialmente da depositi carbonatici (Scaglia membro calcareo) che passano alla fine dell'Eocene a depositi di tipo clastico terrigeno. Questo rappresenta un passaggio importante in quanto si verifica un cambiamento nei caratteri deposizionali. Infatti la sedimentazione che era stata fino ad allora essenzialmente carbonatica, sempre più pelagica e priva di significativi apporti terrigeni, diviene improvvisamente clastica con potenti formazioni di torbiditi arenacee che compaiono prima nelle zone più occidentali per poi spostarsi progressivamente verso quelle orientali. Anche se alimentate longitudinalmente da rilievi relativamente lontani, il loro carattere di depositi di avanfossa in relazione con l'avanzare dell'orogenesi nell'Appennino è molto evidente.

Il Paleocene ed il Miocene superiore e medio sono rappresentati quasi ovunque da sedimenti terrigeni di tipo arenaceo-argilloso. In particolare il Miocene medio-superiore è contraddistinto dalla deposizione della formazione Marnoso Arenacea. Questa formazione presenta spessori notevoli ed è caratterizzata da litologie prevalentemente sabbiose organizzate in spesse bancate deposte in ambiente marino di avanfossa.

Durante il Miocene la fase tettonica Neoalpina che porta alla formazione della catena appenninica influenza fortemente la sedimentazione, infatti la migrazione verso NE dell'avanfossa della catena provoca la sedimentazione in "eteropia di facies" di alternanze di marne ed arenarie (nella parte meridionale) e di sole marne nella parte più distale (più settentrionale). Parte del Messiniano (Miocene superiore) è anch'esso caratterizzato dalla deposizione di bancate di sabbie intervallate da depositi più fini (formazione di Cortemaggiore). Dopo la fase evaporitica Messiniana, l'area incomincia ad essere deformata dall'orogenesi formando alti strutturali che incanalano le correnti di torbida. Nei depocentri si depositano alternanze di sabbie e argille, mentre sugli alti la sedimentazione è solo pelitica. Infine durante il Pleistocene la sedimentazione torna prevalentemente clastica.

L'area è caratterizzata da depositi sedimentari risalenti al Quaternario. Il territorio in esame è delimitato a sud dal Fiume Po e a nord dal Fiume Adige; le successive divagazioni dei corsi dei due fiumi hanno depositato tali sedimenti alluvionali che caratterizzavano il territorio prima della regimazione e arginatura dei corsi d'acqua.



Estratto Carta Geologica Provincia di Rovigo – P.R.A.C. Veneto

	1 - Depositi alluvionali, fluvioglaciali, lacustri e palustri - Quaternario
	2 - Depositi eluviali, colluviali, detritici e di frana - Quaternario
	3 - Depositi morenici - Quaternario
	4 a - Ghiaie e sabbie prevalenti - Quaternario
	4 b - Alternanze di ghiaie e sabbie con limi e argille - Quaternario
	4 c - Limi e argille prevalenti - Quaternario

Osservando la Carta Geologica d'Italia (Foglio n. 64 "Rovigo") i sedimenti alluvionali sono genericamente di natura argillosa e sabbiosa soprattutto nella porzione meridionale dell'area, dove sono localizzati i sedimenti del Fiume Po: in destra idrografica, si individuano depositi sabbioso-argillosi contenenti dal 25% al 40% di materiali argillosi e terreni sabbiosi con contenuto di materiali argillosi inferiori al 25%; a nord del corso invece, i terreni divengono argillo-sabbiosi con una percentuale di materiali argillosi variabile dal 40% a più del 60%, alternati a esigue aree di terreni a percentuale inferiore di materiali argillosi. Proseguendo verso settentrione, vi sono i depositi alluvionali dei vari corsi seguiti dal Fiume Adige, costituiti da un' alternanza di materiali a granulometria fine (limi, argille e frazioni intermedie) con sabbie a variabile percentuale di materiali più fini (sabbie limose, sabbie debolmente limose, limi sabbiosi, ecc.)

2.2. Assetto geomorfologico

L'attuale assetto geomorfologico di questa Regione rappresenta il risultato di più cicli di modellamento legati a condizioni climatiche diverse. Le forme che attualmente la caratterizzano risultano, in generale, in stretta relazione con gli eventi quaternari. Durante il Pleistocene (1.800.000 B.P. - 8.300 a.C.) si verificarono almeno cinque avanzate glaciali, intercalate da periodi interglaciali più caldi, delle quali l'ultima (Würm) ha lasciato le maggiori tracce sul territorio.

Nel periodo di massimo sviluppo glaciale (Pleniglaciale Würm, - 75.000-14.000 anni B.P.) sulla pianura si affacciavano, espandendosi ai piedi dei rilievi, il grande ghiacciaio benacense e il più modesto

ghiacciaio dell'Adige: il primo, di forma lobata, si estese – nell'area veneta – tra Affi, Sommacampagna, Custoza e Valeggio; il secondo, caratterizzato da una fronte più piccola, all'uscita della Val Lagarina formava un lobo semicircolare esteso tra la piana di Caprino Veronese e la confluenza del T.Tasso in Adige presso Ponton.

Mentre ai margini delle coltri glaciali si depositavano i materiali che avrebbero costituito le varie cerchie moreniche, i depositi fluvioglaciali trasportati a valle dalle acque di scioglimento dei ghiacciai (che alimentavano torrenti "scaricatori" epi e subglaciali) formavano vaste piane proglaciali (sandur). Si tratta di un complesso di conoidi alluvionali a debole inclinazione, in gran parte coalescenti e con gli apici in corrispondenza dello sbocco degli scaricatori glaciali, sui quali sono ancora riconoscibili le tracce dei corsi d'acqua che li hanno formati.

Anche se con qualche soluzione di continuità dovuta a processi successivi alla sua deposizione, il sandur atesino si estende dal limite esterno dell'anfiteatro morenico del Garda sino a Castelforte, Gazzo, Cerea, Legnago e, verso est, sino ai M.ti Berici. Questa unità morfologica non ebbe origine ad opera di un unico corso d'acqua, anche se con ogni probabilità la sua formazione è dovuta principalmente all'Adige, ma è il risultato della coalescenza di più conoidi formati da scaricatori diversi. Durante il Pleniglaciale, infatti, l'apporto di sedimenti fluvioglaciali era un fenomeno generalizzato lungo tutto il fronte morenico.

L'assetto morfologico complessivo dei corsi d'acqua che hanno formato il sandur è riconducibile a quello di alvei a canali intrecciati, tipici di corsi d'acqua soggetti a continue divagazioni, con marcate variazioni di portata e con consistente carico solido. Lungo alcuni di questi paleoalvei, ad andamento N-S o NNW-SSE, piuttosto incassati e limitati da sponde sabbiose con scarpate relativamente continue, si sono impostati i fiumi di risorgiva quali Tione, Tartaro e Menago.

In epoca Tardiglaciale (14.000 B.P. - 8.300 a.C.) le acque provenienti dalla valle dell'Adige defluivano attraverso una profonda incisione modellata nelle morene di Rivoli, scorrevano lungo il Progno del Tasso e, dopo aver inciso con ampi meandri le morene würmiane del Garda, proseguivano più oltre, in pianura, lungo il Tione; quest'ultimo rappresenta pertanto il primo paleo-Adige di età Tardiglaciale.

Recenti studi hanno accertato che tra 10.000 e 8.500 anni a.C. il paleoalveo Tasso-Tione non era più attivo e l'Adige scorreva attraverso le Chiuse; giunto in pianura, il fiume proseguiva verso SSE dando origine, successivamente, alle valli del Tartaro e del Menago.

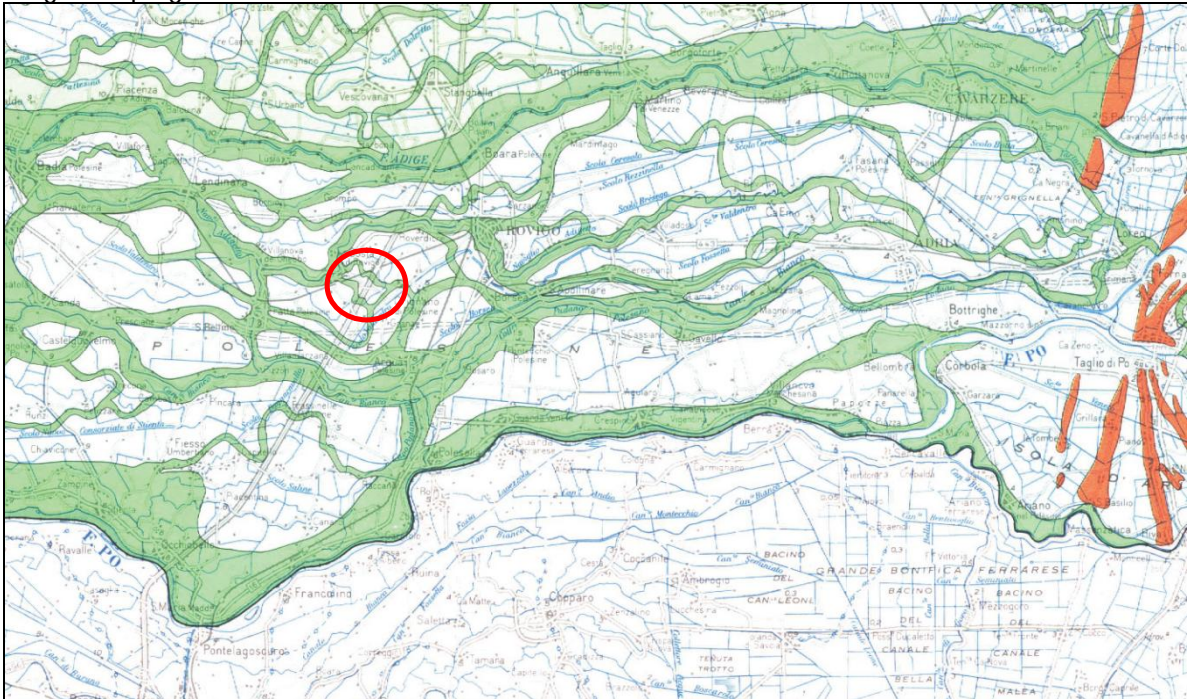
I corsi d'acqua che originarono il sandur con ogni probabilità depositarono in un tempo relativamente breve una grande quantità di detriti prevalentemente grossolani. Verso meridione, infatti, i conoidi ghiaiosi si rastremano progressivamente ma rapidamente, facendo transizione a depositi sabbiosi e limoso-argillosi; conseguentemente, alcuni chilometri a valle della fascia delle risorgive le ghiaie risultano praticamente assenti almeno sino a 150-200 m di profondità.

Durante il Postaglaciale (8.300 a.C. - Attuale) si verificò, pur con diverse oscillazioni, un generale ritiro dei ghiacciai e un miglioramento del clima che raggiunse un "optimum climatico" tra 7.000 e 5.000 anni dal presente. In questo periodo l'erosione torrentizia determinò l'incisione dell'apice della piana proglaciale (il sandur atesino venne, infatti, profondamente inciso dall'azione erosiva dell'Adige, che aprì un ampio solco nelle proprie alluvioni entro il quale rimase confinato) mentre la porzione distale fu sepolta da sedimenti alluvionali.








L'evoluzione e l'assetto morfologico della pianura esterna alle piane proglaciali sono strettamente legati alle continue divagazioni del basso corso dei principali alvei fluviali che hanno contribuito, unitamente all'azione marina lungo la costa, al modellamento del territorio dopo l'ultima massima ingressione marina (7.000, 5.000 anni B.P.).

I depositi fluviali, infatti, rappresentano l'ultima fase del lento riempimento di tutta l'area padana che, almeno sino all'inizio dell'era Neozoica, era sede di un ampio golfo marino (lo spessore del Quaternario

marino – che raggiunge e localmente supera i 2.000 metri - corrisponde a un intervallo di tempo compreso approssimativamente tra 1,8 e 0,8 Ma. B.P.) delimitato dalle dorsali alpina e appenninica delle quali rappresenta il collegamento e di cui oblitera, per largo tratto, i rapporti stratigrafici e le strutture profonde. Il senso di riempimento procedette da W verso E e dai margini dei rilievi verso la zona assiale, con conseguente progressivo ritiro del mare entro i confini attuali.



Estratto Carta Geomorfologica Provincia di Rovigo ZONA Est – P.R.A.C. Veneto

FORME DI ACCUMULO	
	Depositi fluvio-glaciali e alluvionali antichi e recenti delle vallate alpine e pre-alpine e della fascia di conoidi pedemontani (Pleistocene e Olocene) (Adige, Garda, Valli Lessine, Agno, Chiampo, Astico, Bronta, Piave, Liverza, Tagliamento)
	Depositi fluviali della pianura alluvionale recente (Po, Adige, Bacchiglione, Bronta, Piave, Liverza, Tagliamento)
	Fascia di divagazione delle aste fluviali attuali e recenti (Paleo-alvei); nel tratto medio e terminale dell'asta fluviale i depositi assumono a volte un risalto positivo tipico degli argini naturali (Po, Adige, Brenta, Piave, Tagliamento)
	Fasce fluviali depresse e zone a deflusso difficoltoso (rami fluviali anastomizzati del sistema Adige-Po)
	Depositi mobili degli alvei fluviali attuali.
	Depressioni lagunari del margine costiero comprese le zone di recente bonifica (Laguna di Caorle, di Venezia, Delta Padano) a) Barene, velme, ghebbi, valli
	Apparati deltizi e forme di deposito marino (dune e cordoni litorali) pleistocenici e attuali (Litorale di Jesolo, Caorle, Lido di Venezia, Isole peri-lagunari, Litorale di Chioggia, Paleo-dune di Donada, Contarina, Apparato deltizio di Ariano Polesino)

I dati relativi all'assetto tettonico-strutturale della base del Quaternario forniti dalle ricerche di idrocarburi e dalle indagini geofisiche mostrano, infatti, la contrapposizione tra l'elemento strutturale relativamente tranquillo corrispondente alla monoclinale pedealpina a NE e le pieghe appenniniche sepolte a SSW.

I movimenti e gli assestamenti di tali strutture tettoniche condizionarono verosimilmente il progressivo sviluppo della pianura alluvionale: infatti, una marcata subsidenza differenziata – non uniforme, ma nel complesso più accentuata nelle sinclinali e di minore entità al culmine delle anticlinali - ha accompagnato la deposizione dei sedimenti quaternari e ne ha controllato gli spessori.

L'evoluzione morfologica della pianura è stata altresì notevolmente condizionata – come precedentemente ricordato - dai mutamenti climatici avvenuti durante l'ultimo milione di anni. L'avvicendamento di fasi glaciali e periodi interglaciali ha determinato successive fasi di ritiro ed espansione del dominio marino con progressione spaziale e temporale di ambienti deposizionali diversi (marini, deltizi, lagunari, palustri e alluvionali).

Importanti variazioni climatiche si sono, altresì, manifestate anche durante l'Olocene (8.300 a.C.- Attuale), dopo l'ultima glaciazione, con l'alternanza di intervalli di clima più freddo e piovoso – cui hanno fatto riscontro più intensi fenomeni di attività fluviale (piene ed esondazioni con forte deposito di sedimenti) e periodi di clima più caldo (caratterizzati da una relativa maggior stabilità della rete fluviale).

In tutta la pianura Padana inferiore (mantovano, basso veronese e polesine), comunque, per buona parte del Quaternario i fiumi si sono mantenuti in condizioni di prevalente sedimentazione, condizioni cui sono da attribuire le continue variazioni idrografiche verificatesi in questo territorio fino all'epoca medioevale, ovvero prima che interventi antropici li costringessero, mediante arginature, entro percorsi obbligati.

In questa situazione i corsi d'acqua tendono a depositare in alveo – e in prossimità dello stesso formando argini naturali - i sedimenti più grossolani (sabbie); durante gli eventi di rotta e/o esondazione nei territori circostanti si depositano i sedimenti trasportati in sospensione, a granulometria progressivamente più fine allontanandosi dall'alveo in relazione alla sempre minore energia idrodinamica della corrente. La maggior compressibilità dei sedimenti più fini determina quella particolare situazione altimetrica caratterizzata da alvei a quota più elevata e da aree (bacini) interfluviali topograficamente depressi; in occasione delle grandi rotte vengono abbandonati i tracciati fluviali troppo elevati e si formano nuovi alvei nelle aree depresse, che a loro volta vengono colmate.

A questi processi di aggradazione (crescita verticale) e progradazione (crescita orizzontale) è da ascrivere l'attuale assetto morfologico e litostratigrafico della pianura Padana, caratterizzato da morfologie rilevate (paleoalvei) di natura prevalentemente sabbiosa e da bacini interfluviali, a quote inferiori, con depositi per lo più argilloso-limosi.

Durante il Medio Evo, assestamenti tettonici del substrato prequaternario e il peggioramento del clima, caratterizzato da prolungati e periodici cicli di piovosità, favorirono un consistente alluvionamento degli alvei che, attraverso rotte, deviarono a più riprese il loro percorso creando le premesse dell'idrografia attuale e per l'instaurarsi di estese zone paludose in aree morfologicamente depresse.

Il nuovo assetto idraulico che si andava progressivamente delineando trovò, infatti, notevoli difficoltà di deflusso per la presenza di morfologie rilevate dovute alla prolungata attività dell'idrografia precedente.

La presenza di questi alvei estinti rese notevolmente difficoltosa l'impostazione dei nuovi corsi fluviali che, in alcuni casi, furono costretti a riprendere e a riattivare i percorsi più antichi. Tale precaria situazione determinò l'impaludamento delle piane interfluviali le quali, racchiuse tra le strutture rilevate dei paleoalvei che fungevano da naturale ostacolo alle torbide, non potevano ricevere apporti terrigeni.

In particolare, l'impostazione nel basso corso del Fiume Tartaro, ostacolato verso est dalla presenza di relitti fluviali, risultò particolarmente difficoltosa e aggravata dall'immissione, attraverso canali di rotta (Castagnaro e Malopera), di abbondanti torbide dell'Adige.

