



RELAZIONE GEOLOGICA R1 AI SENSI DEL DM 17/01/2018

RELAZIONE GEOLOGICA R3 AI SENSI DELLA DGR IX/2616/2011

**RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL
PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 17/01/2018**

Intervento

**REALIZZAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE PER L'INSTALLAZIONE DI STRUTTURE
PREFABBRICATE AD USO SPOGLIATOI PRESSO IL CENTRO SPORTIVO COMUNALE**

Indirizzo

Via Europa – Piazza Tricolore - Pogliano Milanese (MI)

Committente:

COMUNE DI POGLIANO MILANESE



RG-POGLIANOMILANESE-1_23-R01-0

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 - Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 – 333 8956923 – e-mail: info@geocomo.com - www.geocomo.com

Sommario

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
4	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	7
5	INQUADRAMENTO LITOLOGICO	9
6	CARATTERISTICHE CLIMATOLOGICHE E METEOROLOGICHE	12
7	IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA	13
7.1	Idrografia	13
7.2	Idrogeologia	14
8	VINCOLI	17
9	CARTA DI SINTESI	18
10	FATTIBILITÀ GEOLOGICA	19
11	INDAGINE GEOGNOSTICA E TROMOGRAFICA IN SITO	22
11.1	Breve descrizione dell'indagine effettuata	22
11.2	Descrizione della prova penetrometrica dinamica super pesante DSPH	23
11.3	Prove penetrometriche dinamiche	25
11.4	Esame dei risultati dell'indagine diretta	27
11.5	Modello geologico medio	29
12	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	31
12.1	Amplificazione sismica	33
12.2	Liquefazione	33
13	VALUTAZIONI DI ORDINE GEOLOGICO RELATIVE L'INTERVENTO PREVISTO	34
13.1	Modello geologico	34
13.2	Fondazioni	34
13.3	Circolazione idrica	35
13.4	Smaltimento e gestione delle acque	35
13.5	Rischio idraulico	35
13.6	Scavi	37
13.7	Valutazioni conclusive	38
14	ALLEGATI	39

RELAZIONE GEOLOGICA

1 PREMESSA

Su incarico dell'amministrazione comunale di Pogliano Milanese è stata svolta un'indagine geognostica in via Europa – Piazza Tricolore, particella catastale al foglio numero 5 mappale n. 1111, nel comune di Pogliano Milanese, provincia di Milano.

Il progetto prevede la realizzazione di due nuove strutture prefabbricate adibite a spogliatoi poggianti su una fondazione di tipo platea.

Per i dettagli progettuali si rimanda alle tavole di progetto, redatte dal Geometra Davide Peveri, di cui si riporta di seguito ed in allegato alcuni estratti.



Figura 1: estratto planimetria di progetto

La presente relazione contiene:

- L'inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico;
- Definizione del modello geologico del sito e condizioni di stabilità generale delle aree;
- Esame, valutazione ed interpretazione delle indagini geologico - tecniche;
- Definizione delle unità litotecniche e valori medi dei parametri geotecnici del sottosuolo;
- Caratterizzazione sismica del sito;
- Individuazione e valutazione delle problematiche di ordine geologico.

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 - Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 – 333 8956923 – e-mail: info@geocomo.com – www.geocomo.com

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 14. 01.2008 e D.M. 17.01.2018

L'entrata in vigore, a partire dal 01.07.2008, del D.M. 14. 01.2008 e relative NTC08, impone che le scelte di progetto per strutture e/o generici interventi che presentino interazioni con il sottosuolo debbano tenere conto delle caratteristiche geologiche, geotecniche e delle condizioni di stabilità generale del sito in cui ricade l'intervento. L'aggiornamento normativo del D.M. 17.01.2018 ha confermato questo indirizzo.

Al punto 6 delle NTC si specifica che le valutazioni di ordine geologico, geotecnico e di stabilità generale del sito di costruzione, devono essere contenute in una relazione geologica, oggetto della presente, ed in una relazione geotecnica, da compilarsi in accordo con i disposti di cui al precedente punto 6 delle NTC08 e da allegare agli atti di progetto.

In particolare, la normativa prevede che nella relazione geologica, debbano essere contenute le indicazioni relative l'idoneità del sito agli interventi in progetto e le indicazioni geologiche necessarie per orientare le scelte di progetto per questo motivo le valutazioni geotecniche espresse nella presente hanno carattere preliminare.

Sempre in accordo col decreto ministeriale di riferimento, nella presente relazione, si riporta la caratterizzazione sismica del sito propedeutica alla definizione delle azioni sismiche secondo quanto previsto al punto 3.2 delle NTC18.

D.G.R. 2616/2011

Secondo le norme regionali vigenti la componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio è rappresentata da uno studio redatto in conformità ai criteri formulati con d.g.r. n. 2616 del 2011 *"Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT"*.

La presente relazione viene redatta tenendo conto dell'allegato geologico al vigente P.G.T. comunale.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La zona di indagine si colloca in via Europa – Piazza Tricolore nel settore centro-orientale del comune di Pogliano Milanese, provincia di Milano.



Figura 2: ubicazione sito in fotografia aerea – Google Earth

Il territorio comunale presenta un andamento pressoché pianeggiante con debole declivio verso sud/sud-est e quote altimetriche comprese tra 160 e 170 m s.l.m.

L'area di intervento si trova ad una quota media di circa di 164 m s.l.m.

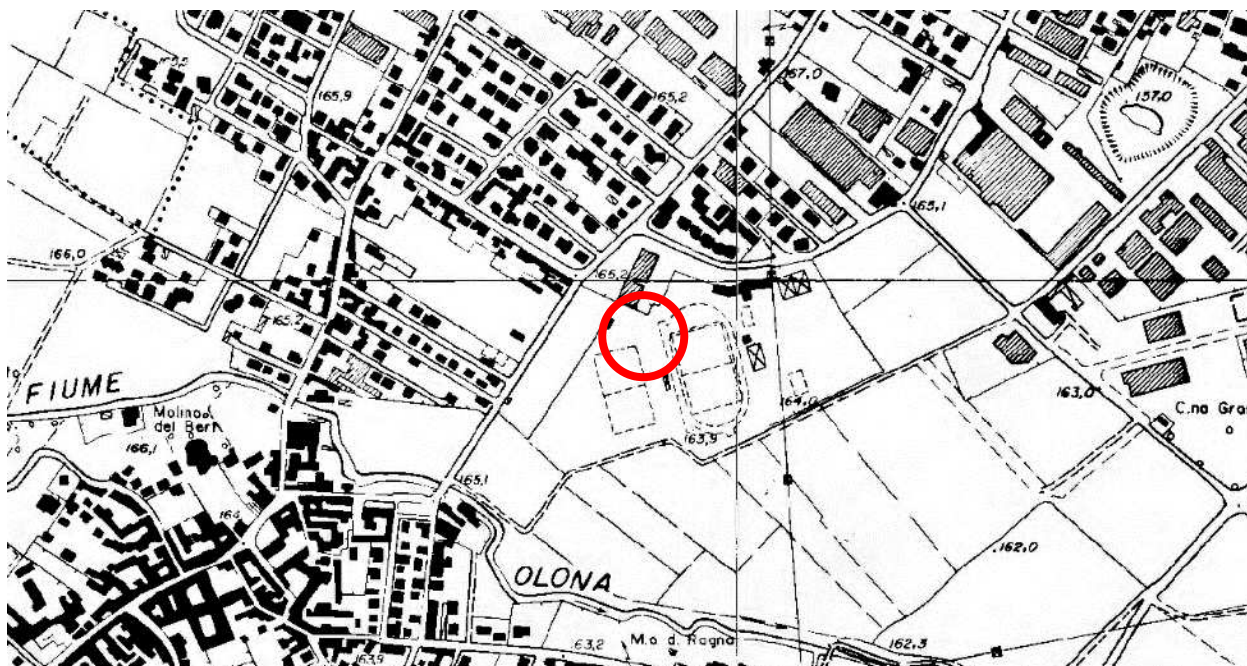


Figura 3: ubicazione dell'area di proprietà sulla CTR – R.L. – sez. A6E1– Scala 1:10000

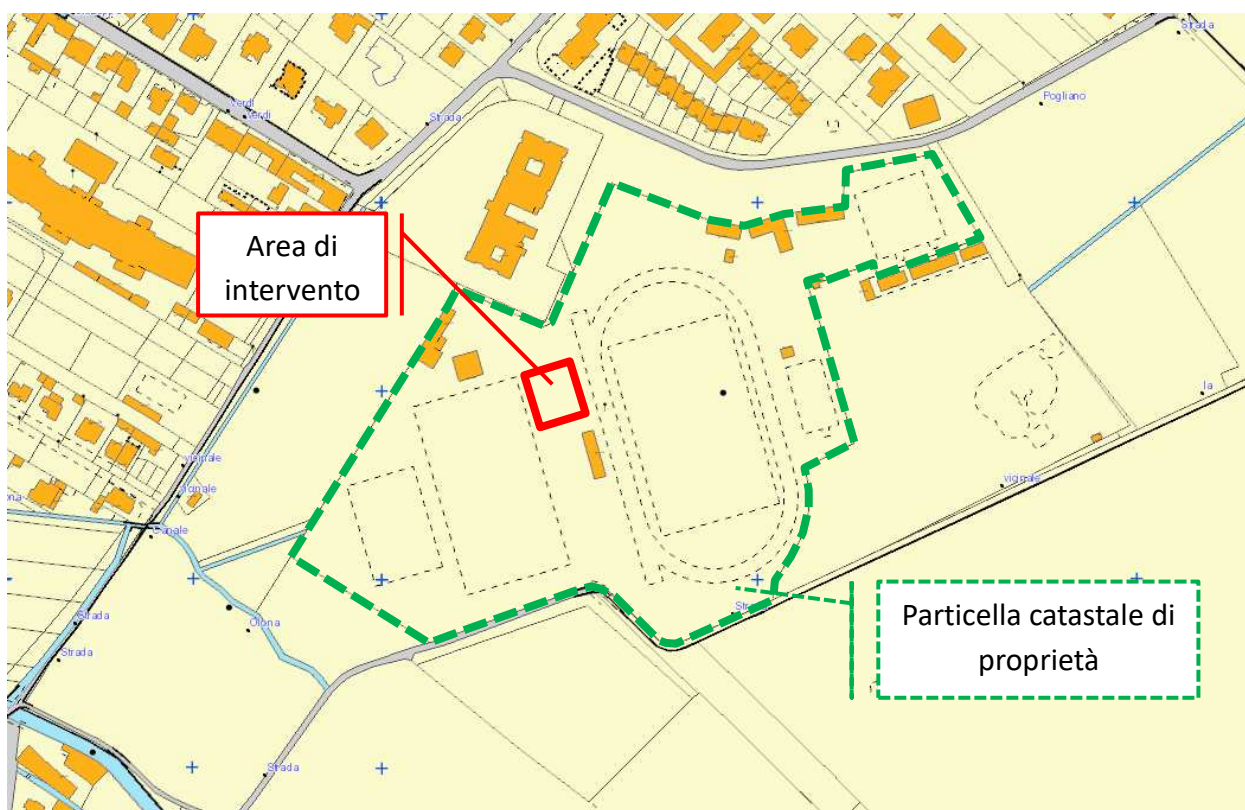


Figura 4: particella catastale oggetto di intervento

4 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il comune di Pogliano Milanese si inserisce nel settore settentrionale della pianura padana ed appartiene, nello specifico, all'ambito del livello fondamentale della pianura. Tale ambito risulta caratterizzato da pendenze molto contenute, ma variabili entro il 7‰ nelle porzioni settentrionali e l'1.5÷2‰ in quelle meridionali. Nel dettaglio, le pendenze medie all'interno del territorio comunale si assestano sull'1.6 ‰.

All'interno del territorio comunale è possibile individuare i seguenti ambiti geomorfologici:

Alta pianura ghiaiosa appartenente al "Livello Fondamentale della Pianura": costituisce il settore apicale della "piana pedemontana" formata dalla coalescenza dei conoidi alluvionali. A morfologia subpianeggiante, è costituita da sedimenti fluvioglaciali grossolani non alterati.

Piane fluviali: piani di divagazione dei corsi d'acqua dell'attuale reticolo idrografico (Olocene), a morfologia pianeggiante e a dinamica prevalentemente deposizionale, situate alla stessa quota del corso d'acqua o poco in rilievo, inondabili durante le piene di maggiore consistenza.

Terrazzi fluviali: superfici terrazzate a morfologia pianeggiante o ondulata, delimitati da scarpate, talvolta lievemente incisi da conche e paleoalvei. Rispetto al corso d'acqua attuale occupano posizioni topograficamente più rilevate.

Nello specifico, l'area di intervento appartiene all'ambito geomorfologico delle piane fluviali.

Nello dettaglio, l'area di intervento ed il suo intorno significativo, risultano essere pressoché piani: ai fini dell'amplificazione sismica il sito può essere posto nella categoria topografica *T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15$)*.

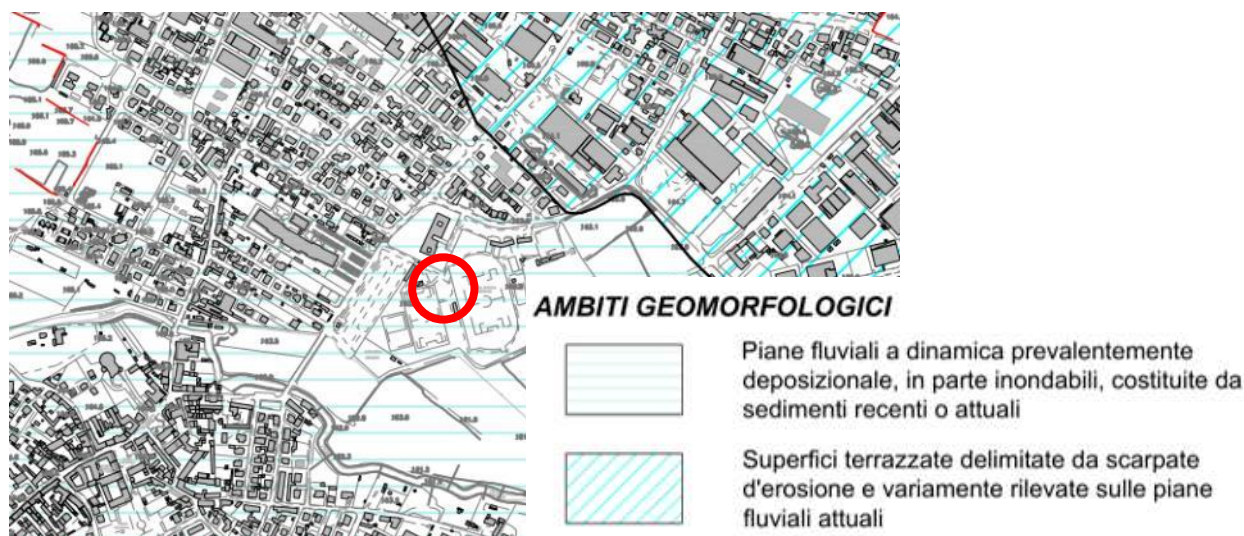


Figura 5: estratto "Carta geologica e geomorfologica" - Tav. n. CG.01 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

Inoltre, il sito di intervento è classificato all'interno delle aree potenzialmente interessate da fenomeni alluvionali rari.



FASCE FLUVIALI **Elaborato 8 del PAI**

- Limite della fascia A
- Limite della fascia B
- Limite di progetto tra la fascia B e la fascia C
- |—|—|— Limite della fascia C

AREE ALLAGABILI DEL PGRA

Ambito territoriale RP - reticolo principale





-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti P3/H
-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni poco frequenti P2/M
-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare P1/L
-  Aree del centro edificato, così come definito nell'Art. 39 delle NTA del PAI, che riprende la definizione di cui all'art. 18 della L. 22 ottobre 1971, n. 865, indicate dal Comune di Pogliano Milanese

Figura 6: estratto “Carta PAI-PGRA” - Tav. n. CG.07 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

5 INQUADRAMENTO LITOLOGICO

Il sottosuolo del territorio comunale risulta costituito da depositi fluviali-fluvioglaciali eterogenei appartenenti alla successione continentale quaternaria.

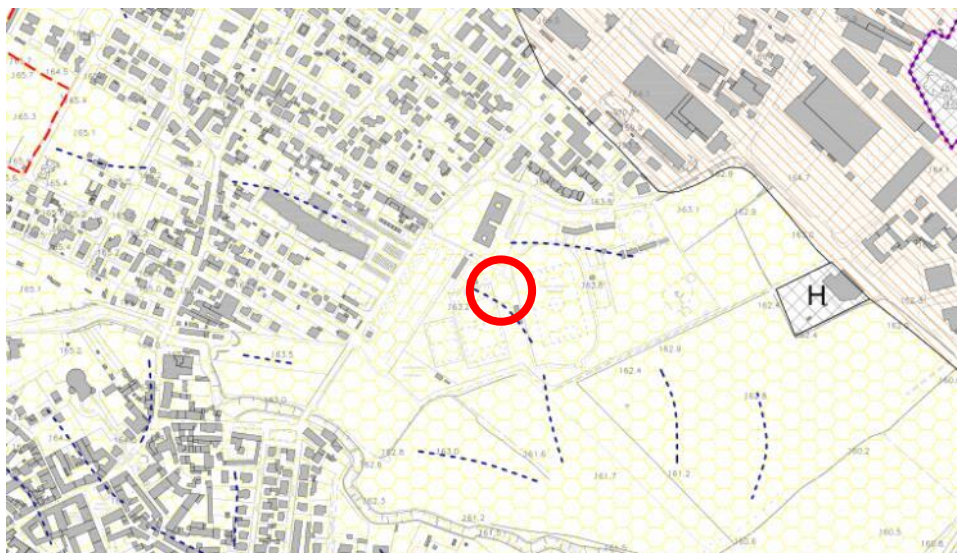
Dalla più recente alla più antica si osservano in affioramento le seguenti litologie:

Sintema del Po (Pg) - Pleistocene sup – Olocene: Depositati fluviali costituiti da ghiaie in matrice limoso-sabbiosa debolmente argillosa in superficie passante a sabbiosa e sabbioso-limosa a profondità maggiori. Localmente si identificano passaggi con presenza di ghiaie. La petrografia dei clasti è tipica del bacino del Fiume Olona ed è dominata da rocce metamorfiche, quarzo, rocce ipoabissali/vulcaniche.

