

# **CONSORZIO DEI COMUNI DEI NAVIGLI**

*Sede in Comune di Albairate  
Città Metropolitana di Milano*

## **REALIZZAZIONE DI CENTRO DI RACCOLTA DEI RIFIUTI URBANI COMUNALI**

**IN COMUNE DI OZZERO (MI)**

### **PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

**ELABORATO 0H    |    Relazione Geologica e Relazione Geotecnica**

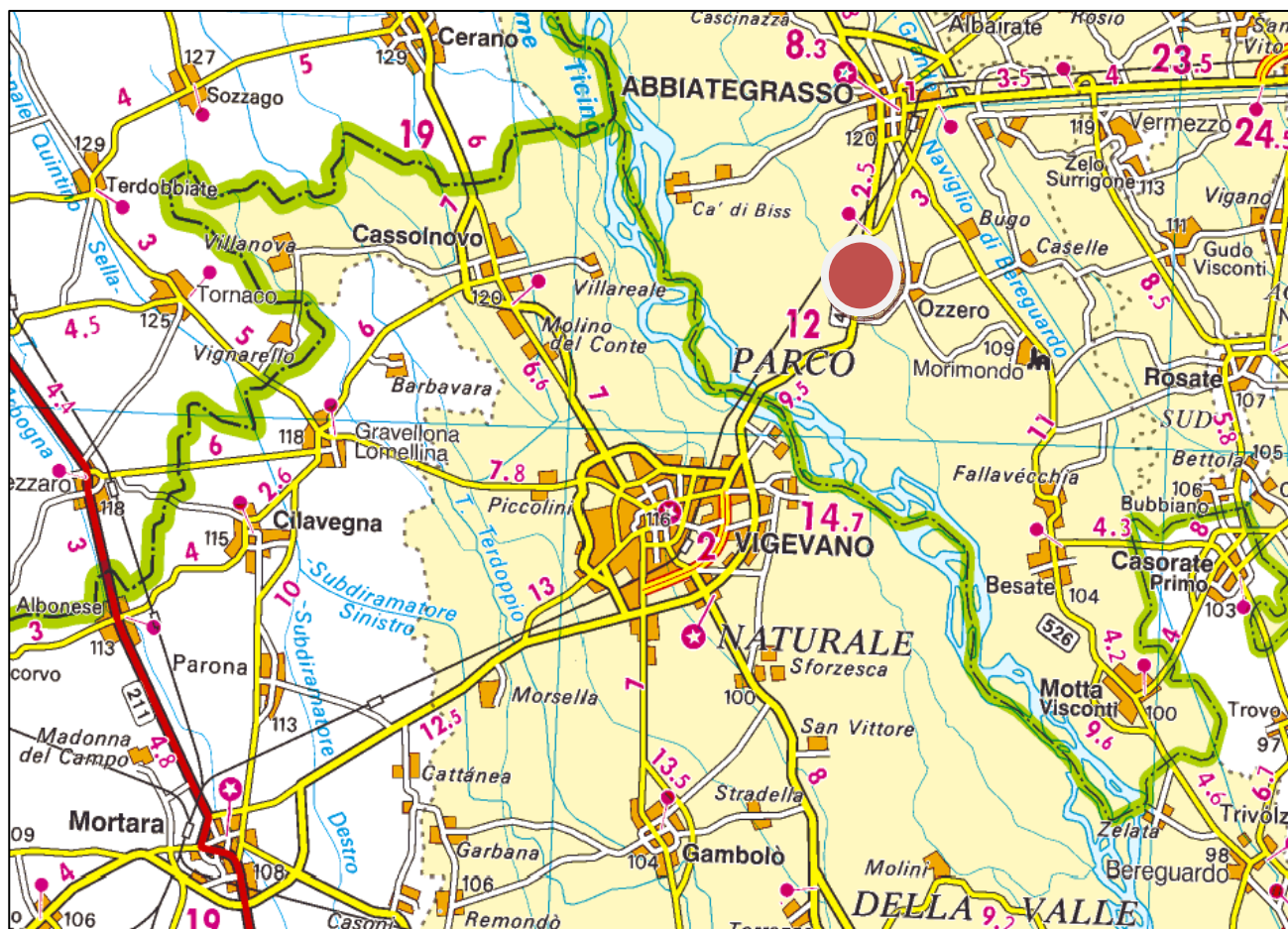
Vigevano, ottobre 2018

Il progettista  
Ing. Paolo Piccioli Cappelli

**REALIZZAZIONE CENTRO DI RACCOLTA RIFIUTI  
LOCALITA' SORIA - OZZERO MI**

**RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA**  
ex D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 - D.G.R. 30-11-2011 n. IX/2616 -  
R1 e R3 ex D.G.R. 30-03-2016 n. X/5001

**RELAZIONE GEOTECNICA**  
D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018  
R2 ex D.G.R. 30-03-2016 n. X/5001



A cura di:  
Dr. Geol. Maurizio Visconti  
Corso Milano 2  
27029 Vigevano (PV)  
contatti: 0381-74070 393-9877798  
email: m.visconti@studio-visconti.it  
p.e.c.: mauriziovisconti@epap.sicurezzapostale.it



OTTOBRE 2018

## Sommario

<b>PREMESSA E QUADRO NORMATIVO .....</b>	<b>3</b>
<b>RELAZIONE GEOLOGICA - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R1 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 – ELABORATO R3 .....</b>	<b>5</b>
<b>CENNI DI GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, IDROGEOLOGIA.....</b>	<b>6</b>
GEOLOGIA .....	7
Idrogeologia .....	8
<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....</b>	<b>9</b>
DATI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA P.G.T. COMUNALE – FATTIBILITA' GEOLOGICA	11
Art. 30. Fascia di esondazione (Fascia B).....	14
Art. 31. Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C).....	15
<b>RELAZIONE GEOTECNICA - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 - ELABORATO R2.....</b>	<b>20</b>
<b>DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE ..</b>	<b>21</b>
<b>MODALITÀ ESECUTIVE.....</b>	<b>21</b>
<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....</b>	<b>23</b>
STIMA CATEGORIA SUOLO.....	23
<b>MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....</b>	<b>25</b>
VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	26
STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO .....	27
DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	29
Pericolosità sismica di sito.....	33
Coefficienti sismici .....	33
Stabilità dei pendii e fondazioni .....	33
<b>PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....</b>	<b>35</b>
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali .....	37
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali .....	38
Spettro di progetto SLO .....	38
Spettro di progetto SLD .....	39
Spettro di progetto SLV .....	40
Spettro di progetto SLC .....	41
<b>VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>42</b>
Esclusione della verifica a liquefazione .....	42
<b>RAPPORTO DELL'INDAGINE E CALCOLO DELLA PORTANZA .....</b>	<b>43</b>
Stratigrafia .....	45
Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione .....	45
Verifica agli stati limite ultimo (SLU) .....	48
Orizzonte 1-2-3 - Verifica agli stati limite ultimo (SLU) .....	49
Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	49
<b>CERTIFICATI DI ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....</b>	<b>53</b>

## PREMESSA E QUADRO NORMATIVO

Le NTC (Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018) prevedono fra gli elaborati di progetto le relazioni specialistiche distinte e separate fra cui:

- relazione geologica**: modello geologico – caratterizzazione sismica;
- relazione geotecnica**: modello geotecnico–caratterizzazione dinamica del terreno.

Come riportato già nella Circolare del DM 14 gennaio 2008 – NTC-2008:

*la relazione geologica ha lo scopo precipuo di fornire il quadro di riferimento progettuale attraverso la rappresentazione della situazione naturale dei luoghi, illustrando le condizioni morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche delle zone interessate, al fine di interpretare l'assetto del territorio in relazione alla sua origine e costituzione geologica, alla sua evoluzione strutturale e geomorfologica.*

Il **modello geologico**, con preciso riferimento al progetto, deve definire:

- i lineamenti morfologici della zona
- eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva
- la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità

inoltre deve illustrare:

- i caratteri geo-strutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità
- lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La relazione **geotecnica** si basa invece su una campagna di indagini geognostiche finalizzate ad ottenere gli elementi conoscitivi – descrittivi e parametrici – necessari alla redazione del modello geotecnico e alla caratterizzazione dinamica del terreno (relazione geotecnica).

Tale campagna di indagini, per ragione di tempi e di costi, è di norma unica per opere edilizie normali (classe d'uso I e II punto 2.4.2 delle NTC) di tipo puntuale e localizzato, anche se la norma non vieta eventuali indagini mirate, svolte preliminarmente alla redazione della

Relazione Geotecnica, a seguito, ad esempio, alla ipotesi di una ben precisa soluzione fondale di un'opera su indicazione del progettista strutturale.

In tale ottica è indispensabile una stretta collaborazione delle varie figure professionali coinvolte alla redazione e definizione del progetto nel suo complesso (strutturale, architettonico, impiantistico...) fin dalle fasi iniziali.

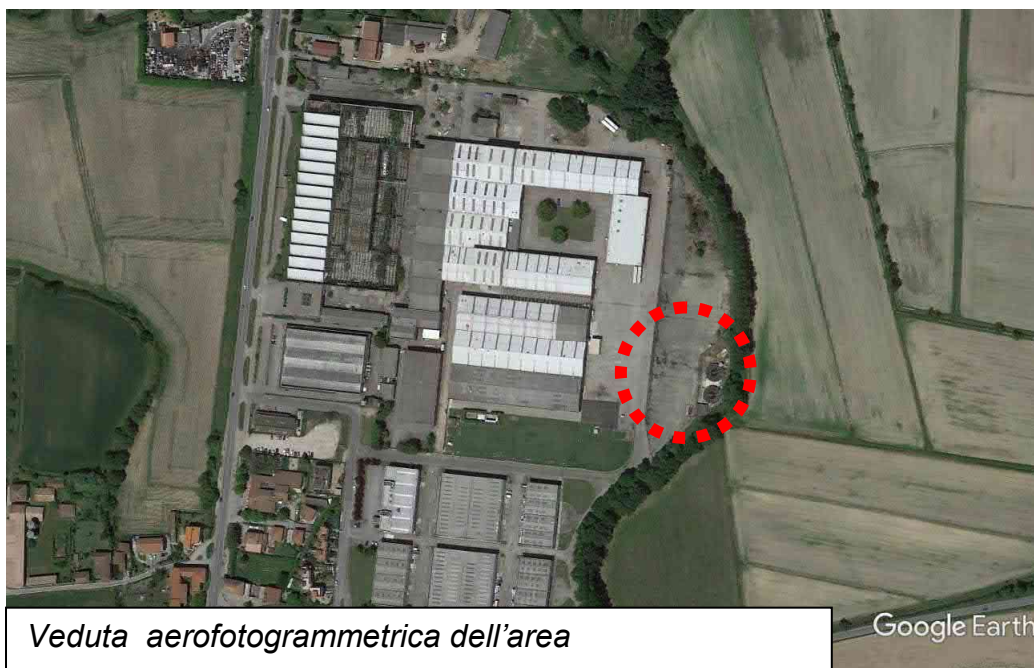
Il presente documento, pertanto, si compone di:

- relazione geologica, idrogeologica e sismica** ex D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e D.G.R. 30 marzo 2016 - n. X/5001 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)
- relazione geotecnica** ex D.M. 14 gennaio 2008 ora D.M. 17 gennaio 2018.

**La presente relazione è relativa alla realizzazione del centro di raccolta rifiuti in località Soria (presso depuratore comunale) di Ozzero MI.**

A tale scopo, trattandosi di progetto ubicato in territorio comunale classificato in Zona Sismica 4, data la tipologia delle opere in progetto, le indicazioni fornitemi, conoscendo per esperienze dirette le caratteristiche litostratigrafiche della zona, e avendo già redatto relazioni geotecniche per interventi edilizi in adiacenza, è stato eseguito il riesame dei dati delle indagini eseguite (indagine penetrometrica di tipo dinamico) sulla base delle più recenti normative.