Il fiume fu costretto, lambendo i paleoalvei più marcati del Po e aiutato dai primi necessari interventi di bonifica, ad inalvearsi in idrografie secondarie ai margini di argini naturali di origine padana. Queste condizioni determinarono una sensibile riduzione del drenaggio del territorio basso veronese – particolarmente fiorente durante l'epoca romana – portando all'impaludamento delle Valli Grandi Veronesi la cui bonifica venne conclusa solamente nella seconda metà del XIX secolo.

La manifestazione estrema delle complesse vicende morfologiche che hanno portato alla formazione della pianura Padana è rappresentata dal delta del Po. Il processo di costruzione dell'apparato

deltizio è attribuibile all'azione combinata del Fiume Po e del mare durante gli ultimi 3.000 anni; l'attività antropica, negli ultimi secoli, si è sovrapposta ai ritmi evolutivi naturali condizionandoli sempre più pesantemente.

La complessa serie di cordoni litoranei (almeno sette) – affioranti ad occidente delle spiagge attuali – e di alvei abbandonati, che testimoniano la storia geologica di questa regione, ha permesso l'identificazione di diversi apparati di foce.

Tra gli allineamenti di dune più antico (preetrusco) e più recente (ascrivibile al XVII secolo) si individuano, infatti, una decina di delta bialari formati dai vari rami del Po prima che si sviluppasse, in seguito al "Taglio di Porto Viro" (1603), il "delta moderno. Con gli interventi successivi al "Taglio" (occlusione del Po di Tramontana e successivo distacco dalla rete padana del tratto fluviale a est di Donada) il Po, infatti, abbandona definitivamente il "delta rinascimentale" (originato dal nuovo corso del Po dopo la rotta di Ficarolo e dai suoi rami di Tramontana, di Levante e di Scirocco) mentre il Po di Levante resta attivo solo come collettore delle acque del Tartaro.

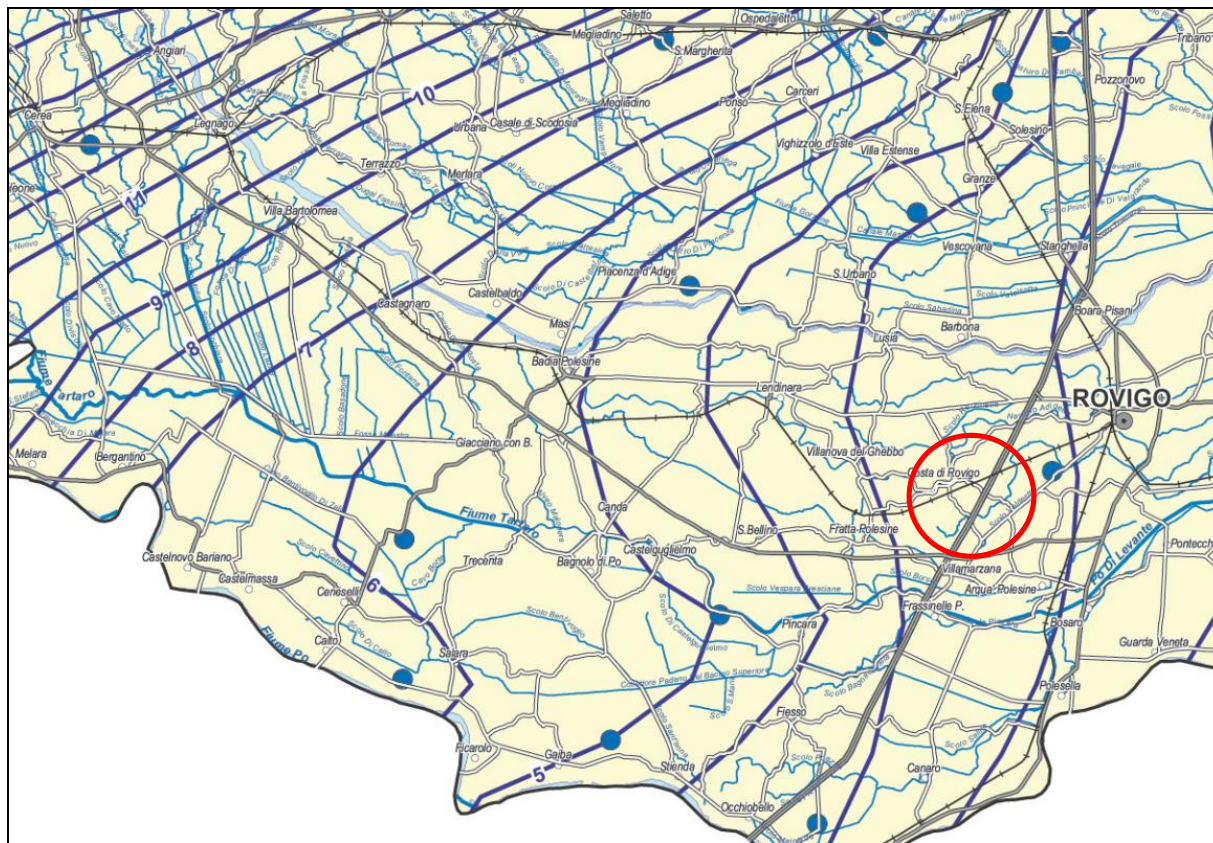
2.3. Assetto idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, l'area si inserisce nel contesto del sistema multifalda, caratterizzato cioè una sequenza di acquiferi alloggiati negli strati sabbiosi separati da livelli praticamente impermeabili (limoso-argillosi) che ostacolano gli scambi idrici in senso verticale. La prima falda, quella freatica, è di norma prossima al piano campagna o comunque a debole profondità.

Il sistema idrogeologico in questione è quello della stretta fascia compresa fra il Po e l'Adige, legato alla natura dei sedimenti alluvionali di questi due fiumi e ai loro rapporti di sedimentazione. Questa situazione determina un complesso di falde acquifere sovrapposte, tutte o quasi in pressione, all'interno di depositi permeabili prevalentemente sabbiosi intercalati a livelli impermeabili. L'assetto idrogeologico locale è caratterizzato da litologie sciolte a granulometria variabile sia verticalmente che orizzontalmente, in conseguenza della diversa energia deposizionale di origine fluviale o gravitativa.

L'idrografia è costituita da una rete di canali e scoline per la bonifica e l'irrigazione regolati idraulicamente dal Consorzio di Bonifica Adige Po.

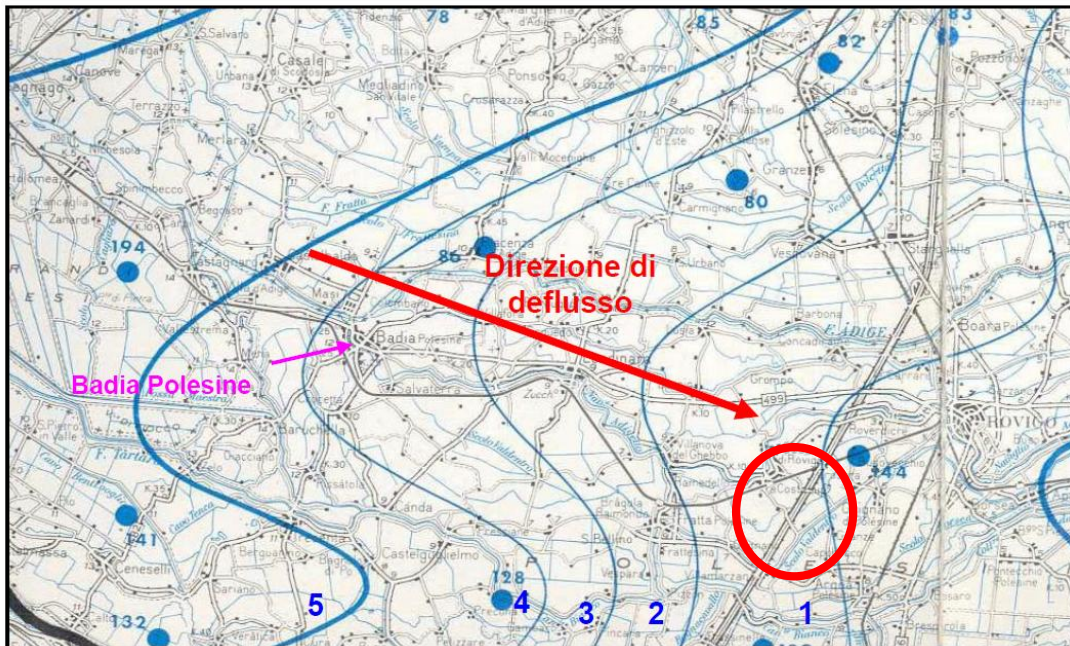
La permeabilità primaria, per porosità, dei terreni ha valori medi ed oscilla a seconda della litologia puntuale tra 10^{-4} m/s per sabbie medio-fini a 10^{-8} m/s per depositi di limo ± argilloso-sabbioso.



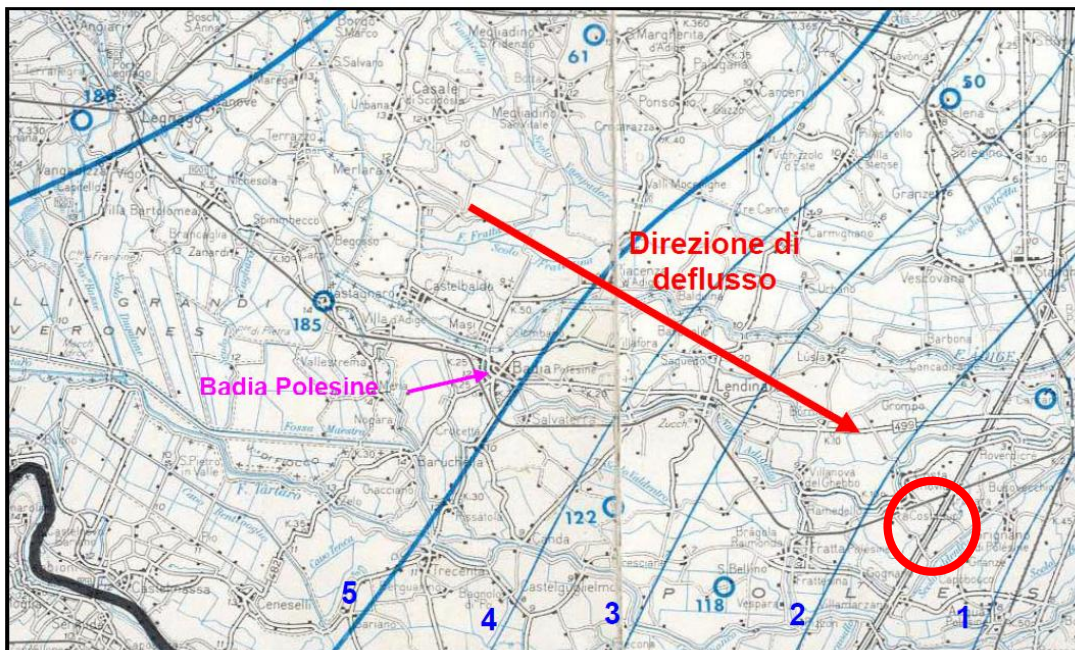
La circolazione idrica sotterranea nella copertura quaternaria insatura è ad andamento verticale, e deriva dall'infiltrazione delle precipitazioni e dall'irrigazione. Lo spessore insaturo oscilla mediamente, a seconda del periodo stagionale, da circa 2.0 a 3.0m. Possibili oscillazioni della superficie freatica, stimate attorno a 1.0m, sono da attribuirsi alle variazioni delle condizioni meteorologiche locali e stagionali.

Le curve isofreatiche hanno direzione generale NE-SW, con locali orientazioni W-E e N-S. Il deflusso idrico ha direzione verso E-SE, secondo l'andamento dei corsi d'acqua superficiali, ma sono possibili locali assi di drenaggio diretti a S per la presenza di collettori di bonifica. Il gradiente idraulico locale è pari a 0.2 ‰. Le curve delle isopieze presentano analoga direzione di deflusso.

Nel nostro caso la falda si attesta ad una profondità media di circa 2.0m.

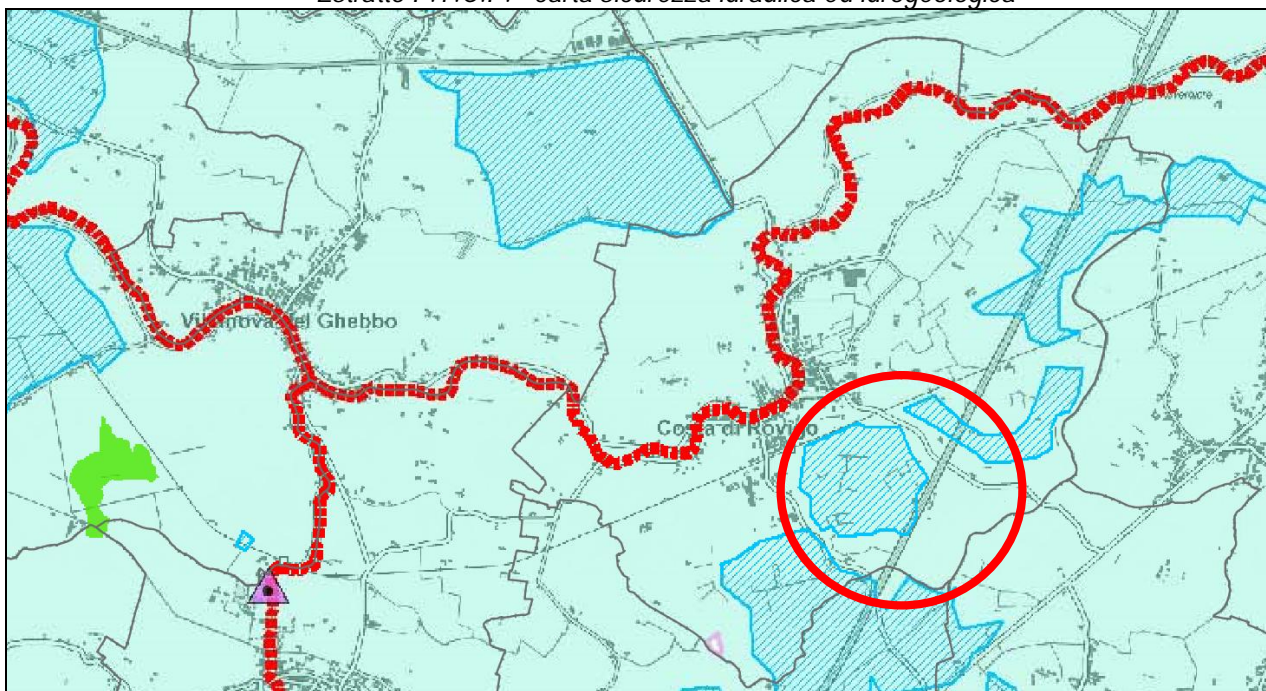


Particolare della Carta Isofreatica redatta a cura della Regione Veneto in base ai rilevamenti del dicembre 1983 (Linee isofreatiche equidistanti 1 metro sul livello medio del mare).



Particolare della Carta Piezometrica redatta a cura della Regione Veneto in base ai rilevamenti del dicembre 1983. (Linee isopieze equidistanti 1 metro sul livello medio del mare.)

Estratto P.T.C.P. - carta sicurezza idraulica ed idrogeologica



CRITICITA'	PRINCIPALI OPERE IDRAULICHE
<p>Criticità del sistema arginale</p> <ul style="list-style-type: none"> Filtrazione o fontanazzo Erosione/froldo Argine non in quota Altra criticità Chiavica <p>Altre criticità</p> <ul style="list-style-type: none"> Limite di risalita del cuneo salino Aree esondabili o a ristagno idrico 	<p>Opere di difesa</p> <ul style="list-style-type: none"> Bacino di laminazione esistente Bacino di laminazione di progetto Bacino di laminazione in alveo Idrovora Opera di difesa a mare <p>Altre opere</p> <ul style="list-style-type: none"> Bacino artificiale esistente Bacino artificiale di progetto Opera di sbarramento principale

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE NELL'AREA DI INTERVENTO

Considerata la modestia dell'impatto sul terreno in termini di carichi (strutture porta pannelli ancorate al terreno tramite dei paletti infissi nel suolo sino a profondità di circa 1.5/1.8mt e cabine di trasformazione di ridotte dimensioni) per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si fa riferimento ai dati acquisiti con le prove penetrometriche statiche effettuate sull'intera area di intervento in corrispondenza della zona di appoggio delle cabine e dei pali porta pannelli.

Le indagini sono consistite in n. 20 (venti) prove penetrometriche CPT spinte fino alla profondità massima di 10.0 metri da p.c. mediante un penetrometro Pagani TG63-200.

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35.7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	2
Costante di trasformazione Ct	-



PROVE CPT - METODOLOGIA DELL' INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2\text{ cm/sec} \pm 0,5\text{ cm/sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "Begemann".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7\text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10\text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150\text{ cm}^2$

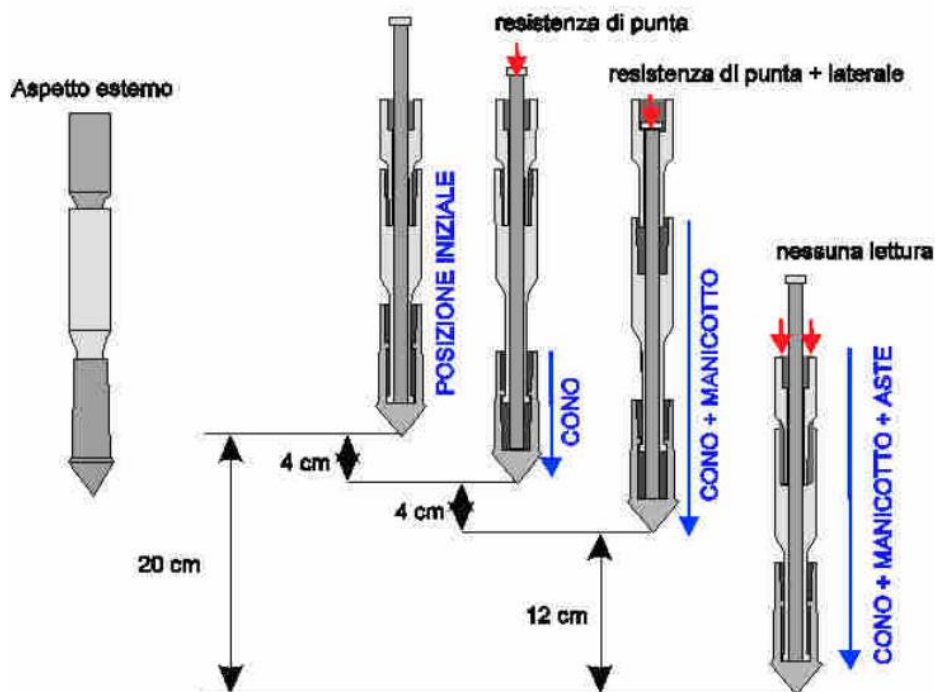


Fig.3 - Punta Begemann: caratteristiche e schema d'avanzamento La punta Begemann è probabilmente la più diffusa. E' dotata di manicotto d'attrito e viene impiegata in prove discontinue. La procedura, partendo dalla posizione di riposo, è la seguente: 1) avanzamento di 4 cm del solo cono, con spinta proveniente dalla batteria di aste interne: lettura della R_p 2) avanzamento di 4 cm di cono + manicotto, spinta dalle aste interne: lettura della R_t 3) avanzamento di 12 cm dell'intera punta, con spinta da parte della batteria di aste esterne, fino al ritorno alla posizione iniziale: nessuna lettura. IndicePiezocono (Prove CPTU):

Sulla batteria di aste esterne è stato installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico.