Sintema di Cantù (LCa) - Supersintema dei laghi - Pleistocene sup.: Depositati fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa e da sabbie ghiaiose. Copertura loessica assente. Il limite superiore coincide con la superficie topografica o con i depositi del Sintema del Po. Inferiormente l'unità poggia sui depositi dell'Unità di Minoprio.

Unità di Minoprio (BMi) - Supersintema di Besnate - Pleistocene medio - Pleistocene sup.: Depositati fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa e sabbioso limosa, da massive a grossolanamente stratificate. Copertura loessica non osservata. Il limite superiore coincide con la superficie topografica o con il contatto con il Sintema di Cantù e del Po.

Nel dettaglio, il sottosuolo dell'area di intervento viene indicato come costituito dai depositi fluviali appartenente al Sintema del Po.



UNITA' GEOLOGICHE DEL QUATERNARIO



Sintema del Po (Pg)

Pleistocene sup - Olocene

Depositi fluviali costituiti da ghiaie in matrice limoso – sabbiosa, debolmente argillosa, in superficie passante a sabbiosa e sabbioso – limosa.



Sintema di Cantù (LCa) - Supersintema dei laghi

Pleistocene sup.

Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa e da sabbie ghiaiose. Copertura loessica assente.

ELEMENTI GEOMORFOLOGICI



Traccia di paleoalveo

Figura 7: estratto “Carta geologica e geomorfologica” - Tav. n. CG.01 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

6 CARATTERISTICHE CLIMATOLOGICHE E METEOROLOGICHE

Al fine di inquadrare la situazione idrogeologica ed idrografica sono stati inseriti nel presente studio alcuni dati climatici e meteorologici per consentire una valutazione indicativa dei fenomeni ad essi correlabili.

I dati relativi alle precipitazioni piovose ed alle temperature sono stati desunti direttamente dalla documentazione a supporto del P.G.T.

Le principali caratteristiche climatiche sono la spiccata continentalità, il debole regime di vento e la persistenza di condizioni di stabilità atmosferica.

Il clima che caratterizza il comune di Pogliano Milanese è di tipo temperato continentale. Gli inverni sono abbastanza piovosi e rigidi (con temperature medie intorno ai 3° C), le mezze stagioni umide, brevi e miti e le estati calde e molto umide (con temperature medie intorno ai 22° C). Le precipitazioni, di norma, sono concentrate in primavera e autunno. La presenza della nebbia è particolarmente accentuata durante i mesi più freddi.

Le precipitazioni medie annue si attestano intorno ai 1000-1500 mm con picchi nei mesi primaverili (aprile e maggio) ed autunnali (settembre e novembre).

7 IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA

7.1 Idrografia

Il territorio comunale di Pogliano Milanese è interessato dalla presenza del fiume Olona – corso d’acqua naturale di importanza regionale – al quale si aggiungono una serie di canali artificiali e rogge.

All’interno del territorio comunale, il fiume Olona possiede un andamento curvilineo con direzione prevalente nord-ovest/sud-est. In periodi di abbondanti piogge, l’Olona risulta soggetto a fenomeni di esondazione talvolta intensi il cui areale è dettagliato nella cartografia del PGRA – vedi Figura 6.

All’interno e nello stretto intorno dell’area di intervento non si identificano corpi idrici superficiali ed il fiume Olona scorra ad una distanza di circa 280 metri in direzione sud-ovest.

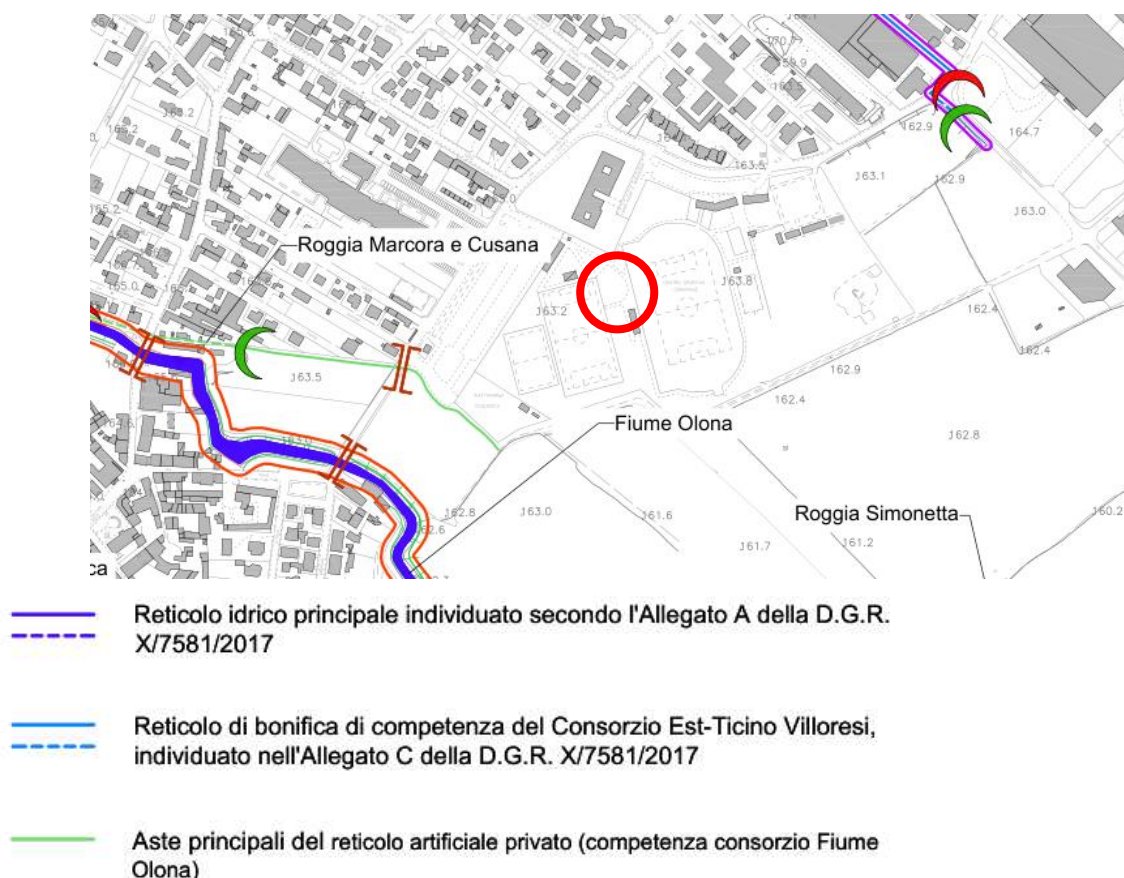


Figura 9: estratto “Inquadramento idrografico e reticolo di bonifica” - Tav. n. CG.05 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

7.2 Idrogeologia

Da un punto di vista idrogeologico, il sottosuolo del territorio comunale di Pogliano Milanese si articola nelle cinque unità idrogeologiche descritte, dalla più superficiale, di seguito:

Gruppo acquifero A: Presente con continuità in tutto il territorio comunale con uno spessore medio di circa 50 m, corrisponde alla parte più superficiale dell'acquifero tradizionale, attualmente caratterizzato da soggiacenze in genere superiori a 10 m da p.c.

È costituita prevalentemente da litologie grossolane ad elevata permeabilità (ghiaie, sabbie e ciottoli), a cui si intercalano localmente livelli argilloso-limosi.

Gruppo acquifero B: Presente con continuità in tutto il territorio comunale con uno spessore compreso tra 10 e 20 m circa, corrisponde alla parte più profonda dell'acquifero tradizionale ed è generalmente confinato o semiconfinato, captato a fini idropotabili.

È costituita da alternanze tra sabbie medio-grossolane e ghiaie in matrice sabbiosa e subordinate argille limose e limi caratterizzati da una discreta continuità areale. Alla base sono localmente presenti livelli cementati.

Gruppo acquifero C-D: Presente con continuità in tutto il territorio comunale con uno spessore di 100 – 130 m, corrisponde agli acquiferi profondi confinati, captati a fini idropotabili. È costituita da orizzonti sabbiosi o sabbioso-argillosi, intercalati a livelli metrici di argille.

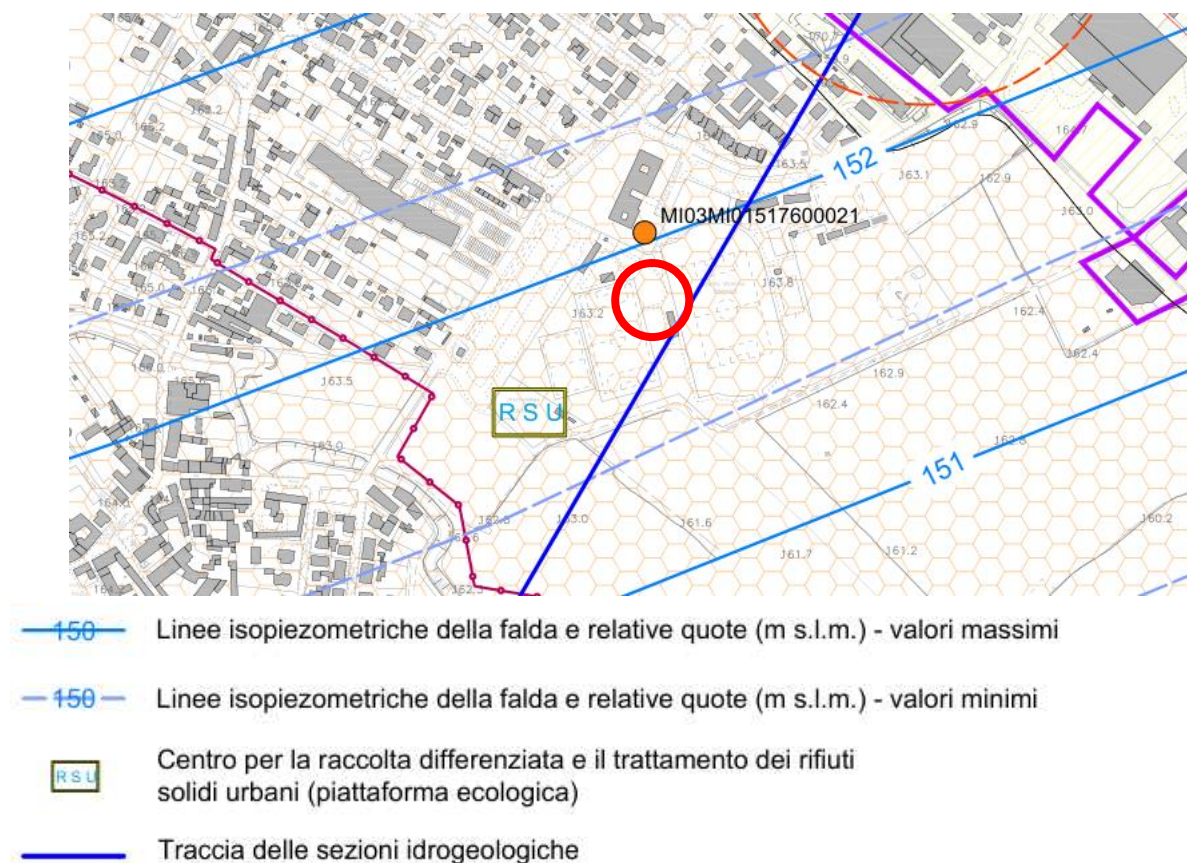
Unità argillosa: rappresenta la parte basale in facies marina degli acquiferi. È costituita da potenti orizzonti argillosi con intercalati rari orizzonti sabbiosi.



Figura 10: estratto “Soggiacenza minima della falda” - Tav. n. CG.02 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

Nel dettaglio, secondo la cartografia disponibile, in concomitanza dell'area di intervento la soggiacenza della falda risulta di circa 12 metri.

I depositi del sistema del Po costituenti il sottosuolo hanno una permeabilità piuttosto alta ed il grado di vulnerabilità della falda risulta dunque elevata.



GRADO DI PERMEABILITA' DEI TERRENI SUPERFICIALI				GRADO DI VULNERABILITA'				CARATTERISTICHE DELL'ACQUIFERO	
A	M	B	BB	ee	e	a	m	b	bb
					e				
								Sintema Po - Ghiaie ben gradate con limo e sabbia Acquifero di tipo libero in materiali alluvionali in corrispondenza d'incisioni con corso d'acqua sospeso che determina alimentazione naturale della falda. Terreni superficiali a permeabilità alta. Soggiacenza della falda superiore a > 10 m.	

A:alto M:medio B:basso BB:molto basso

ee: estremamente elevato e:elevato a:alto m:medio b:basso bb:molto basso

Figura 11: estratto "Idrogeologica, vulnerabilità della falda e traccia delle sezioni idrogeologiche" - Tav. n. CG.02 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

All'interno del PGT è indicata una sezione, costruita ad una distanza di circa 35 m dal sito di interesse, rappresentativa del contesto idrogeologico locale.

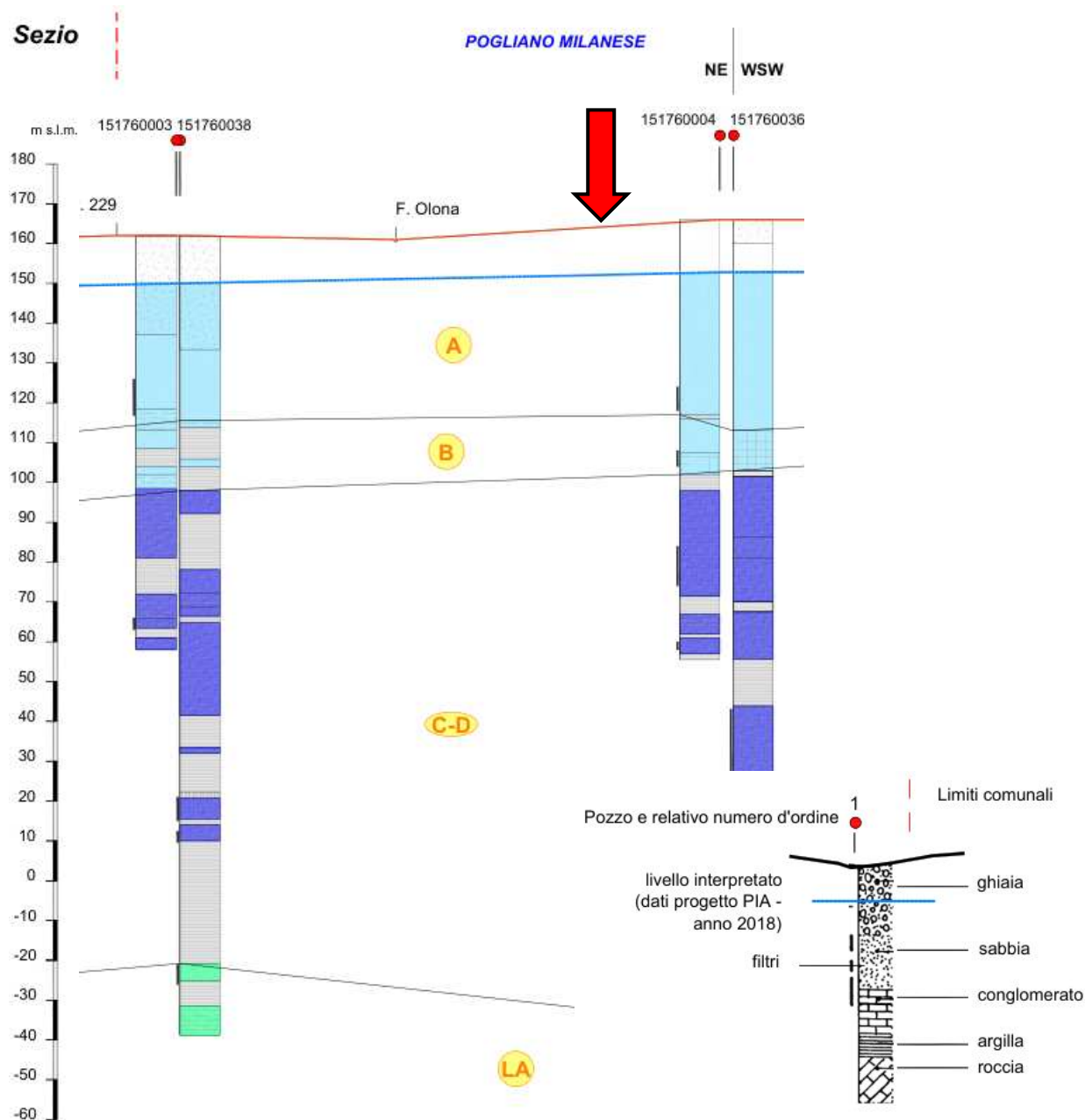
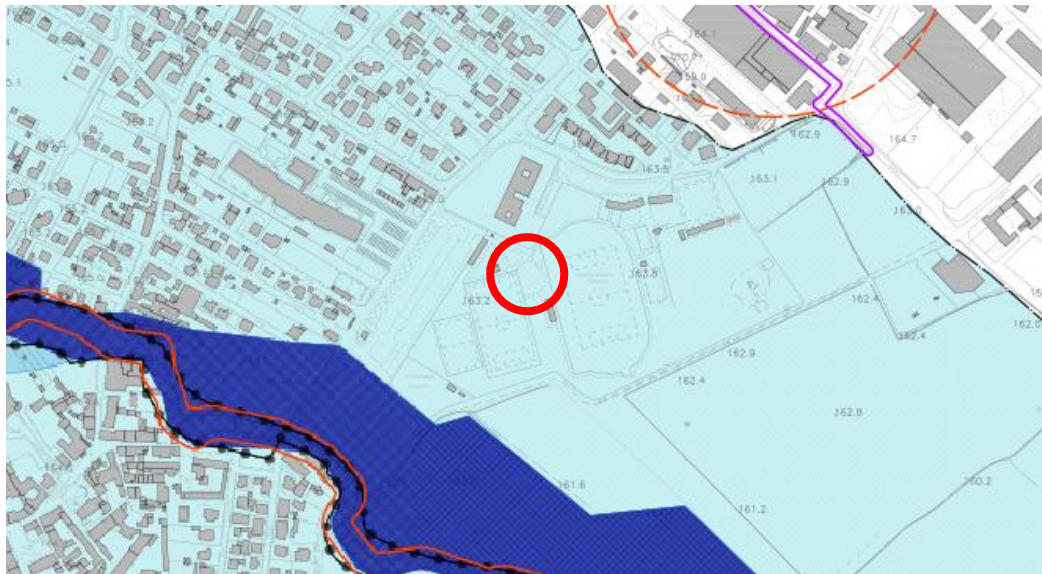


Figura 12: estratto “Sezioni idrogeologiche” - Tav. n. CG.03 della componente geologica idrogeologica e sismica del PGT – ottobre 2021

8 VINCOLI

Dal punto di vista geologico ed idrogeologico, il sito di intervento viene annoverato tra le aree potenzialmente interessate da alluvioni rare.