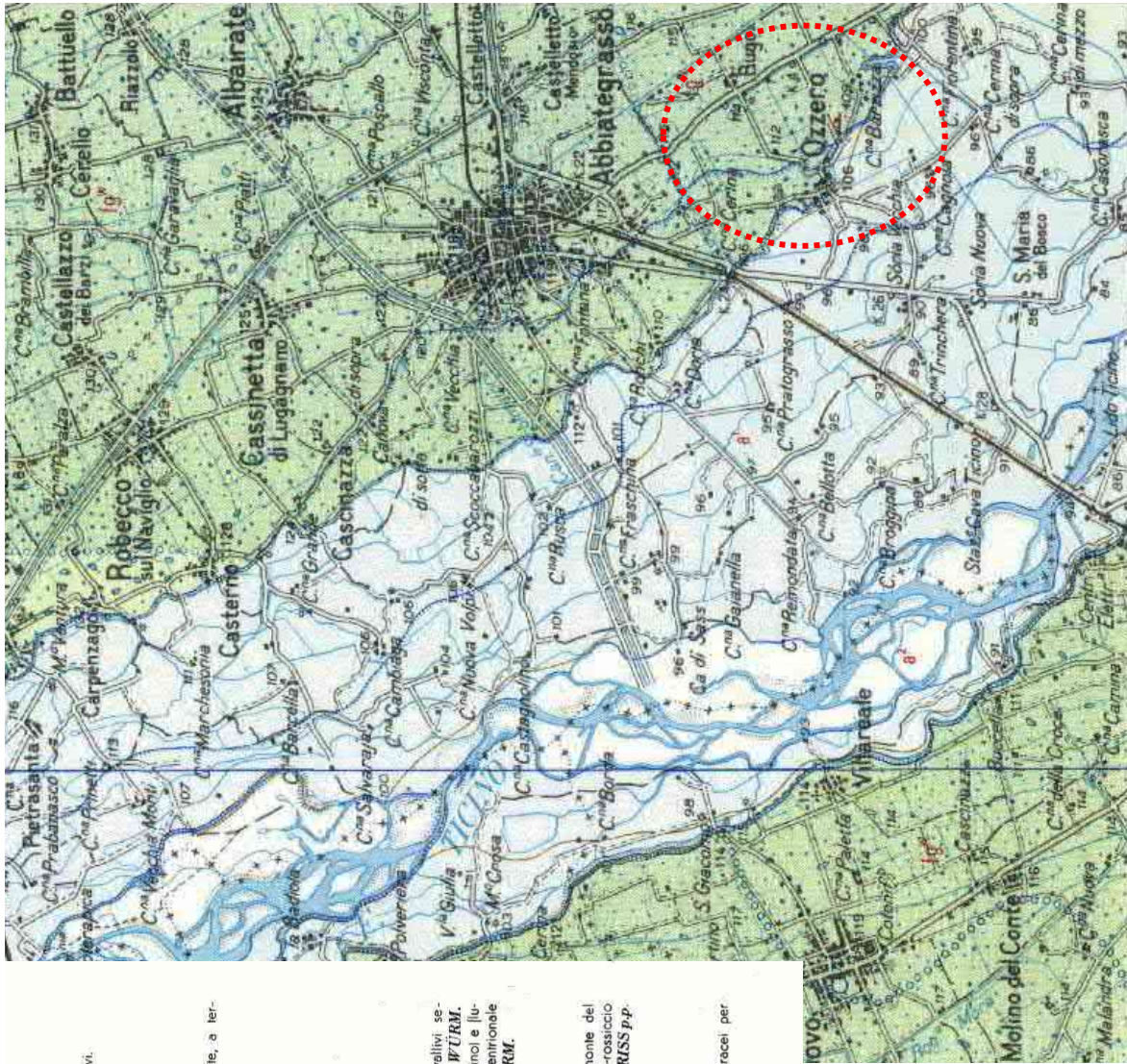
Tutti i certificati relativi all'indagine condotta vengono allegati alla presente relazione.



**RELAZIONE GEOLOGICA - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R1 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 – ELABORATO R3**



CENNI DI GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, IDROGEOLOGIA



ESTRATTO DA “CARTA GEOLOGICA D’ITALIA” FOGLIO 44 NOVARA

## GEOLOGIA

Il territorio comunale di Ozzero può essere definito di media-bassa pianura, collocato com'è tra la fascia attiva dei fontanili ed il Po. Il limite settentrionale di questa porzione di pianura, rappresentato appunto dalla fascia dei fontanili, denota la variazione litologica dai settori settentrionali più ghiaiosi ad aree gradatamente passanti verso litotipi più fini.

L'evoluzione geologica della pianura è geneticamente legata all'orogenesi alpina e successivamente appenninica, costituendo l'avanfossa di ambedue i sistemi e presentando pendenze minori sul versante alpino rispetto a quello appenninico. Questa depressione è stata progressivamente colmata a partire dal Pliocene mediante la deposizione sedimentaria, dapprima marina e successivamente continentale, raggiungendo anche notevoli spessori (oltre 6000 metri lungo l'asta del Po).

Elemento di configurazione primario è la scarpata del Fiume Ticino che separa la porzione centro orientale del territorio comunale, altimetricamente più elevata e sede di affioramento di depositi fluvioglaciali e fluviali incoerenti pleistocenici (Würm), da quella occidentale, più depressa e sede dei depositi fluviali incoerenti di greto attuali del fiume Ticino (Alluvium attuale - Olocene).

La litologia prevalente in affioramento nel settore pleistocenico è la sabbia, con presenza in subordine di ghiaia e matrici più fini (limi e/o argille). Nel settore olocenico la litologia risponde a caratteristiche deposizionali più energetiche, con prevalenza di depositi incoerenti a maggior granulometria (ghiaie, sabbie e ciottoli).

**La geologia locale** è caratterizzata da

**a1 – “ALLUVIONI OLOCENICHE”** alluvioni fluvioglaciali e fluviali ciottolose, non alterate, terrazzate, a terreni grigio-bruni

**FIW – “WURM E RISS P.P.”** alluvioni fluvioglaciali ghiaiose, localmente molto grossolane (a monte del limite settentrionale dei fontanili) con paleosuolo argilloso giallo-rossiccio di ridotto spessore, talora ricoperte da limi più recenti.

Le formazioni superficiali sopra descritte sono rappresentate nella Carta geolitologica

L'Area in esame è posta sulle alluvioni recenti (alluvioni fluvioglaciali e fluviali ciottolose, non alterate) generalmente di buone caratteristiche geotecniche e pertanto idonee all'edificabilità dei suoli.



## Idrogeologia

Sulla base di considerazioni idrogeologiche ed idrochimiche, nel sottosuolo della provincia di Milano sono individuabili tre diversi acquiferi principali:

### 1° acquifero

E' sede della falda freatica contenuta nei depositi fluvioglaciali wurmiani e nelle alluvioni, la cui base è costituita da alcuni metri di argilla o limo generalmente presenti ad una profondità variabile da 40 a 60 metri.

La conducibilità idraulica di questo pacco di sedimenti è mediamente compresa tra  $10^{-3}$ -  $10^{-4}$  m/sec.

### 2° acquifero

Sede di falde semiconfinite contenute nei depositi alluvionali wurmiani e rissiani con orizzonte basale a circa 100 metri di profondità e conducibilità idraulica intorno a  $10^{-4}$ - $10^{-5}$  m/sec.

### 3° acquifero

Sono presenti falde confinate denominate "profonde" contenute nei depositi marini a granulometria fine del Villafranchiano, con base oltre i 250 metri dal piano campagna e conducibilità idraulica nell'ordine di  $10^{-5}$ - $10^{-6}$  m/sec.

Le acque superficiali si possono suddividere in acque fluviali e torrentizie in alvei naturali, più o meno controllati e modificate dall'opera dell'uomo e in acque incanalate, di adduzione o raccolta e di uso prevalentemente agricolo.

Queste ultime possono essere di origine interna (risorgive e derivazioni locali) o esterna provenienti dai canali inigui maggiori.

Le problematiche legate al controllo ed all'utilizzo delle acque superficiali sono di due tipi: quelli relativi alla dinamica fluviale e quelli legati alla raccolta ed alla distribuzione delle acque irrigue ed al drenaggio delle aree più depresse.

Il corso del Ticino, che presenta caratteristiche di variabilità e la presenza di ampi isoloni fino a sud di Abbiategrasso, tende a restringersi nel tratto vigevanese, dove sono segnalate numerose prese e scarichi idrici di una certa importanza.

Il fiume tende ad ampliare il proprio letto a sud di Vigevano e fino a monte di Bereguardo con sviluppo di rami e canali ed una notevole dinamica spondale.

Un apporto idrico importante nel tratto Abbiategrasso - Bereguardo é rappresentato dalle acque di subalveo e dalle rogge alimentate direttamente dalle risorgive di valle.

Dalla lettura della Carta idrogeologica allegata al P.G.T. del Comune di Ozzero, l'area di studio, avente quota topografica di m. 92,5 s.l.m si trova in corrispondenza di un livello freatico massimo posto a circa m. 90,5 sul livello del mare, pari a - m. 2 da piano campagna.

Durante l'indagine penetrometrica (22 febbraio 2017) è stato intercettato il livello freatico ad una quota di – m. 2,6 da piano piazzale.

E' prevedibile l'innalzamento freatico estivo fino alla profondità di 1,5 metri dalla quota attuale del piazzale.

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Secondo quanto previsto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 “ Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, il territorio comunale, interessato dalla presente relazione è così classificato:

### ALLEGATO A – CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI ITALIANI

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
03015165	Ozzero	N.C.	N.C.	4

La Regione Lombardia, con D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni.

Tale provvedimento è stato emanato in attuazione della Legge 112/1998, della legge regionale 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d), del D.P.R. 380/2001 e di specifiche O.P.C.M., tra cui la n. 3274/2003, recepita dalla D.G.R. 7 novembre 2003, n.14964.

La Giunta Regionale ha approvato il 30 marzo 2016 - D.G.R. n. X/5001 le linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica, ai sensi degli artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015.

**La nuova zonazione sismica e la l.r. 33/2015 sono entrambe efficaci dal 10 aprile 2016.**

In particolare, la l.r. n. 33/2015 aggiorna la normativa sulle costruzioni in zona sismica adeguandola al D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (Testo Unico in materia Edilizia).

ESTRATTO DALL'ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AGMAX) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)

<i>ISTAT</i>	Provincia	Comune	Zona Sismica	Ag max
03015165	MI	OZZERO	4	0,043813

**In tale quadro il comune di Ozzero ricade in zona sismica 4 e viene confermata in tale zona sismica.**

<i>Zona sismica</i>	<i>Fenomeni riscontrati</i>	<i>Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni</i>
<b>1</b>	Zona con pericolosità sismica <b>alta</b> . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
<b>2</b>	Zona con pericolosità sismica <b>media</b> , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
<b>3</b>	Zona con pericolosità sismica <b>bassa</b> , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
<b>4</b>	Zona con pericolosità sismica <b>molto bassa</b> . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

### **DATI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA P.G.T. COMUNALE – FATTIBILITA' GEOLOGICA**

(estratto dalla Relazione Tecnica della componente geologica PGT di Ozzero – 2011 – Dr. Geol. M. Visconti)

#### **CLASSE DI FATTIBILITA' II**

La Classe di fattibilità II (Fattibilità con modeste limitazioni) comprende le aree del territorio comunale con condizioni limitative dovute alla presenza di terreni limosi-argillosi compressibili e/o a limitata soggiacenza della falda acquifera.

Grado di protezione della falda medio-bassa (Vulnerabilità medio-alta)

Le aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità II (Tavola 7- Carta di fattibilità) appartengono sia alla fascia alluvionale superiore wurmiana sia alla piana alluvionale inferiore olocenica, così identificabili:

2 pgt - depositi alluvionali di natura sabbioso-ghiaiosa del Piano Generale Terrazzato con paleosuolo argilloso giallo-rossiccio di ridotto spessore. Non si riscontrano generalmente particolari problematiche. Edificabilità favorevole con modeste limitazioni legate alla verifica e controllo delle capacità portanti e di drenaggio. Il controllo della profondità della falda e dell'oscillazione freatica si renderà indispensabile solo per progetti che prevedano più piani interrati.

2 ap - Depositi alluvionali da sabbioso ghiaiosi a ciottolosi, non alterati, terrazzati, con terreno di copertura grigio-bruno (Alluvioni oloceniche) - porzione sud occidentale del territorio comunale attraversata dalla ex S.S. 494. Falda freatica a profondità < 5 metri.

Non si riscontrano generalmente altre problematiche. Edificabilità favorevole con modeste limitazioni legate alla verifica e controllo delle capacità portanti e di drenaggio e soprattutto della eventuale interferenza tra l'oscillazione freatica e le strutture edificatorie.

Per le zone di rispetto delle opere di captazione ad uso idropotabile (200 metri di raggio dal punto di prelievo idrico) viene riportato il solo cerchio perimetrale, mantenendo in tale porzione territoriale la classe di fattibilità di appartenenza.

Nelle aree definite da tale raggio per insediamenti a rischio e attività ritenute pericolose valgono le prescrizioni contenute nell'articolo 94, comma 4, del Decreto Legislativo n.152 del 2006 e s.m.i..

Vanno inoltre applicate le restrizioni emanate dalla Regione Lombardia relative alle seguenti strutture ed attività:

- fognature;
- edilizia residenziale e relative opere di urbanizzazione;
- opere viarie, ferroviarie ed in genere infrastrutture di servizio;
- distribuzione di concimi chimici e fertilizzanti in agricoltura.

L'attuazione degli interventi o delle attività elencate nell'articolo 94, comma 4, del Decreto Legislativo n.152 del 2006 e s.m.i è subordinata all'esecuzione di indagini idrogeologiche di dettaglio per la ripermimetrazione (secondo criterio temporale o idrogeologico) di tali zone.

#### Prescrizioni

Per le aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità II, nei casi di interventi edilizi e urbanistici sull'esistente che prevedano spostamenti o ampliamenti della volumetria e nei casi di interventi edilizi di nuova costruzione, è prescritta l'esecuzione di indagini puntuali, che dovranno permettere la definizione dei parametri geo-meccanici e della reale situazione idrogeologica locale.

Tali indagini dettagliate (studio geologico – geotecnico) devono essere effettuate preliminarmente a ogni intervento edificatorio in ottemperanza al Decreto Ministeriale dell'11 marzo 1988 e secondo le indicazioni delle prescrizioni geotecniche ed indagini orientative contenute nella relazione geologica.