Le letture di campagna (rilevate dal sistema di acquisizione in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta LP = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta.
- Lettura laterale LT = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto.
- Lettura totale LLTT = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "STATIC PROBING" della GeoStru.

La resistenze specifiche Qc (Resistenza alla punta RP) e Ql (Resistenza Laterale RL o fs attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

$$A_p = \text{l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann")} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_m = \text{area del manicotto di frizione} = 150 \text{ cm}^2$$

$$C_t = \text{costante di trasformazione} = 10$$

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %-).

I valori sono calcolati con queste formule:

$$Q_c (RP) = (LP \times Ct) / 10 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza alla punta}$$

$$Q_l (RL) (fs) = [(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza laterale}$$

$$Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / \text{Superficie Punta } A_p$$

$Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / A_m$ area del manicotto di frizione

$$\text{N.B. - } A_p = 10 \text{ cm}^2 \quad \text{e} \quad A_m = 150 \text{ cm}^2$$

- la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta)

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati.

Ad ogni strato mediato il programma calcola la Q_c media, la fs media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

I parametri ottenuti per i terreni investigati e adottati poi nelle verifiche, sono ricavati mediante correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche Q_c delle indagini condotte. Si veda tabella sottostante.

Metodi assunti per il calcolo dei parametri geotecnici

Terreni incoerenti	Formula	Autore	Note
Resistenza al taglio (φ)	$\varphi = 17.4 + 4.49R_p$	Meyerhof	R_p (kg/cm^2) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Densità relativa (Dr %)	$Dr = 34.36 \ln \left(\frac{R_p}{12.3\sigma^{0.7}} \right)$	Harman	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm^2 e R_p (kg/cm^2) la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Deformazione (E_s) in Kg/cm^2	$E = 2.5R_p$	Schmertmann	R_p (kg/cm^2) è la resistenza di punta media misurata nello strato
Modulo Edometrico (E_d) in Kg/cm^2	$M = 0.03R_p + 11.7\sigma + 0.79Dr\%$	Robertson - Campanella	σ è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm^2 , R_p (kg/cm^2) la resistenza di punta media misurata nello strato e Dr la densità relativa in percentuale
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm^2	$G_0 = 28R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Velocità onde V_s (m/s)	$V_s = \alpha + \beta R_p$	Barrow e Stockoe	$\alpha = 50,6$ e $\beta = 2.1$, valida per ogni terreno
Terreni coesivi	Formula	Autore	Note
Coesione non drenata (c_u) in Kg/cm^2	$c_u = \frac{R_p - \sigma}{20.7 - 0.18IP}$	Lunne e Eide	R_p (kg/cm^2) è la Resistenza alla punta media dello strato; IP è l'Indice di plasticità medio dello strato; σ (kg/cm^2) è la Pressione litostatica efficace a metà strato.
Modulo edometrico (E_d) in Kg/cm^2	$E_d = \alpha R_p$	Mitchell e Gardner	R_p è la resistenza alla punta media dello strato e α è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno
Modulo Deformazione di Taglio (G_0) in Kg/cm^2	$G_0 = 28R_p^{0.611}$	Imai - Tomauchi	R_p è la resistenza di punta media nello strato.
Indice di Compressione C_c	$C_c = 0.09 - 0.055 \text{Log} \left(\frac{2c_u}{\sigma} \right)$	Schmertmann	c_u è la coesione non drenata media dello strato e σ la pressione litostatica efficace media a metà strato

4. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

4.1 Caratterizzazione stratigrafica dei terreni

La zona di studio risulta interessata dalla presenza di una coltre di depositi alluvionali caratterizzati, in questa zona, da una prevalenza di sedimenti fini limo-argillosi debolmente sabbiosi. Le prove hanno evidenziato una situazione litotecnica pressoché omogenea in tutta l'area con poche significative differenze soprattutto per quanto riguarda l'orizzonte superficiale (primi 2 m di terreno):

UNITÀ A – orizzonte superficiale di potenza di circa 1.5-2.0m m costituito da argille limose coesive;

UNITÀ B – orizzonte da -2.0m da p.c. fino alla profondità di circa 10m costituito da argille poco coesive e terreni misti a tratti limosi e sabbiosi mediamente coesivi ed addensati.

PARAMETRI GEOTECNICI MEDI DATI ANALITICI PROVE CPT			
DESCRIZIONE LITOLOGICA	Peso di Volume $\gamma - \text{Kg/dm}^3$	Angolo attrito ϕ (°)	Coesione non drenata $C_u - \text{Kg/cm}^2$
Argille debolmente limose p.c. – 1.5/2.0m Litologia A	1.85	0	0.6-1.0
Limi argillosi a tratti debolmente sabbiosi 2.0m-10.0m Litologia B	1.85	26-28	0.3-0.6

I grafici mostrano nel suo complesso un andamento tipico di un terreno a componente principalmente coesiva (depositi alluvionali argillosi con una buona aliquota di coesione non drenata). La struttura portante dei pannelli fotovoltaici sarà fondata ad una profondità intorno ai 1.5/1.8 metri; in corrispondenza di questa profondità le caratteristiche del sottosuolo presentano buoni parametri geotecnici. I risultati dell'indagine geognostica hanno evidenziato, quindi che il terreno oggetto di studio è costituito prevalentemente da litotipi alluvionali argillosi all'interno dei quali sono intercalati sporadici livelli limo-sabbiosi. In conclusione possiamo affermare che l'area oggetto di studio è caratterizzata da terreni alluvionali di bassa energia ovvero argille, argille limose con sporadici livelli di limi sabbiosi.

STRATIGRAFIA TERRENO - CPT02 – cabine elettriche

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmg/s]	Coeff. consolidazione secondaria
1.8	18.94	19.72	0.0	0.0	77.4725	0.0	4721.07	0.0	0.0	0.0
4.2	17.85	18.64	0.0	0.0	42.1686	0.0	3943.77	0.0	0.0	0.0
1.6	19.73	20.51	31.85	0.0	127.4865	5099.46	5099.38	0.0	0.0	0.0
2.4	18.51	19.29	0.0	0.0	63.7432	0.0	4688.64	0.0	0.0	0.0

4.2. Carico ammissibile sul substrato di fondazione CABINE e INVERTER.

Nel caso in questione, fondazioni a platea con piano di imposta a -0.2/-0.3m da p.c., la stabilità è regolata da terreni a comportamento coesivo.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	7.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	0.2 m
Profondità falda	2.0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.043
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0087
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1098

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.284	2.528	0.219
S.L.D.	35.0	0.304	2.538	0.231
S.L.V.	332.0	0.618	2.674	0.34
S.L.C.	682.0	0.775	2.668	0.354

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.	0.426	0.2	0.0087	0.0043
S.L.D.	0.456	0.2	0.0093	0.0047
S.L.V.	0.927	0.2	0.0189	0.0095
S.L.C.	1.1625	0.2	0.0237	0.0119

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né di esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si è utilizzato il metodo dei coefficienti parziali che le NTC indicano, per ogni stato limite ultimo, nella condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione normale alla base della fondazione e dove Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nel calcolo di Ed e Rd è necessario moltiplicare le azioni di progetto per il coefficiente parziale γ_F e dividere i parametri di progetto per il coefficiente parziale γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla normativa in relazione a ciascuna opera geotecnica.

Al paragrafo 6.2.3.1 delle NTC è scritto che *“la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi”*.

Per le verifiche della suddetta condizione si è utilizzato l'Approccio progettuale 2 con la Combinazione 1 (A1+M1+R3) come prevedono le NTC 2018. Si sono anche utilizzati gli approcci progettuali sisma, SLE e SLD forniti dal software Loadcap che permettono di ricavare i carichi di servizio ed i conseguenti cedimenti del sistema “terreno-fondazioni” tenendo conto dell'azioni del sisma di progetto precedentemente calcolate.

Il valore di progetto della resistenza Rd è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II delle NTC (vedi tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema è riportato nella tabella sottostante (da Tab. 6.4.1 NCT).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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. Capacità portante orizzontale
A1+M1+R3	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
Sisma	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
SLE	No	1	1	1	1	1	1	1
SLD	No	1	1	1	1	1	1	1

Inoltre, il sistema geotecnico relativo all'opera in progetto è stato verificato anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Infatti, “il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado d'approfondimento dell'analisi di interazioni terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera (par. 6.2.3.3 NTC). Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è

$$Ed \leq Cd$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che “si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Metodo utilizzato per il carico limite

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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 si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ 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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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:

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

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).

VERIFICHE SLU e SLE

Si è adottata la condizione non drenata non essendo disponibile la definizione delle resistenze drenate ottenibili da analisi di laboratorio per i terreni fini.

Assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sul sottosuolo con fondazione a platea per la struttura in progetto.

La tabella sottostante indica i risultati mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la resistenza di progetto (Rd – paragonabile alla vecchia q_{amm}), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico Limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto $Ed \leq Rd$.

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	74.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	74.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	74.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	74.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	222.36 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	96.68 kN/m ²
Tensione [Ed]	74.12 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 8894.22 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: *Brinch - Hansen 1970* (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.32 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.1 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	57.2316 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	285.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	124.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

Sisma

Autore: *Brinch - Hansen 1970* (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.32 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.1 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	57.2316 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	285.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	158.53 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

=====

4.3. Metodo utilizzato per i cedimenti - CEDIMENTI EDOMETRICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con qc delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 15. Nel calcolo si è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$ Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T Tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} Tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Cedimento edometrico calcolato con il Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 50 kN/m²

Cedimento dopo T anni 15.0

Cedimento totale al centro 4.47cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1	18.94	44.638	Edometrico	1.5128	--	1.5128
2	3.9	54.441	21.417	Edometrico	2.2808	--	2.2808
3	6.8	81.55	10.082	Edometrico	0.3163	--	0.3163
4	8.8	101.5	6.582	Edometrico	0.3369	--	0.3369

I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento teorico totale con fondazioni rigide bisogna moltiplicare il valore ricavato per 0.75.

Per fondazioni a platea, Wilum e Starzewski (1974) fissano in 80÷100mm i cedimenti totali massimi ammissibili ed in 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$) e 0.005 ($\delta/L \approx 1/200$) il rapporto tra il cedimento differenziale di due punti e la loro distanza ossia la distorsione angolare.

Altri autori (Bowles, 1994) indicano, invece, in 50mm il cedimento totale atteso ed in 20mm quello differenziale per fondazioni a platea; mentre i valori di β (distorsione angolare) vengono fissati tra 0.002 ($\delta/L \approx 1/500$) e 0.003 ($\delta/L \approx 1/300$), cioè tra il limite di sicurezza, per non avere fessurazioni, ed il limite inferiore, quando queste iniziano (Bjerrum, 1963).

Per alcuni autori (Skempton e MacDonald, 1955) i valori massimi dei cedimenti tollerabili sono:

- Travi continue, plinti: S max = 3.8cm (sabbie) S max = 6.3 cm (argille)
- Platee di fondazione: S max = 5,0 cm (sabbie) S max = 8.2 (argille)

Dall'analisi dei risultati emerge che con una pressione di progetto di 50kN/m² (SLE) i valori del cedimento fissati in termini di cedimenti totali, sia come fondazione flessibile che rigida, vengono rispettati.

La fondazione, al fine di contenere al minimo i cedimenti differenziali, deve essere adeguatamente irrigidita.

L'irrigidimento del sistema fondale deve avvenire sull'intero orizzonte fondale, per evitare che si creino zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni. Il grado di irrigidimento deve essere proporzionale non solo all'entità dei carichi totali, ma anche al grado della loro disomogeneità.

5. SISMICITA' LOCALE E DATI PER LA PROGETTAZIONE SISMICA

Il calcolo dell'azione sismica di progetto, secondo l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30/03/2203 e NTC2018, è in relazione alla zonazione sismica (allegato 1) ed alle categorie di suolo di fondazione (allegato 2 punto 3.1).

Il Comune di Costa di Rovigo (RO) viene inserito in Classe 3 (classificazione 2021).

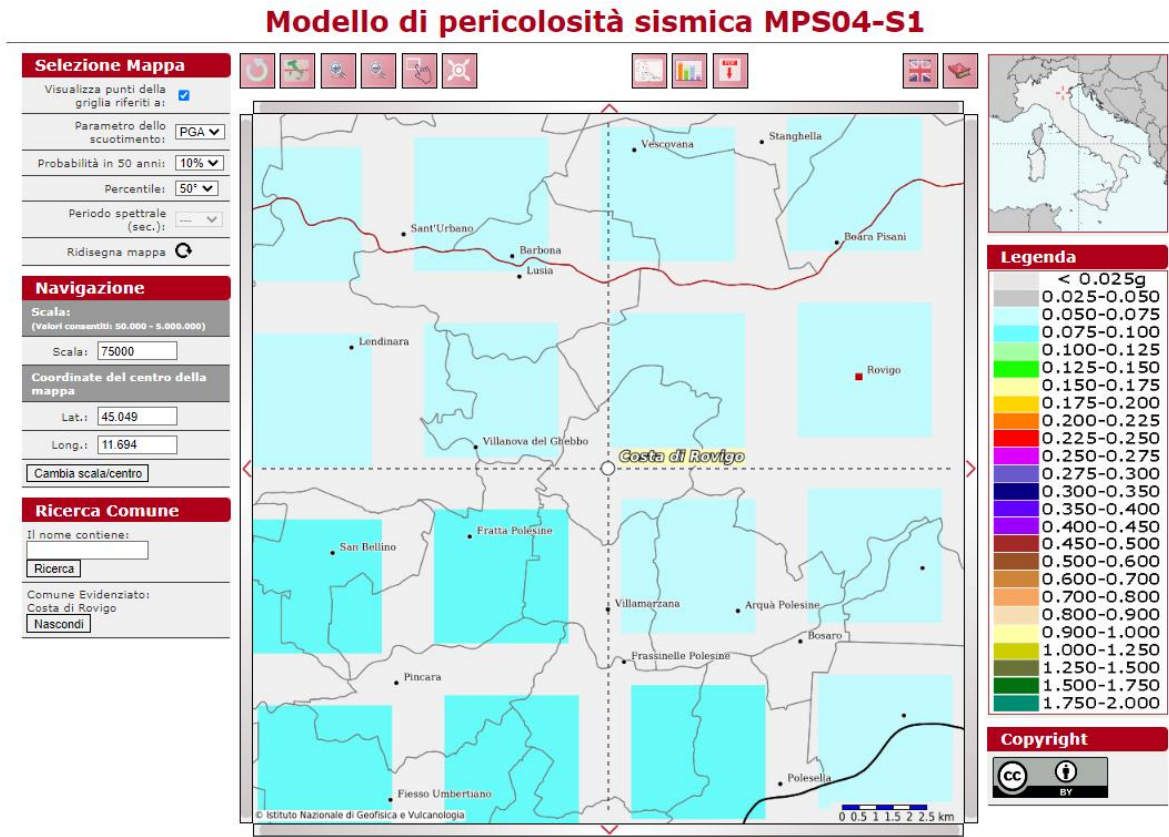
L'analisi del profilo stratigrafico del suolo di fondazione permette di inserirlo in Categoria C.

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

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

5.1. Dati per la progettazione sismica

La classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3519/2006 - " Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"- recepita dal D.M. 14/01/2008 e D.M. 17/01/2018, attribuisce al Comune di Costa di Rovigo (RO) un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo di 0.050-0.075g con $T=0$, su suolo rigido con $180 < V_{seq} < 360$ m/s e con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Secondo il vigente D.M., gli spettri di risposta rappresentano delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto di un generico sito del territorio nazionale. Nella figura seguente si riporta un particolare della mappa di pericolosità sismica redatta dall'INGV, secondo la Tabella 1, allegata alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.



Per la scelta della strategia di progettazione, il progettista procede in funzione delle caratteristiche dell'opera progettata e definisce lo spettro di risposta. Ai fini della 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;

In allegato alla norma per tutti i siti italiani, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

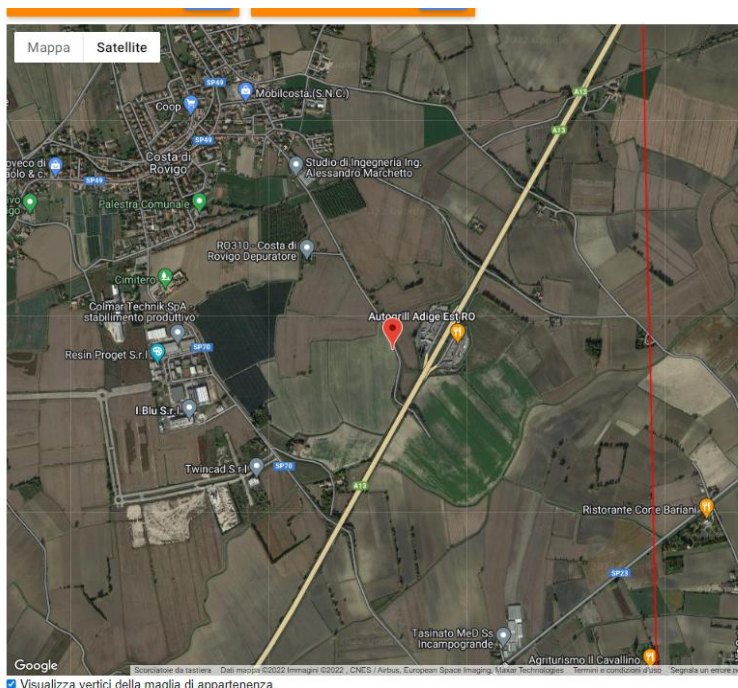
Nella Tabella che segue si riportano i valori di probabilità di superamento per i diversi stati limiti a cui si può spingere la progettazione.