AREE ALLAGABILI DEL PGRA



Aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti P3/H



Aree potenzialmente interessate da alluvioni poco frequenti P2/M



Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare P1/L

VINCOLI DI POLIZIA IDRAULICA

(le distanze dai corsi d'acqua devono intendersi misurate dal piede arginale esterno o, in assenza di argini in rilevato dalla sommità della sponda incisa)



Fascia di rispetto del reticolo idrico principale estesa per 10 m dagli argini: fascia di inedificabilità assoluta estesa a 10 m dagli argini secondo quanto definito dal R.D. 523/1904



Zona di rispetto delle opere di captazione di acque destinate al consumo umano definite con criterio geometrico nelle quali è vietato l'insediamento dei centri di pericolo definiti dall'art. 94 del D. Lgs. 152/06

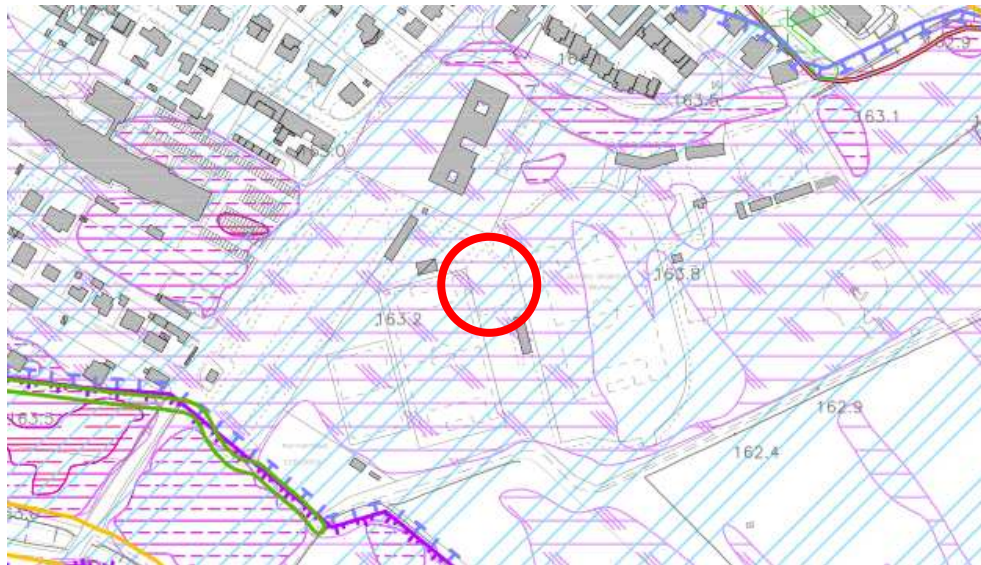
Figura 13: estratto “Carta dei Vincoli” – Tav. CG.09 della componente geologica idrogeologica e sismica del P.G.T. - ottobre 2021

9 CARTA DI SINTESI

La Carta di Sintesi identifica le aree che rappresentano le principali tipologie di fenomeni che agiscono sul territorio, mettendo in risalto le differenze tra fenomeni già in atto e quelli che sono solo potenziali e che potrebbero avvenire in conseguenza di condizioni eccezionali o per effetto dell'attività antropica. Una stessa tipologia di fenomeno può inoltre avere gradi di intensità e distribuzione diversa in ragione delle caratteristiche morfologiche e geologico-tecniche del territorio.

Nello specifico, il sito di intervento viene indicato come:

- A grado elevato di vulnerabilità della falda
- Appartenente ad aree direttamente coinvolgibili da inondazioni



Aree con grado di vulnerabilità della falda elevato



Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena catastrofica definita dal PAI (Fascia C); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni rare (aree P1/L – Tr = 500 anni)



Aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni al verificarsi della piena di riferimento (Tr 100 anni) con pericolosità H4



Aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni al verificarsi della piena di riferimento (Tr 100 anni) con pericolosità H3



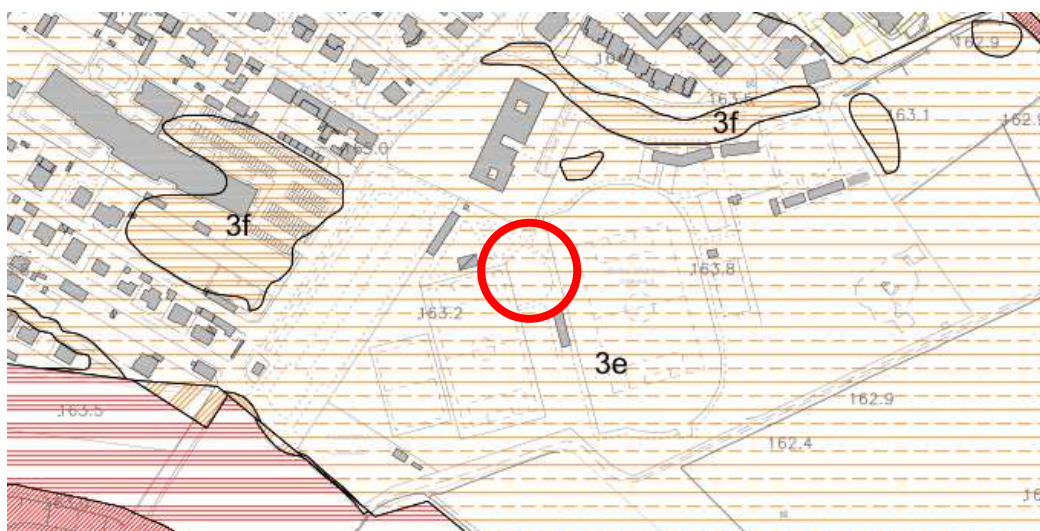
Aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni al verificarsi della piena di riferimento (Tr 100 anni) con pericolosità H2

Figura 14: estratto “Sintesi degli elementi conoscitivi” – Tav. CG.08 della componente geologica idrogeologica e sismica del P.G.T – ottobre 2021

10 FATTIBILITÀ GEOLOGICA

La Carta della Fattibilità geologica per le azioni di piano del vigente allegato geologico al PGT comunale fornisce le indicazioni sulle limitazioni e destinazioni d'uso del territorio, a cui sono affiancate le norme geologiche di attuazione che riportano la relativa normativa d'uso, nonché indica le prescrizioni per gli interventi urbanistici, agli studi ed indagini da effettuare per gli approfondimenti richiesti, alle opere di mitigazione del rischio ed alle necessità di controllo dei potenziali fenomeni naturali.

L'area oggetto d'intervento appartiene alla **Classe di Fattibilità 3e**.



CLASSE DI FATTIBILITÀ D.G.R. IX/2616/11	PRINCIPALI CARATTERISTICHE	PARERE GEOLOGICO SULLA MODIFICA DI DESTINAZIONE D'USO
3e Aree a basso rischio di esondazione	Aree a basso rischio di esondazione, potenzialmente interessate da alluvioni rare, e conseguenti allagamenti urbani, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena catastrofica definita dal PAI (Fascia C); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni rare (aree P1/L – Tr = 500 anni); aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni con pericolosità H2.	Favorevole ma con consistenti limitazioni di carattere idraulico che richiedono verifiche locali preventive alla progettazione per minimizzare l'esposizione al rischio.
3f Aree a moderato rischio di esondazione	Aree a moderato rischio di esondazione comprendenti: aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni poco frequenti (aree P2/M – Tr = 100 anni); aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni al verificarsi della piena di riferimento (Tr 100 anni) con pericolosità H3.	Favorevole ma con consistenti limitazioni di carattere idraulico che richiedono verifiche locali preventive alla progettazione per minimizzare l'esposizione al rischio.
4a Aree ad elevato rischio di esondazione	Aree ad elevato rischio di esondazione, esterne al centro edificato, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena definita dal PAI (Fascia A); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni frequenti (aree P3/H - Tr = 10 anni); aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni al verificarsi della piena di riferimento (Tr 100 anni) con pericolosità H4.	Non favorevole per le gravi limitazioni di carattere idraulico

Figura 15: estratto “Carta della fattibilità geologica delle azioni di piano” – Tav. CG.10 della componente geologica idrogeologica e sismica del P.G.T. – ottobre 2021

Le caratteristiche e le relative prescrizioni indicate dal P.G.T. per le classi di fattibilità di interesse sono riportate di seguente:

Classe 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni:

La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Classe 3e – Aree a basso rischio di esondazione

Principali caratteristiche: *Aree a basso rischio di esondazione, potenzialmente interessate da alluvioni rare, e conseguenti allagamenti urbani, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena catastrofica definita dal PAI (Fascia C); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni rare (aree P1/L – Tr = 500_anni); aree individuate dallo studio idraulico come direttamente coinvolgibili da inondazioni con pericolosità H2.*

Parere geologico sulla modifica di destinazione d'uso del suolo: *Favorevole ma con consistenti limitazioni di carattere idraulico che richiedono verifiche locali preventive alla progettazione per minimizzare l'esposizione al rischio.*

Azioni edificatorie e opere ammissibili: *In generale, sono ammissibili opere edificatorie di ogni tipologia, comprese quelle che prevedono una significativa estensione areale. Sono auspicabili interventi di prevenzione del dissesto idrogeologico e regimazioni idrauliche.*

Approfondimenti ed indagini minime necessarie a supporto degli interventi: *Per tutte le opere e azioni edificatorie sono sempre necessarie indagini geognostiche commisurate alla tipologia e all'entità dell'intervento in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 e la conseguente valutazione della resistenza dei terreni nei confronti dei carichi indotti e della stabilità dei fronti di scavo. È inoltre necessaria la valutazione della compatibilità idraulica nei riguardi delle condizioni locali di rischio secondo la metodologia riportata nell'Allegato 4 della D.G.R. IX/2616/2011.*

Nello specifico andrà valutata la compatibilità dell'intervento rispetto ai risultati dello studio idraulico contenuto nel presente documento: confronto con le altezze idriche e le velocità di corrente massime per i diversi tempi di ritorno e valutazione delle condizioni di pericolosità e di

rischio sulle opere in progetto e sugli usi previsti, nelle condizioni di stato di fatto e a seguito della realizzazione dell'intervento, e gli effetti delle opere in progetto, sulle aree circostanti per effetto della realizzazione dell'intervento. Per interventi che non comportino modifiche e/o aperture delle parti esterne o, più in generale, non influiscano direttamente sulle condizioni di pericolosità, lo studio di compatibilità idraulica può essere sostituito da apposita asseverazione firmata da tecnico abilitato, dove devono essere specificate le condizioni di pericolosità contenute nel PGT che coinvolgono l'immobile oggetto di intervento e che devono rimanere inalterate anche a seguito dell'intervento stesso.

Interventi da prevedere in fase progettuale: Sono sempre da prevedere opere di regimazione delle acque superficiali e il ricorso ad accorgimenti costruttivi che impediscano danni di carattere idraulico a beni e strutture, quali quelli indicati nell'Allegato 4 della D.G.R. IX/2616/2011 (vedi introduzione al paragrafo precedente). Va prevista la rinuncia del soggetto interessato al risarcimento in caso di danno idraulico, escludendo da ogni responsabilità l'Amministrazione pubblica in ordine ad eventuali futuri danni a cose e a persone comunque derivanti dalle condizioni di pericolosità presenti e da quelle di vulnerabilità dell'immobile interessato.

11 INDAGINE GEOGNOSTICA E TROMOGRAFICA IN SITO

11.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

Sull'area di interesse sono state realizzate due prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e 2 acquisizioni tromografica (HVSr).

Le prove penetrometriche dinamiche (DPSH) sono state svolte secondo le procedure ISSMF del 1998 ed in conformità alle attuali norme A.G.I.

Nel presente lavoro si assume che le quote di riferimento siano quelle del piano di inizio prova in rapporto al quale sono state ubicate le indagini geognostiche; eventuali variazioni dell'ordine del centimetro non influiscono sui risultati delle verifiche.

La posizione delle indagini è riportata nell'immagine seguente.

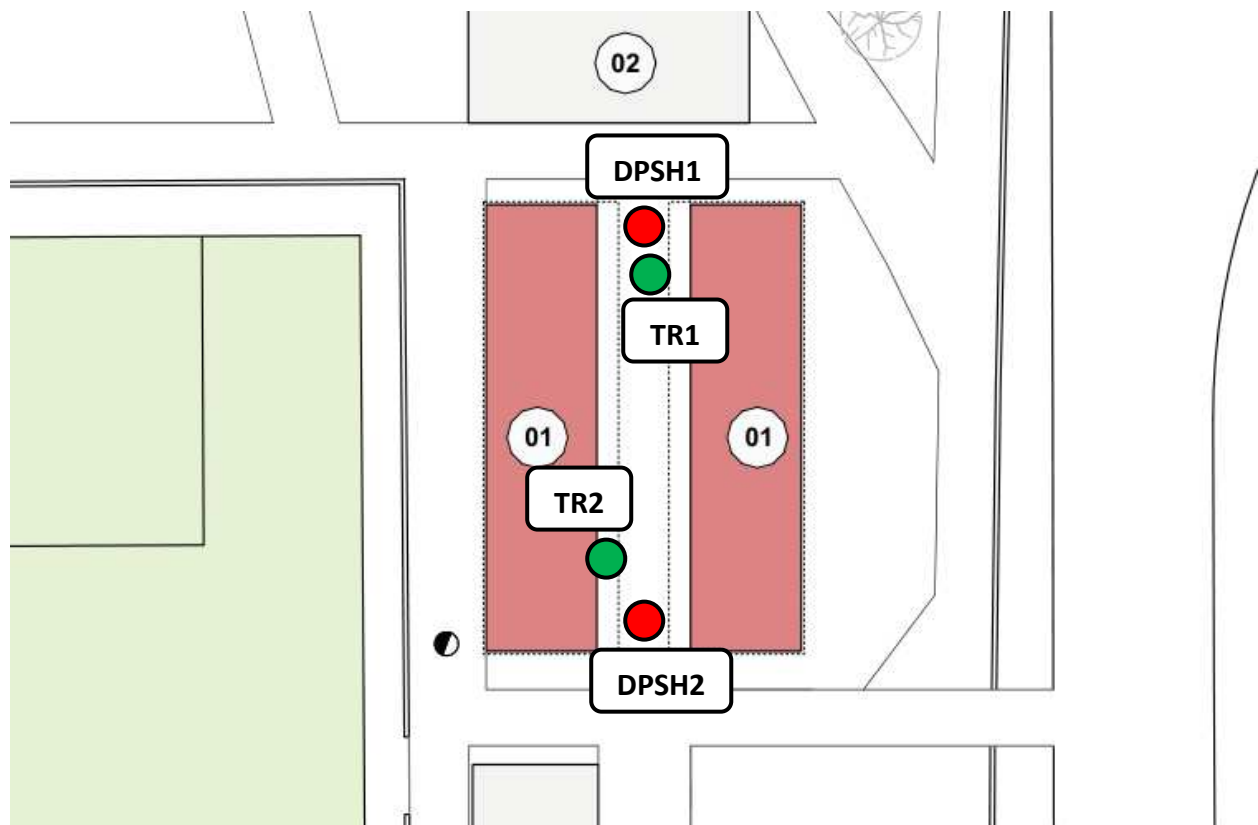



Figura 16: ubicazione indagini geognostiche

 Prova penetrometrica dinamica (DPSH)

 Acquisizione tromografica (TR)

11.2 Descrizione della prova penetrometrica dinamica super pesante DSPH

La prova penetrometrica dinamica DSPH è una prova puntuale che consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio prolungabile ad una batteria di aste di diametro di 36 mm le quali possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio, avente un diametro di 48 mm. Il penetrometro utilizzato in questa indagine è un PAGANI TG 63-100 Super Pesante tipo "Meardi". L'energia di infissione è fornita da un maglio del peso di 63.5 kg che cade da un'altezza costante di 75,0 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico. Nel corso della prova si rileva il numero di colpi necessari per la penetrazione di 20 cm della punta ed alternativamente del rivestimento. La diffusione di questo tipo di prova e la sua standardizzazione consentono di ottenere una eloquente caratterizzazione dei terreni indagati ed un'interpretazione dei fondamentali parametri geotecnici, attraverso l'utilizzo delle principali correlazioni presenti in letteratura.

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DSPH TG 63-100 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094	Peso aste a metro	6.20 Kg/m
Peso Massa battente	63.5 Kg	Prof. giunzione prima asta	0.40 m
Altezza di caduta libera	0.75 m	Avanzamento punta	0.20 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg	Numero colpi per punta	N (20)
Diametro punta conica	50.00 mm	Rivestimento/fanghi	No
Area di base punta	20.43 cm ²	Angolo di apertura punta	60°
Lunghezza delle aste	1 m		



Figura 17: prove penetrometriche dinamiche DSPH

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 - Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 - 333 8956923 - e-mail: info@geocomo.com - www.geocomo.com

Calcolo di N1, 60

Le correlazioni empiriche più recenti tra NSPT e angolo di resistenza al taglio dei terreni granulari sono impostate con i valori della resistenza penetrometrica in termini di N60 (NSPT=N60 secondo Cestari, 1996) o di N1,60, valore normalizzato ad una pressione geostatica verticale di 1 bar tramite l'applicazione del coefficiente CN (Liao e Withman 1986)

$$N60 = NSPT * CE$$

N60: Valore di NSPT corretto per una efficienza del 60% (**secondo Cestari N60=NSPT**)

$$CE = ER/60$$

Le energie dai vari sistemi variano dal 45% al 98%

$$N1,60 = NSPT * CE * CN * CR * CB * CS$$

$$CN = (Pa / \sigma'_v)^{1/2} \text{ Liao e Withman (1986)}$$

pa=pressione atmosferica= 98.1

$$CN = 2 / (1 + \sigma'_v/100) \text{ Skempton (1986) Sabbie Fini}$$

$$CN = 3 / (2 + \sigma'_v/100) \text{ Skempton (1986) Sabbie Grosse}$$

Normalizzazione ad una tensione efficace di 100 Kpa (1 Kg/cmq)

CN: Coefficiente normalizzazione tensione litostatica

CE: Correzione rapporto energia

CR: Correzione lunghezza aste

CB: Correzione diametro foro

CS: Correzione metodo di campionamento

ER: Rendimento del sistema di battuta secondo la norma ASTM D-4633-86

CN nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2 e preferibilmente non deve essere superiore a 1.5. La correzione CN va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo di resistenza a taglio, non va applicata al calcolo dei parametri on drenati e di deformabilità.