In particolare:

per le aree in classe 2 pgt si prescrivono indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo

per le aree in classe 2 ap si prescrivono Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; assaggi con escavatore, controllo freatico mediante realizzazione di piezometri.

Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u.o. 19904-03:

definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore

- verifica della suscettibilità alla liquefazione.



### CLASSE DI FATTIBILITA' III

La Classe di fattibilità III (Fattibilità con consistenti limitazioni) comprende le aree del territorio comunale con limitazioni alla destinazione d'uso dei terreni relative a:

limitate capacità portanti per presenza di litotipi fini associati ad aree di ristagno idrico, aree degradate da attività estrattive abbandonate senza un adeguato progetto di recupero ambientale, aree inondabili.

Le aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità III (Tavola 7- Carta di fattibilità) appartengono sia alla fascia alluvionale superiore wurmiana sia alla piana alluvionale inferiore olocenica, così identificabili:

3 as - Fascia centrale del territorio comunale, ove sorge il centro storico, posta immediatamente a ridosso della scarpata alluvionale wurmiana che separa le alluvioni pleistoceniche (a monte) dalle alluvioni oloceniche (a valle). Presenza di aree limoso-argillose associate talora a zone aree di ristagno idrico. Spessori litotipi coesivi < 3 metri da p.c.. Mediocri capacità portanti. Edificabilità favorevole con consistenti limitazioni.

Ogni opera edificatoria deve essere preceduta da verifiche litologiche dei terreni oggetto degli scavi di fondazione ed eventualmente di verifica della continuità areale dei livelli limoso argillosi.

3 es - Due aree ristrette al confine sud occidentale e meridionale del territorio comunale, ricadenti in fascia B e C del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico approvato con D.P.C.M. del 24 maggio 2001). Aree potenzialmente inondabili cartografate mediante criteri morfologici e desunte da cartografia dei fenomeni alluvionali storici. Edificabilità favorevole con consistenti limitazioni. Le opere edificatorie devono essere precedute da verifiche idrauliche.

3 ca - Serie di aree estrattive a ovest e sud ovest del centro storico, dismesse intorno al 1980 in assenza di recupero ambientale e paesaggistico. Fondo cava asciutti e scarpate perimetrali rinverdate per autorecupero. Degrado morfologico ed aumento del grado di vulnerabilità delle alluvioni per carenza di suolo agricolo e probabili operazioni di sterro e riporto con modifica del grado di addensamento naturale. Terreni disomogenei con scadenti caratteristiche geotecniche. Edificabilità favorevole con consistenti limitazioni.

Ogni opera edificatoria deve essere preceduta da verifiche litologiche dei terreni di riempimento e livellamento delle aree.

Per le zone di rispetto delle opere di captazione ad uso idropotabile (200 metri di raggio dal punto di prelievo idrico) viene riportato il solo cerchio perimetrale, mantenendo in tale porzione territoriale la classe di fattibilità di appartenenza.

Nelle aree definite da tale raggio per insediamenti a rischio e attività ritenute pericolose valgono le prescrizioni contenute nell'articolo 94, comma 4, del Decreto Legislativo n.152 del 2006 e s.m.i..

Vanno inoltre applicate le restrizioni emanate dalla Regione Lombardia relative alle seguenti strutture ed attività:

- fognature;
- edilizia residenziale e relative opere di urbanizzazione;
- opere viarie, ferroviarie ed in genere infrastrutture di servizio;
- distribuzione di concimi chimici e fertilizzanti in agricoltura.

L'attuazione degli interventi o delle attività elencate nell'articolo 94, comma 4, del Decreto Legislativo n.152 del 2006 e s.m.i è subordinata all'esecuzione di indagini idrogeologiche di dettaglio per la ripermetrazione (secondo criterio temporale o idrogeologico) di tali zone.

#### Prescrizioni

Per le aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità III valgono le seguenti prescrizioni:

per la classe 3 as si prescrivono indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo

per la classe 3 es si prescrivono Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; studio di compatibilità idraulica; valutazione della compatibilità idrogeologica ed ambientale

Inoltre per le aree in classe 3 es valgono le norme P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico approvato con D.P.C.M. del 24 maggio 2001) che prevedono:

#### Art. 30. Fascia di esondazione (Fascia B)

1. Nella Fascia B il Piano persegue l'obiettivo di mantenere e migliorare le condizioni di funzionalità idraulica ai fini principali dell'invaso e della laminazione delle piene, unitamente alla conservazione e al miglioramento delle caratteristiche naturali e ambientali.

2. Nella Fascia B sono vietati:

a) gli interventi che comportino una riduzione apprezzabile o una parzializzazione della capacità di vaso, salvo che questi interventi prevedano un pari aumento delle capacità di vaso in area idraulicamente equivalente;

b) la realizzazione di nuovi impianti di smaltimento e di recupero dei rifiuti, l'ampliamento degli stessi impianti esistenti, nonché l'esercizio delle operazioni di smaltimento e recupero dei rifiuti, così come definiti dal D.Lgs. 5 febbraio 1997, n. 22, fatto salvo quanto previsto al precedente art. 29, comma 3, let. l);

c) in presenza di argini, interventi e strutture che tendano a orientare la corrente verso il rilevato e scavi o abbassamenti del piano di campagna che possano compromettere la stabilità delle fondazioni dell'argine.

3. Sono per contro consentiti, oltre agli interventi di cui al precedente comma 3 dell'art. 29:

a) gli interventi di sistemazione idraulica quali argini o casse di espansione e ogni altra misura idraulica atta ad incidere sulle dinamiche fluviali, solo se compatibili con l'assetto di progetto dell'alveo derivante dalla delimitazione della fascia;

b) gli impianti di trattamento d'acque reflue, qualora sia dimostrata l'impossibilità della loro localizzazione al di fuori delle fasce, nonché gli ampliamenti e messa in sicurezza di quelli esistenti; i relativi interventi sono soggetti a parere di compatibilità dell'Autorità di bacino ai sensi e per gli effetti del successivo art. 38, espresso anche sulla base di quanto previsto all'art. 38 bis;

c) la realizzazione di complessi ricettivi all'aperto, previo studio di compatibilità dell'intervento con lo stato di dissesto esistente;

d) l'accumulo temporaneo di letame per uso agronomico e la realizzazione di contenitori per il trattamento e/o stoccaggio degli effluenti zootecnici, ferme restando le disposizioni all'art. 38 del D.Lgs. 152/1999 e successive modifiche e integrazioni;

e) il completamento degli esistenti impianti di smaltimento e recupero dei rifiuti a tecnologia complessa, quand'esso risultasse indispensabile per il raggiungimento dell'autonomia degli ambiti territoriali ottimali così come individuati dalla pianificazione regionale e provinciale; i relativi interventi sono soggetti a parere di compatibilità dell'Autorità di bacino ai sensi e per gli effetti del successivo art. 38, espresso anche sulla base di quanto previsto all'art. 38 bis.

4. Gli interventi consentiti debbono assicurare il mantenimento o il miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale dell'area, l'assenza di interferenze negative con il regime delle falde freatiche presenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti.

#### Art. 31. Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C)

1. Nella Fascia C il Piano persegue l'obiettivo di integrare il livello di sicurezza alle popolazioni, mediante la predisposizione prioritaria da parte degli Enti competenti ai sensi della L. 24 febbraio 1992, n. 225 e quindi da parte delle Regioni o delle Province, di Programmi di previsione e prevenzione, tenuto conto delle ipotesi di rischio derivanti dalle indicazioni del presente Piano.

2. I Programmi di previsione e prevenzione e i Piani di emergenza per la difesa delle popolazioni e del loro territorio, investono anche i territori individuati come Fascia A e Fascia B.

3. In relazione all'art. 13 della L. 24 febbraio 1992, n. 225, è affidato alle Province, sulla base delle competenze ad esse attribuite dagli artt. 14 e 15 della L. 8 giugno 1990, n. 142, di assicurare lo svolgimento dei compiti relativi alla rilevazione, alla raccolta e alla elaborazione dei dati interessanti la protezione civile, nonché alla realizzazione dei Programmi di previsione e prevenzione sopra menzionati. Gli organi tecnici dell'Autorità di bacino e delle Regioni si pongono come struttura di servizio nell'ambito delle proprie competenze, a favore delle Province interessate per le finalità ora menzionate. Le Regioni e le Province, nell'ambito delle rispettive competenze, curano ogni opportuno raccordo con i Comuni interessati per territorio per la stesura dei piani comunali di protezione civile, con riferimento all'art. 15 della L. 24 febbraio 1992, n. 225.

4. Compete agli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, regolamentare le attività consentite, i limiti e i divieti per i territori ricadenti in fascia C.

5. Nei territori della Fascia C, delimitati con segno grafico indicato come "limite di progetto tra la Fascia B e la Fascia C" nelle tavole grafiche, per i quali non siano in vigore misure di salvaguardia ai sensi dell'art. 17, comma 6, della L.

183/1989, i Comuni competenti, in sede di adeguamento degli strumenti urbanistici, entro il termine fissato dal suddetto art. 17, comma 6, ed anche sulla base degli indirizzi emanati dalle Regioni ai sensi del medesimo art. 17, comma 6, sono tenuti a valutare le condizioni di rischio e, al fine di minimizzare le stesse ad applicare anche parzialmente, fino alla avvenuta realizzazione delle opere, gli articoli delle presenti Norme relative alla Fascia B, nel rispetto di quanto previsto dall'art. 1, comma 1, let. b), del D.L. n. 279/2000 convertito, con modificazioni, in L. 365/2000.

per la classe 3 ca si prescrivono Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; eventuali studi per il recupero morfologico ed il ripristino ambientale.

Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u.o. 19904-03:

definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore  
verifica della suscettibilità alla liquefazione.

#### CLASSE DI FATTIBILITA' IV

La Classe di fattibilità IV (Fattibilità con gravi limitazioni) comprende le aree del territorio comunale ad elevato rischio idrogeologico (Tavola 7- Carta di fattibilità), e in particolare:

4 fc - Aree di rispetto per la tutela delle teste (per una distanza di 50 metri) e delle aste (per una fascia di 25 metri) dei fontanili. Art. 34 del P.T.C.P. Milano. Zona di tutela dei fontanili attivi e nei quali sia ancora presente l'acqua ed il fenomeno della risalita. Vietata ogni opera di urbanizzazione, edificazione e trasformazione. Sono ammessi gli interventi volti al miglioramento ed alla riqualificazione, se autorizzati dagli Enti preposti.

4 rp - Zone d'alveo del reticolo principale e relativa fascia di rispetto di 10 metri inedificabilità (R.D.523/1904). Canali e fossi del reticolo idrico minore di rilevanza ambientale e idraulica fascia di rispetto di 5 metri (inedificabilità ex R.R. 3-2010). Zona di tutela assoluta pozzi idropotabili ( $r=10m.$ ). Aree di pertinenza dei corsi d'acqua ove necessità l'accessibilità funzionale agli interventi di manutenzione e riqualificazione ambientale. Zona di tutela assoluta dei pozzi per il consumo umano. Vietato l'uso ai fini edificativi se non per opere finalizzate al consolidamento, alla difesa idrogeologica ed alla rinaturalizzazione. Per i pozzi permesse

unicamente opere ed interventi di tipo tecnico connessi alla manutenzione ed al miglioramento del servizio di fornitura idrica.

#### Prescrizioni

Per le aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità IV valgono le seguenti prescrizioni:

per la classe 4 fc si prescrivono indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; studio di compatibilità idraulica; verifica della qualità degli scarichi.

per la classe 4rp si prescrivono indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; studio di compatibilità idraulica; verifica della qualità degli scarichi.

Oltre a quanto sopra specificato per le stesse aree del territorio comunale ricadenti nella Classe di fattibilità IV valgono le seguenti prescrizioni particolari:

per la zona di tutela assoluta delle acque destinate al consumo umano, valgono le prescrizioni contenute nell'articolo 94, comma 3, del Decreto Legislativo n.152 del 2006 e s.m.i.;

Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u.o. 19904-03:

definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore

verifica della suscettibilità alla liquefazione.