Stati Limite	P_{vr} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r	
Stati limite di esercizio	SLD	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Di seguito si riportano i parametri sismici calcolati secondo un approccio "sito indipendente". Come indicato nel D.M. 17 gennaio 2018, si possono ottenere i valori dei suddetti parametri spettrali (a_g , F_0 e T^*c) del sito in esame utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

Si valutano i parametri spettrali ag, F0 e T*C per il sito di progetto (approccio “sito-dipendente”) considerando l’amplificazione stratigrafica e topografica (T1) la categoria del sottosuolo C e la classe d’uso della costruzione (I).

Si ricava:



Stati limite

Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.029	2.528	0.219
Danno (SLD)	35	0.031	2.538	0.231
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.063	2.674	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.079	2.668	0.354

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 35

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 | us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,73	1,70	1,50	1,48
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.009	0.019	0.024
kv	0.004	0.005	0.009	0.012
Amax [m/s²]	0.432	0.456	0.920	1.162
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

5.2 INDAGINE HVSR

Cenni sulla teoria della tecnica HVSR

La tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo V_{seq} attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

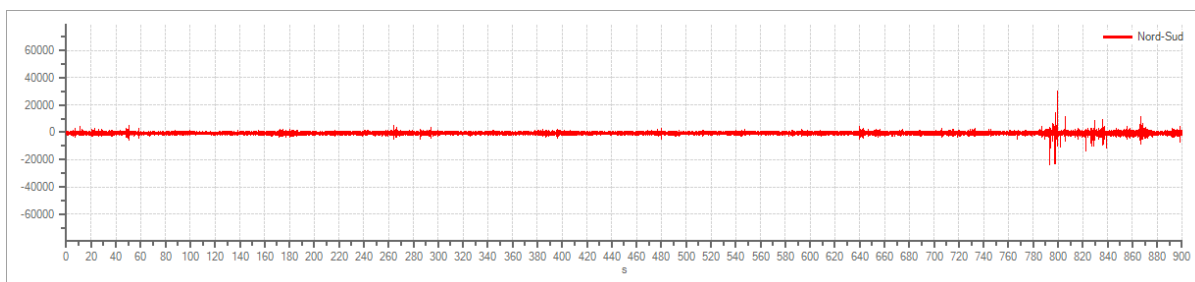
Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo V_{seq} .

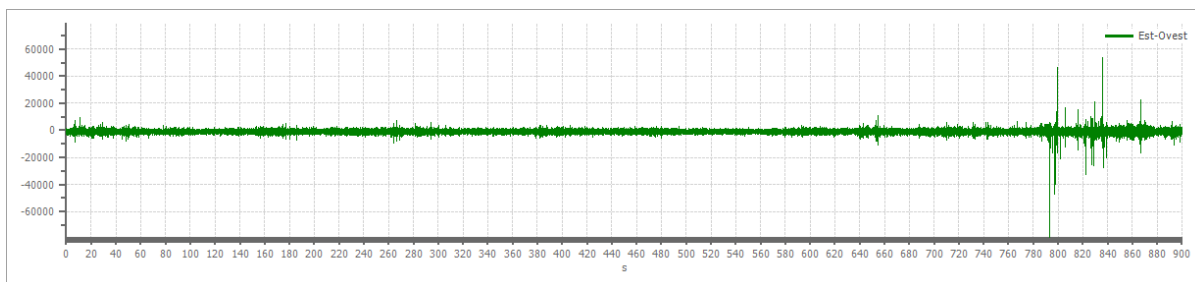
Tracce in input

Dati riepilogativi:

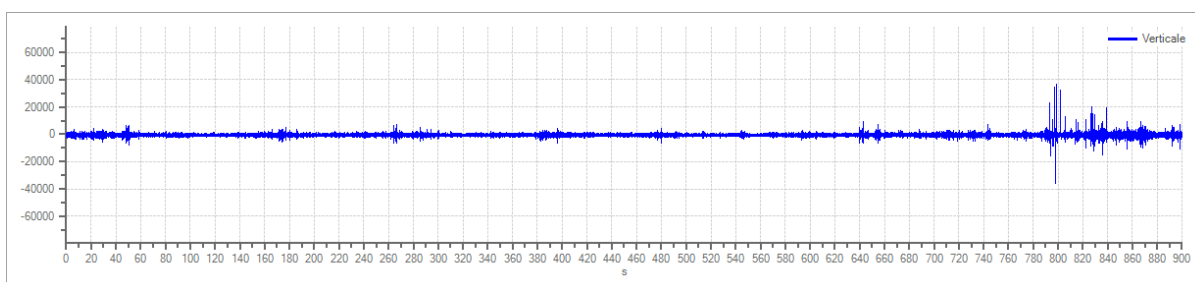
Numero tracce: 3
Durata registrazione: 600 s
Frequenza di campionamento: 125.00 Hz
Numero campioni: 112500
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:

Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest

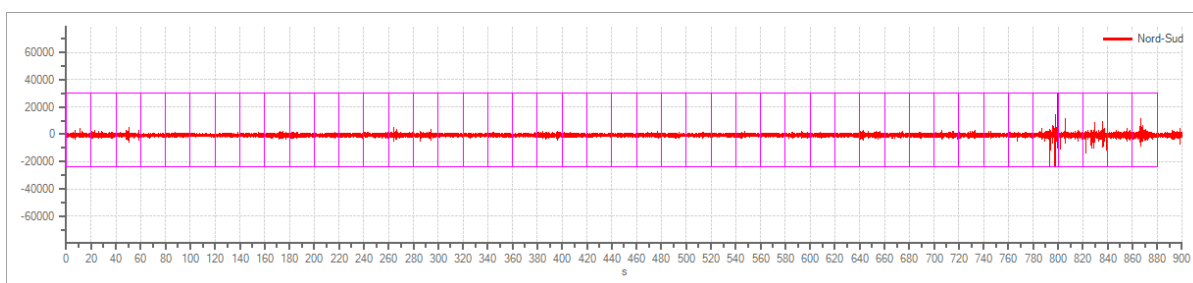


Traccia in direzione Verticale

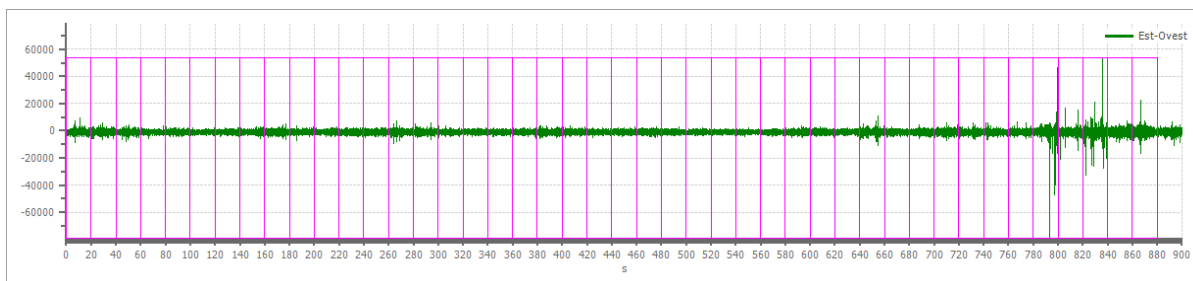
Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

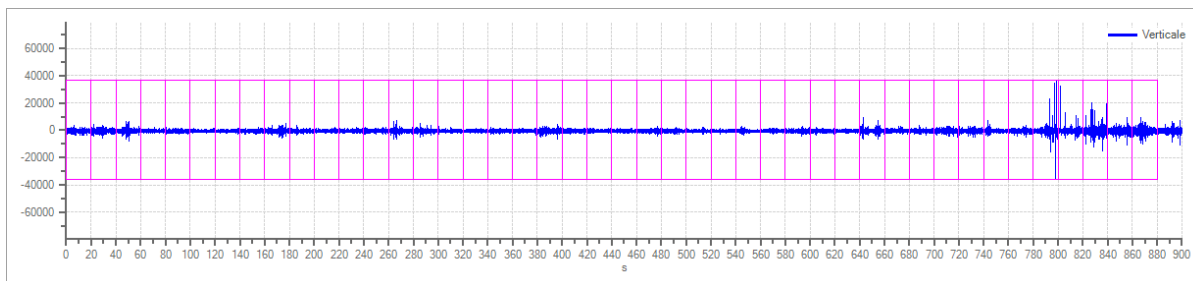
Numero totale finestre selezionate: 44
Numero finestre incluse nel calcolo: 41
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamo: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamo: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00

Grafici tracce con finestre selezionate:

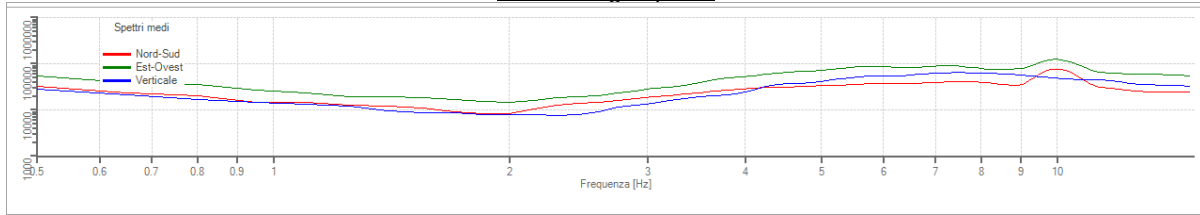
Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



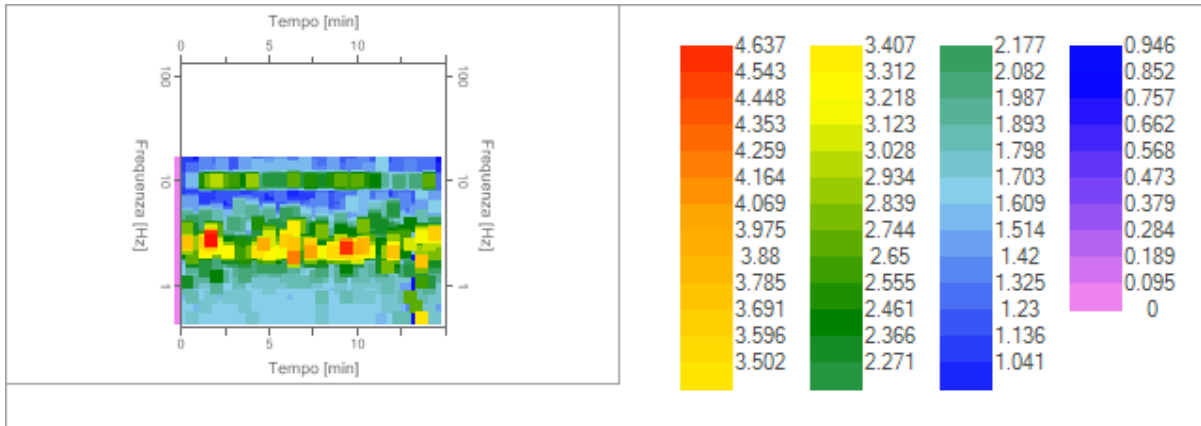
Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



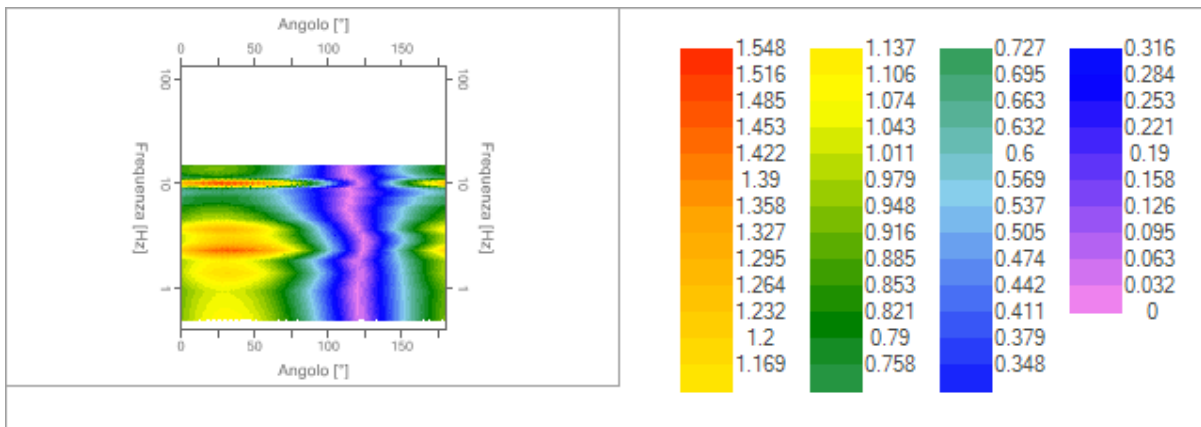
Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

Grafici degli spettri

Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

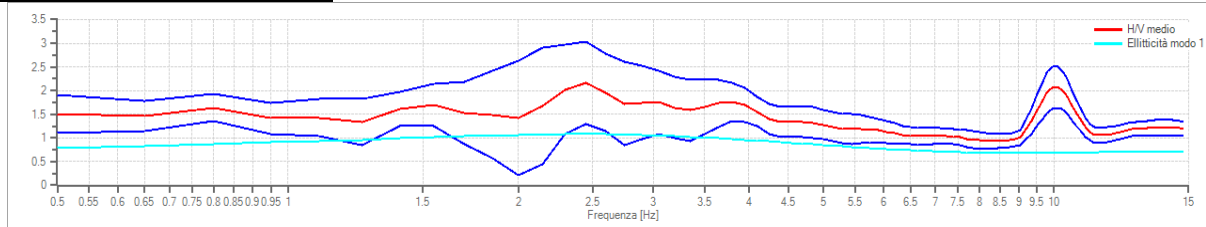
Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	15.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	0.15 Hz
Tipo lisciamento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 2.45 Hz \pm 0.40 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V

Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	

Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 4
 Frequenza del picco dell'ellitticità: 2.45 Hz
 Valore di disadattamento: -1.00
 Valore Vseq: 225.86 m/s

INDAGINE 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 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:

$$v = \lambda \times \nu$$

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

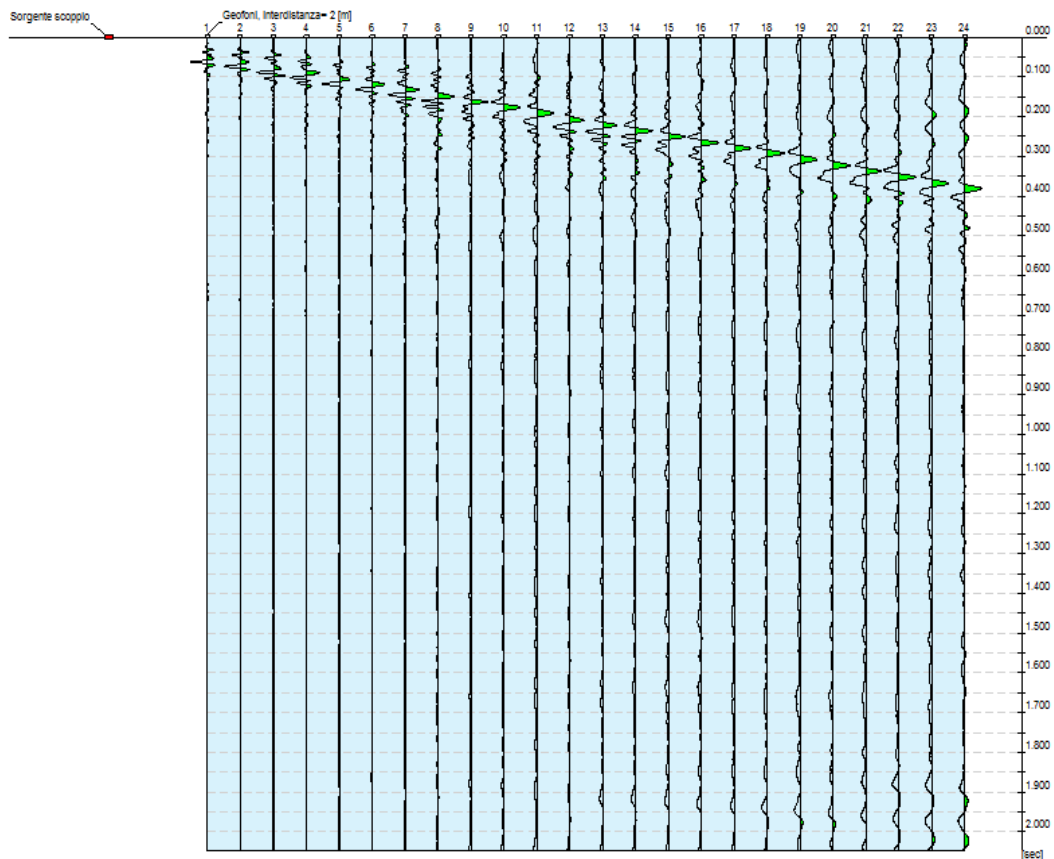
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle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

Le prove sono state eseguite, utilizzando un sismografo digitale della MAE srl caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 24 bit e campionamento del segnale ad intervalli di 130 microsecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz.