Per la tipologia di penetrometro utilizzato sono stati assegnati i seguenti valori:

- $CE = ER/60 = 1.22$
- $CR = 0.75$
- $CB = 1.00$
- $CS = 1.00$

11.3 Prove penetrometriche dinamiche

Prova DPSH1

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-100 PAGANI	Prova eseguita in data: 05/04/2023
Profondità prova: -9.0 m/P.C	Quota P.C.: $\approx +0.0$ m
Umidità: ≈ -5.5 m/P.C	Acqua: non osservata
Tipo elaborazione nr. colpi: medio	Per dettaglio dati vedi allegato A

Profondità (m)	Nr. colpi	Profondità (m)	Nr. colpi	Profondità (m)	Nr. colpi
0.0 ÷ 0.2	3	3.2 ÷ 3.4	15	6.4 ÷ 6.6	14
0.2 ÷ 0.4	3	3.4 ÷ 3.6	19	6.6 ÷ 6.8	19
0.4 ÷ 0.6	2	3.6 ÷ 3.8	19	6.8 ÷ 7.0	20
0.6 ÷ 0.8	7	3.8 ÷ 4.0	15	7.0 ÷ 7.2	16
0.8 ÷ 1.0	6	4.0 ÷ 4.2	12	7.2 ÷ 7.4	14
1.0 ÷ 1.2	5	4.2 ÷ 4.4	20	7.4 ÷ 7.6	20
1.2 ÷ 1.4	6	4.4 ÷ 4.6	7	7.6 ÷ 7.8	22
1.4 ÷ 1.6	5	4.6 ÷ 4.8	13	7.8 ÷ 8.0	16
1.6 ÷ 1.8	4	4.8 ÷ 5.0	16	8.0 ÷ 8.2	14
1.8 ÷ 2.0	4	5.0 ÷ 5.2	14	8.2 ÷ 8.4	24
2.0 ÷ 2.2	3	5.2 ÷ 5.4	13	8.4 ÷ 8.6	25
2.2 ÷ 2.4	3	5.4 ÷ 5.6	17	8.6 ÷ 8.8	24
2.4 ÷ 2.6	2	5.6 ÷ 5.8	16	8.8 ÷ 9.0	30
2.6 ÷ 2.8	3	5.8 ÷ 6.0	19	9.0 ÷ 9.2	Rifiuto
2.8 ÷ 3.0	4	6.0 ÷ 6.2	20	9.2 ÷ 9.4	
3.0 ÷ 3.2	10	6.2 ÷ 6.4	14	9.4 ÷ 9.6	

Prof. Strato (m)	N _{PDM}	Rd (Mpa)	Tipo	Coeff. di correlaz. con N _{spt}	N _{SPT}	N _{1,60}	Descrizione	Unità
0.6	2.7	27.5	Incoerente	1.46	3.9	6.1	Riporto / Terreno rimaneggiato	1
3.0	4.3	39.7	Incoerente	1.48	6.4	9.9	Sabbie limose	2
5.8	14.7	111.2	Incoerente	1.51	22.1	23.3	Sabbie limo-ghiaiose	3
≥ 9.0	21.2	132.6	Incoerente	1.53	32.4	25.0	Sabbie e ghiaie debolmente limose	4

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 - Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 - 333 8956923 - e-mail: info@geocomo.com - www.geocomo.com

Prova DPSH2

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-100 PAGANI	Prova eseguita in data: 05/04/2023
Profondità prova: -8.6 m/P.C	Quota P.C.: $\approx +0.0$ m
Umidità: ≈ -5.5 m/P.C	Acqua: non osservata
Tipo elaborazione nr. colpi: medio	Per dettaglio dati vedi allegato A

Profondità (m)	Nr. colpi	Profondità (m)	Nr. colpi	Profondità (m)	Nr. colpi
0.0 ÷ 0.2	5	3.0 ÷ 3.2	11	6.0 ÷ 6.2	28
0.2 ÷ 0.4	4	3.2 ÷ 3.4	8	6.2 ÷ 6.4	29
0.4 ÷ 0.6	2	3.4 ÷ 3.6	14	6.4 ÷ 6.6	16
0.6 ÷ 0.8	4	3.6 ÷ 3.8	11	6.6 ÷ 6.8	12
0.8 ÷ 1.0	8	3.8 ÷ 4.0	12	6.8 ÷ 7.0	14
1.0 ÷ 1.2	8	4.0 ÷ 4.2	7	7.0 ÷ 7.2	21
1.2 ÷ 1.4	6	4.2 ÷ 4.4	12	7.2 ÷ 7.4	27
1.4 ÷ 1.6	4	4.4 ÷ 4.6	11	7.4 ÷ 7.6	35
1.6 ÷ 1.8	5	4.6 ÷ 4.8	10	7.6 ÷ 7.8	38
1.8 ÷ 2.0	5	4.8 ÷ 5.0	7	7.8 ÷ 8.0	29
2.0 ÷ 2.2	3	5.0 ÷ 5.2	8	8.0 ÷ 8.2	20
2.2 ÷ 2.4	7	5.2 ÷ 5.4	12	8.2 ÷ 8.4	28
2.4 ÷ 2.6	4	5.4 ÷ 5.6	10	8.4 ÷ 8.6	31
2.6 ÷ 2.8	4	5.6 ÷ 5.8	16	8.6 ÷ 8.8	Rifiuto
2.8 ÷ 3.0	9	5.8 ÷ 6.0	20	8.8 ÷ 9.0	

Prof. Strato (m)	N _{PDM}	Rd (Mpa)	Tipo	Coeff. di corre-laz. con N _{spt}	N _{SPT}	N _{1,60}	Descrizione	Unità
0.8	3.7	38.2	Incoe-rente	1.46	5.4	8.5	Riporto / Terreno rimaneggiato	1
3.0	5.6	51.7	Incoe-rente	1.48	8.2	13.2	Sabbie limose	2
5.8	10.6	80.2	Incoe-rente	1.51	16.0	16.8	Sabbie limo-ghiaiose	3
≥ 8.6	26.5	167.8	Incoe-rente	1.53	40.5	31.8	Sabbie e ghiaie debolmente limose	4

11.4 Esame dei risultati dell'indagine diretta

Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo di interesse vengono ricavate dall'interpretazione dei diagrammi penetrometrici e dai risultati delle indagini precedentemente descritte tenendo conto delle caratteristiche geologiche generali dell'area (si veda § 7) e con i dati provenienti dalla bibliografia esistente.

Si è così pervenuti a formulare un modello geologico medio individuando distintamente quattro unità litotecniche o "strati" che verranno descritte nel seguito.

Unità litotecnica (strato) 1

L'unità 1 viene riscontrata a partire da piano campagna alle quote di profondità riportata nella tabella di seguito e presenta valori di resistenza penetrometrica N_{dpsh} medio pari a 3.3.

Rappresenta lo strato di riporto / terreno rimaneggiato superficiale eterogeneo, poco addensato e dalle scadenti caratteristiche geotecniche.

Profondità dell'unità nelle verticali di prova rispetto al P.C.		
Prova penetrometrica	Da (m/P.C.)	a (m/P.C.)
DPSH1	0.0	0.6
DPSH2	0.0	0.6

Unità litotecnica (strato) 2

L'unità 2 viene riscontrata a partire dal letto dell'unità 1 alle quote di profondità riportata nella tabella di seguito e presenta valori di resistenza penetrometrica N_{dpsh} medio pari a 5.0.

Questa unità rappresenta la porzione più superficiale e alterata dei depositi fluviali costituenti il sottosuolo dell'area in esame. In accordo con la cartografia disponibile - Figura 7 – in prossimità del piano campagna questi depositi risultano composti da granulometrie prevalentemente medio fini descrivibili come sabbie limose. Le proprietà geotecniche sono mediocri.

Profondità dell'unità nelle verticali di prova rispetto al P.C.		
Prova penetrometrica	Da (m/P.C.)	a (m/P.C.)
DPSH1	0.6	3.0
DPSH2	0.6	3.0

Unità litotecnica (strato) 3

L'unità 3 viene riscontrata a partire dal letto dell'unità 2 alle quote di profondità riportata nella tabella di seguito e presenta valori di resistenza penetrometrica N_{dpsh} medio pari a 12.7.

Il passaggio a questa unità è indicato da una diminuzione del grado di alterazione e da un aumento generale delle dimensioni granulometriche e del grado di addensamento. Da un punto di vista granulometrico può essere descritto come a dominanza di sabbie a cui si accompagnano percentuali variabili di limi e ghiaie. Le proprietà geotecniche sono discrete.

Profondità dell'unità nelle verticali di prova rispetto al P.C.		
Prova penetrometrica	Da (m/P.C.)	a (m/P.C.)
DPSH1	3.0	5.8
DPSH2	3.0	5.8

Unità litotecnica (strato) 4

L'unità 4 viene riscontrata a partire dal letto dell'unità 3 fino a quote di profondità superiori rispetto a quelle indagate dalle prove penetrometriche. All'interno di questa unità entrambe le prove giungono a rifiuto. Presenta valori di resistenza penetrometrica N_{dpsh} medio pari a 23.7.

Questa unità può essere identificata con i depositi fluviali a ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa che contraddistinguono il sottosuolo dell'area in esame. Il grado di addensamento è elevato e le proprietà geotecniche buone.

Profondità dell'unità nelle verticali di prova rispetto al P.C.		
Prova penetrometrica	Da (m/P.C.)	a (m/P.C.)
DPSH1	5.8	≥ 9.0
DPSH2	5.8	≥ 8.6

11.5 Modello geologico medio

I parametri medi delle unità litotecniche identificate sono espressi nella tabella seguente:

Parametri geotecnici medi				
Unità	1	2	3	4
Litologia presunta	Riporto / Terreno rimaneggiato	Sabbie limose	Sabbie limo-ghiaiose	Sabbie e ghiaie debolmente limose
Nspt	3.9 ÷ 5.5	6.4 ÷ 8.5	16.0 ÷ 22.1	32.4 ÷ 40.5
N1,60	6.1 ÷ 8.5	9.9 ÷ 13.2	16.8 ÷ 23.3	25.0 ÷ 31.8
γ (kg/m ³)	1700 ÷ 1750	1750 ÷ 1800	1850 ÷ 1900	1950 ÷ 2000
Dr (%)	48 ÷ 56	53 ÷ 61	69 ÷ 81	82 ÷ ≥ 90
ϕ (°)	28.9 ÷ 29.6	30.0 ÷ 30.9	32.0 ÷ 33.8	34.2 ÷ 36.1
c' (kg/cm ²)	N.c.	N.c.	N.c.	N.c.
E (kg/cm ²)	30 ÷ 32	79 ÷ 90	155 ÷ 186	461 ÷ 558

Metodi di calcolo da valori Nspt			
Angolo di resistenza al taglio	ϕ (°)	Wolff (1989)	
Densità relativa	Dr (%)	Meyerhof (1957)	
Coesione	c' (kg/cm ²)	Non calcolata	
Modulo di deformazione o di Young	E (Kg/cm ²)	Bowles	Unità 1 e 2: sabbia limosa
			Unità 3: sabbia media
			Unità 4: sabbia e ghiaia
Peso di volume naturale	γ_{nat} (kg/m ³)	Il valore del peso di volume è stato scelto in ragione degli intervalli di variazione, compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento del terreno stesso.	

I terreni sono stati considerati a comportamento granulare contraddistinti da reazioni agli sforzi di taglio imputabili essenzialmente alla resistenza per attrito interno, ossia alle forze di attrito che si generano in corrispondenza delle superfici di contatto tra i granuli.

Il sottosuolo indagato può essere modellato come nella sezione litotecnica rappresentativa seguente:

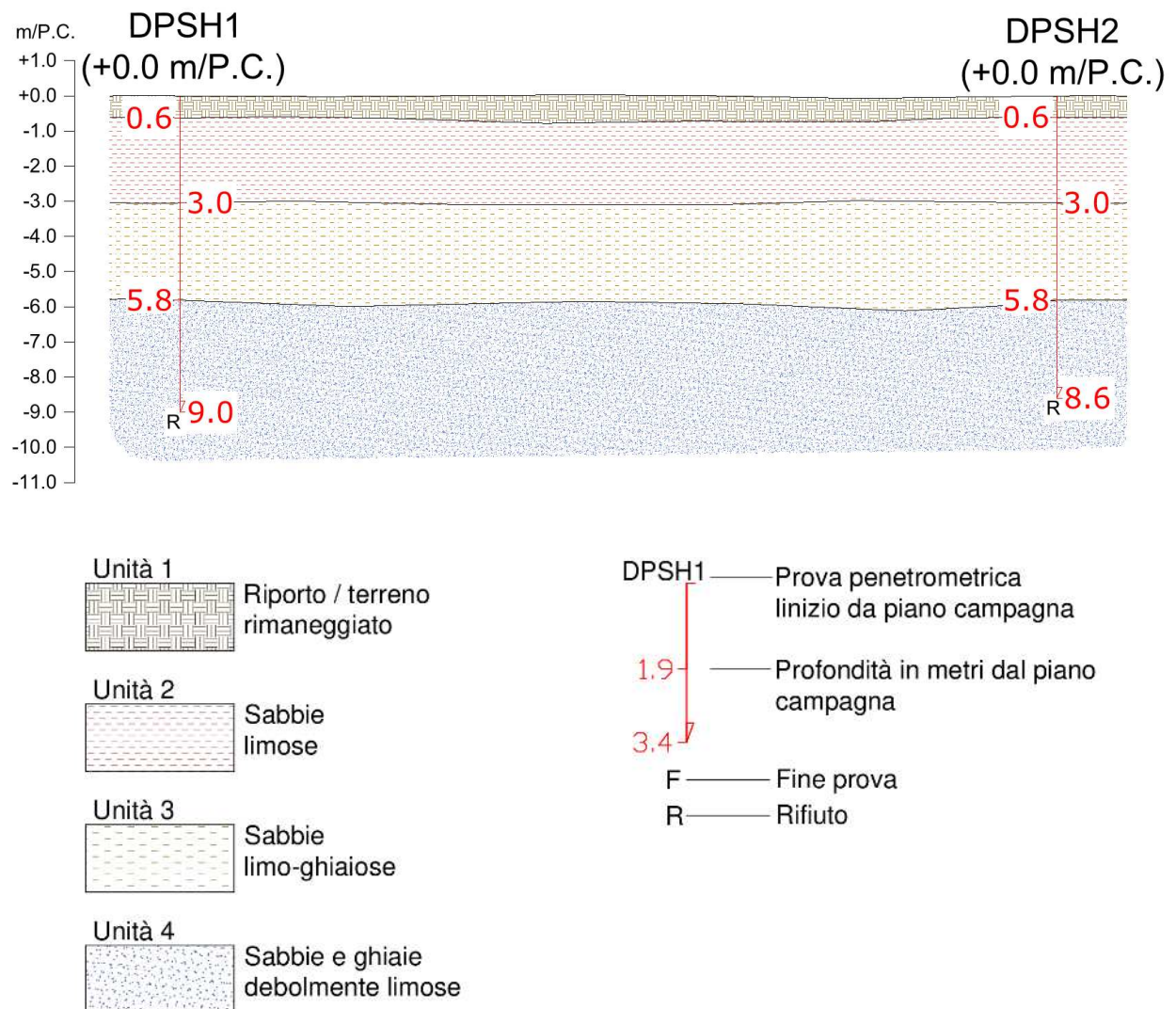


Figura 18: sezione litotecnica rappresentativa

12 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

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.

Nella tabella seguente vengono illustrati gli adempimenti e le fasi di applicazione in funzione della zona sismica di appartenenza:

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1^ livello fase pianificatoria	2^ livello fase pianificatoria	3^ livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2^ livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Ai sensi della zonazione sismica vigente l'accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni per il comune di Pogliano Milanese non supera i 0,050 g.

Il comune di Pogliano Milanese viene inserito in zona 4.

ISTAT	PROVINCIA	COMUNE	ZONA	AgMax
03015176	MI	Pogliano Milanese	4	0.0412632

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base".

La pericolosità sismica di base e di sito vengono dettagliatamente esposte nell'allegato n. C alla presente sulla base della categoria di sottosuolo ricavata dalla interpretazione dell'indagine tomografica (esposta nell'allegato B) unitamente all'indagini condotte.

Viene di seguito proposta una sintesi dei risultati ottenuti.

Zona sismica	4
$V_{s,eq}$	<u>298.50 m/s</u>
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1
Categoria Edificio	II

PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA PER TEMPI DI RITORNO				
Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,550	0,159
SLD	50	0,020	2,530	0,189
SLV	475	0,042	2,665	0,286
SLC	975	0,050	2,725	0,305

Stabilità di pendii e fondazioni				
Coefficienti	SLO	SLD	SUV	SLC
kh	0,005	0,006	0,012	0,015
kv	0,002	0,003	0,006	0,008
amax [m/s ²]	0,243	0,301	0,611	0,737
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200



Figura 19 : acquisizioni tromografiche

12.1 Amplificazione sismica

L'area di intervento risulta compresa in zona di amplificazione sismica *Z4a – zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi*.