**L'area in esame appartiene alla Classe 2ap→edificabilità favorevole con modeste limitazioni.**



## 18



Classe di fattibilità geologica	Descrizione ambiti	Problematiche	Edificabilità	Indagini richieste in fase di progettazione	Normativa sismica
<b>4 rp</b> reticolo idrico - pozzi idropotabili FATTIBILITA' CON GRAVI LIMITAZIONI	Zone d'alveo del reticolo principale e relativa fascia di rispetto di 10 metri (inefficiabilità RD.523/1904). Canali e fossi del reticolo idrico minore di rilevanza ambientale e idraulica fascia di rispetto di 5 metri (inefficiabilità ex R.R. 3-2010). Zona di tutela assoluta pozzi idropotabili (r=10m.)	Arece di pertinenza dei corsi d'acqua ove necessità l'accessibilità funzionale agli interventi di manutenzione e riqualificazione ambientale. Zona di tutela assoluta dei pozzi per il consumo umano.	Vietato l'uso ai fini edificativi se non per opere finalizzate al consolidamento, alla difesa idrogeologica ed alla rinaturalizzazione. Per i pozzi permesse unicamente opere ed interventi di tipo tecnico connessi alla manutenzione ed al miglioramento del servizio di fornitura idrica.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; studio di compatibilità idraulica; verifica della qualità degli scarichi.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>4 fc</b> teste e aste dei fontanili FATTIBILITA' CON GRAVI LIMITAZIONI	Arece di rispetto per la tutela delle teste (per una distanza di 50 metri) e delle aste (per una fascia di 25 metri) dei fontanili. Art. 34 del P.T.C.P. Milano	Zona di tutela dei fontanili attivi e nei quali sia ancora presente l'acqua ed il fenomeno della risalita.	Vietata ogni opera di urbanizzazione, edificazione e trasformazione. Sono ammessi gli interventi volti al miglioramento ed alla riqualificazione, se autorizzati dagli Enti preposti.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; studio di compatibilità idraulica; verifica della qualità degli scarichi.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>3 ca</b> cave storiche FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI	Serie di aree estrattive a ovest e sud ovest del centro storico, disposte intorno al 1980 in assenza di recupero ambientale e paesaggistico. Fondo cava asciutti e scarpate perimetrali rinverdire per autorecupero.	Degradato morfologico ed aumento del grado di vulnerabilità delle alluvioni per carenza di suolo agricolo o probabili operazioni di siero e riporto con modifica del grado di addensamento naturale. Terreni disomogenei con scadenti caratteristiche geotecniche.	Favorevole con consistenti limitazioni. Ogni opera edificatoria deve essere preceduta da verifiche litologiche dei terreni di riempimento e livellamento delle aree.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo; eventuali studi per il recupero morfologico ed il ripristino ambientale.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>3 es</b> aree esondazione P.A.I. FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI	Due aree ristrette al confine sud occidentale e meridionale del territorio comunale, ricadenti in fascia B e C del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico approvato con D.P.C.M. del 24 maggio 2001)	Arece potenzialmente inondabili cartografate mediante criteri morfologici e desunte da cartografia dei fenomeni alluvionali storici.	Favorevole con consistenti limitazioni. Le opere edificatorie devono essere precedute da verifiche idrauliche.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; studio di compatibilità idraulica; valutazione della compatibilità idrogeologica ed ambientale.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>3 as</b> fascia di scarpata alluvionale FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI	Fascia centrale del territorio comunale, ove sorge il centro storico, posta immediatamente a ridosso della scarpata alluvionale wurmiana che separa le alluvioni pleistoceniche (a monte) dalle alluvioni oloceniche (a valle).	Presenza di aree limoso-argillose associate talora a zone aree di ristagno idrico. Spessori litotipi coesivi < 3 metri da p.c.. Medioalti capacità portanti.	Favorevole con consistenti limitazioni. Ogni opera edificatoria deve essere preceduta da verifiche litologiche dei terreni oggetto degli scavi di fondazione ed eventualmente di verifica della continuità areale dei livelli limoso argillosi.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; assaggi con escavatore; valutazione stabilità fronti di scavo.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>2 ap</b> piana alluvionale inferiore FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI	Depositi alluvionali da sabbioso ghiaiosi a ciottolosi, non alterati, terrazzati, con terreno di copertura grigio-bruno ( <i>Alluvioni oloceniche</i> ) - porzione sud occidentale del territorio comunale attraversata dalla ex S.S. 494.	Falda freatica a profondità < 5 metri. Non si riscontrano generalmente altre problematiche.	Favorevole con modeste limitazioni legate alla verifica e controllo delle capacità portanti e di drenaggio e soprattutto della eventuale interferenza tra l'oscillazione freatica e le strutture edificatorie.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; assaggi con escavatore, controllo freatico mediante realizzazione di piezometri.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.
<b>2 pgt</b> piana alluvionale superiore FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI	Depositi alluvionali di natura sabbioso-ghiaiosa del Piano Generale Terrazzato con paleosuolo argilloso giallo-rossiccio di ridotto spessore.	Non si riscontrano generalmente particolari problematiche.	Favorevole con modeste limitazioni legate alla verifica e controllo delle capacità portanti e di drenaggio. Il controllo della profondità della falda e dell'oscillazione freatica si renderà indispensabile solo per progetti che prevedano più piani interrati.	Indagini geognostiche mediante prove in sito ed in laboratorio; valutazione stabilità fronti di scavo.	Per gli edifici di cui all'elenco tipologico del D.d.u. 1990/4-03: definizione delle azioni sismiche di progetto mediante approssimazioni di 3° livello o, in alternativa, applicazione dello spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Verifica della suscettibilità alla liquefazione.

**RELAZIONE GEOTECNICA - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 - ELABORATO R2**

## DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE



**Penetrometro Pagani TG 63-200.**

All'interno dell'area in esame sono state portate a termine un totale di tre prove penetrometriche, con l'obiettivo di descrivere l'assetto globale dei sedimenti terrigeni sui quali insisterà la struttura in progetto.

La realizzazione di tali prove ha previsto l'impiego di un penetrometro impiegato in modalità dinamica, di tipo super-pesante composto di un gruppo d'infissione, montato su semovente cingolato (codice DPSH TG 63-200), le cui principali caratteristiche sono riassunte di seguito.

Principali caratteristiche del penetrometro impiegato per le prove penetrometriche	Penetrometro Pagani TG63-200	
	Peso del maglio [kg]	63,50
	Volata del maglio [m]	0,75
	Peso delle aste [kg/m]	8,00
	Diametro della punta [m]	0,0505
	Peso della testa di battuta [kg]	30,00
	Passo di lettura [m]	0,20

## MODALITÀ ESECUTIVE

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY - massa battente da kg 63.5 con tratta di infissione cm 20 e da kg 73.0 con tratta di infissione cm 30) consistono nell'infissione verticale nel terreno di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

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, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente  $M$
- altezza libera caduta  $H$
- punta conica: diametro base cono  $D$ , area base  $A$  (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $d$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

L’infissione avviene per battitura, facendo cadere da un’altezza costante un maglio di un dato peso.

Vengono misurati di volta in volta i colpi necessari per la penetrazione di riferimento.

La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione.

Questo metodo ha il vantaggio di poter essere applicato in qualsiasi tipo di terreno.

E’ indispensabile utilizzare attrezzature e procedure di prova standardizzate per poter utilizzare gli abachi di controllo per la determinazione dei parametri necessari al calcolo della portanza dei terreni.

E’ comunque, come tutte le procedure geotecniche, soggetta ad interpretazione derivante sia dalla valutazione dei dati stratigrafici riscontrati sia dalla previsione del comportamento che i vari livelli, in relazione anche alla profondità dei medesimi rispetto alla struttura-fondazione, possono avere a seguito della costruzione degli edifici.



## CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, aggiornato con D.M. 17 Gennaio 2018), la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche è la pericolosità sismica di base del sito.

La sismicità di base del sito è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa ag su suolo rigido con superficie topografica orizzontale per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Ai fini delle Nuove Norme Tecniche (NTC) le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$F_o$  = 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

La  $V_n$  (Vita nominale) attesa dell'edificio:  $V_n = 50$  anni (informazione standard di Legge in assenza altre indicazioni).


## STIMA CATEGORIA SUOLO

Le nuove NTC 2018 prevedono che i valori di VS siano ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, siano valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

Il tipo di struttura in progetto ed i numerosi dati geotecnici di riferimento sono stati considerati una più che giustificata motivazione per la determinazione della categoria di suolo mediante elaborazione dei dati geotecnici.

Sigla prova:  ☐ Parametri geotecnici assegnati dall'utente


Profondità (m)	Descrizione	Nr. Colpi	Coeff. correlazione	Tipo	Coefficiente funzione della composizione granulometrica Vs	Età del deposito	Nspt (N/30)	Vs (Otha e Goto 1978)	Nome Autore Cu	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,8	Strato di riporto	11,75	1,47	Incoerente	Argille limose e	Depositi recenti	17,27	107,27	Terzaghi -	--
2	Limo	2,67	1,47	Incoerente	Argille limose e	Depositi recenti	3,92	99,05	Terzaghi -	--
5,6	Ghiaia fine con	9,22	1,47	Incoerente	Argille limose e	Depositi recenti	13,56	149,76	Terzaghi -	--
6,2	Ghiaia fine con	19	1,47	Incoerente	Argille limose e	Depositi recenti	27,93	173,07	Terzaghi -	--


Vs,30 (m/s)  NSPT,30  Cu,30  (Kg/cm<sup>2</sup>) 


☐ Terreno con spessore non superiore a 20m posto su substrato di riferimento con vs>800 m/s  
☐ Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Stima categoria suolo  Categoria suolo tipo: D

## CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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

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

ESPRESSIONI DI Ss E Cc		
Categoria sottosuolo	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
 D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

## MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative probabilità di superamento, è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e

i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

#### *VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO*

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U \quad (2.1)$$

dove:

$V_R$  = *periodo di riferimento*

$V_N$  = *vita nominale*

$C_U$  = *coefficiente d'uso*

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$  anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto  $\geq 2$  anni.
- $V_N \geq 50$  anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$  anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico  $V_N = 50$  anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  $C_U = 0.7$ ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_U = 1.0$ ;

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la

cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  $C_U = 1.5$ ;

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$ ;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

Una volta ottenuti  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:  
 **$V_R = 50 * 1 = 50$  anni.**

#### *STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO*

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni



dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

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

Le NTC08, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento*  $P_{VR}$  (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

Tabella 3.1 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$

Stati limite			$P_{VR}$
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'**Allegato A** delle NTC08:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra  $P_{VR}$  (probabilità) e  $T_R$  (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è  $V_R = 50$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

Tabella 3.2 – Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento  $V_R$

Stati limite	$T_R$
--------------	-------

Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	<b>30</b>
	Stato limite di danno	SLD	<b>50</b>
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	<b>475</b>
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	<b>975</b>

## DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione “Mappe interattive della pericolosità sismica”.

Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_0$  = 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.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

$a_g$ , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (figura 4.2), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240

13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Figura 4.2 – Stralcio della tabella contenuta nell’Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (figura 3), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell’Allegato A alle NTC08:

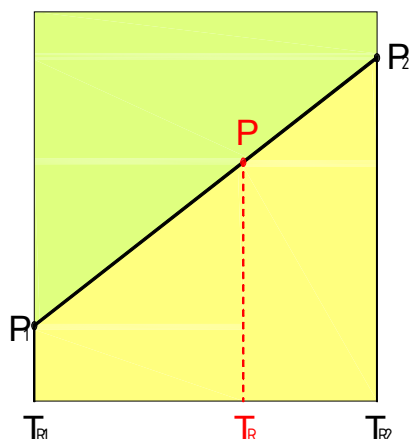
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$ ) corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato, mentre  $p_1$ ,  $p_2$  è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno  $T_{R1}$ ,  $T_{R2}$ .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l’espressione dell’Allegato A alle NTC08:

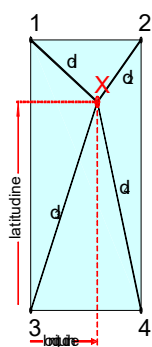
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$ ) corrispondente al punto considerato,  $p_i$  è il valore di tale parametro nell’ $i$ -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e  $d_i$  è la distanza del punto in esame dall’ $i$ -esimo vertice della suddetta maglia.



Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura sottostante.



Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza  $d$  tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(lat\beta) \cdot \sin(lata\alpha) + \cos(lat\beta) \cdot \cos(lata\alpha) \cdot \cos(lon\alpha - lon\beta)] \quad (4.3)$$

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $lata\alpha$ ,  $lon\alpha$ ,  $lat\beta$  e  $lon\beta$  sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di  $\pm 0,01g$  ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

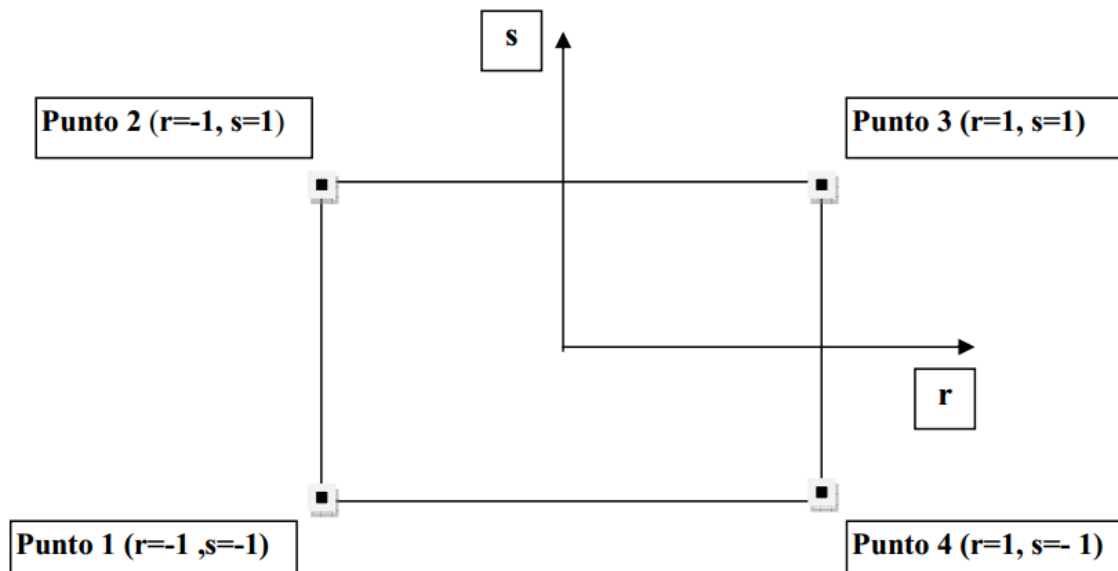


Figura – Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1 - r)(1 - s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1 - r)(1 + s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1 + r)(1 + s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1 + r)(1 - s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x,y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i x_i = [(1 - r)(1 - s)x_1 + (1 - r)(1 + s)x_2 + (1 + r)(1 + s)x_3 + (1 + r)(1 - s)x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i y_i = [(1 - r)(1 - s)y_1 + (1 - r)(1 + s)y_2 + (1 + r)(1 + s)y_3 + (1 + r)(1 - s)y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

### Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

### Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale  $K_h$  e verticale  $K_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

### Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  sono così determinati:

$$K_h = \beta s \times (a_{\max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Con

$\beta s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta s$  sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

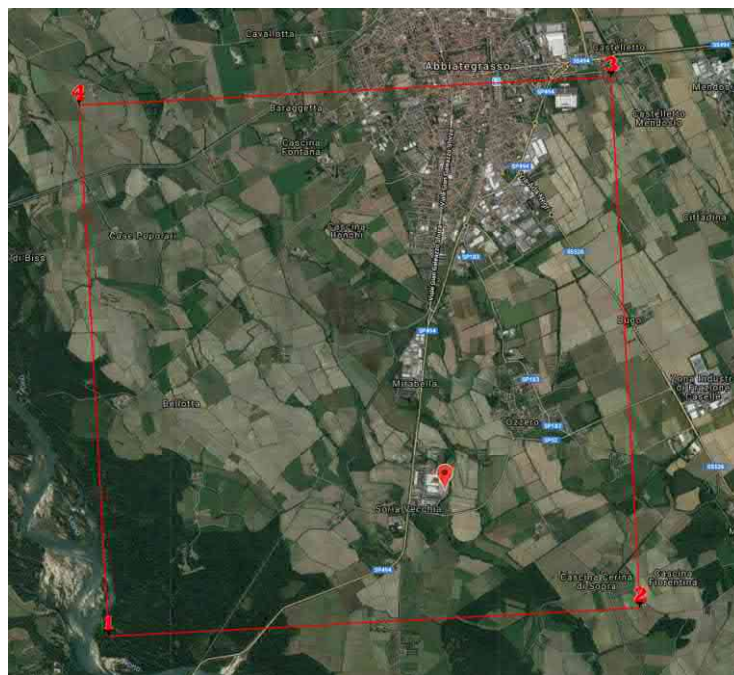
Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0,90 \leq S_S \leq 1,80$ ) è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

**T1:**  $S_T = 1,0$ ; **T2:**  $S_T = 1,20$ ; **T3:**  $S_T = 1,2$ ; **T4:**  $S_T = 1,40$ .



Ubicazione sito di progetto e vertici della maglia sismica di appartenenza

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]  
 Classe d'uso: II  
 Coefficiente d'uso (Cu): 1  
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]  
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,3589700 [°]  
 Longitudine (WGS84): 8,9135640 [°]  
 Latitudine (ED50): 45,3599100 [°]  
 Longitudine (ED50): 8,9146270 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12700	45,346360	8,869749	3816,90
2	12701	45,349050	8,940677	2366,92
3	12479	45,398980	8,936808	4676,77
4	12478	45,396290	8,865850	2366,92

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento



### Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,530	0,160
SLD	50	0,021	2,506	0,191
SLV	475	0,042	2,654	0,286
SLC	975	0,051	2,730	0,304

### Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,537	0,160
SLD	50	0,022	2,508	0,191
SLV	475	0,044	2,664	0,283
SLC	975	0,053	2,715	0,302

### Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,538	0,160
SLD	50	0,021	2,513	0,191
SLV	475	0,042	2,661	0,286
SLC	975	0,051	2,736	0,304

### Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,016	2,531	0,160
SLD	50	0,020	2,517	0,191
SLV	475	0,041	2,658	0,288
SLC	975	0,049	2,727	0,305

### Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,534	0,160

SLD	50	0,021	2,510	0,191
SLV	475	0,043	2,659	0,285
SLC	975	0,051	2,725	0,303

#### PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000

Categoria sottosuolo:

D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 minore di 15 nei terreni a grana grossa e  $c_{u30}$  minore di 70 kPa nei terreni a grana fina).

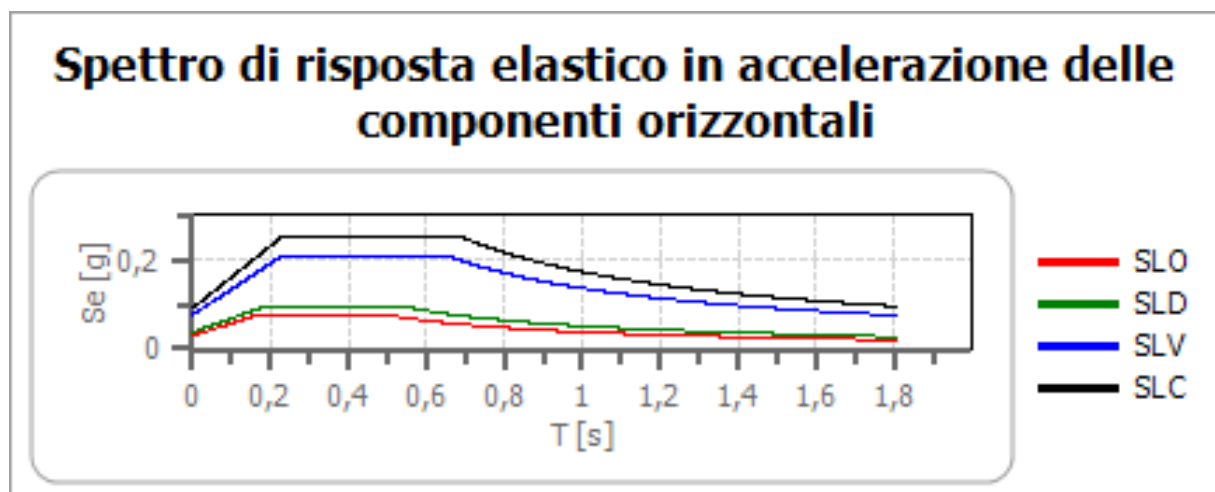
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

#### Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,008	0,015	0,018
kv	0,003	0,004	0,008	0,009
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,296	0,369	0,754	0,905
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

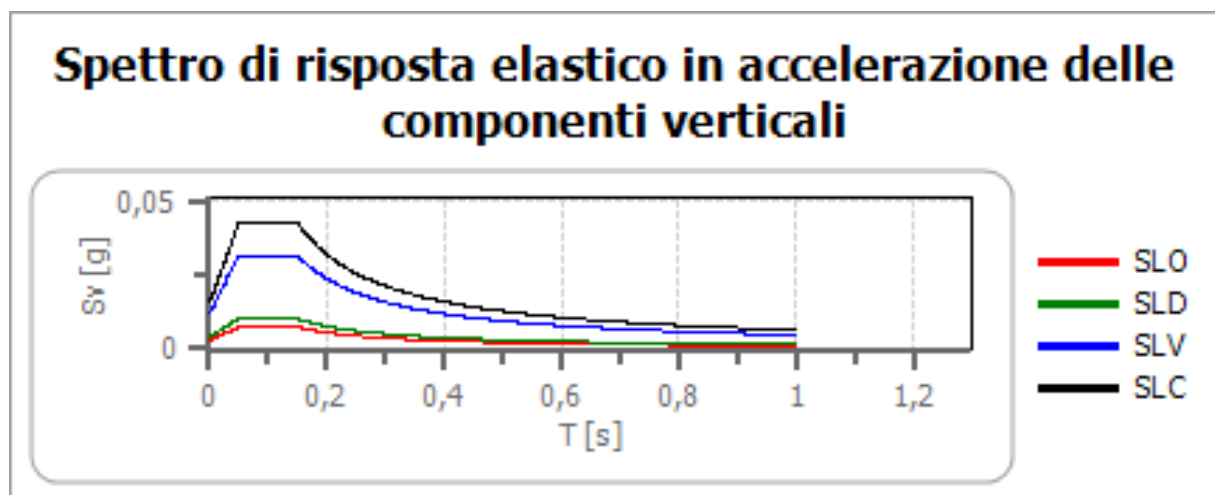


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1	0,017	2,534	0,160	1,800	3,120	1,000	1,800	1,000	0,167	0,500	1,667	0,030	0,076
SLD	1	0,021	2,510	0,191	1,800	2,860	1,000	1,800	1,000	0,182	0,546	1,684	0,038	0,094
SLV	1	0,043	2,659	0,285	1,800	2,340	1,000	1,800	1,000	0,222	0,667	1,771	0,077	0,205
SLC	1	0,051	2,725	0,303	1,800	2,270	1,000	1,800	1,000	0,230	0,689	1,805	0,092	0,251

### **Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali**

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1	0,017	2,534	0,160	1,800	3,120	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,003	0,007
SLD	1	0,021	2,510	0,191	1,800	2,860	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLV	1	0,043	2,659	0,285	1,800	2,340	1,000	1,800	1,000	0,050	0,150	1,000	0,012	0,032
SLC	1	0,051	2,725	0,303	1,800	2,270	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,016	0,043

### **Spettro di progetto SLO**

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50

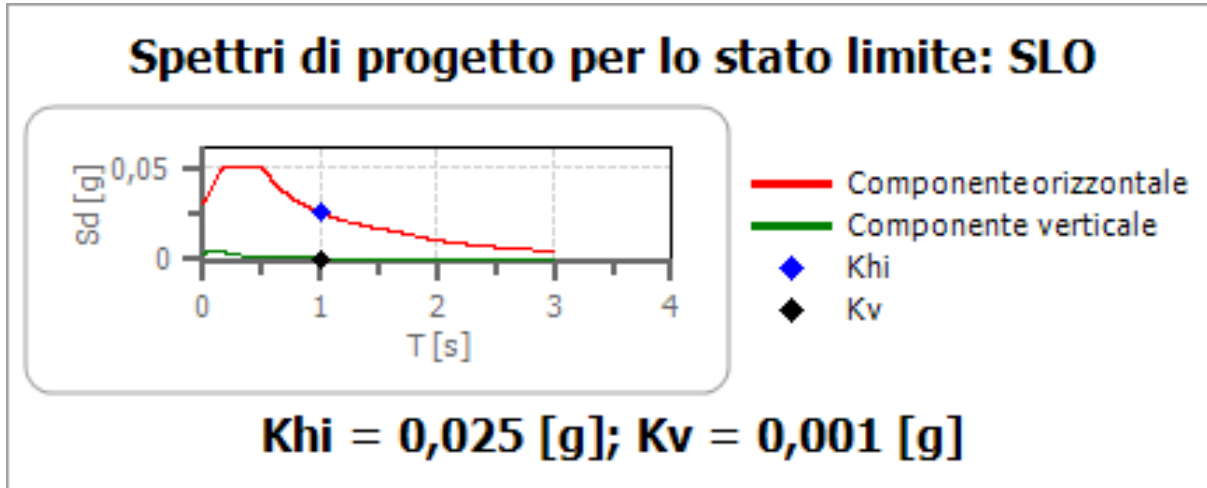
Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

khi = Se(T) Orizzontale:

0,025 [s]

kv = Se(T) Verticale:

0,001 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLO orizzontale	1	0,017	2,534	0,160	1,800	3,120	1,000	1,800	1,500	0,167	0,500	1,667	0,030	0,051
SLO verticale	1	0,017	2,534	0,160	1,800	3,120	1,000	1,000	1,500	0,005	0,150	1,000	0,003	0,051

### Spettro di progetto SLD

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1,50

Fattore di struttura spettro verticale q:

1,50

Periodo fondamentale T:

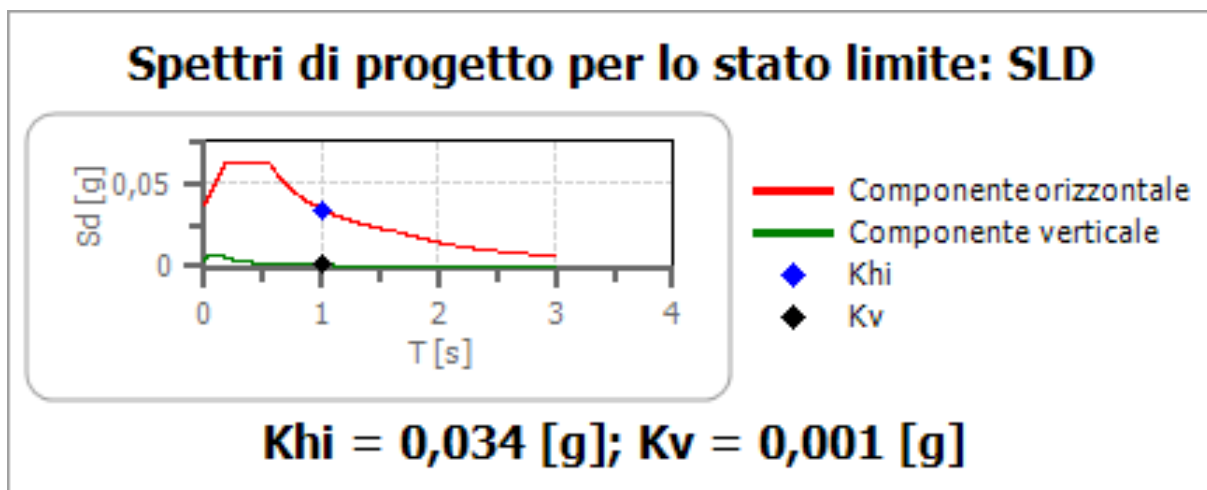
1,00 [s]

khi = Se(T) Orizzontale:

0,034 [s]

kv = Se(T) Verticale:

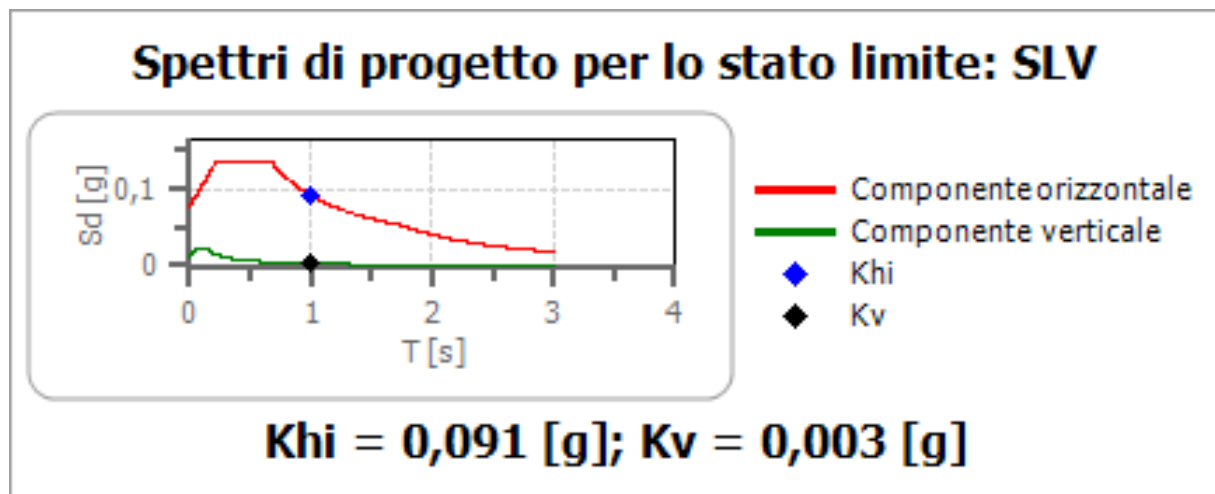
0,001 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLD orizzontale	1	0,021	2,510	0,191	1,800	2,860	1,000	1,800	1,500	0,182	0,546	1,684	0,038	0,063
SLD verticale	1	0,021	2,510	0,191	1,800	2,860	1,000	1,000	1,500	0,007	0,150	1,000	0,004	0,063

### Spettro di progetto SLV

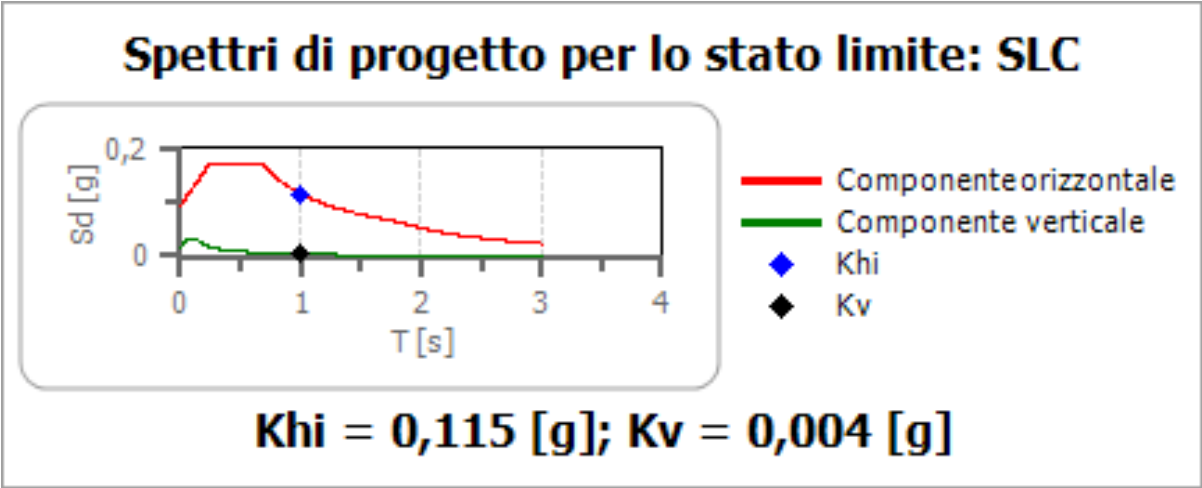
Fattore di struttura spettro orizzontale q:	1,50
Fattore di struttura spettro verticale q:	1,50
Periodo fondamentale T:	1,00 [s]
khi = Se(T) Orizzontale:	0,091 [s]
kv = Se(T) Verticale:	0,003 [s]



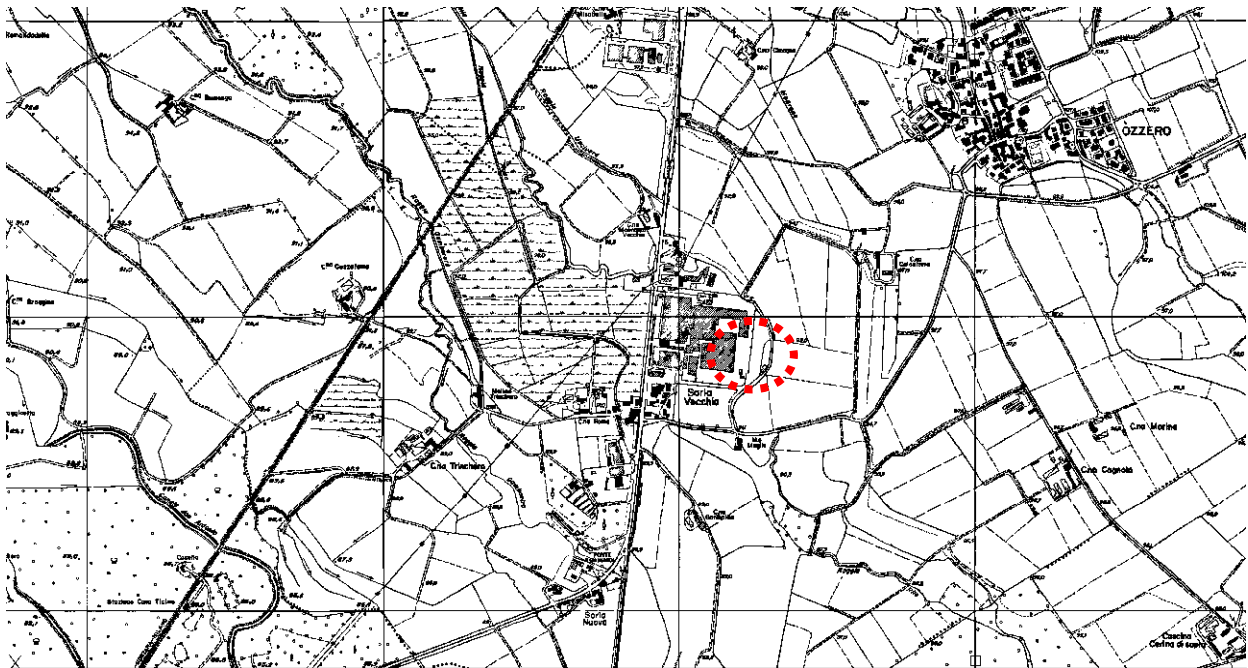
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLV orizzontale	1	0,043	2,659	0,285	1,800	2,340	1,000	1,800	1,500	0,222	0,667	1,771	0,077	0,136
SLV verticale	1	0,043	2,659	0,285	1,800	2,340	1,000	1,000	1,500	0,021	0,150	1,000	0,012	0,136

Spettro di progetto SLC

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50  
Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50  
Periodo fondamentale T: 1,00 [s]  
khi = Se(T) Orizzontale: 0,115 [s]  
kv = Se(T) Verticale: 0,004 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLC orizzontale	1	0,051	2,725	0,303	1,800	2,270	1,000	1,800	1,500	0,230	0,689	1,805	0,092	0,168
SLC verticale	1	0,051	2,725	0,303	1,800	2,270	1,000	1,000	1,500	0,028	0,150	1,000	0,016	0,168



Estratto dalla Carta Tecnica Regionale

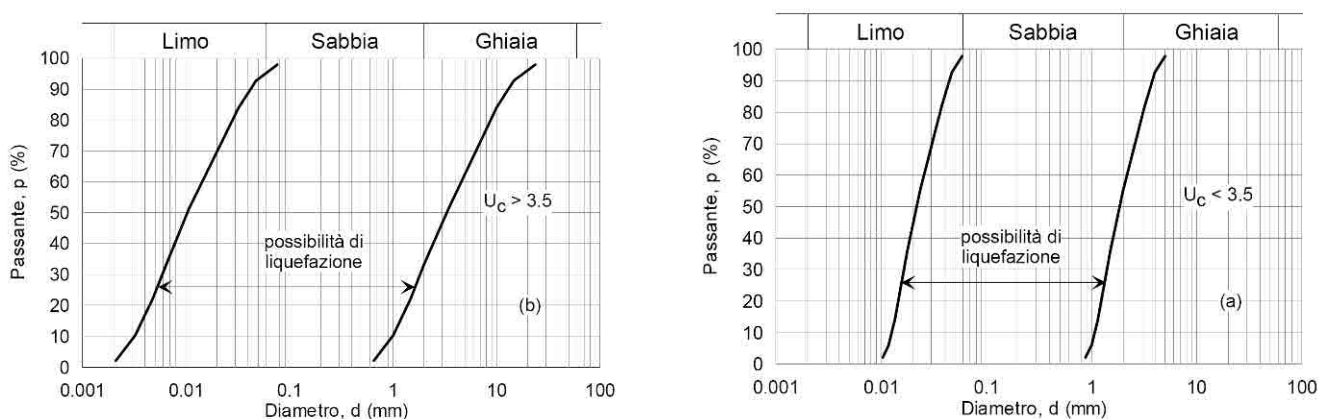
## VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Vengono di seguito riportate le condizioni di Legge previste:

### Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



**Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione**

**Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.**

**Si riportano i parametri sismici per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita definiti per il sito di studio:**

- **S - Accelerazione massima in superficie=0.051 g**
- **F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.725**
- **Tc periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.303**
- **Categoria di suolo di tipo “D”**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Ss=1.8**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Cc=2.27**
- **Categoria topografica “T1”**
- **Coefficiente di amplificazione topografica St=1.000.**

**La condizione 1 risulta soddisfatta.**

## **RAPPORTO DELL'INDAGINE E CALCOLO DELLA PORTANZA**

In area adiacente a quella in oggetto della presente relazione sono state realizzate indagini geotecniche di tipo dinamico (DPSH) con penetrometro superpesante – Pagani TG63-200 – DPSH per la verifica della portanza dei terreni.

L'indagine geotecnica condotta ha permesso di determinare che i depositi alluvionali attraversati presentano litotipi a natura prevalentemente incoerente costituiti generalmente da sabbie e sabbie ghiaiose ben compattate, con locali intercalazioni limose.

I dati ottenuti sono così riassumibili:

- *l'area è stata indagata per una profondità massima di m. 6,20 da piano campagna terminando le prove a rifiuto dell'avanzamento*
- *l'area di studio, avente quota topografica di circa 92,5 metri s.l.m., si trova in corrispondenza di un livello freatico massimo posto a circa m. 90,5 sul livello del mare, pertanto il livello di massima escursione annuale*



(periodo estivo – mesi di luglio e agosto) della falda freatica locale corrisponde a – m. 2 dal piano delle indagini

- durante le prove penetrometriche, svolte in periodo di minimo livello freatico, è stata riscontrata la falda alla profondità di 2,60 metri da piano indagini

- prudenzialmente nelle ipotesi fondazionali è stata considerata una quota di massimo livello freatico alla profondità di 1,5 metri dalla quota attuale del piazzale.

Le elaborazioni ed i calcoli, sono stati eseguiti utilizzando software Geostru applicando la formula di Meyerhof.

Meyerhof modificò l'equazione di Terzaghi inserendo fattori di forma e di profondità e tenendo conto dell'inclinazione del carico. Per fondazioni aventi  $D \geq B$  ( $D$ = profondità di posa plinto –  $B$  = lato del plinto) la capacità portante ottenuta non è molto diversa da quella ricavata dalla formula di Terzaghi; maggiori differenze si riscontrano quando il rapporto  $D/B$  aumenta.