1. Numero geofoni: 16 con frequenza propria 4.5 Hz distanza geofonica 2.0 m;
2. Acquisizione a 7651 Hz per 1 sec.
3. Numero profili: 3 masw;
4. Tiri: n. 3 cad profilo masw 1 .
 - i. Tiro n. 1 eseguito – 2.0 metri dal geofono n. 22 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - ii. Tiro n. 2 eseguito – 4.0 metri dal geofono n. 22 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - iii. Tiro n. 3 eseguito – 6.0 metri dal geofono n. 22 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
5. Lunghezza singolo profilo: 30 metri;
6. Sorgente utilizzata: Mazza battente kg 6 con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione);
7. Energia utilizzata: numero 1 colpo (masw) di mazza per tiro;



Analisi spettrale

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

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.7	275.0	0
2	4.1	204.4	0
3	5.8	153.6	0
4	9.9	133.9	0
5	13.4	137.2	0
6	16.5	135.4	0
7	19.4	130.4	0
8	22.3	130.3	0
9	25.2	132.6	0
10	28.1	137.1	0
11	31.3	138.8	0
12	34.4	137.2	0

Inversione

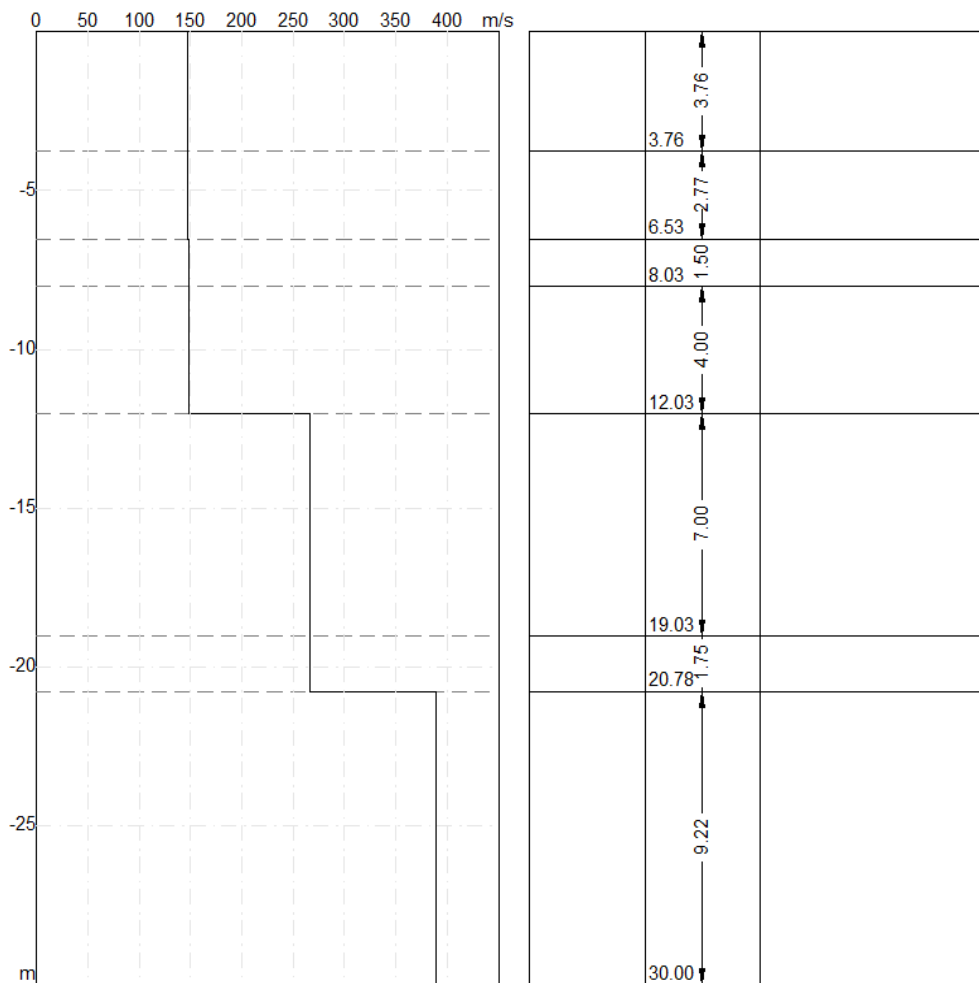
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficient e Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		3.76	3.76	1800.0	0.2	Si	241.1	147.7
2		6.53	2.77	1800.0	0.2	Si	241.2	147.7
3		8.03	1.50	1800.0	0.2	Si	241.3	147.8
4		12.03	4.00	1800.0	0.2	Si	241.8	148.1
5		19.03	7.00	1800.0	0.2	Si	433.9	265.7
6		20.78	1.75	1800.0	0.3	Si	497.9	266.1
7		oo	oo	1800.0	0.3	No	728.2	389.2

Percentuale di errore

0.027 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.020



Risultati

Profondità piano di posa	0.30
[m]	
Vs30 [m/sec]	217.44
Categoria del suolo	C

Suolo di tipo C: Depositi 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 Vseq compresi tra 180 m/s e 360 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	3.76	3.76	147.66	241.13	1800.00	0.20	39.25	104.66	52.33	94.19	42	165.57
2	6.53	2.77	147.72	241.23	1800.00	0.20	39.28	104.75	52.37	94.27	14	165.91
3	8.03	1.50	147.77	241.30	1800.00	0.20	39.30	104.81	52.40	94.33	9	166.16
4	12.03	4.00	148.09	241.83	1800.00	0.20	39.47	105.26	52.63	94.74	7	167.98
5	19.03	7.00	265.68	433.86	1800.00	0.20	127.06	338.82	169.41	304.94	N/A	3168.46
6	20.78	1.75	266.14	497.89	1800.00	0.30	127.49	446.22	276.23	331.47	91	3195.69
7	oo	oo	389.22	728.17	1800.00	0.30	272.69	954.42	590.83	709.00	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

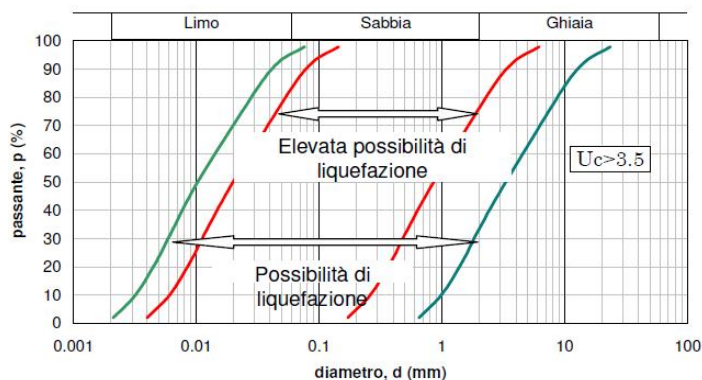
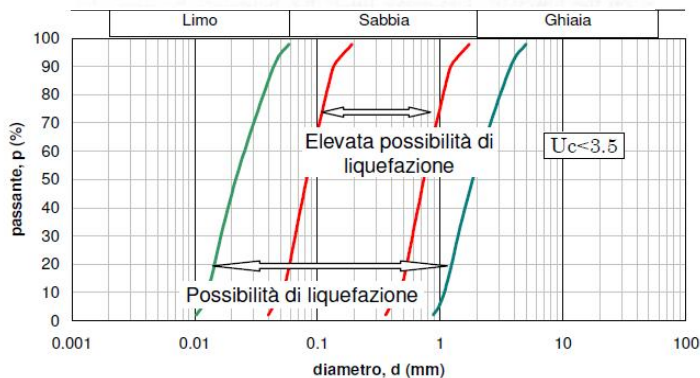
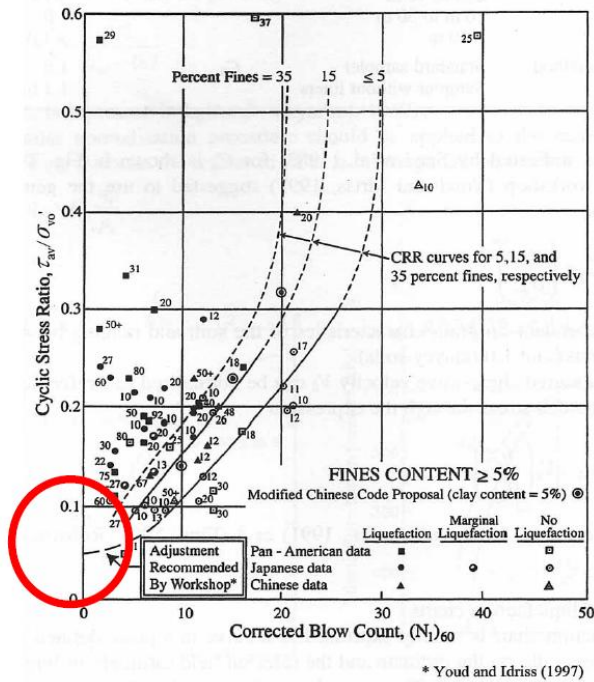
Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

6. STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni incontrati sono sia coesivi che incoerente. La falda è stata riscontrata a -2.0m da p.c. attuale. Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:



- Eventi sismici di Magnitudo inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c > 3,5$.

La stima della magnitudo del sisma di progetto è stata fatta mediante l'espressione del GNDT:

$$M = \frac{\log_{10} a_{gbedrock} + 2,544}{0,363}$$

SEED E IDRIS

Il metodo utilizzato dal software Loadcap per la valutazione della liquefacibilità di un terreno sabbioso saturo durante un evento sismico è quello proposto da Seed e Idriss, il più noto e utilizzato dei metodi semplificati.

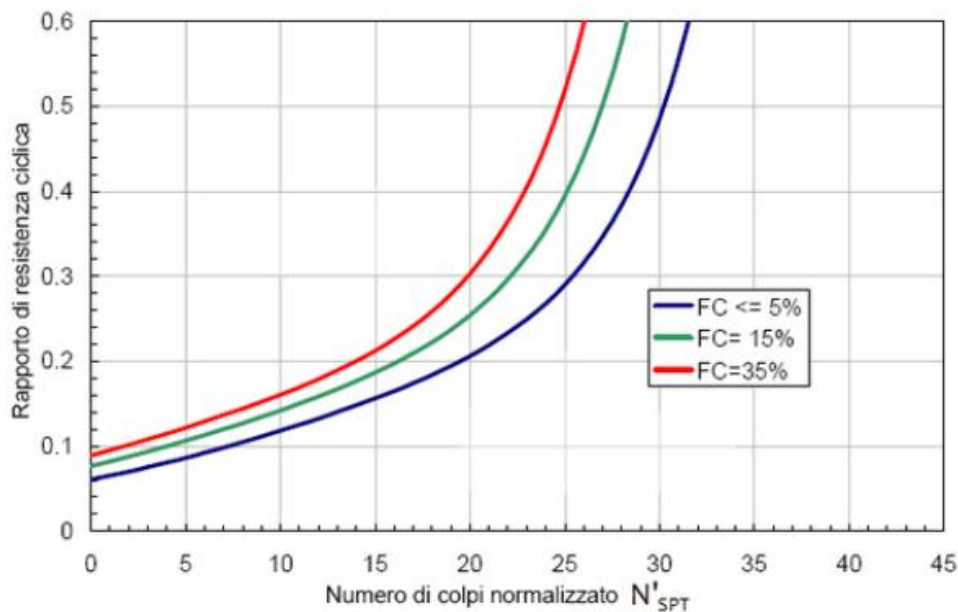
Si basa sul numero di colpi della prova Standard Penetration Test e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, la densità relativa, il peso di volume.

Con tale metodo il fattore di resistenza alla liquefazione FS viene valutato dal rapporto tra la capacità di resistenza normalizzata (R) e la domanda di resistenza ciclica (T), moltiplicato per un fattore di scala valutato considerando un evento sismico atteso di magnitudo M=6.5 che assume un valore costante pari a 1.19 (condizione peggiore).

La capacità di resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale viene espressa dalla seguente relazione:

$$R = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

e può essere determinata dal grafico rappresentato in figura, funzione di parametri desunti da prove SPT opportunamente corretti e normalizzati.



Correlazione fra capacità di resistenza ciclica e numeri di colpi corretto della prova penetrometrica dinamica (N'_{SPT})

La domanda di resistenza ciclica viene espressa dalla relazione:

$$T = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

g accelerazione di gravità;

σ_v σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale e quella efficace alla profondità considerata;

$r_d = 1 - 0.015z$ coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del terreno al passaggio delle onde sismiche di taglio.

Nell'espressione della domanda di resistenza (T), per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione, si corregge lo sforzo massimo ciclico indotto dall'evento sismico del 35% ottenendo un valore di "sforzo equivalente uniforme".

Se $F_s > 1.3$ il deposito viene considerato NON LIQUEFACIBILE.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

=====

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	1.80	16.00	25.963	34.091	34.091	0.027	0.883	32.46	Livello non liquefacibile
2	6.00	9.00	10.594	112.211	72.984	0.039	0.137	3.49	Livello non liquefacibile
3	7.60	26.00	27.302	145.033	90.115	0.040	1.171	29.38	Livello non liquefacibile
4	10.00	13.00	11.939	191.336	112.882	0.040	0.147	3.64	Livello non liquefacibile

7. COMPATIBILITA' GEOLOGICA

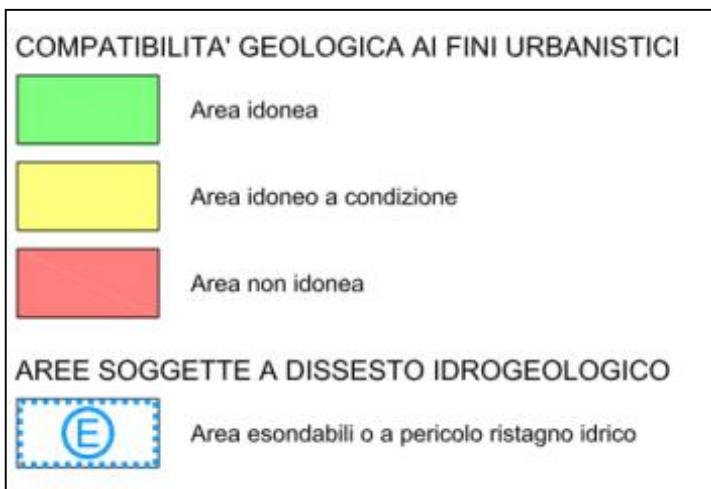
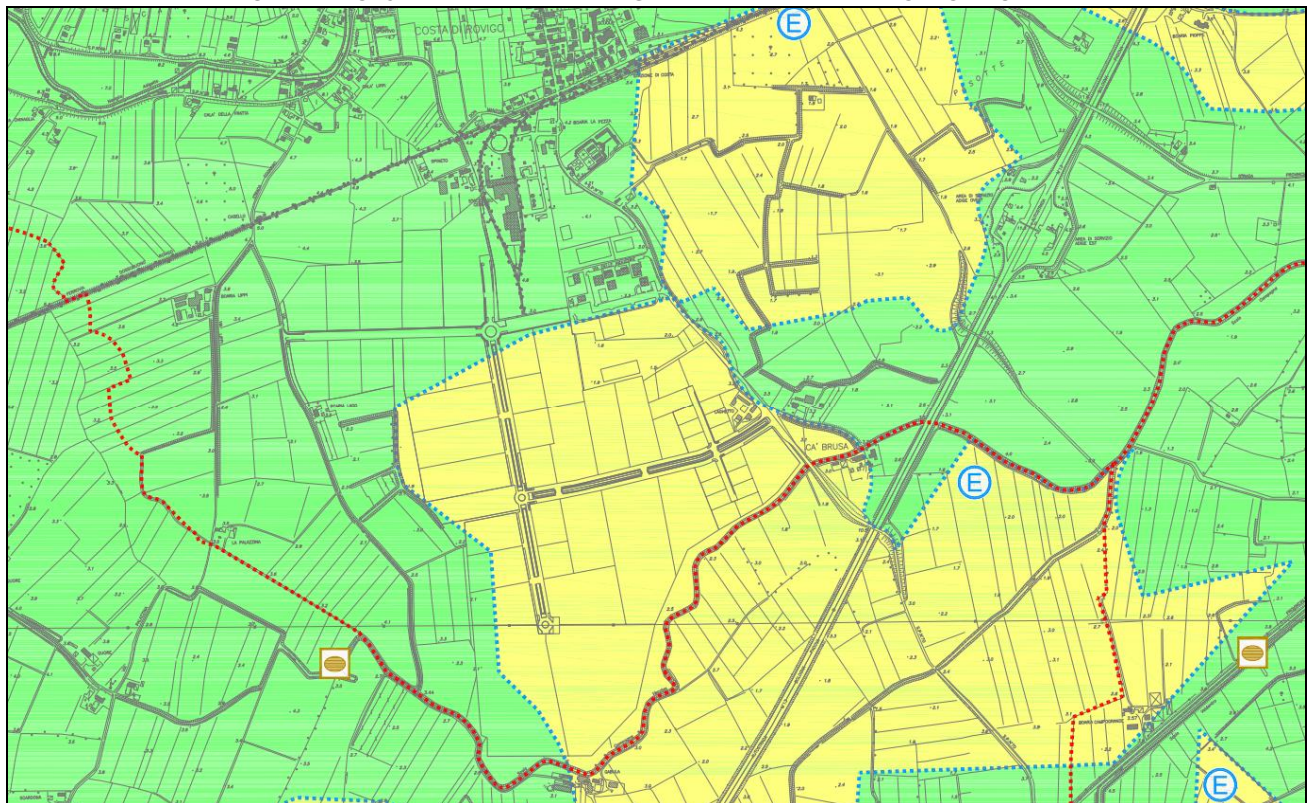
Il documento di sintesi che permette una visione complessiva dello stato del territorio e del suo potenziale sviluppo, è rappresentato dalla Carta della fragilità.

In questo documento, il territorio viene suddiviso in aree differenti a seconda dell'idoneità o meno ad essere destinata allo sviluppo urbanistico.

La suddivisione prevede la classificazione del territorio in "Idoneo", "Idoneo a condizione" e "Non Idoneo".

Nel nostro caso il terreno ricade in "idoneo" e "idoneo a condizione":

ESTRATTO CARTA DELLA FRAGILITA' - P.A.T.I. MEDIO POLESINE



Le indagini eseguite hanno permesso di delineare in modo specifico la conoscenza del territorio e dell'ambiente superficiale e sotterraneo, permettendo la formulazione di un esaustivo quadro conoscitivo.