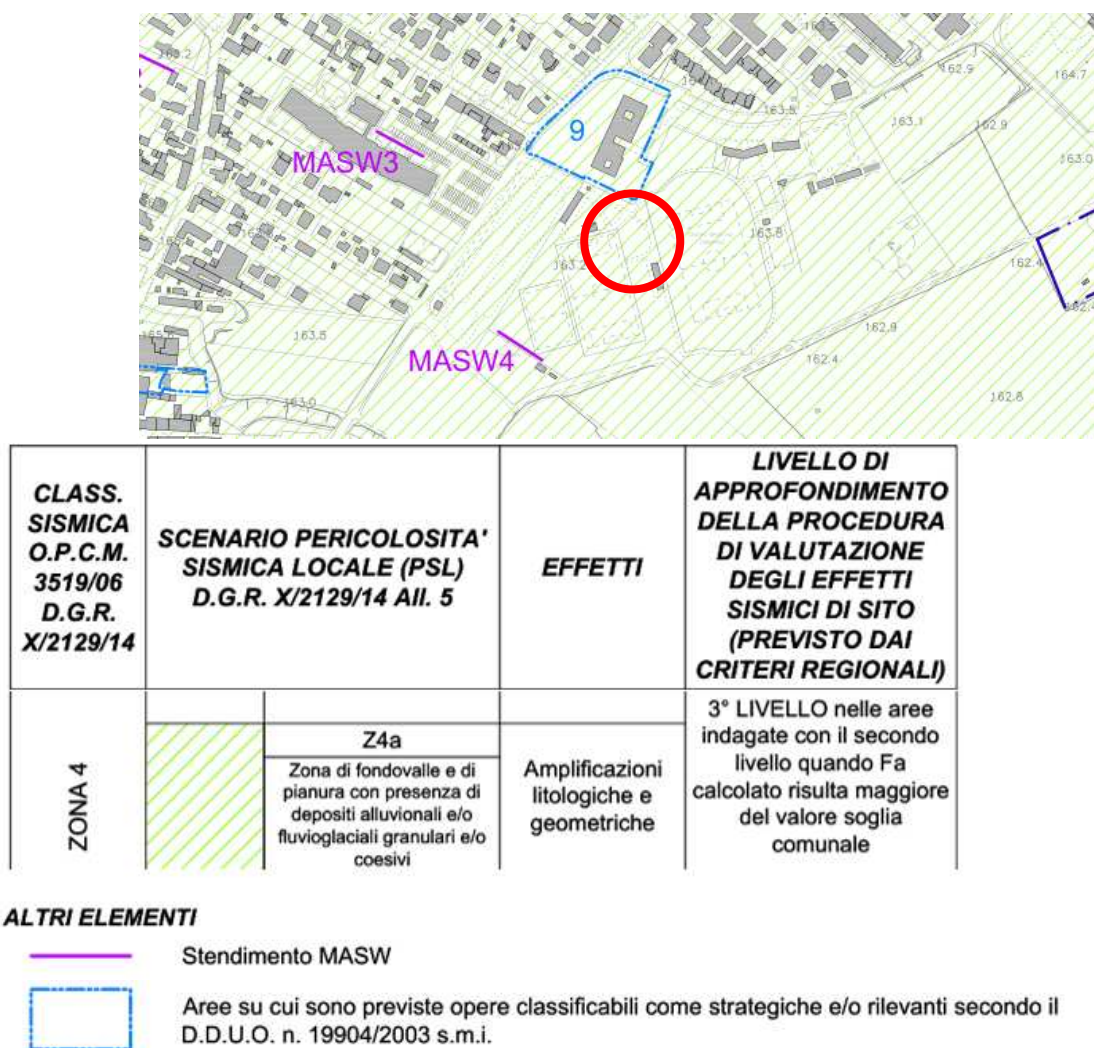


Figura 20: estratto “Carta della pericolosità sismica locale”. Tav. CG.06 della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. – ottobre 2021

12.2 Liquefazione

Come si evince dalla carta di zonazione sismica, qui sopra riportata in stralcio, nell'area in esame non sono stati evidenziate zone soggette a fenomeni di liquefazione, i dati inerenti l'indagine geotecnica svolta ed il contesto geologico del sito di intervento, confermano quanto evidenziato nella precedente fase pianificatoria ossia facendo riferimento ai criteri di esclusione della verifica alla liquefazione indicati nel D.M.17.01.2018 e nell'Eurocodice 8, si può escludere il verificarsi del fenomeno nel sito indagato rilevando che le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano minori di 0,1 g; (è l'agmax = ag.Ss.ST free field).

13 VALUTAZIONI DI ORDINE GEOLOGICO RELATIVE L'INTERVENTO PREVISTO

A seguito degli esiti delle analisi/valutazioni geologiche documentate ai paragrafi precedenti, il quadro geologico caratteristico per l'area presenta condizioni favorevoli ai fini della realizzazione dell'intervento previsto, qualora si valuti correttamente quanto fin qui argomentato nella presente e ancora di seguito.

13.1 Modello geologico

L'indagine compiuta ha mostrato un primo sottosuolo costituito da una successione di orizzonti di depositi terrigeni di origine fluviale articolati come segue:

- Unità 1: riporto / terreno rimaneggiato dalle scadenti proprietà geotecniche (fino a 0.6 ÷ 0.8 m/P.C.)
- Unità 2: sabbie limose dalle mediocri proprietà geotecniche (fino a 3.0 m/P.C.)
- Unità 3: sabbie limose con ghiaie dalle discrete proprietà geotecniche (fino a 5.8 m/P.C.)
- Unità 4: sabbie e ghiaie debolmente limose dalle buone proprietà geotecniche (fino a profondità maggiori rispetto a quelle rilevate dall'indagine realizzata).

Per informazioni di maggior dettagli riguardo al modello geologico del sottosuolo e alle proprietà geotecniche dei terreni rilevati fare riferimento ai capitoli 11.4 e 11.5 e alla sezione litotecnica rappresentativa in Figura 18.

13.2 Fondazioni

Le opere in progetto prevedono delle fondazioni superficiali. L'unità 1 (riporto / terreno rimaneggiato) risulta eterogeneo e con caratteristiche geotecniche non idonee all'appoggio delle fondazioni. Per tale motivo, la profondità di posa dovrà essere tale da garantire l'appoggio della base della fondazione nell'ambito dell'unità 2. Sulla base delle risultanze d'indagine l'appoggio delle nuove fondazioni dovrà dunque essere realizzato ad una profondità ≥ -0.60 m da piano campagna. Si ritiene inoltre necessario che in sede di scavo sia verificato l'effettivo raggiungimento dell'unità 2 su tutta l'impronta di fondazione.

In ragione del mediocre modulo elastico attribuibile all'unità 2 si sottolinea l'importanza della verifica di compatibilità delle strutture con i cedimenti attesi.

13.3 Circolazione idrica

All'atto del rilievo in sito non è stata rilevata alcuna venuta idrica. Sulle aste delle prove penetrometriche si è osservata la presenza di umidità a partire da circa 5.5 m da piano campagna. In valutazione del contesto geologico e geomorfologico non si esclude che possano venirsi a formare, anche a ridotte profondità, falde idriche locali di ridotta estensione laterale in concomitanza di periodi particolarmente piovosi.

In ogni caso, vista la tipologia di opera da realizzare caratterizzata da fondazioni solamente superficiali, è possibile escludere qualsiasi tipo di interazione tra le opere in progetto e la circolazione idrica nel sottosuolo.

13.4 Smaltimento e gestione delle acque

L'allontanamento o lo smaltimento delle acque dovrà realizzarsi in conformità alle vigenti norme sia tecniche, non ultima l'invarianza idrogeologica ed idraulica, che di tutela delle acque dall'inquinamento e conformemente alle N.T.A. del vigente allegato geologico. Le opere di gestione delle acque saranno progettate dal professionista incaricato.

13.5 Rischio idraulico

Il settore di territorio dove si trova il sito di intervento viene indicata dalla cartografia disponibile (Figura 13, Figura 14, Figura 15 e Figura 21) come un'area potenzialmente interessata da alluvioni rare direttamente coinvolgibili da inondazioni con pericolosità H2.

Lo studio idraulico annesso al P.G.T. comunale classifica in categoria H2 (pericolosità media) *“tiranti fino a un massimo di 30 cm e velocità massime di 0,6 m/s”*.

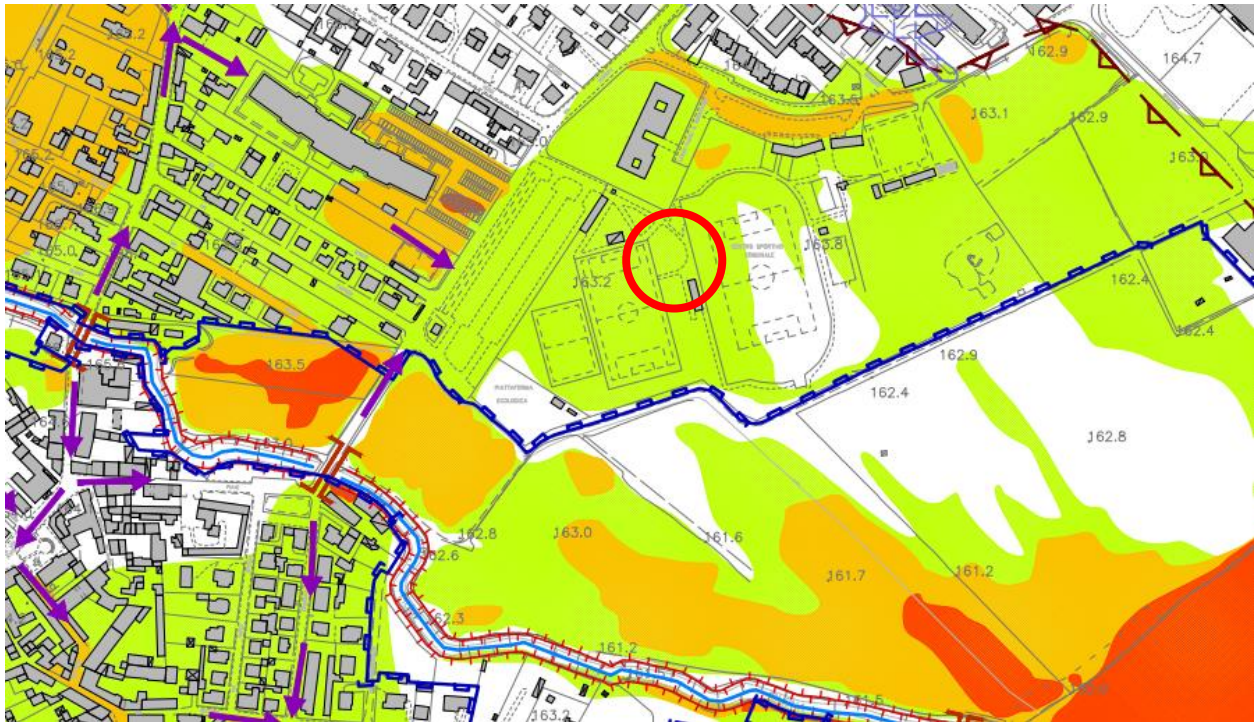


Figura 21: estratto “Esiti dello studio idraulico” – Tav. CG.07b della componente geologica idrogeologica e sismica del P.G.T – ottobre 2021

Secondo le N.T.A., l’edificazione in tali aree deve essere subordinata ad una valutazione della compatibilità idraulica nei riguardi delle condizioni locali di rischio secondo la metodologia riportata nell’Allegato 4 della D.G.R. IX/2616/2011. La sopracitata D.G.R. richiede che la valutazione sia in capo a un ingegnere abilitato di provata esperienza: *“Gli studi di supporto alle valutazioni idrauliche di cui sopra devono essere sviluppati da un ingegnere abilitato di riconosciuta esperienza e capacità nella esecuzione di stime idrologiche, calcoli idraulici e mappatura delle aree a rischio, anche mediante utilizzo di codici di calcolo per l’idraulica fluviale”*. Scopo principale della valutazione di compatibilità idraulica sarà di operare un confronto con le altezze idriche e le velocità di corrente massime per i diversi tempi di ritorno e valutazione delle condizioni di pericolosità e di rischio sulle opere in progetto e sugli usi previsti, nelle condizioni di stato di fatto e a seguito della realizzazione dell’intervento, e gli effetti delle opere in progetto, sulle aree circostanti per effetto della realizzazione dell’intervento.

13.6 Scavi

L'intervento in esame prevede delle operazioni di escavazione limitate alla posa delle fondazioni che dovrebbero essere nell'ordine dei 60 cm da piano campagna.

Si raccomanda comunque quanto segue:

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo, si raccomanda di non superare i 70° di inclinazione sul metro di escavazione. I materiali interessati dallo scavo sono particolarmente sensibili alla variazione delle caratteristiche geotecniche in funzione del contenuto d'acqua si raccomanda perciò di proteggere le pareti dello scavo con appositi teli impermeabili.

Si pone in evidenza come sia necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: nello scavo di pozzi e di trincee profondi più' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- DM 17 01 18 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

13.7 Valutazioni conclusive

L'intervento in oggetto apporterà delle modifiche tali da lasciare sufficienti margini di sicurezza nei confronti dell'insorgenza di problematiche geotecniche durante le fasi di lavorazione.

Si raccomanda la direzione lavori, nello spirito degli Eurocodici, di vigilare durante le fasi di cantierizzazione e di realizzazione delle opere in modo da valutare prontamente l'insorgere di eventuali criticità od il manifestarsi di condizioni diverse da quelle attese.

Ferma restando la corretta valutazione delle risultanze riportate nella presente, la corretta applicazione delle regole costruttive vigenti ed il rispetto dei vincoli esistenti non esistono particolari controindicazioni in merito all'esecuzione dell'intervento oggetto della presente, che risulta compatibile con le indicazioni dell'allegato geologico a corredo del PGT comunale.

Como, 18 aprile 2024

Dott. Geol. Maurizio Ronchetti



14 ALLEGATI

Allegato A – Prove penetrometriche dinamiche

Allegato B – Report acquisizione tomografica

Allegato C – Pericolosità sismica

Allegato D – Tavole di progetto

Allegato D – Relazione geotecnica

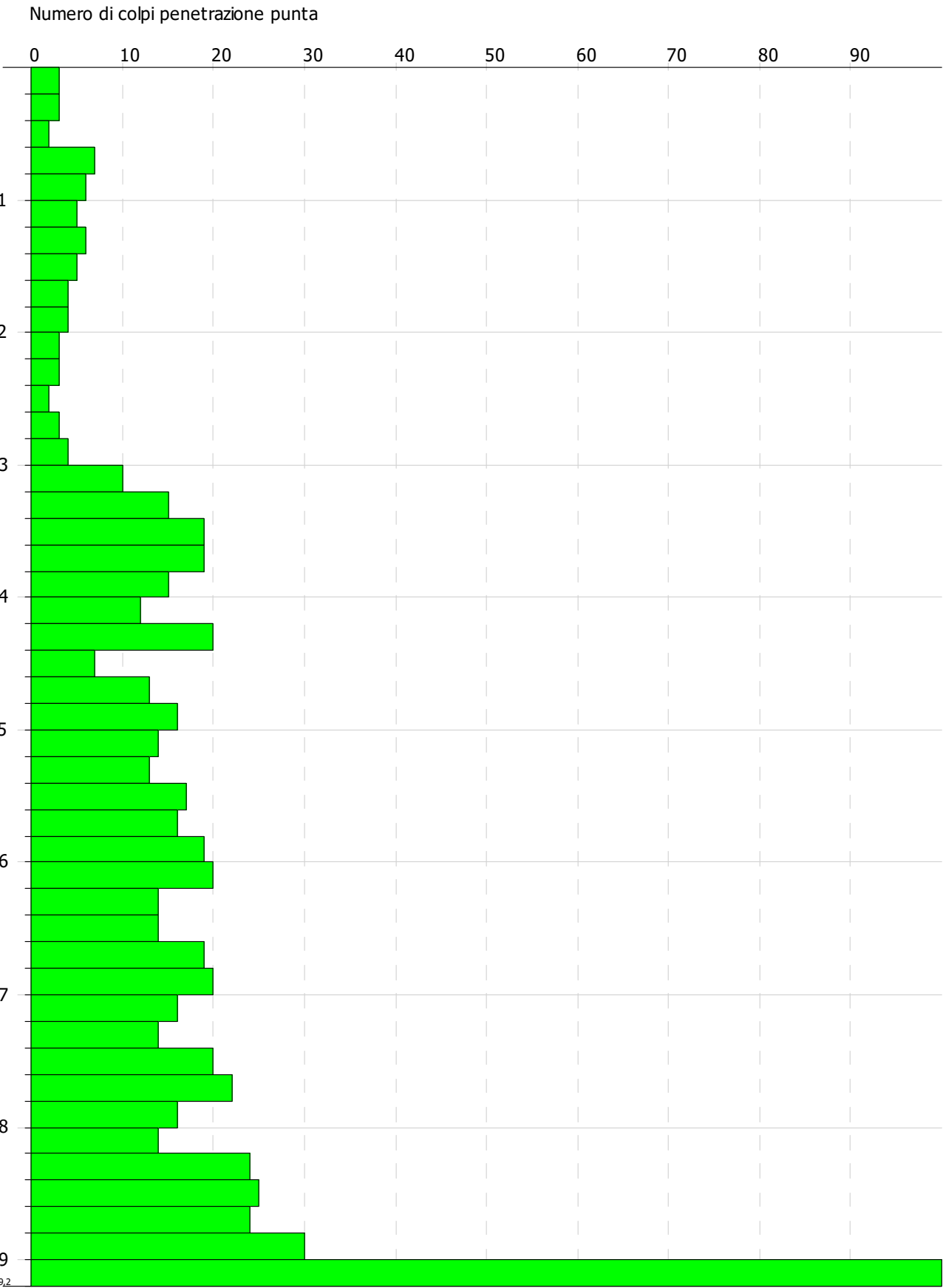
ALLEGATO A

DIAGRAFIE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente:
Descrizione:
Localita':