Per carico verticale:

$$cNc scd c + \delta Nq sq dq + 0,5 \delta B N \delta s \delta d \delta$$

dove:

$c$  = coesione

$\delta$  = peso di volume

$Nc - Nq - N\delta$  = coeff. di capacità portante (apposite tabelle)

$sc d c sq dq s \delta d \delta$  = fattori di forma e profondità legati a  $\varphi$  (angolo d'attrito) con apposite formule

I risultati delle indagini sono riportati in dettaglio nelle elaborazioni grafiche allegate sviluppate mediante software dedicato Geostru.

## PROVA DPSH 1 – PARAMETRI GEOTECNICI

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,8	17,27	Incoerente	1,94	1,96	36,22	0	62,94	138,16	0,32	946,17	93,84
2	2,0	3,92	Incoerente	1,49	1,88	31,21	0	35,52	31,36	0,35	234,75	92,46
3	5,6	13,55	Incoerente	1,84	1,94	34,97	0	55,3	108,4	0,33	753,25	138,95
4	6,2	27,93	Incoerente	2,02	2,42	37,50	0	71,55	171,72	0,31	1160,75	163,79

## Stratigrafia

ORIZZONTE	Profondità (m)	Descrizione	
1	p.c. ÷ 0,80	Strato superficiale compattato	→ Orizzonte di fondazione
2	0,80 ÷ 2,00	Limo	
3	2,00 ÷ 5,60	Ghiaia fine con sabbia	
4	5,60 ÷ 6,20	Ghiaia fine con sabbia	

La determinazione dei parametri caratteristici risulta dalla media pesata degli orizzonti 1-2-3 che risultano principalmente interessati dal bulbo di carico

## Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione

ORIZZONTI	1-2-3
Valore medio di $N_{spt}$ ( $n^{\circ}$ colpi)	9,7
Peso di volume naturale ( $t/m^3$ )	1,90
Angolo di attrito ( $^{\circ}$ )	33,3

In considerazione del progetto e delle caratteristiche geotecniche dell'area il piano posa fondazioni consigliato è previsto:

- alla profondità di metri – 0,50 dalla quota  $\pm 0,00$  (piano piazzale), orizzonte 1.

**In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) (capacità portante) e allo stato limite di esercizio (SLE).**

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata.

Si parla di stato limite ultimo nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione.

Il termine stato limite di esercizio viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile.

Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura adottata per calcolare la capacità portante del terreno è la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per valore caratteristico s'intende, se si adotta un approccio statistico, quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di  $30^\circ$  dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a  $30^\circ$ ;

2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;

3. s'introducono i valori così ridotti di  $c$  e  $\phi$  in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza globale, variabile in funzione dell'approccio di calcolo scelto;

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

Secondo la normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$R_d > E_d$$

con:

**$R_d$**  = valore di progetto della resistenza del terreno

**$E_d$**  = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo

A tal fine la normativa impone l'utilizzo dei coefficienti parziali ( $\gamma_m$ ) riduttivi da applicare ai valori caratteristici ( $V_k$ ) dei parametri di resistenza del terreno secondo due combinazioni denominate M1 e M2.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni a lungo termine, carico assiale, momento alla base di appoggio nullo, metodo di Meyerof e considerando come terreno di fondazione l'unità geotecnica 4 (orizzonte 4 individuato dalle prove penetrometriche).

Per la verifica allo SLE è stata adottata la combinazione M1 dove i coefficienti riduttivi risultano unitari e pertanto i valori di progetto  $V_p$  coincidono con i valori caratteristici  $V_p = V_k$ .

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato dal cedimento massimo e dalle distorsioni massime compatibili con la funzionalità dell'opera.

Il cedimento massimo compatibile della struttura è stato imposto, per sedimenti incoerenti  $\leq 2.5$  cm.

#### **Calcolo dei valori caratteristici ( $f_k$ ) con il frattile 2%.**

Per ottenere il valore caratteristico dell'angolo di attrito da inserire nei calcoli  $\phi'_k$  è stata applicata la formula;

Valori medi ( $V_m$ )  $\Rightarrow$  Valori Caratteristici ( $V_k$ )  $\Rightarrow$  Valori di Progetto ( $V_d$ )

$$\phi'_k = \phi'_m (1 - 1,645 V \phi'_m)$$

dove

$\phi'_m$  è il valore medio dell'angolo di attrito del sito

$V$  è lo scostamento medio tra angolo di attrito minimo e massimo

Applicando la riduzione del 2% del valore di  $\phi$  derivante dall'indagine (media orizzonte 1-2-3 =  $33,3^\circ$ ) si ottiene un valore di  $32,63^\circ$ .

Tale valore minimo di  $\phi$  corrisponde ad uno scostamento medio dei vari  $\phi$  riscontrabili in sito

- Orizzonte 1-2-3  $\rightarrow V = 0,67^\circ$ .

Ne deriva che il valore caratteristico da introdurre nei calcoli risulta:

$$\text{Orizzonte 1-2-3} \rightarrow \phi'_k = \phi'_m (1 - 1,645 V \phi'_m) = 32,63(1 - 1,645 \cdot 0,67^\circ / 32,63^\circ) = 32,63^\circ(0,966) = \underline{\underline{31,52^\circ}}.$$

Con le NTC 2018 si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per la tipologia di opera,

**– Approccio 2 (A1+M1+R3), per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno;**

**– Approccio 1 per tutte le altre opere.**

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: **A1+M1+R3**.

Per le opere che prevedono verifiche SLU con l'Approccio 1 (ad esempio, le paratie) è stato chiarito quando utilizzare la combinazione 1 e quando la combinazione 2.

Combinazione 1 (A1+M1+R1): per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura (si tratta di verifiche tipicamente strutturali).

Combinazione 2 (A2+M2+R2): per le analisi che analizzano il meccanismo di collasso.

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)	Val. verifica (A1, M1, R3)
				Orizzonte
				1-2-3
$(\tan) \varphi' (^{\circ})$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25	31,52
$c' (kg/cm^2)$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25	-
$C_u (kg/cm^2)$	$\gamma_{C_u}$	1.0	1.4	-
$\gamma_t (t/m^3)$	$\gamma_{\gamma_t}$	1.0	1.0	1,9

### *Verifica agli stati limite ultimo (SLU)*

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$  si è considerata l'ipotesi:

- fondazione impostata nei terreni dello STRATO 1 ad una profondità di – 0,50 metri rispetto alla quota  $\pm 0,0$  di progetto (piano piazzale).

Trattandosi di terreni incoerenti la  $R_d$  è stata calcolata eseguendo una verifica a lungo termine in condizioni di sforzi effettivi cioè considerando la resistenza al taglio dei terreni definita dai parametri  $> 0$  e  $c = 0$ .

La fondazione è stata considerata sottoposta solo a carichi centrati.

Nei calcoli si è considerata precauzionalmente la falda coincidente con il piano di posa delle fondazioni.

In presenza di carichi eccentrici il valore della larghezza  $B$  del plinto in c.a. dovrà essere determinato con la seguente relazione:

$$BR = B - 2e$$

$BR$  = larghezza efficace plinto in c.a.

$B$  = larghezza reale del plinto in c.a.

e = eccentricità espressa in metri

La resistenza del terreno  $R_d$  è stata calcolata con la relazione sotto riportata (Terzaghi 1943, Brinch, Meyerhof 1951-63, Vesic 1973-75, Hansen 1970) trascurando il fattore di profondità  $d_q$  e introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi  $z$  e  $z_q$  proposti da Paolucci e Pecker, 1997 che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico  $k_h$ .

Al primo termine della relazione di Brinch Hansen è stato inoltre applicato il fattore di riduzione  $r$  proposto da Bowles 1988, valido per fondazioni larghe e platee con  $B > 1.8$  metri.

### Orizzonte 1-2-3 - Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

$B$  = larghezza fondazione in c.a.

$\gamma_1$  = peso di volume del terreno sotto il piano di posa

$\gamma_2$  = peso di volume del terreno sopra il piano di posa

$D_f$  = approfondimento relativo

$s, s_q$  = fattori di forma fondazione = 1 (trascurati a favore di sicurezza)

$N, N_q$  = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito (*Vesic, 1975*)

Considerando in base al D.M. L.L. P.P. 14.01.08 i coefficienti  $M1$  ed  $M2$  della tabella 6.2.II, si avrà:

Orizzonte di appoggio	D (m)	B (m)	L (m)	q.ult. (Kg/cm <sup>2</sup> ) - SLU
				(A1+M1+R3)
1-2-3	0,5	5,0	15,0	7,125

### Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC/08 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare.

Per le fondazioni dirette le NTC/08 (par. 6.4.2.2) recitano: “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 rigidezza 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.”

La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): “Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle

proprietà meccaniche da adoperare nell’analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.”

Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni incoerenti e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili.

In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è

ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974).

L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura.

Utilizzando la correlazione  $\beta_{max}/w_{max}$  proposta da Grant e altri, 1974 aggiornata da Viggiani, 1992 e quella di Mandolini, 2003 considerando una distorsione angolare massima max di 1/500 si è assunto come cedimento massimo  $w_{max}$  il limite di 2.5 cm. In relazione alla natura granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore  $h_i$  e modulo di deformazione  $E_i$  con la seguente relazione di calcolo:

$$w_R = K_r \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \cdot \left[ \Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] H_i$$

$H_i$  = spessore dello strato comprimibile i-esimo

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

$E_i$  = modulo elastico del livello i-esimo

$\mu$  = coefficiente di Poisson = 0.3

$K_r$  = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile

Le tensioni normali verticali ed orizzontali  $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x$  e  $\Delta\sigma_y$  indotte al centro di un plinto quadrato da un carico uniformemente distribuito  $Q_e$  pari alla  $R_d$ , sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo,

lineare, isotropo ed omogeneo (Poulos e Davis, 1974). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie; prudenzialmente si è adottato  $H = 2B$  essendo  $B$  il lato del plinto. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in  $n$ -strati di spessore  $h_i$ , con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il

cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale  $w$  come somma dei contributi di ciascun strato.

I calcoli sono indicati nelle tabelle di seguito riportate nelle quali  $W_t$  rappresenta il cedimento totale e  $W_{amm}$  il cedimento ammissibile assunto  $\leq 2,5$  cm..

In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti, se inferiori a 2,5 cm., si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata.

<b>CEDIMENTI FONDAZIONE IN C.A. CON CARICO ESERCIZIO <math>Q_e</math> PARI A <math>R_d</math></b>
<b>QUOTA IMPOSTA FONDAZIONE -0,5 METRI DA QUOTA <math>\pm 0,00</math></b>

Tipo di verifica	BxL (m)	$R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$W_t$ (cm)	$W_{amm}$ (cm)	$R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) = $W=2,5$ cm
SLU Approccio 2	5,0 x 15,0	7,125	11,26	2,5	0,95

Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2.5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le resistenze di progetto  $R_d$  dovranno essere quelle sotto riportate, che rappresentano la resistenza del sistema geotecnico agli SLU e agli SLE questi ultimi nell'ipotesi di cedimenti  $\leq 2.5$  cm per una fondazione a platea impostata a - 0,50 metri da quota  $\pm 0,00$  di piano piazzale.

Resistenza di progetto $R_d$ agli SLE				
prof. (m.)	dim. (m.)	tipo verifica	$R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	K Winkler (Kg/cmc)
0,50	5,0 x 15,0	Approccio 2 NTC 2018	0,95	1,12

Sempre necessarie e consigliabili, per un'omogenea ripartizione dei carichi, operazioni di riporto, al di sopra del piano di fondazione, di almeno 30 centimetri di buon materiale misto-granulare selezionato, da compattare con mezzi idonei.

## **CERTIFICATI DI ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE**

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Cantiere: OZZERO MI Località: SORIA VECCHIA - S.S. 494	
---	--

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE**  
**(DYNAMIC PROBING)**  
**DPSH – DPM (... scpt ecc.)**

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

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, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata)

si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

**penetrometri in uso in Italia**

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta$  = 10 cm, punta conica ( $\alpha=60-90^\circ$ ), diametro D 35.7 mm, area base cono  $A=10 \text{ cm}^2$  rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;



- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 20$  kg, altezza di caduta  $H=0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica  
 ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A=10$  cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 73$  kg, altezza di caduta  $H=0.75$  m, avanzamento  $\delta=30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ),  
 diametro  $D = 50.8$  mm, area base cono  $A=20.27$  cm<sup>2</sup> rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
 massa battente  $M=63.5$  kg, altezza caduta  $H=0.75$  m, avanzamento  $\delta=20-30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ-90^\circ$ ) diametro  $D = 50.5$  mm, area base cono  $A = 20$  cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### Correlazione con $N_{spt}$

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{spt}$ . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui  $Q$  è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

$M$  = peso massa battente;

$M'$  = peso aste;

$H$  = altezza di caduta;

$A$  = area base punta conica;

$\delta$  = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta $R_{pd}$

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

$R_{pd}$  = resistenza dinamica punta (area  $A$ );

$e$  = infissione media per colpo ( $\delta/N$ );

$M$  = peso massa battente (altezza caduta  $H$ );

$P$  = peso totale aste e sistema battuta.

## Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$  è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \text{ con } C_N = \sqrt{(P_a / \sigma'_{vo})} \quad C_N < 1.7 \quad P_a = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \times (ER/60) \times C_s \times C_r \times C_d$$

ER/60: Rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

$C_s$ : Parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

$C_d$ : Funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

$C_r$ : Parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

## Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

## Valutazioni statistiche e correlazioni

### Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic 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 :

#### **Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

### **Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

### **Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove  $s_{N_{spt}}$  è la deviazione standard di  $N_{spt}$

### **Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $N_{spt}$  distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

### **Pressione ammissibile**

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione  $d = 1$  mt..

### **Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**

#### **Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

#### **Correzione $N_{spt}$ in presenza di falda**

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

#### **Angolo di Attrito**

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°.
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da  $D_r$  %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.

- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $s > 15 \text{ t/mq}$ .
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

#### ***Densità relativa (%)***

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

#### ***Modulo Di Young ( $E_y$ )***

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

#### ***Modulo Edometrico***

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

#### ***Stato di consistenza***

- Classificazione A.G.I. 1977

#### ***Peso di Volume Gamma***

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

#### ***Peso di volume saturo***

- Terzaghi-Peck 1948-1967

#### ***Modulo di poisson***

- Classificazione A.G.I.

#### ***Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)***

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

#### ***Velocità onde di taglio $V_s$ (m/sec)***

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

#### ***Modulo di deformazione di taglio ( $G$ )***

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

### **Modulo di reazione ( $K_0$ )**

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

## **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

### **Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948).  $C_u$  min-max.
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$  , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , ( $C_u$ - $N_{spt}$ -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità .
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

### **Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )**

Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.

- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) (Kg/cm<sup>2</sup>)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte (  $N_{spt} < 30$ ) medie e molli (  $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose (  $N_{spt}=6-12$ ).

### **Modulo Di Young ( $E_y$ )**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P.  $> 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

### **Peso di Volume**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

### **Peso di volume saturo**

- Meyerhof ed altri.

PROVA ...DPSH 1

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 22/02/2017  
 6,20 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	13	0,805	109,91	136,59	5,50	6,83
0,40	21	0,751	165,66	220,65	8,28	11,03
0,60	8	0,847	65,34	77,15	3,27	3,86
0,80	5	0,843	40,66	48,22	2,03	2,41
1,00	3	0,840	24,29	28,93	1,21	1,45
1,20	2	0,836	16,13	19,29	0,81	0,96
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,80	0,96
1,60	3	0,830	22,18	26,73	1,11	1,34
1,80	3	0,826	22,09	26,73	1,10	1,34
2,00	3	0,823	22,01	26,73	1,10	1,34
2,20	7	0,820	51,16	62,38	2,56	3,12
2,40	8	0,817	58,25	71,29	2,91	3,56
2,60	12	0,814	80,92	99,38	4,05	4,97
2,80	14	0,761	88,28	115,94	4,41	5,80
3,00	7	0,809	46,88	57,97	2,34	2,90
3,20	10	0,806	66,75	82,82	3,34	4,14
3,40	10	0,803	66,54	82,82	3,33	4,14
3,60	10	0,801	61,95	77,36	3,10	3,87
3,80	6	0,798	37,06	46,41	1,85	2,32
4,00	15	0,746	86,56	116,03	4,33	5,80
4,20	13	0,744	74,79	100,56	3,74	5,03
4,40	2	0,791	12,24	15,47	0,61	0,77
4,60	12	0,789	68,73	87,08	3,44	4,35
4,80	10	0,787	57,12	72,57	2,86	3,63
5,00	5	0,785	28,48	36,28	1,42	1,81
5,20	8	0,783	45,46	58,06	2,27	2,90
5,40	9	0,781	51,01	65,31	2,55	3,27
5,60	8	0,779	42,60	54,67	2,13	2,73
5,80	14	0,727	69,58	95,68	3,48	4,78
6,00	20	0,725	99,16	136,68	4,96	6,83
6,20	23	0,674	105,90	157,18	5,29	7,86

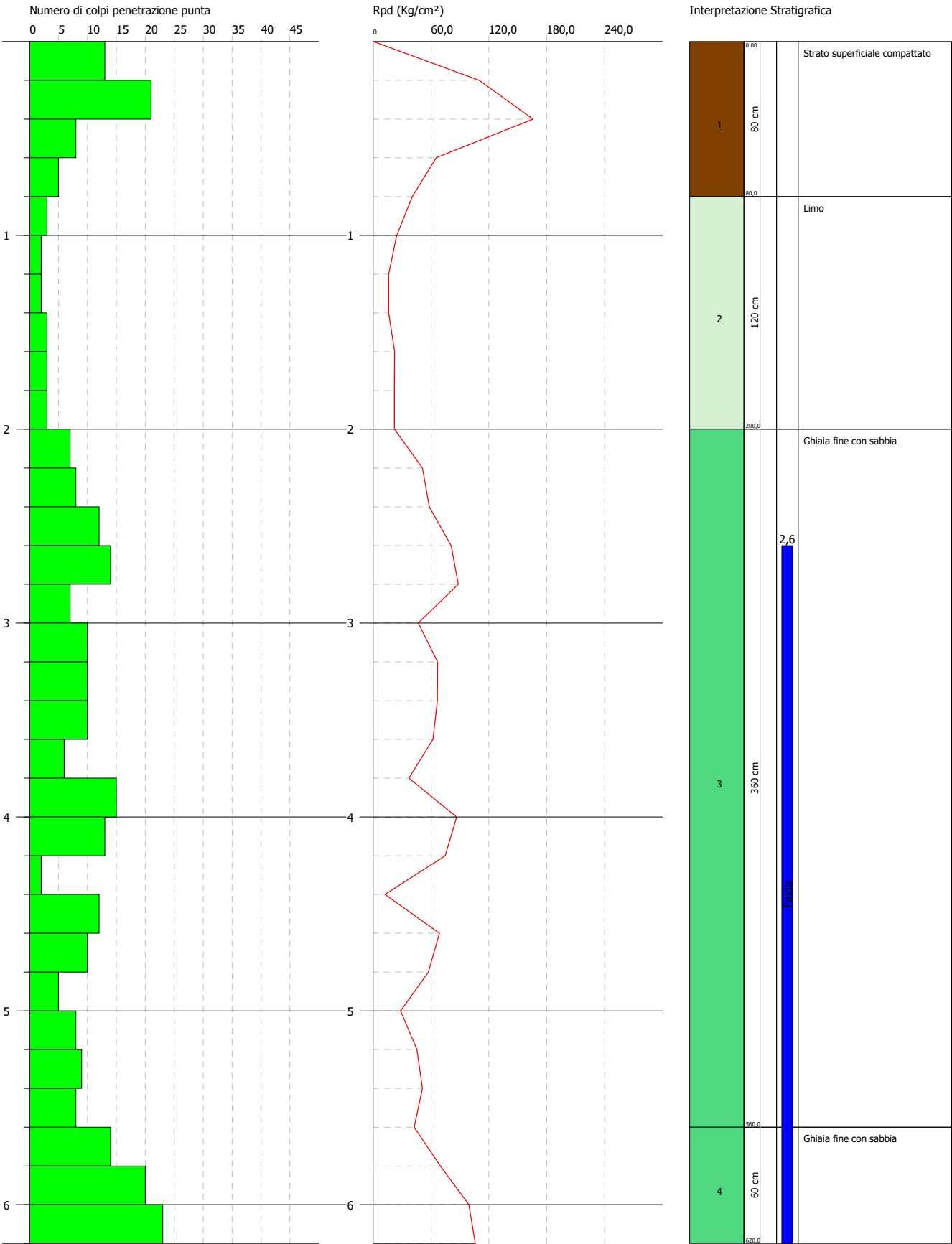
Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,8	11,75	120,65	Incoerente	0	1,94	1,96	0,08	1,47	17,27	Strato superficiale compattato
2	2,67	24,62	Incoerente	0	1,49	1,88	0,24	1,47	3,92	Limo
5,6	9,22	72,36	Incoerente	0	1,84	1,94	0,56	1,47	13,55	Ghiaia fine con sabbia
6,2	19	129,85	Incoerente	0	2,02	2,42	0,77	1,47	27,93	Ghiaia fine con sabbia

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente:  
Cantiere: OZZERO MI  
Località: SORIA VECCHIA - S.S. 494

Data: 22/02/2017

Scala 1:28



## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Intestazione NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	52,39	98,97	100	46,95
[2] - Limo	3,92	2,00	17,86	42,78	47,56	17,9
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	36,77	68,94	69,34	40,31
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	43,73	80,27	79,41	53,34

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	31,93	24,93	32,84	35,17	36,22	41,86	30-32	31,1	32,18	43,58	33,58
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	28,12	21,12	29,1	30,27	31,21	0	<30	22,67	28,18	30	23,85
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	30,87	23,87	31,79	30,49	34,97	37,65	30-32	29,26	31,07	39,64	31,46
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	33,13	26,13	34,01	30,54	37,5	39,24	30-32	32,94	33,44	42,85	35,72

### Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	296,63	138,16	204,49	309,52	161,35
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	---	31,36	---	---	---
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	262,75	108,40	160,59	281,62	142,75
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	330,70	171,72	253,99	340,99	182,32

### Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	103,62	62,94	122,62	115,02
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	---	35,52	27,83	55,48
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	81,30	55,30	96,21	98,43
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	128,79	71,55	152,40	133,73



**Classificazione AGI**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Meyerhof ed altri	1,94
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Meyerhof ed altri	1,49
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Meyerhof ed altri	1,84
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Meyerhof ed altri	2,02

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,96
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,94
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,42

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	(A.G.I.)	0,32
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	(A.G.I.)	0,35
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	(A.G.I.)	0,33
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	(A.G.I.)	0,31

**Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	946,17	712,68
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	234,75	288,01
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	753,25	614,50
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	1160,75	813,95

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Ohta & Goto (1978) Limi	93,84
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Ohta & Goto (1978) Limi	92,46
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Ohta & Goto (1978) Limi	138,95
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Ohta & Goto (1978) Limi	163,79

**Liquefazione**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Seed e Idriss (1971)	6,35
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Seed e Idriss (1971)	>10

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Navfac 1971-1982	3,56
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Navfac 1971-1982	0,73
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Navfac 1971-1982	2,84
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Navfac 1971-1982	4,30

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato superficiale compattato	17,27	0,80	17,27	Robertson 1983	34,54
[2] - Limo	3,92	2,00	3,92	Robertson 1983	7,84
[3] - Ghiaia fine con sabbia	13,55	5,60	13,55	Robertson 1983	27,10
[4] - Ghiaia fine con sabbia	27,93	6,20	21,465	Robertson 1983	42,93

# Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 platea 5,0 x 15,0 metri

## Parametri geotecnici del terreno

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	$(\gamma)$	t/mc	1,90
Angolo di attrito interno	$(\varphi)$	°	31,52
Coesione	$(c')$	t/m <sup>2</sup>	0,00
Kp			3,19
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	$(\gamma_r)$	t/mc	1,60

dati calcolati

## Caratteristiche geometriche della fondazione

Larghezza fondazione	B	m	5,00
Lunghezza fondazione	L	m	15,00
Eccentricità larghezza	$e_x$	m	0,00
Approfondimento	D	m	0,50
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	5,00

## Coefficienti di fondazione

Nq	21,9121	$e^{(1,4 \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$
$N_\gamma$	20,2850	$(N_q - 1) \tan (1,4 \cdot \varphi)$
Nc	34,0987	$(N_q - 1) \cotg (\varphi)$

## Fattori di forma

$s_c$	1,2127	$1 + 0,2 \cdot K_p (B/L)$
$s_q = s_\gamma$	1,1064	$1 + 0,1 \cdot K_p (B/L)$

## Fattori di profondità

$d_c$	1,0357	$1 + 0,2 K_p^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$	1,0179	$1 + 0,1 K_p^{1/2} \cdot D/B$

## Fattori di inclinazione del carico

$i_q = i_c$	1,0000	$(1 - i^\circ/90)^\alpha$
$i_\gamma$	1,0000	$(1 - i^\circ/\varphi)^\alpha$

## Calcolo del carico limite

19,7407	$\gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$
108,5073	$0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$
0,0000	$c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$

$$Q_{amm} = (\gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q) + (c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c) + (0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma)$$

Q ult	t/m <sup>2</sup>	128,2481	TOTALE
-------	------------------	----------	--------

Q ult	Kg/cm <sup>2</sup>	12,8248
-------	--------------------	---------

SLU	$\gamma_R = 1,8$	7,1249
-----	------------------	--------

## Compendio di calcolo

0,550128	$\varphi$ in rad
0,613281	$\tan \varphi$
1,926679	$\pi \cdot \tan \varphi$
6,866661	$e^{\pi \cdot \tan \varphi}$
1,522796	$1 + \tan \varphi$
0,477204	$1 - \tan \varphi$
3,191081	$1 + \tan \varphi / 1 - \tan \varphi = K_p$
0,770179	$1,4 \cdot \varphi$
0,970015	$\tan 1,4 \cdot \varphi$
20,91207	$N_q - 1$
1,630574	$\cotg \varphi$
0,212739	$0,2 K_p^{1/2} (B/L)$
0,106369	$0,1 K_p^{1/2} (B/L)$
1,78636	$K_p^{1/2}$
0,035727	$0,2 K_p^{1/2} \cdot D/B$
0,017864	$0,1 K_p^{1/2} \cdot D/B$
1	$1 - i^\circ/90$
1	$1 - i^\circ/\varphi$