Le considerazioni finali sono le seguenti:

1. La quota dei terreni risulta superiore a quelli circostanti;
2. La natura dei terreni è prevalentemente a tessitura limo argillosa debolmente sabbiosa con permeabilità medio/bassa;
3. Le caratteristiche geotecniche risultano discrete e la portanza per una fondazione a platea allo SLU risulta pari a 0.96Kg/cmq; il valore va sempre confrontato con i cedimenti indotti che risultano ammissibili per un carico di esercizio (SLE) di 0.5Kg/cmq.
4. la profondità media della falda si attesta a -2.0 m da p.c.;

Date le considerazioni soprascritte si esprime un parere positivo di compatibilità all'intervento sotto l'aspetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico a condizione che il progettista ne tenga presente nella progettazione esecutiva.

8. CONCLUSIONI E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

sismicità Il sito investigato è inserito in Classe 3 e in Categoria C secondo quanto prescritto dall'O.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e NTC18 e smi.

Capacità portante Si considera una fondazione di tipo a platea per le cabine ed inverter e pali metallici infissi nel terreno fino a -1.5/-1.8m da p.c. per la struttura porta moduli fotovoltaici; in corrispondenza di questa profondità le caratteristiche del sottosuolo presentano buoni parametri geotecniche idonei per l'infissione dei pali metallici. Le tensioni indotte dal carico dell'opera (cabine) interessano prevalentemente i terreni di natura coesiva. In accordo con quanto previsto dalle NTC 2018, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3); i cedimenti risultano ammissibili e contenuti per un carico di esercizio (SLE) di 0.5Kg/cm².

Cedimenti Il cedimento di consolidazione che si prevede, in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, all'entità dei carichi indotti dall'opera e alla profondità di posa della fondazione (compensazione dei carichi applicati), risulta di valore ammissibile.

Accorgimenti La profondità di falda freatica si attesta ad una profondità media di circa -2.0m da p.c..

dicembre 2022

dott. geol. Paolo Chiarion

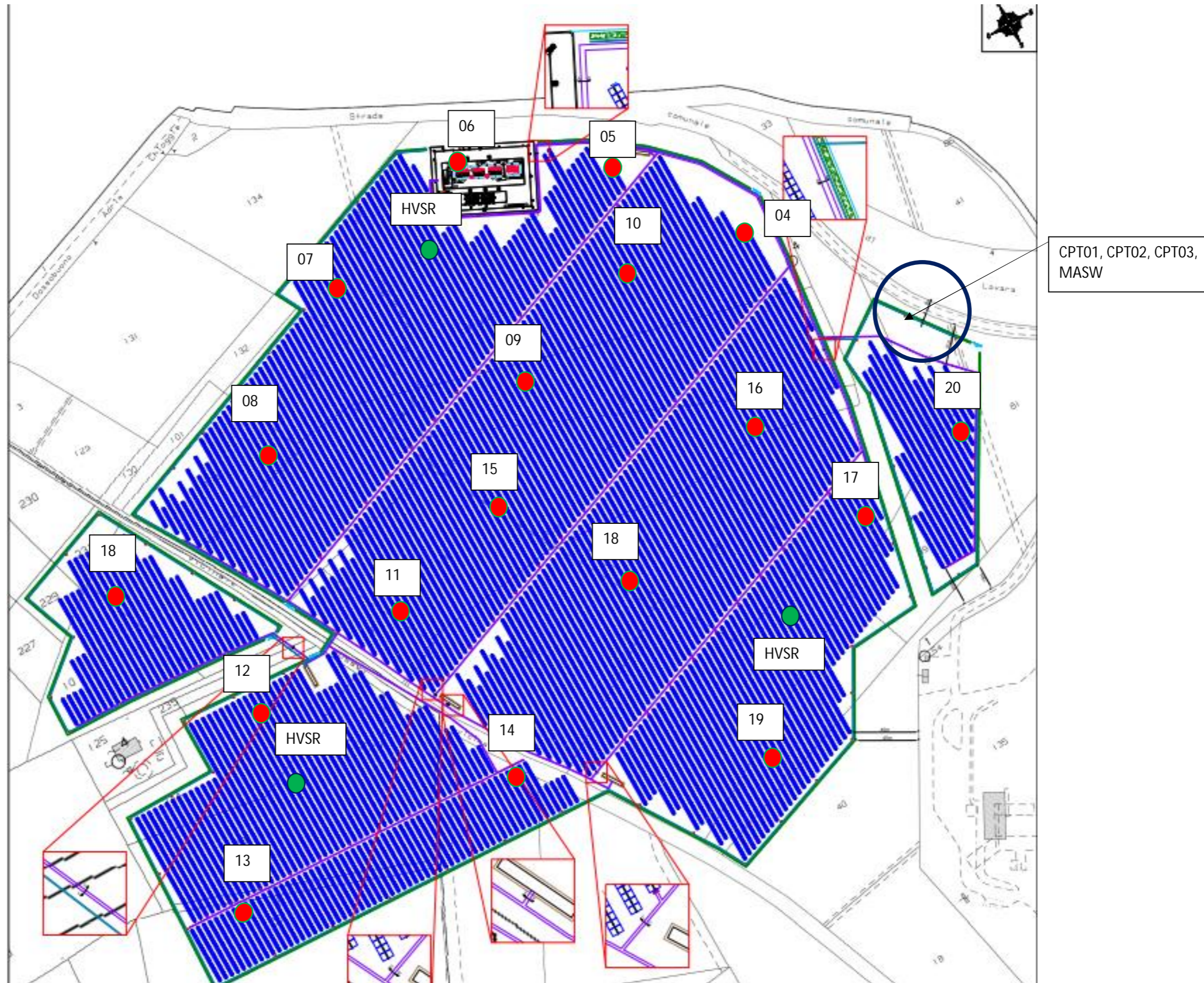


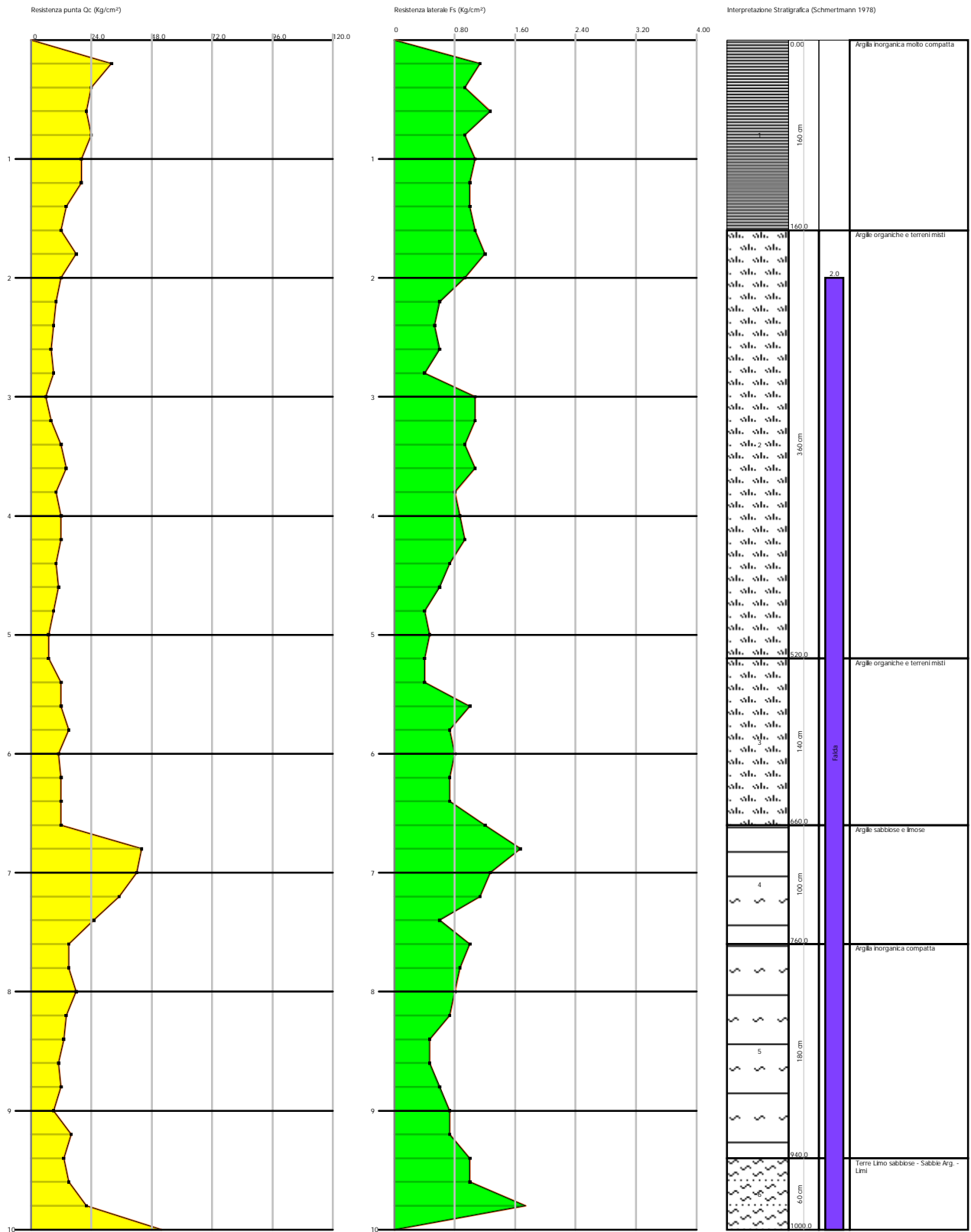
9. ALLEGATI

- planimetria generale

- Prova penetrometrica statica
 - Letture di campagna, valori di resistenza
 - Grafico valori di resistenza
 - Parametri geotecnici

PLANIMETRIA GENERALE

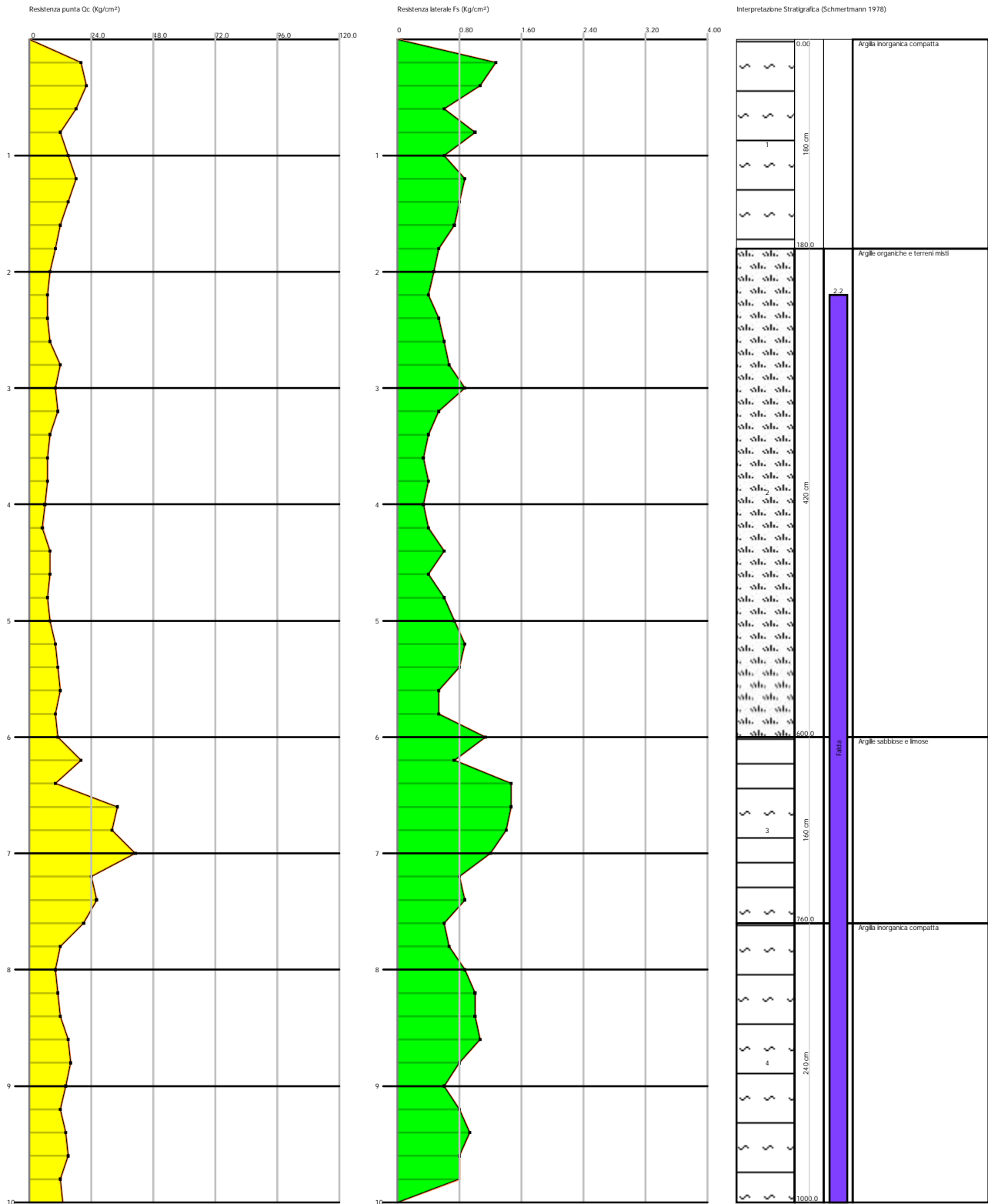




STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof:	Profondità strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

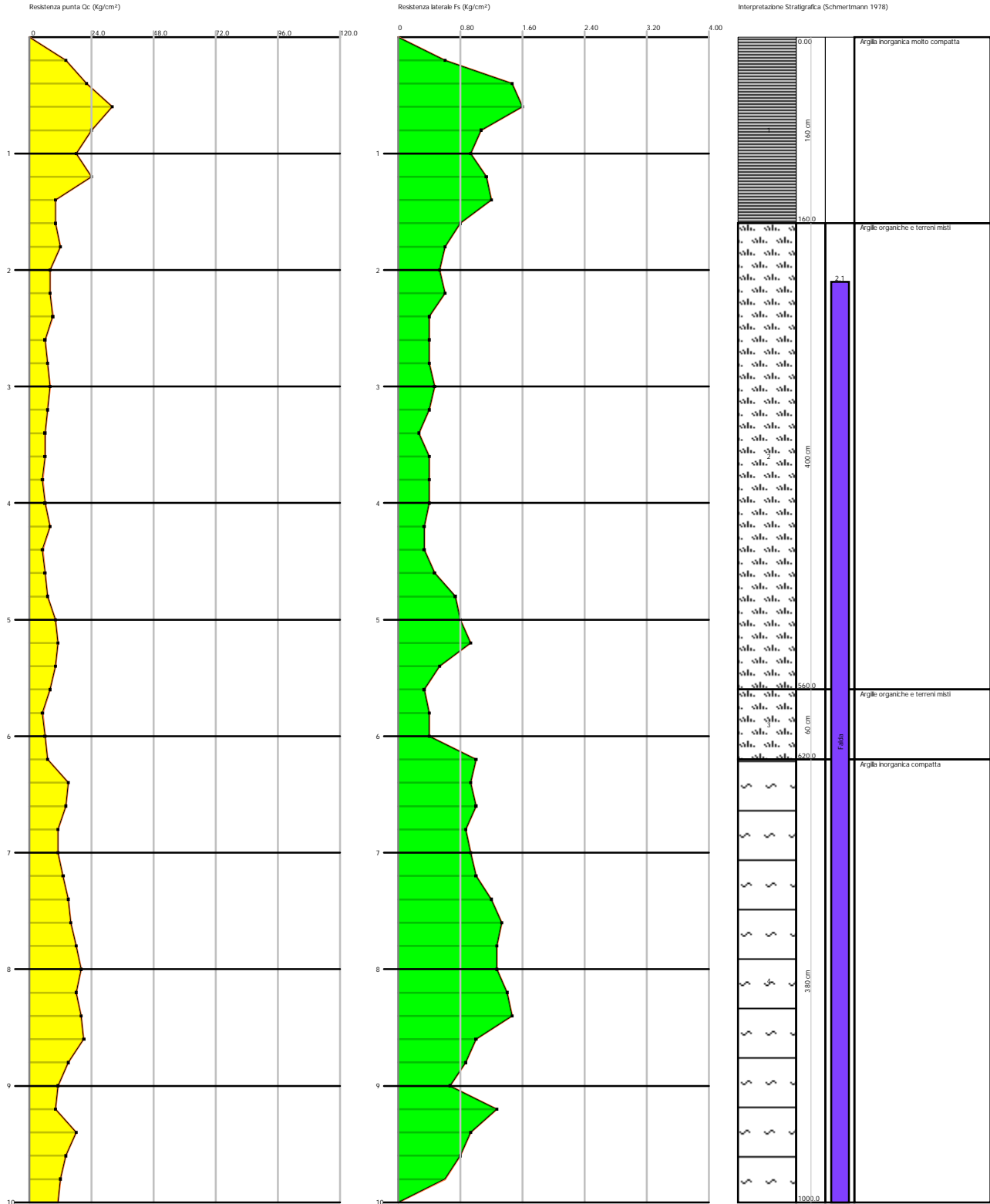
	Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
Vs	1	1.60	C	1.1	781.8	42.0	179.9	>9	2.0	2.1	--	--	--
184.23	2	5.20	C	0.5	365.0	44.0	115.9	>9	1.9	1.9	--	--	--
194.79	3	6.60	C	0.6	434.7	47.2	129.7	8.2	1.9	2.0	--	--	--
213.07	4	7.60	CI	1.6	1177.2	64.4	233.6	>9	2.0	2.1	<5	32.9	64.4
284.90	5	9.40	C	0.7	468.9	48.1	137.0	5.4	1.9	2.0	--	--	--
227.22	6	10.00	CI	1.5	1073.2	59.3	222.2	7.8	2.0	2.1	<5	31.5	59.3
288.25													



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof:	Profondità strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

	Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
Vs	1	1.80	C	0.8	585.3	48.1	151.1	>9	1.9	2.0	--	--	--
178.26	2	6.00	C	0.4	302.6	40.2	104.4	7.5	1.8	1.9	--	--	--
192.50	3	7.60	CI	1.3	945.1	52.0	205.0	>9	2.0	2.1	<5	31.9	52.0
269.59	4	10.00	C	0.7	450.5	47.8	134.2	5.6	1.9	2.0	--	--	--
227.60													



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof:	Profondità strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

	Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
Vs	1	1.60	C	1.0	716.2	43.7	170.6	>9	2.0	2.0	--	--	--
181.35	2	5.60	C	0.4	267.6	37.4	97.1	6.8	1.8	1.9	--	--	--
186.37	3	6.20	C	0.3	198.9	31.5	83.7	6.2	1.8	1.8	--	--	--
187.14	4	10.00	C	0.7	525.3	48.4	145.8	7.9	1.9	2.0	--	--	--
229.38													

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: AIEM GREEN srl
Cantiere: Costa di Rovigo
Località: Via N. Badaloni, Via Dossei

Codice commessa: 2259/22
Numero certificati allegati:

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35.7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE
(CONE PENETRATION TEST)
CPT

PROVE CPT : METODOLOGIA DELL' INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / s} \pm 0,5 \text{ cm / s}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica	\varnothing	= 35,7 mm
- area di punta	A_p	= 10 cm ²
- angolo di apertura del cono	α	= 60 °
- superficie laterale del manicotto	A_m	= 150 cm ²

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Per mezzo di un software (in alcuni strumenti) è possibile sia durante l'acquisizione, che in un secondo momento a prove ultimate trasferire i dati ad un PC.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta

- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "**STATIC PROBING**" della GeoStru

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

$$\begin{aligned} A_p &= \text{l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann")} = 10 \text{ cm}^2 \\ A_m &= \text{area del manicotto di frizione} = 150 \text{ cm}^2 \\ C_t &= \text{costante di trasformazione} = 10 \end{aligned}$$

Il programma Static Probing permette inoltre l'archiviazione, la gestione e l'elaborazione delle Prove Penetrometriche Statiche.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %).