05/04/2024

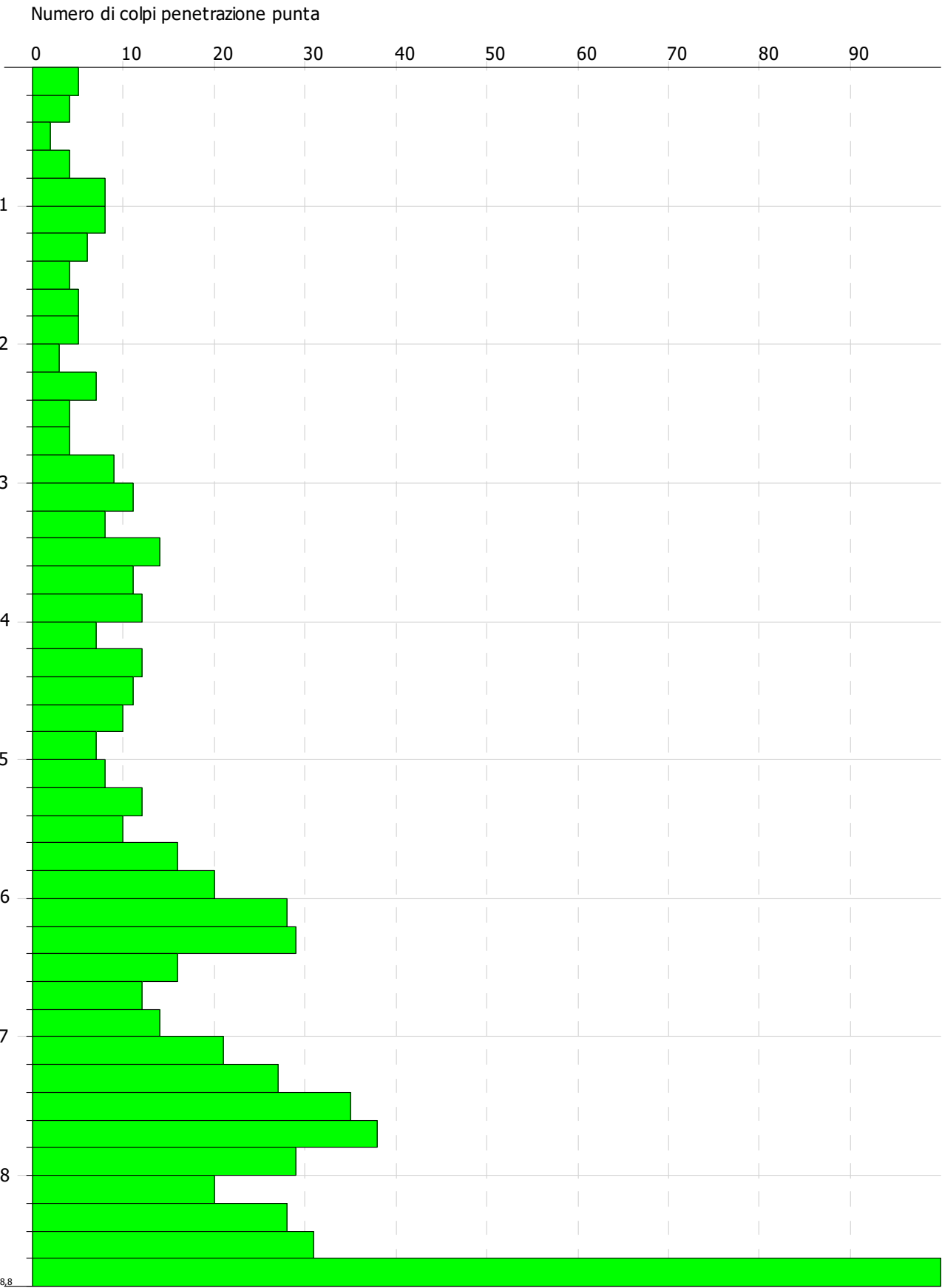
Scala 1:43



Committente:
Descrizione:
Localita':

05/04/2024

Scala 1:41



ALLEGATO B
ACQUISIZIONE TROMOGRAFICA

1 CENNI SULLA TEORIA DELLA TECNICA HVSR

La tecnica HVSR permette di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo Vs30 attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

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

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

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

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

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

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

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito. L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo Vs30.

2 STRUMENTO DI ACQUISIZIONE

Per l'acquisizione è stato impiegato il seguente strumento: **ECHO TROMO HVSR 3**

Di seguito sono indicate le principali caratteristiche tecniche:

Number of channels	3 with differential input
AD conversion	24 bits
Dynamic range	130dB@1ms PG=0dB 120dB@1ms PG=18dB
Cross talk	>90dB
Preamplify gain	1-2-4-8-16-32
Frequency response MASW	0 to 400Hz (1KSPS)
Frequency response HVSR	Selectable 78-155-311-415-622-1244 Hz
Sampling Interval	12.8 -6.4-3.2-2.4-1.6-0.8 ms
Record Length	Depends on the SDcard capacity
Distorsion (THD)	0,0004%
Max Input signal	1Vpp, 0dB
CMR	110dB (fCM = 60Hz fDATA = 30kSPS)
Noise	0,25uV, 2ms 36dB
Delay	0 to 100 sec
Temperature range	-30°C +70°C
Power	9.6 Volt
Continuous recording	yes
Output format:	SEG Y / SAF (SESAME ASCII FORMAT)

L'elaborazione dei dati raccolti impiega Easy HVSR un software per l'analisi di registrazioni di rumori ambientali nelle tre direzioni ortogonali a stazione singola, secondo la tecnica di Nakamura.

3 ACQUISIZIONE

3.1 Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3

Durata registrazione: 1200 s

Frequenza di campionamento: 157.00 Hz

Numero campioni: 188400

Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:

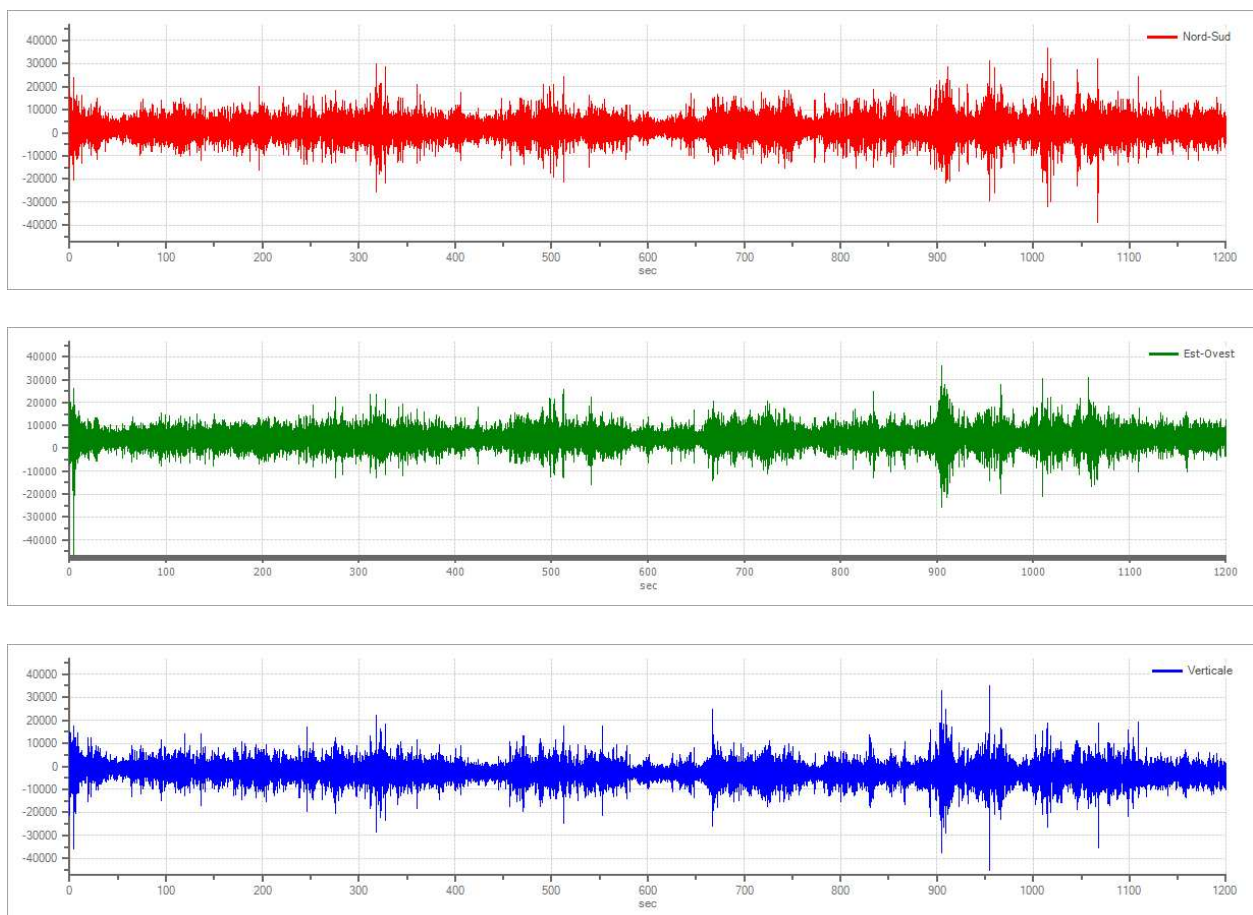


Figura 1: tracce in direzione rispettivamente Nord-Sud, Est-Ovest e verticale

Finestre selezionate**Dati riepilogativi:**

Numero totale finestre selezionate: 55

Numero finestre incluse nel calcolo: 55

Dimensione temporale finestre: 20.000 s

Tipo di lisciamiento: Konno & Ohmachi

Percentuale di lisciamiento: 10.00 %

Coefficiente di banda: 40.00

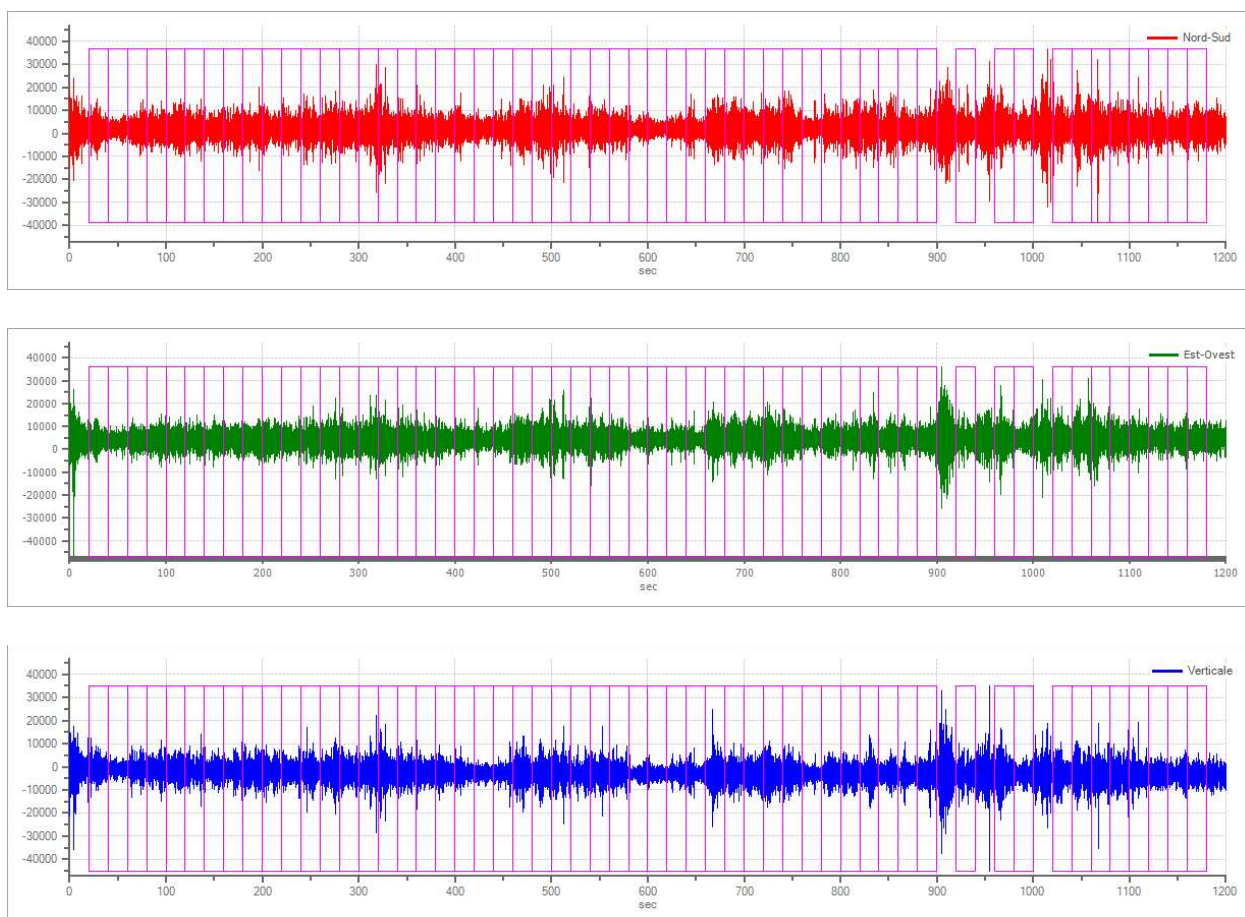
Grafici tracce con finestre selezionate:

Figura 2: finestre selezionate per le tracce in direzione rispettivamente Nord-Sud, Est-Ovest e verticale

Grafici degli spettri

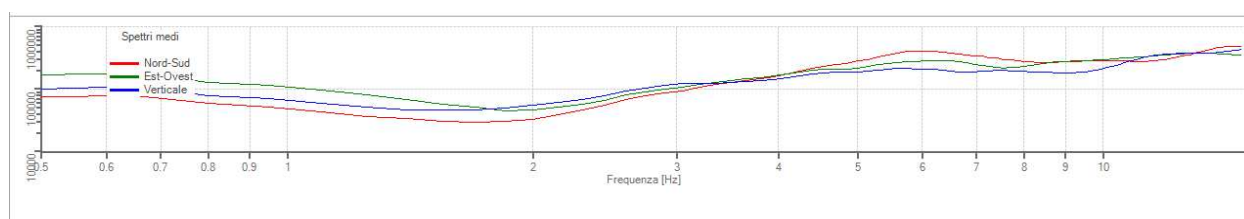


Figura 3: spettri medi nelle tre direzioni

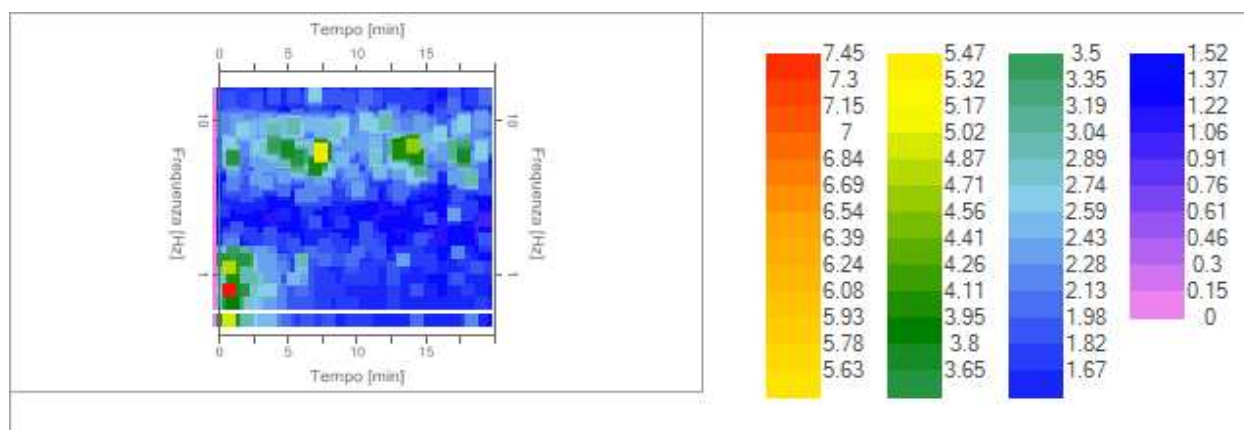


Figura 4: mappa della stazionarietà degli spettri

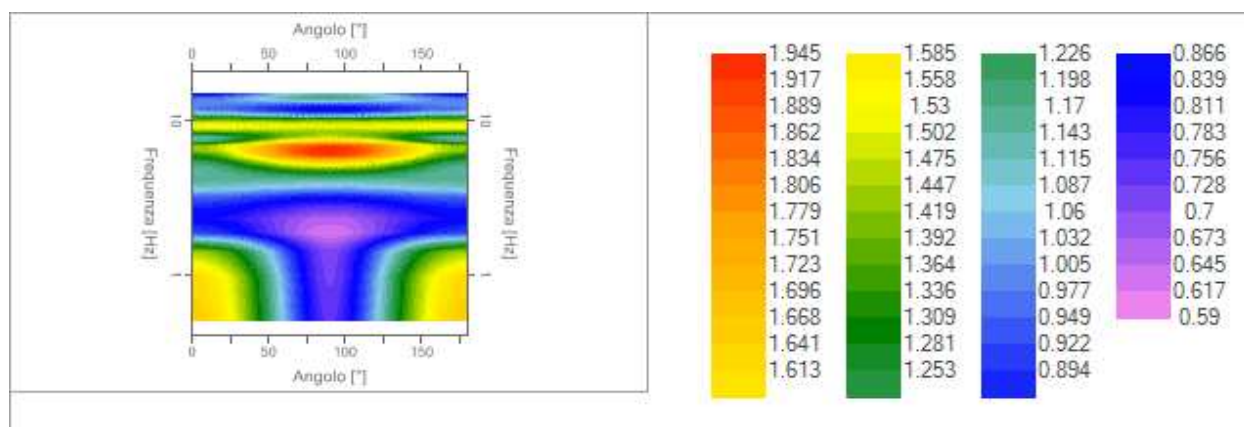


Figura 5: mappa della direzionalità degli spettri

3.2 Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 15.00 Hz

Frequenza minima: 0.50 Hz

Passo frequenze: 0.15 Hz

Tipo lisciamento: Konno & Ohmachi

Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Tipo di somma direzionale: Media geometrica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 8.45 Hz \pm 0.28 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V

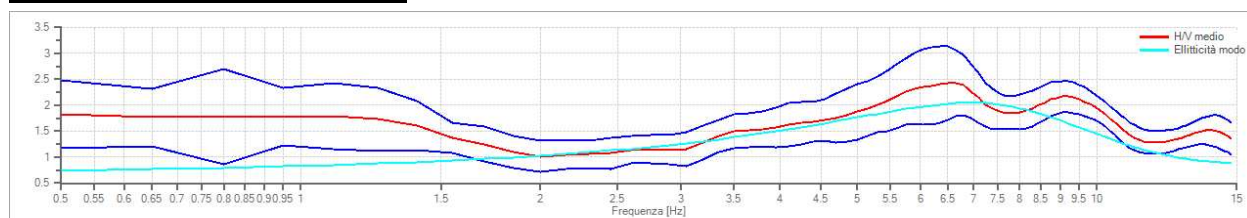


Figura 6: rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

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

3.3 Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 5

Frequenza del picco dell'ellitticità: 6.95 Hz

Valore di disadattamento: 0.20

Valore Vseq: 298.50 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	0.7	90
2	0.7	2.6	140
3	3.3	3	220
4	6.3	6	310
5	12.3	20	430

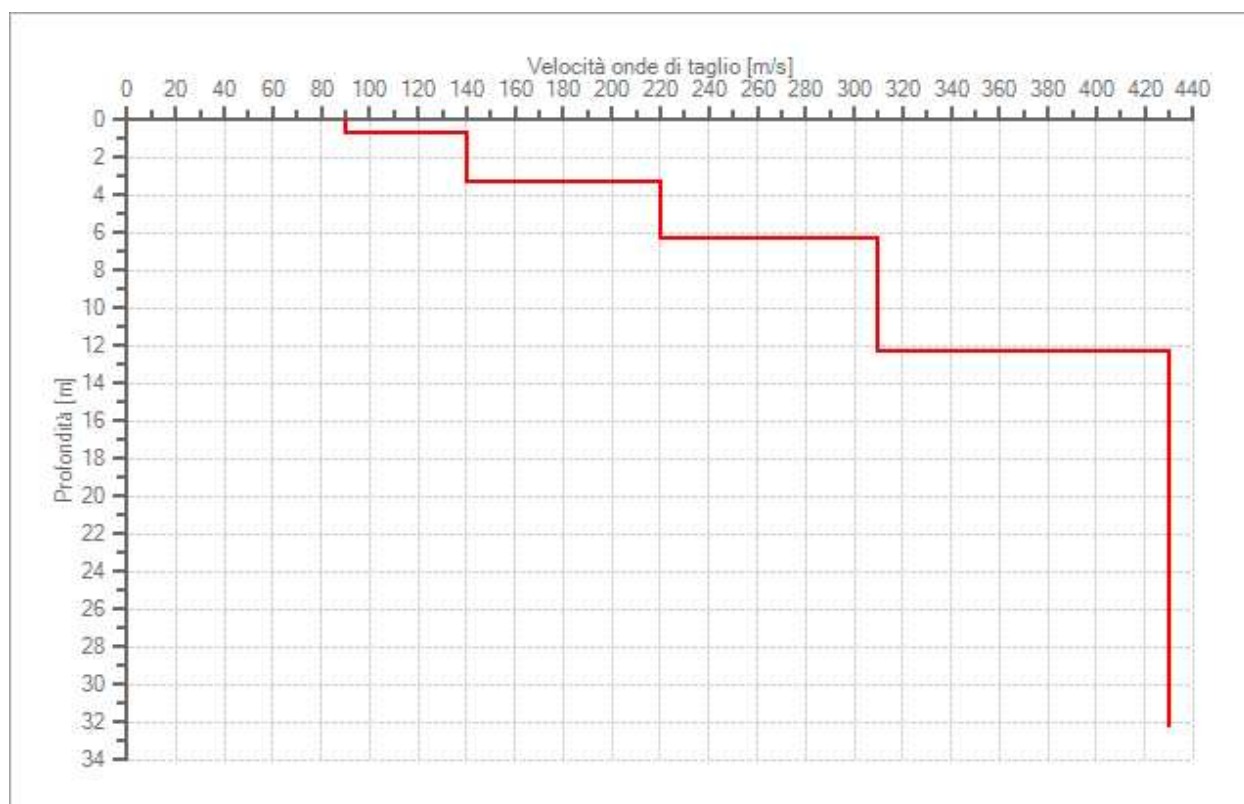


Figura 7: profilo delle velocità delle onde di taglio

3.4 Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo secondo il D.M.

17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica basato sulla stima del parametro $V_{s,eq}$. Per $V_{s,eq}$ s'intende la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata come la media pesata delle velocità delle onde S calcolata secondo la relazione:

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

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

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

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

Sulla base del valore calcolato di $V_{s,eq}$ vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

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

4 CONCLUSIONI

Dal modello stratigrafico deduciamo un valore di $V_{s,eq}$ uguale a:

$$\underline{V_{s,eq} = 298.50 \text{ m/s}}$$

In base al modello stratigrafico, alla velocità sismica ricavata e secondo il **D.M. 17.01.2018**, il sito ricade in ***categoria di sottosuolo C***.

ALLEGATO C
PERICOLOSITÀ SISMICA

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 -Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 – 333 8956923 – e-mail:info@geocomo.com - www.geocomo.com

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	3
3	STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO.....	5
4	DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	7
5	PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO	11
5.1	Coefficienti sismici.....	11
5.2	Stabilità dei pendii e fondazioni	12
6	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	13
7	PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO	16

1 PREMESSA

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 il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito 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.

2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

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

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 NTC 2018, 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.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

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 NTC 2018 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 di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. $C_U = 2.0$;

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

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

3 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 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 e 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. 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

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

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:

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

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

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

4 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, 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 NTC 2018 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 NTC 2018 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 NTC18:

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 (Tabella 4.1), contenuta nell'Allegato B delle NTC18 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- 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.

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

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC18:

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

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , 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 NTC18:

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

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.

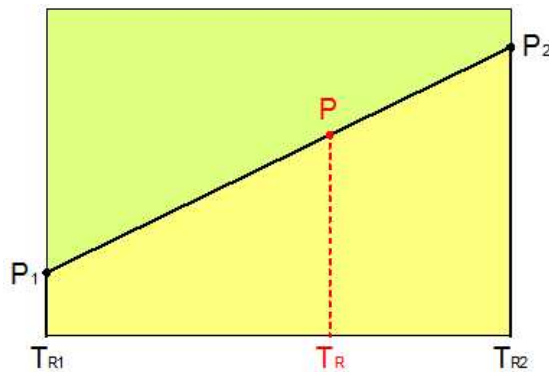


Figura 1: Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

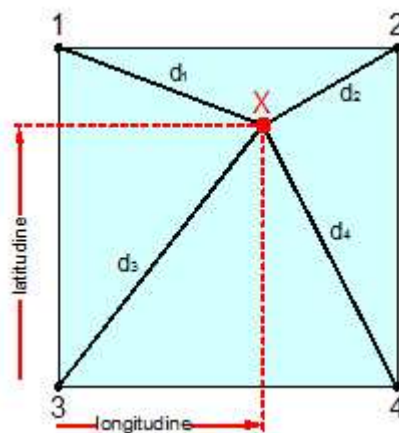


Figura 2: Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

Pertanto, per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC18, 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:

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

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ 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.

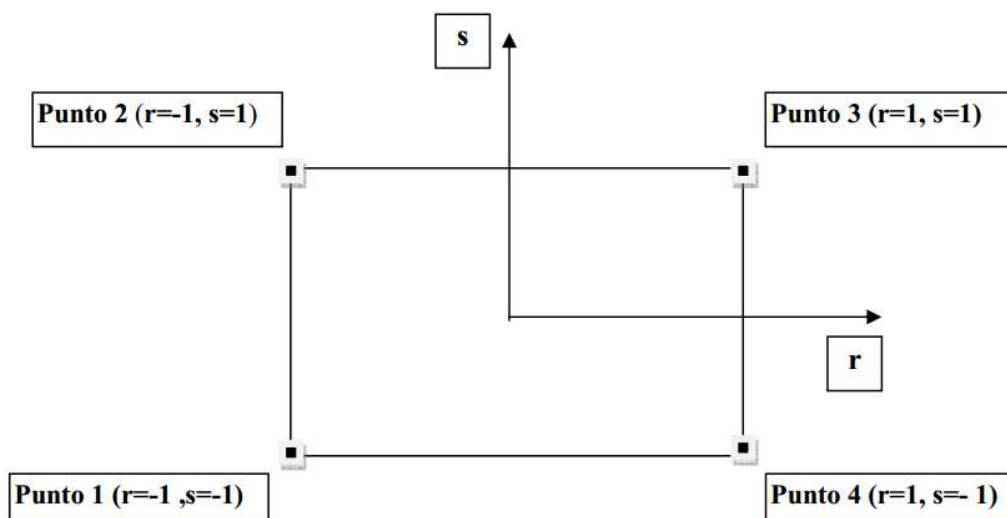


Figura 3: Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5 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).

5.1 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:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} 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.

5.2 Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

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 β_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
	β_s	β_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.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

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). e del rapporto a_g/g . **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:** $S_T = 1.20$; **T4:** $S_T = 1.40$.

6 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso (Cu): 1.0

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): 45.5395584 [°]

Longitudine (WGS84): 8.9982681 [°]

Latitudine (ED50): 45.5404930 [°]

Longitudine (ED50): 8.9993334 [°]

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	11814	45,551430	8,996494	1236,17
2	11815	45,554050	9,067760	5537,67
3	12037	45,504120	9,071400	6919,49
4	12036	45,501500	9,000316	4336,41

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

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,016	2,550	0,159
SLD	50	0,020	2,533	0,189
	72	0,024	2,510	0,195
	101	0,027	2,595	0,206
	140	0,030	2,615	0,220
	201	0,033	2,639	0,233
SLV	475	0,041	2,663	0,287
SLC	975	0,049	2,722	0,306
	2475	0,060	2,831	0,329

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,553	0,159
SLD	50	0,021	2,525	0,189
	72	0,025	2,584	0,195
	101	0,028	2,594	0,207
	140	0,031	2,618	0,220
	201	0,034	2,647	0,233
SLV	475	0,043	2,668	0,283
SLC	975	0,052	2,724	0,303
	2475	0,064	2,825	0,324

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,551	0,160
SLD	50	0,022	2,524	0,189
	72	0,025	2,586	0,196
	101	0,029	2,589	0,209
	140	0,032	2,614	0,222
	201	0,035	2,645	0,234
SLV	475	0,044	2,676	0,282
SLC	975	0,053	2,729	0,302
	2475	0,065	2,837	0,322

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,546	0,160
SLD	50	0,021	2,524	0,189
	72	0,024	2,580	0,194
	101	0,027	2,596	0,207
	140	0,030	2,615	0,221
	201	0,034	2,640	0,234
SLV	475	0,042	2,665	0,286
SLC	975	0,050	2,734	0,305
	2475	0,061	2,841	0,327

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,550	0,159
SLD	50	0,020	2,530	0,189
SLV	475	0,042	2,665	0,286
SLC	975	0,050	2,725	0,305

7 PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

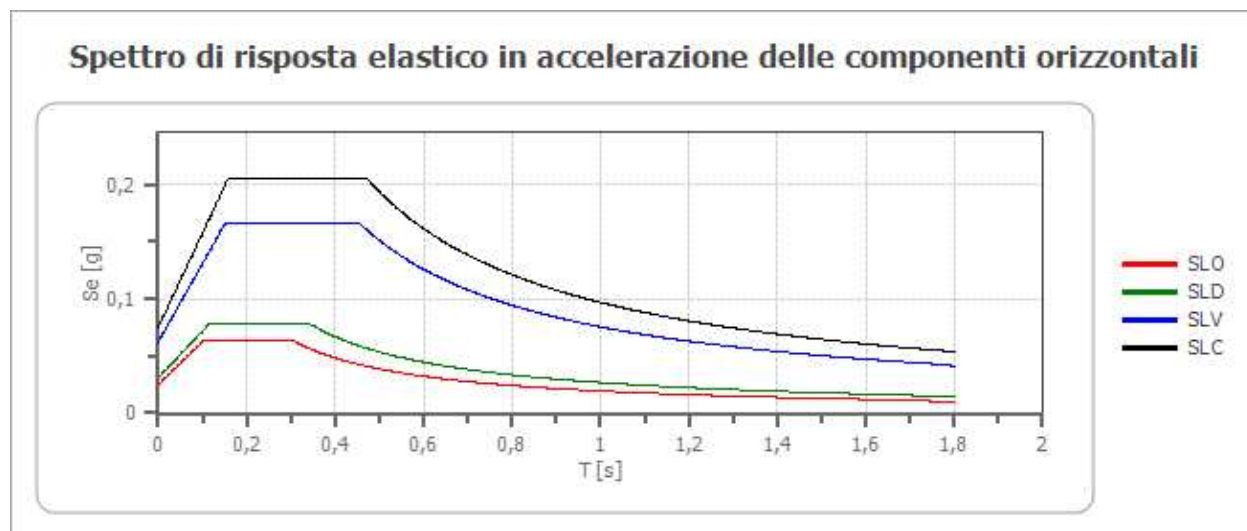
Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: C

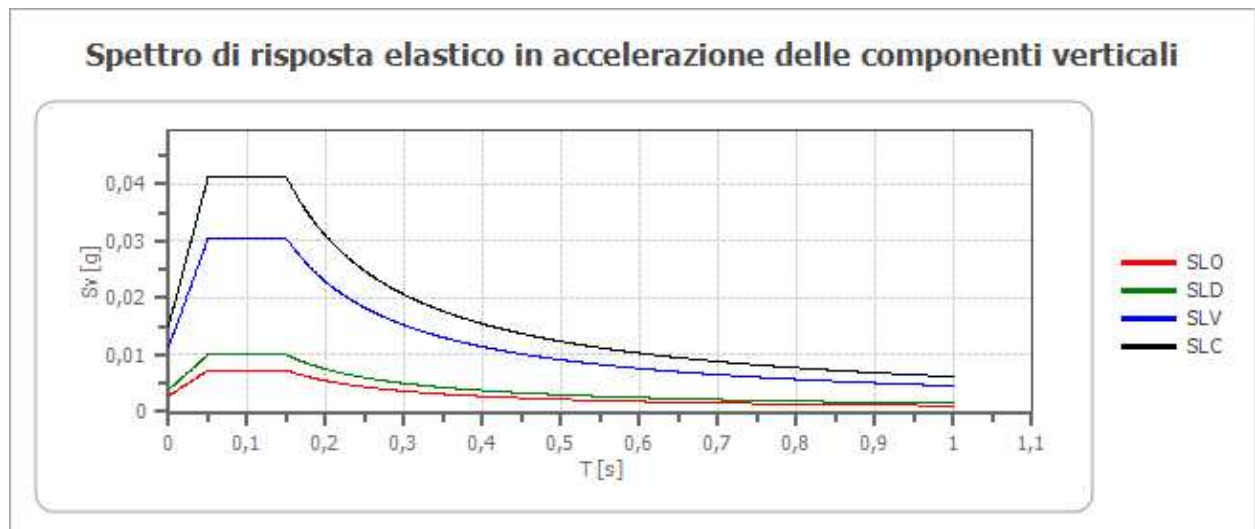
T1: Superficie piana, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni				
Coefficienti	SLO	SLD	SUV	SLC
kh	0,005	0,006	0,012	0,015
kv	0,002	0,003	0,006	0,008
amax [m/s ²]	0,243	0,301	0,611	0,737
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

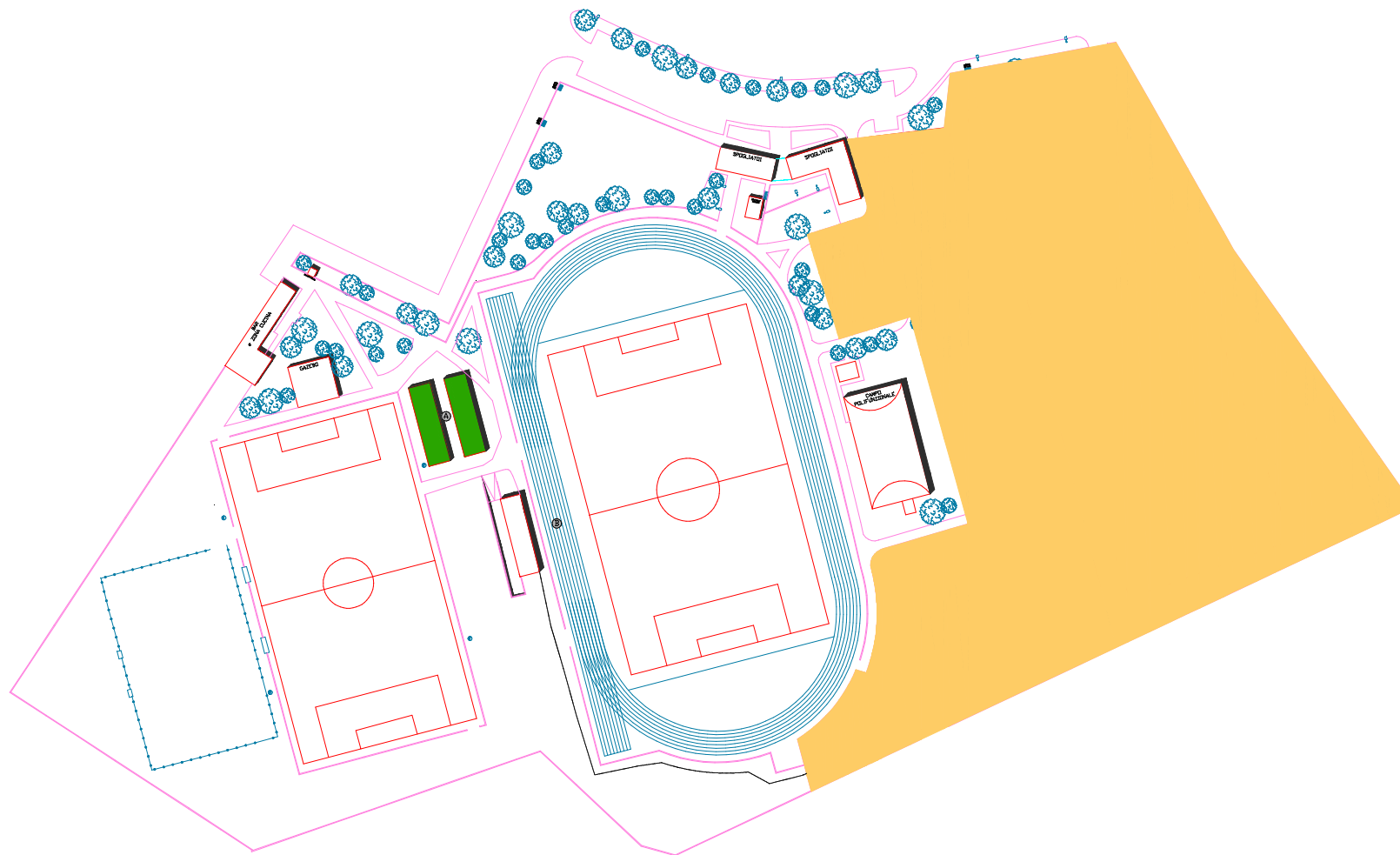


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,017	2,550	0,159	1,500	1,920	1,000	1,500	1,000	0,102	0,306	1,666	0,025	0,063
SLD	1,0	0,020	2,530	0,189	1,500	1,820	1,000	1,500	1,000	0,115	0,344	1,682	0,031	0,078
SLV	1,0	0,042	2,665	0,286	1,500	1,590	1,000	1,500	1,000	0,151	0,454	1,766	0,062	0,166
SLC	1,0	0,050	2,725	0,305	1,500	1,550	1,000	1,500	1,000	0,157	0,472	1,800	0,075	0,205