I valori sono calcolati con queste formule:

$$Q_c (RP) = (LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2.$$

Resistenza alla punta

$$Ql (RL) (fs) = [(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza laterale}$$

$Qc (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / \text{Superficie Punta } Ap$

$Ql (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / Am \text{ area del manicotto di frizione}$

N.B.

- $Ap = 10 \text{ cm}^2$ e $Am = 150 \text{ cm}^2$

- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

VALUTAZIONI STATISTICHE

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Static Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Medio

Media aritmetica dei valori della resistenza alla punta sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori della resistenza alla punta sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero della resistenza alla punta sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero della resistenza alla punta sullo strato considerato.

Media (+) s

Media (+) scarto (valore statistico) dei valori della resistenza alla punta sullo strato considerato.

Media (-) s

Media (-) scarto (valore statistico) dei valori della resistenza alla punta sullo strato considerato.

CORRELAZIONI

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica (consigliata o meno a seconda del tipo di penetrometro utilizzato) si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. Il programma esegue inoltre il grafico (per i vari autori) Profondità/Valutazioni litologiche, per visualizzare in maniera diretta l'andamento delle litologie presenti lungo la verticale indagata.

INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE (Autori di riferimento)

- Searle 1979
- Douglas Olsen 1981 (consigliato per CPTE)
- A.G.I. 1977 (consigliato per CPT)
- Schmertmann 1978 (consigliato per CPT)
- Robertson 1983-1986 (consigliato per CPTE)
- Begemann 1965 (consigliato per CPT)

Suddivisione delle metodologie di indagine con i Penetrometri statici

CPT (Cone Penetration Test – punta Meccanica tipo Begemann)

CPTe (Cone Penetration Test Electric – punta elettrica)

CPTU (Piezocono)

Per quanto riguarda la PUNTA ELETTRICA generalmente tale strumento permette di ottenere dati in continuo con un passo molto ravvicinato (anche 2 cm.) rispetto al PUNTA MECCANICA (20 cm.).

Per il PIEZOCONO i dati di inserimento oltre a quelli di LP e LT sono invece la pressione neutrale misurata ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione neutrale e la pressione neutrale o pressione della colonna d'acqua). Tale misurazione si effettua generalmente misurando la sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione neutrale (dissipazione nel tempo) misurata in fase di alleggerimento di spinta (arresto penetrazione). Il programma usato per le elaborazioni permette di immettere $U1 - U2 - U3$ cioè la sovrappressione neutrale misurata rispettivamente con filtro poroso posizionato nel cono, attorno al cono, o attorno al manicotto a seconda del tipo di piezocono utilizzato. Tale sovrappressione (che è data dalla somma della pressione idrostatica preesistente la penetrazione e dalle pressioni dei pori prodotte dalla compressione) può essere positiva o negativa e generalmente varia da (-1 a max. + 10-20 kg/cmq) ed è prodotta dalla compressione o dilatazione del terreno a seguito della penetrazione. Per il calcolo oltre ai dati strumentali generali si deve immettere per una correzione dei valori immessi :

Area punta del cono (area esterna punta)

Area interna punta del cono (area del restringimento in prossimità del setto poroso – interna cono-manicotto). Generalmente il rapporto tra le aree varia da (0,70 – 1,00).

Il Passo del penetrometro (l'intervallo entro cui effettua la lettura, generalmente per penetrometri normali è 20 cm., per le punte elettriche-piezoconi può essere di 2 cm).

Il programma elabora quindi i dati di resistenza alla punta e laterale f_s con le opportune correzioni dovute alla normalizzazione (con la tensione litostatica e con la pressione dei pori). Robertson definisce infine il valore caratteristico del I_c (Indice di tipo dello strato) e Contenuto in materiale fine FC % (cioè la percentuale di contenuto argilloso < 2 micron).

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati.

Ad ogni strato mediato il programma calcola la Q_c media, la f_s media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito

Angolo di Attrito (Durgunouglu-Mitchell 1973-1975) – per sabbie N.C. e S.C. non cementate

Angolo di Attrito (Meyerhof 1951) – per sabbie N.C. e S.C.

Angolo di Attrito Herminier

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Koppejan) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (De Beer 1965-1967) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementare quarzose

Angolo di Attrito (Schmertmann 1977-1982) – per varie litologie (correlazione che generalmente sovrastima il valore)

Densità relativa (%)

Densità Relativa (Baldi ed altri 1978-1983 - Schmertmann 1976) - per sabbie NC non cementate

Densità Relativa (Schmertmann)

Densità Relativa (Harman 1976)

Densità Relativa (Lancellotta 1983)

Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)

Densità Relativa (Larsson 1995) - per sabbie omogenee non gradate

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) Ey (25) – Ey(50) - modulo secante riferito rispettivamente al 25 % e 50 % del valore di rottura – prima fase della curva carico/deformazione

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) Ey (25) – Ey(50)- per sabbie NC Quarzose.

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) Ey (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico

Modulo Edometrico (Robertson & Campanella) da Schmertmann

Modulo Edometrico (Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997) - valido per sabbie NC

Modulo Edometrico (Kulhawy-Mayne 1990)

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Modulo Edometrico (Buisman - Sanglerat) – valido per sabbie argillose

Peso di Volume

Peso di Volume (Meyerhof) -

Peso di Volume saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cm².

Potenziale di Liquefazione

Verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti (Metodo di Robertson e Wride 1997 – C.N.R. – GNDT) – coefficiente di sicurezza relativo alle varie zone sismiche I-I-III-IV cat. – N.B. la liquefazione è assente per $F_s \geq 1,25$, possibile per $F_s=1,0-1,25$ e molto probabile per $F_s < 1$

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio Crm (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (metodo Stress-History)

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Larsson 1991 S.G.I.)

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (Ladd e Foot - Ladd ed altri 1977)

Modulo Di Reazione Ko

(Kulhawy Maine, 1990).

Correlazione NSPT

Meardi – Meigh 1972
Meyerhof

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata

Coesione non drenata (Lunne & Eide)
Coesione non drenata (Rolf Larsson SGI 1995) - suoli fini granulari
Coesione non drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente variabile da 11 a 25)
Coesione non drenata (Marsland 1974-Marsland e Powell 1979)
Coesione non drenata Sunda (relazione sperimentale)
Coesione non drenata (Lunne T.-Kleven A. 1981)
Coesione non drenata (Kjekstad. 1978)
Coesione non drenata (Lunne, Robertson and Powell 1977)
Coesione non drenata (Terzaghi - valore minimo)
Coesione non drenata (Begemann)
Coesione non drenata (De Beer) - valida per debole coesione.

Indice Di Compressione C

Indice di Compressione Vergine C_c (Schmertmann)
Indice di Compressione Vergine C_c (Schmertmann 1978)
Fattore di compressibilità ramo di carico C (Piacentini-Righi Inacos 1978)
Fattore di compressibilità medio ramo di carico C_{rm} (Piacentini-Righi Inacos 1978).

Modulo Edometrico-Confinato

Mitchell - Gardnerr (1975) M_o (Eed) (Kg/cmq) per limi e argille.
Metodo generale del modulo edometrico.
Buisman correlazione valida per limi e argille di media plasticità – Alluvioni attuali argille plastiche – suoli organici (W 90-130)
Buisman e Sanglerat valida per litotipi argille copatte

Valore medio degli autori su suoli coesivi

Modulo di deformazione non drenato

Modulo di deformazione non drenato E_u (Cancelli ed altri 1980)
Modulo di deformazione non drenato E_u (Ladd ed altri 1977) – (Inserire valore n $30 < n < 1500$ sulla base di esperienze acquisite e del tipo litologico)

Peso di Volume

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)
Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982)

OCR

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (metodo Stress-History)
Grado di Sovraconsolidazione OCR (P.W. Mayne 1991) - per argille ed argille sovraconsolidate
Grado di Sovraconsolidazione OCR (Larsson 1991 S.G.I.)
Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)
Grado di Sovraconsolidazione Jamiolkowski et altri 1979 – valida per argilla di Taranto
Grado di Sovraconsolidazione Schmertmann 1978

Coefficiente Di Consolidazione Verticale

Coefficiente di Consolidazione C_v (Piacentini-Righi, 1988)

Permeabilità

Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988)
PROVA ...CPT01

Committente: AIEM GREEN srl
Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
Prova eseguita in data: 11/07/2022
Profondità prova: 10.00 mt

Località: Via N. Badaloni, Via Dossei

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	32.00	54.0	32.0	1.133	28.244	3.5
0.40	24.00	41.0	24.0	0.933	25.723	3.9
0.60	22.00	36.0	22.0	1.267	17.364	5.8
0.80	24.00	43.0	24.0	0.933	25.723	3.9
1.00	20.00	34.0	20.0	1.067	18.744	5.3
1.20	20.00	36.0	20.0	1.0	20.0	5.0
1.40	14.00	29.0	14.0	1.0	14.0	7.1
1.60	12.00	27.0	12.0	1.067	11.246	8.9
1.80	18.00	34.0	18.0	1.2	15.0	6.7
2.00	12.00	30.0	12.0	0.933	12.862	7.8
2.20	10.00	24.0	10.0 0.6		16.667	6.0
2.40	9.00	18.0	9.0	0.533	16.886	5.9
2.60	8.00	16.0	8.0 0.6		13.333	7.5
2.80	9.00	18.0	9.0	0.4	22.5	4.4
3.00	6.00	12.0	6.0	1.067	5.623	17.8
3.20	8.00	24.0	8.0	1.067	7.498	13.3
3.40	12.00	28.0	12.0	0.933	12.862	7.8
3.60	14.00	28.0	14.0	1.067	13.121	7.6
3.80	10.00	26.0	10.0	0.8	12.5	8.0
4.00	12.00	24.0	12.0	0.867	13.841	7.2
4.20	12.00	25.0	12.0	0.933	12.862	7.8
4.40	10.00	24.0	10.0	0.733	13.643	7.3
4.60	11.00	22.0	11.0 0.6		18.333	5.5
4.80	9.00	18.0	9.0	0.4	22.5	4.4
5.00	7.00	13.0	7.0	0.467	14.989	6.7
5.20	7.00	14.0	7.0	0.4	17.5	5.7
5.40	12.00	18.0	12.0	0.4	30.0	3.3
5.60	12.00	18.0	12.0	1.0	12.0	8.3
5.80	15.00	30.0	15.0	0.733	20.464	4.9
6.00	11.00	22.0	11.0	0.8	13.75	7.3
6.20	12.00	24.0	12.0	0.733	16.371	6.1
6.40	12.00	23.0	12.0	0.733	16.371	6.1
6.60	12.00	23.0	12.0	1.2	10.0	10.0
6.80	44.00	62.0	44.0	1.667	26.395	3.8
7.00	42.00	67.0	42.0	1.267	33.149	3.0
7.20	35.00	54.0	35.0	1.133	30.891	3.2
7.40	25.00	42.0	25.0 0.6		41.667	2.4
7.60	15.00	24.0	15.0	1.0	15.0	6.7
7.80	15.00	30.0	15.0	0.867	17.301	5.8
8.00	18.00	31.0	18.0	0.8	22.5	4.4
8.20	14.00	26.0	14.0	0.733	19.1	5.2
8.40	13.00	24.0	13.0	0.467	27.837	3.6
8.60	11.00	18.0	11.0	0.467	23.555	4.2
8.80	12.00	19.0	12.0	0.6	20.0	5.0
9.00	9.00	18.0	9.0	0.733	12.278	8.1
9.20	16.00	27.0	16.0	0.733	21.828	4.6
9.40	13.00	24.0	13.0	1.0	13.0	7.7
9.60	15.00	30.0	15.0	1.0	15.0	6.7
9.80	22.00	37.0	22.0	1.733	12.695	7.9
10.00	52.00	78.0	52.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
---------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------------	------------------	-------------

1.60	21.0	1.05	1.9	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
5.20	10.222	0.756	1.8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
6.60	12.286	0.8	1.9	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
7.60	32.2	1.133	2.0	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
9.40	13.444	0.711	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta
10.00	29.667	0.911	1.9	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT01

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1.60	21.0	1.05	1.19	1.38	1.39	1.23	1.10	1.05
Strato 2	5.20	10.222	0.756	0.56	0.71	0.64	0.56	0.50	0.51
Strato 3	6.60	12.286	0.8	0.66	0.81	0.75	0.66	0.59	0.61
Strato 4	7.60	32.2	1.133	1.80	1.83	2.06	1.82	1.63	1.61
Strato 5	9.40	13.444	0.711	0.72	0.85	0.79	0.70	0.62	0.67
Strato 6	10.00	29.667	0.911	1.64	1.69	1.86	1.64	1.47	1.48

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	1.60	21.0	1.05	52.50	42.00	63.00	63.00
Strato 2	5.20	10.222	0.756	51.11	44.00	61.33	30.67
Strato 3	6.60	12.286	0.8	61.43	47.16	73.72	36.86
Strato 4	7.60	32.2	1.133	80.50	64.40	96.60	96.60
Strato 5	9.40	13.444	0.711	67.22	48.10	80.66	40.33
Strato 6	10.00	29.667	0.911	74.17	59.33	89.00	89.00

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	781.80	31.50
Strato 2	5.20	10.222	0.756	365.02	15.30
Strato 3	6.60	12.286	0.8	434.66	18.30
Strato 4	7.60	32.2	1.133	1177.20	48.30
Strato 5	9.40	13.444	0.711	468.94	20.10
Strato 6	10.00	29.667	0.911	1073.25	44.40

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	Imai & Tomauchi	179.90
Strato 2	5.20	10.222	0.756	Imai & Tomauchi	115.87
Strato 3	6.60	12.286	0.8	Imai & Tomauchi	129.65
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Imai & Tomauchi	233.59
Strato 5	9.40	13.444	0.711	Imai & Tomauchi	136.99
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Imai & Tomauchi	222.19

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato	qc	fs	Stress-History
--	--------------	----	----	----------------

	(m)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)		
Strato 1	1.60	21.0	1.05	3.21	
Strato 2	5.20	10.222	0.756	<0.5	
Strato 3	6.60	12.286	0.8	<0.5	
Strato 4	7.60	32.2	1.133	0.93	
Strato 5	9.40	13.444	0.711	<0.5	
Strato 6	10.00	29.667	0.911	0.66	

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	Meyerhof	1.98
Strato 2	5.20	10.222	0.756	Meyerhof	1.85
Strato 3	6.60	12.286	0.8	Meyerhof	1.88
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Meyerhof	2.05
Strato 5	9.40	13.444	0.711	Meyerhof	1.89
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Meyerhof	2.03

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	Meyerhof	2.06
Strato 2	5.20	10.222	0.756	Meyerhof	1.93
Strato 3	6.60	12.286	0.8	Meyerhof	1.96
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Meyerhof	2.13
Strato 5	9.40	13.444	0.711	Meyerhof	1.97
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Meyerhof	2.11

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	Schmertman n	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowski i 1985
Strato 4	7.60	32.2	1.133	36.71	35.01	38.19	37.29	26.88
Strato 6	10.00	29.667	0.911	30.7	25.04	29.15	31.23	15.33

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Durgunou glu-Mitch ell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmert mann	Robertso n & Campane lla 1983	Herminie r	Meyerhof 1951
Strato 4	7.60	32.2	1.133	32.02	28.08	25	23.44	32.9	35.48	23.83	31.46
Strato 6	10.00	29.667	0.911	30.47	26.39	23.22	21.82	31.51	33.34	23.04	30.32

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 4	7.60	32.2	1.133	80.50	64.40	379.92
Strato 6	10.00	29.667	0.911	74.17	59.33	385.53

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Robertson & Campanella da Schmertman n	Lunne-Christ offersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Ma yne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 4	7.60	32.2	1.133	38.08	126.31	241.32	64.40	96.60
Strato 6	10.00	29.667	0.911	32.92	116.37	215.45	59.33	148.33

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Imai & Tomauchi	233.59
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Imai & Tomauchi	222.19

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 4	7.60	32.2	1.133	0.93	>9	<0.5	6.39
Strato 6	10.00	29.667	0.911	0.66	7.76	<0.5	3.81

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Kulhawy & Mayne (1990)	0.33
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Kulhawy & Mayne (1990)	0.27

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	C	Crn
Strato 4	7.60	32.2	1.133	0.11909	0.01548
Strato 6	10.00	29.667	0.911	0.11183	0.01454

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Meyerhof	1.80
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Meyerhof	1.80

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Meyerhof	2.10
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Meyerhof	2.10

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0.15

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Robertson & Wride 1997	2.698
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Robertson & Wride 1997	1.137

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Permeabilità (cm/s)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	Piacentini-Righi 1988	6.469213E-10
Strato 2	5.20	10.222	0.756	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 3	6.60	12.286	0.8	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Piacentini-Righi 1988	5.932694E-07
Strato 5	9.40	13.444	0.711	Piacentini-Righi 1988	3.484067E-10
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Piacentini-Righi 1988	4.925008E-06

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	1.60	21.0	1.05	Piacentini-Righi 1988	4.075604E-05
Strato 2	5.20	10.222	0.756	Piacentini-Righi 1988	3.0666E-07

Strato 3	6.60	12.286	0.8	Piacentini-Righi 1988	3.6858E-07
Strato 4	7.60	32.2	1.133	Piacentini-Righi 1988	5.730983E-02
Strato 5	9.40	13.444	0.711	Piacentini-Righi 1988	1.405194E-05
Strato 6	10.00	29.667	0.911	Piacentini-Righi 1988	0.4383306

PROVA ...CPT02

Committente: AIEM GREEN srl

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 11/07/2022

Profondità prova: 10.00 mt

Località: Via N. Badaloni, Via Dossei

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	20.00	38.0	20.0	1.267	15.785	6.3
0.40	22.00	41.0	22.0	1.067	20.619	4.9
0.60	18.00	34.0	18.0	0.6	30.0	3.3
0.80	12.00	21.0	12.0	1.0	12.0	8.3
1.00	15.00	30.0	15.0	0.6	25.0	4.0
1.20	18.00	27.0	18.0	0.867	20.761	4.8
1.40	15.00	28.0	15.0	0.8	18.75	5.3
1.60	12.00	24.0	12.0	0.733	16.371	6.1
1.80	10.00	21.0	10.0	0.533	18.762	5.3
2.00	8.00	16.0	8.0	0.467	17.131	5.8
2.20	7.00	14.0	7.0	0.4	17.5	5.7
2.40	7.00	13.0	7.0	0.533	13.133	7.6
2.60	8.00	16.0	8.0 0.6		13.333	7.5
2.80	12.00	21.0	12.0	0.667	17.991	5.6
3.00	10.00	20.0	10.0	0.867	11.534	8.7
3.20	11.00	24.0	11.0	0.533	20.638	4.8
3.40	8.00	16.0	8.0	0.4	20.0	5.0
3.60	7.00	13.0	7.0	0.333	21.021	4.8
3.80	7.00	12.0	7.0	0.4	17.5	5.7
4.00	6.00	12.0	6.0	0.333	18.018	5.6
4.20	5.00	10.0	5.0	0.4	12.5	8.0
4.40	8.00	14.0	8.0 0.6		13.333	7.5
4.60	8.00	17.0	8.0	0.4	20.0	5.0
4.80	7.00	13.0	7.0 0.6		11.667	8.6
5.00	8.00	17.0	8.0	0.733	10.914	9.2
5.20	10.00	21.0	10.0	0.867	11.534	8.7
5.40	11.00	24.0	11.0	0.8	13.75	7.3
5.60	12.00	24.0	12.0	0.533	22.514	4.4
5.80	10.00	18.0	10.0	0.533	18.762	5.3
6.00	11.00	19.0	11.0	1.133	9.709	10.3
6.20	20.00	37.0	20.0	0.733	27.285	3.7
6.40	10.00	21.0	10.0	1.467	6.817	14.7
6.60	34.00	56.0	34.0	1.467	23.177	4.3
6.80	32.00	54.0	32.0 1.4		22.857	4.4
7.00	41.00	62.0	41.0 1.2		34.167	2.9
7.20	24.00	42.0	24.0	0.8	30.0	3.3
7.40	26.00	38.0	26.0	0.867	29.988	3.3
7.60	21.00	34.0	21.0	0.6	35.0	2.9
7.80	12.00	21.0	12.0	0.667	17.991	5.6
8.00	10.00	20.0	10.0	0.867	11.534	8.7
8.20	11.00	24.0	11.0	1.0	11.0	9.1
8.40	12.00	27.0	12.0	1.0	12.0	8.3
8.60	15.00	30.0	15.0	1.067	14.058	7.1
8.80	16.00	32.0	16.0	0.8	20.0	5.0
9.00	14.00	26.0	14.0 0.6		23.333	4.3
9.20	12.00	21.0	12.0	0.8	15.0	6.7
9.40	14.00	26.0	14.0	0.933	15.005	6.7
9.60	15.00	29.0	15.0	0.8	18.75	5.3

9.80	12.00	24.0	12.0	0.8	15.0	6.7
10.00	13.00	25.0	13.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.80	15.778	0.83	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta
6.00	8.619	0.578	1.8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
7.60	26.0	1.067	2.0	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
10.00	13.0	0.778	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT02

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi	
Strato 1	1.80	15.778	0.83	0.89	1.09	1.04	0.92	0.82	0.79
Strato 2	6.00	8.619	0.578	0.46	0.59	0.53	0.46	0.42	0.43
Strato 3	7.60	26.0	1.067	1.44	1.56	1.65	1.46	1.30	1.30
Strato 4	10.00	13.0	0.778	0.69	0.81	0.76	0.67	0.60	0.65

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	1.80	15.778	0.83	78.89	48.14	47.33
Strato 2	6.00	8.619	0.578	43.10	40.22	25.86
Strato 3	7.60	26.0	1.067	65.00	52.00	78.00
Strato 4	10.00	13.0	0.778	65.00	47.81	39.00

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm²)

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)	
Strato 1	1.80	15.778	0.83	585.26	23.70
Strato 2	6.00	8.619	0.578	302.59	12.90
Strato 3	7.60	26.0	1.067	945.08	39.00
Strato 4	10.00	13.0	0.778	450.53	19.50

Modulo di deformazione a taglio

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	
Strato 1	1.80	15.778	0.83	Imai & Tomauchi	151.07
Strato 2	6.00	8.619	0.578	Imai & Tomauchi	104.41
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Imai & Tomauchi	204.98
Strato 4	10.00	13.0	0.778	Imai & Tomauchi	134.21

Grado di sovraconsolidazione

Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History	
Strato 1	1.80	15.778	0.83	2.15
Strato 2	6.00	8.619	0.578	<0.5
Strato 3	7.60	26.0	1.067	0.76
Strato 4	10.00	13.0	0.778	<0.5

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1.80	15.778	0.83	Meyerhof	1.93
Strato 2	6.00	8.619	0.578	Meyerhof	1.82
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Meyerhof	2.01
Strato 4	10.00	13.0	0.778	Meyerhof	1.89

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1.80	15.778	0.83	Meyerhof	2.01
Strato 2	6.00	8.619	0.578	Meyerhof	1.90
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Meyerhof	2.09
Strato 4	10.00	13.0	0.778	Meyerhof	1.97

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa (%)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Baldi 1978 - Schmertman n 1976	Schmertman n	Harman	Lancellotta 1983	Jamiolkowsk i 1985
Strato 3	7.60	26.0	1.067	30.81	27.52	31.15	31.34	22.09

Angolo di resistenza al taglio (°)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Durgunou glu-Mitch ell 1973	Caquot	Koppejan	De Beer	Schmert mann	Robertso n & Campane lla 1983	Herminie r	Meyerhof 1951
Strato 3	7.60	26.0	1.067	31.05	27.08	23.95	22.48	31.85	34.23	23.32	28.67

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Schmertmann	Robertson & Campanella (1983)	ISOPT-1 1988 Ey(50)
Strato 3	7.60	26.0	1.067	65.00	52.00	330.14

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Robertson & Campanella da Schmertman n	Lunne-Christ offersen 1983 - Robertson and Powell 1997	Kulhawy-Ma yne 1990	Mitchell & Gardner 1975	Buisman - Sanglerat
Strato 3	7.60	26.0	1.067	31.86	101.99	191.12	52.00	130.00

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	G (Kg/cm ²)
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Imai & Tomauchi	204.98

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History	Piacentini Righi 1978	Larsson 1991 S.G.I.	Ladd e Foot 1977
Strato 3	7.60	26.0	1.067	0.76	>9	<0.5	5.15

Modulo di reazione Ko

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Ko
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Kulhawy & Mayne (1990)	0.29

Fattori di compressibilità C Crm

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	C	Crn
Strato 3	7.60	26.0	1.067	0.11815	0.01536

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Meyerhof	1.80

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Meyerhof	2.10

Liquefazione - Accelerazione sismica massima (g)=0.15

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Fattore di sicurezza a liquefazione
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Robertson & Wride 1997	1.781

Permeabilità

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Permeabilità (cm/s)
Strato 1	1.80	15.778	0.83	Piacentini-Righi 1988	3.001359E-10
Strato 2	6.00	8.619	0.578	Piacentini-Righi 1988	1E-11
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Piacentini-Righi 1988	4.42791E-08
Strato 4	10.00	13.0	0.778	Piacentini-Righi 1988	1.083233E-11

Coefficiente di consolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm ² /s)
Strato 1	1.80	15.778	0.83	Piacentini-Righi 1988	1.420663E-05
Strato 2	6.00	8.619	0.578	Piacentini-Righi 1988	2.5857E-07
Strato 3	7.60	26.0	1.067	Piacentini-Righi 1988	3.45377E-03
Strato 4	10.00	13.0	0.778	Piacentini-Righi 1988	4.22461E-07

PROVA ...CPT03

Committente: AIEM GREEN srl

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 11/07/2022

Profondità prova: 10.00 mt

Località: Via N. Badaloni, Via Dossei

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	14.00	28.0	14.0	0.6	23.333	4.3
0.40	22.00	31.0	22.0	1.467	14.997	6.7
0.60	32.00	54.0	32.0	1.6	20.0	5.0
0.80	24.00	48.0	24.0	1.067	22.493	4.4
1.00	18.00	34.0	18.0	0.933	19.293	5.2
1.20	24.00	38.0	24.0	1.133	21.183	4.7
1.40	10.00	27.0	10.0	1.2	8.333	12.0
1.60	10.00	28.0	10.0	0.8	12.5	8.0
1.80	12.00	24.0	12.0	0.6	20.0	5.0
2.00	8.00	17.0	8.0	0.533	15.009	6.7
2.20	8.00	16.0	8.0	0.6	13.333	7.5
2.40	9.00	18.0	9.0	0.4	22.5	4.4
2.60	6.00	12.0	6.0	0.4	15.0	6.7

2.80	7.00	13.0	7.0	0.4	17.5	5.7
3.00	8.00	14.0	8.0	0.467	17.131	5.8
3.20	7.00	14.0	7.0	0.4	17.5	5.7
3.40	6.00	12.0	6.0	0.267	22.472	4.5
3.60	6.00	10.0	6.0	0.4	15.0	6.7
3.80	5.00	11.0	5.0	0.4	12.5	8.0
4.00	6.00	12.0	6.0	0.4	15.0	6.7
4.20	8.00	14.0	8.0	0.333	24.024	4.2
4.40	5.00	10.0	5.0	0.333	15.015	6.7
4.60	6.00	11.0	6.0	0.467	12.848	7.8
4.80	7.00	14.0	7.0	0.733	9.55	10.5
5.00	10.00	21.0	10.0	0.8	12.5	8.0
5.20	11.00	23.0	11.0	0.933	11.79	8.5
5.40	10.00	24.0	10.0	0.533	18.762	5.3
5.60	8.00	16.0	8.0	0.333	24.024	4.2
5.80	5.00	10.0	5.0	0.4	12.5	8.0
6.00	6.00	12.0	6.0	0.4	15.0	6.7
6.20	7.00	13.0	7.0	1.0	7.0	14.3
6.40	15.00	30.0	15.0	0.933	16.077	6.2
6.60	14.00	28.0	14.0	1.0	14.0	7.1
6.80	11.00	26.0	11.0	0.867	12.687	7.9
7.00	11.00	24.0	11.0	0.933	11.79	8.5
7.20	13.00	27.0	13.0	1.0	13.0	7.7
7.40	15.00	30.0	15.0	1.2	12.5	8.0
7.60	16.00	34.0	16.0	1.333	12.003	8.3
7.80	18.00	38.0	18.0	1.267	14.207	7.0
8.00	20.00	39.0	20.0	1.267	15.785	6.3
8.20	18.00	37.0	18.0	1.4	12.857	7.8
8.40	20.00	41.0	20.0	1.467	13.633	7.3
8.60	21.00	43.0	21.0	1.0	21.0	4.8
8.80	15.00	30.0	15.0	0.867	17.301	5.8
9.00	11.00	24.0	11.0	0.667	16.492	6.1
9.20	10.00	20.0	10.0	1.267	7.893	12.7
9.40	18.00	37.0	18.0	0.933	19.293	5.2
9.60	14.00	28.0	14.0	0.8	17.5	5.7
9.80	12.00	24.0	12.0	0.6	20.0	5.0
10.00	11.00	20.0	11.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.60	19.25	1.1	1.9	Coesivo	Argilla inorganica molto compatta
5.60	7.65	0.487	1.8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
6.20	6.0	0.6	1.7	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
10.00	14.895	0.99	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CPT03

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Lunne & Eide	Sunda Relazione Sperimentale	Lunne T.-Kleven A. 1981	Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977	Lunne, Robertson and Powell 1977	Terzaghi
Strato 1	1.60	19.25	1.1	1.09	1.28	1.27	1.12	1.01	0.96
Strato 2	5.60	7.65	0.487	0.41	0.53	0.47	0.41	0.37	0.38
Strato 3	6.20	6.0	0.6	0.30	0.38	0.33	0.29	0.26	0.30
Strato 4	10.00	14.895	0.99	0.80	0.94	0.89	0.79	0.71	0.74

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Mitchell & Gardner (1975)	Metodo generale del modulo edometrico	Buismann	Buismann Sanglerat
Strato 1	1.60	19.25	1.1	96.25	43.66	115.50	57.75
Strato 2	5.60	7.65	0.487	38.25	37.37	45.90	22.95
Strato 3	6.20	6.0	0.6	48.00	31.54	90.00	18.00
Strato 4	10.00	14.895	0.99	74.48	48.41	89.37	44.69

Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm²)

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Cancelli 1980	Ladd 1977 (30)
Strato 1	1.60	19.25	1.1	716.17	28.80
Strato 2	5.60	7.65	0.487	267.60	11.40
Strato 3	6.20	6.0	0.6	198.94	9.00
Strato 4	10.00	14.895	0.99	525.30	22.20

Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
Strato 1	1.60	19.25	1.1	Imai & Tomauchi	170.59
Strato 2	5.60	7.65	0.487	Imai & Tomauchi	97.07
Strato 3	6.20	6.0	0.6	Imai & Tomauchi	83.68
Strato 4	10.00	14.895	0.99	Imai & Tomauchi	145.84

Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Stress-History
Strato 1	1.60	19.25	1.1	2.95
Strato 2	5.60	7.65	0.487	<0.5
Strato 3	6.20	6.0	0.6	<0.5
Strato 4	10.00	14.895	0.99	<0.5

Peso unità di volume

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato 1	1.60	19.25	1.1	Meyerhof	1.97
Strato 2	5.60	7.65	0.487	Meyerhof	1.80
Strato 3	6.20	6.0	0.6	Meyerhof	1.75
Strato 4	10.00	14.895	0.99	Meyerhof	1.91

Peso unità di volume saturo

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	1.60	19.25	1.1	Meyerhof	2.05
Strato 2	5.60	7.65	0.487	Meyerhof	1.88
Strato 3	6.20	6.0	0.6	Meyerhof	1.83
Strato 4	10.00	14.895	0.99	Meyerhof	1.99

Indice

1.PROVA ...CPT01	8
1.1.Coesione non drenata (Kg/cm ²)	9
1.2.Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	9
1.3.Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm ²)	9
1.4.Modulo di deformazione a taglio	9
1.5.Grado di sovraconsolidazione	9
1.6.Peso unità di volume	10
1.7.Peso unità di volume saturo	10
1.8.Densità relativa (%)	10
1.9.Angolo di resistenza al taglio (°)	10
1.10.Modulo di Young (Kg/cm ²)	10
1.11.Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	10
1.12.Modulo di deformazione a taglio	10
1.13.Grado di sovraconsolidazione	11
1.14.Modulo di reazione Ko	11
1.15.Fattori di compressibilità C Crm	11
1.16.Peso unità di volume	11
1.17.Peso unità di volume saturo	11
1.18.Liquefazione -	11
1.19.Permeabilità	11
1.20.Coefficiente di consolidazione	11
2.PROVA ...CPT02	12
2.1.Coesione non drenata (Kg/cm ²)	13
2.2.Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	13
2.3.Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm ²)	13
2.4.Modulo di deformazione a taglio	13
2.5.Grado di sovraconsolidazione	13
2.6.Peso unità di volume	14
2.7.Peso unità di volume saturo	14
2.8.Densità relativa (%)	14
2.9.Angolo di resistenza al taglio (°)	14
2.10.Modulo di Young (Kg/cm ²)	14
2.11.Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	14
2.12.Modulo di deformazione a taglio	14
2.13.Grado di sovraconsolidazione	14
2.14.Modulo di reazione Ko	14
2.15.Fattori di compressibilità C Crm	14
2.16.Peso unità di volume	15
2.17.Peso unità di volume saturo	15
2.18.Liquefazione -	15
2.19.Permeabilità	15
2.20.Coefficiente di consolidazione	15
3.PROVA ...CPT03	15
3.1.Coesione non drenata (Kg/cm ²)	16
3.2.Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	16
3.3.Modulo di deformazione non drenato Eu (Kg/cm ²)	17
3.4.Modulo di deformazione a taglio	17
3.5.Grado di sovraconsolidazione	17
3.6.Peso unità di volume	17
3.7.Peso unità di volume saturo	17
Indice	18