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticaliCoefficiente di smorzamento viscoso ξ : 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 [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,017	2,550	0,159	1	1,920	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,003	0,007
SLD	1,0	0,020	2,530	0,189	1	1,820	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLV	1,0	0,042	2,665	0,286	1	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,011	0,030
SLC	1,0	0,050	2,725	0,305	1	1,550	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,015	0,041

ALLEGATO D
TAVOLE DI PROGETTO



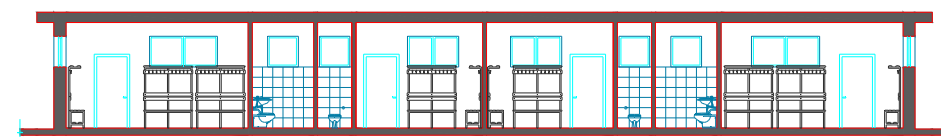
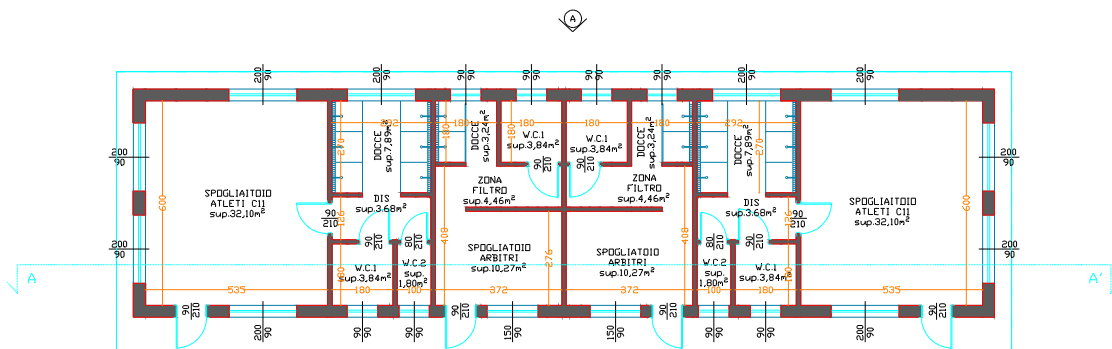
PLANIVOLUMETRICO - Stato di progetto_sc 1:1.000

Area non in concessione

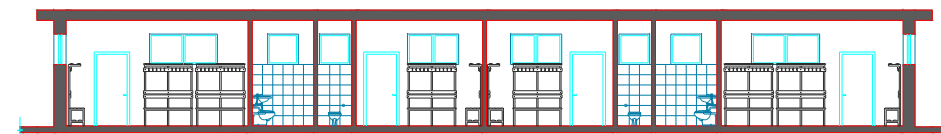
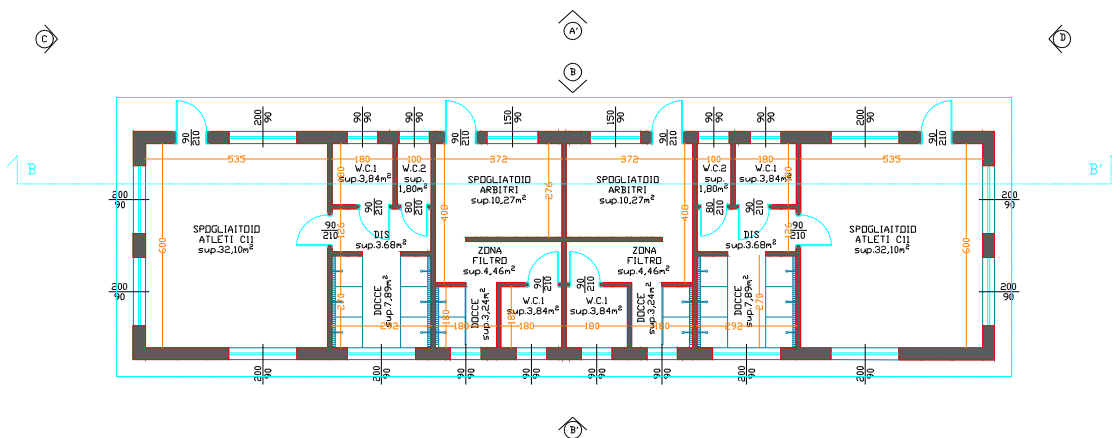
Edifici di Progetto:
A-Spogliatoi a servizio degli atleti
(340mq)
B-Rettilineo pista di atletica



DAVIDE PEVERI GEOMETRA			
via Bartolomeo d'Alviano, 9 - 20146 Milano - tel. - fax. 02.89.400.213 - 02.89.400.247			
SCIA - Segnalazione Certificata di Inizio Lavori		data: 25 marzo 2024	
Immobile in via Camillo Chiesa, 4 - Pogliano Milanese (MI) 20010			
committente: Comune di Pogliano Milanese	descrizione: Planivolumetrico_sc 1:1.000	scala: 1:1.000	A 01



SEZIONE A-A' SPOGLIATOIO A - Stato di progetto_sc 1:100



SEZIONE B-B' SPOGLIATOIO B - Stato di progetto_sc 1:100

PLANIMETRIA SPOGLIATOIO A - Stato di progetto_sc 1:100



DAVIDE PEVERI GEOMETRA		
via Bartolomeo d'Alviano, 9 - 20146 Milano - tel. - fax. 02.89.400.213 - 02.89.400.247		
SCIA - Segnalazione Certificata di Inizio Lavori		data: 25 marzo 2024
Immobile in via Camillo Chiesa, 4 - Pogliano Milanese (MI) 20010		
committente: Comune di Pogliano Milanese	descrizione: Planimetria e Sezioni_sc 1:100	scala: 1:1000

A03

ALLEGATO E
RELAZIONE GEOTECNICA

Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 -Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 – 333 8956923 – e-mail:info@geocomo.com - www.geocomo.com

**RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL
PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 17/01/2018**

Intervento

**REALIZZAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE PER L'INSTALLAZIONE DI STRUTTURE
PREFABBRICATE AD USO SPOGLIATOI PRESSO IL CENTRO SPORTIVO COMUNALE**

Indirizzo

Via Europa – Piazza Tricolore – Pogliano Milanese (MI)

Committente:

COMUNE DI POGLIANO MILANESE

RG-POGLIANOMILANESE-1_23-R02-0

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	VOLUME SIGNIFICATIVO	5
3	MODELLO GEOTECNICO	5
3.1	Parametri geotecnici	6
4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	8
4.1	Carico limite di fondazioni su terreni	11
4.2	Cedimenti elastici	16
4.3	Report verifiche	18
5	STABILITÀ FRONTI DI SCAVO	26

1 PREMESSA

Oggetto della presente è la definizione del modello geotecnico, ai fini fondazionali, relativo all'intervento per la realizzazione di due nuove strutture prefabbricate adibite a spogliatoi in via Europa – Piazza Tricolore, nel comune di Pogliano Milanese, provincia di Milano, foglio numero 5, mappale n.1111

Per i dettagli progettuali si rimanda alle tavole di progetto redatte dal Geometra Davide Peveri

Per quanto concerne i seguenti aspetti:

- Descrizione delle opere e degli interventi;
- Descrizione dei rilievi e delle prove geofisiche svolte in sito in sito;
- Caratterizzazione della pericolosità sismica di base del sito oggetto dell'intervento e risposta sismica locale.

Si assume valido quanto riportato nella relazione geologica ai sensi del D.M. 17.01.2018 e relazione geologica ai sensi della DGR IX/2616/2011 precedentemente redatta dallo scrivente in data 18/04/2024

Normative di riferimento

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2 VOLUME SIGNIFICATIVO

Per la definizione del modello geotecnico del sottosuolo viene utilizzata la compagna di indagine svolta in sito costituita da 2 prove penetrometriche e 2 acquisizioni tomografiche.

Le modalità e le considerazioni con cui il modello geotecnico del sottosuolo (e i relativi parametri caratteristici) è stato ricavato sono argomentate all'interno della relazione geologica di riferimento per l'opera oggetto della presente e si ritengono valide per il presente elaborato.

3 MODELLO GEOTECNICO

Come indicato e nella relativa circolare esplicativa 617/09, in relazione alla tipologia di opera ad alle verifiche di sicurezza agli stati limite relative al progetto specifico è necessario definire i valori caratteristici dei parametri geotecnici più appropriati ai fini progettuali.

Come riportato nel par. C 6.2.2 della circolare 617/09:

“Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato. [...] Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità [...].

3.1 Parametri geotecnici

Nel caso in esame, in relazione alla tipologia di opera in progetto, al tipo di fondazione previsto tipo platea e alle caratteristiche del sottosuolo di interesse, per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica delle unità terrigene riscontrate si fa riferimento ai valori medi ricavati dalla relazione geologica.

PARAMETRI CARATTERISTICI				
Unità	1	2	3	4
Litologia presunta	Riporto / Terreno rimaneggiato	Sabbie limose	Sabbie limo-ghiaiose	Sabbie e ghiaie debolmente limose
γ_k (kg/m ³)	1725	1775	1875	1975
D_{rk} (%)	52	57	75	86
φ_k (°)	29	30	33	35
E_k (kg/cm ²)	32	84	170	509
c'_k (kg/cm ²)	0.0	0.0	0.0	0.0
<i>È stata utilizzata la notazione con pedice k secondo canoni dell'EC7</i>				

Parametri geotecnici	
γ_{nat} (kg/m ³)	Peso di volume naturale
D_r (%)	Densità relativa
ϕ (°)	Angolo di resistenza al taglio
E (Kg/cm ²)	Modulo di deformazione o di Young
c' (kg/cm ²)	Coesione drenata

I terreni costituenti le unità analizzate sono stati considerati a comportamento granulare contraddistinti da reazioni agli sforzi di taglio imputabili essenzialmente alla resistenza per attrito interno, ossia alle forze di attrito che si generano in corrispondenza delle superfici di contatto tra i granuli.

Giudichi il progettista, responsabile secondo la vigente normativa in merito, se il programma di indagini svolto ad oggi risulti essere adeguato e sufficiente per l'esecuzione degli interventi da effettuare, in relazione alle risultanze della presente relazione e in considerazione anche della rilevanza del progetto; ricordando anche quanto illustrato nella relazione geologica e negli allegati di cui costituiscono parte integrante.

Lo scrivente sarà prontamente disponibile a curare eventuali integrazioni della campagna di indagini, qualora il progettista lo ritenesse opportuno.

Como, 18 aprile 2024

Dott. Geol. Maurizio Ronchetti



4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Nel seguito saranno svolte alcune verifiche geotecniche preliminari (pre-dimensionamento), secondo il modello geotecnico proposto, rispetto alle scelte di progetto relativamente a:

- capacità portante del terreno in base al tipo di fondazione scelta e cedimenti attesi;

È importante sottolineare come queste verifiche, non costituiscono in alcun modo un progetto di fondazione; la scelta del tipo di fondazione ed il suo dimensionamento dovrà avvenire in sede del calcolo delle strutture, da parte del Professionista incaricato.

Caratteristiche principali delle fondazioni oggetto di verifica geotecnica

In via preliminare è stata considerata la seguente tipologia di fondazione:

- Fondazione tipo platea con dimensioni $L = 26 \text{ m} \times B = 7.0 \text{ m} \times H = 0.30 \text{ m}$;
 - ❖ Incastro minimo: 0.25m
 - ❖ Sottofondazione: 0.05 m

Sarà considerato il caso d'ipotesi fondazione nell'ambito del secondo strato piano d'appoggio fondazione ipotizzato: -0.60 m / p.c..

Si pone in evidenza come il confinamento o "incassamento" viene ritenuto tale nel caso coincida con il terreno indisturbato oppure con il terreno di rinfianco e/o un vespaio areato in bocciame. Le modalità di calcolo ed i parametri utilizzati sono riportati nelle tabelle di calcolo dell'apposito software tecnico impiegato per la verifica (Geostru Loadcap).

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

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

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

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

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

γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $g_F (o g_E)$	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	g_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

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

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

Stati Limite di Esercizio (SLE)

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

$$E_d < C_d$$

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, *si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.*

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

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

Stato limite di esercizio (SLE)

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

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

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

4.1 Carico limite di fondazioni su terreni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

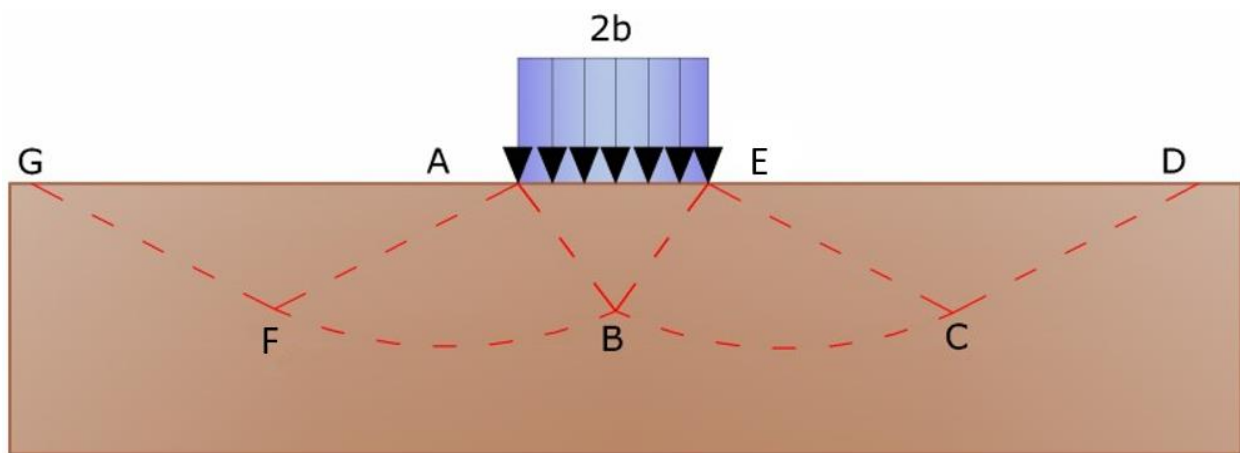


Figura 1: Meccanismo di rottura di Prandtl

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

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

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

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

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

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

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

$A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1.2$ per fondazioni quadrate o circolari

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

E_d pressioni agenti alla base della fondazione

R_d capacità portante di calcolo

γ_{RV} coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

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

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

Dove:

N_d azione normale di progetto

A_{ef} $B_R \cdot L'$ -area ridotta

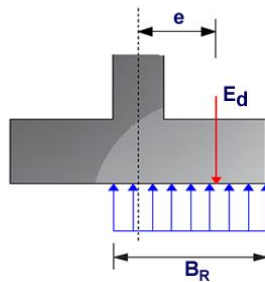
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef}=B' \cdot L'$

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

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

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



Dove:

$e=N_d/M_d$ - eccentricità dei carichi

4.2 Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti

relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

4.3 Report verifiche

Imposta fondazione secondo strato

DATI GENERALI

Normativa: NTC_2018

Larghezza fondazione: 7.0 m

Lunghezza fondazione: 26.0 m

Profondità piano di posa: 0.6 m

Altezza di incastro: 0.25 m

Profondità falda: 10.0

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g): 0.063

Effetto sismico secondo: NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II

Vita nominale: 50.0 [anni]

Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	a_g [m/s ²]	F0 [-]	TC* [s]
S.L.O.	30.0	0.167	2.55	0.159
S.L.D.	50.0	0.196	2.53	0.189
S.L.V.	475.0	0.412	2.665	0.286
S.L.C.	975.0	0.49	2.725	0.305

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
S.L.O.	0.2505	0.2	0.0051	0.0026
S.L.D.	0.294	0.2	0.006	0.003
S.L.V.	0.618	0.2	0.0126	0.0063
S.L.C.	0.735	0.2	0.015	0.0075

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Descrizione
0.6	1725.0	1825.0	29.0	0.0	0.0	32.0	1
2.4	1775.0	1875.0	30.0	0.0	0.0	84.0	2
3.4	1875.0	1950.0	33.0	0.0	0.0	170.0	3
20.0	1975.0	2050.0	35.0	0.0	0.0	509.0	4

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
2	A1+M1+R3	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
3	SISMA	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]: 12.4 Kg/cm²Resistenza di progetto [Rd]: 5.39 Kg/cm²Tensione [Ed]: 0.8 Kg/cm²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]: 15.5

Condizione di verifica [Ed<=Rd]: Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler: 4.96 Kg/cm³

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume: 1775.0 Kg/m³Peso unità di volume saturo: 1875.0 Kg/m³

Angolo di attrito: 30.0°

Coesione: 0.0 Kg/cm²

Fattore [Nq]: 18.4

Fattore [Nc]: 30.14

Fattore [Ng]: 20.09

Fattore forma [Sc]: 1.14

Fattore profondità [Dc]: 1.03

Fattore inclinazione carichi [Ic]: 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]: 1.0

Fattore inclinazione base [Bc]: 1.0

Fattore forma [Sq]: 1.13

Fattore profondità [Dq]: 1.02

Fattore inclinazione carichi [Iq]: 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq]: 1.0

Fattore inclinazione base [Bq]: 1.0

Fattore forma [Sg]: 0.92

Fattore profondità [Dg]: 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]: 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg]: 1.0

Fattore inclinazione base [Bg]: 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]: 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]: 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc]: 1.0

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite: 12.4 Kg/cm²

Resistenza di progetto: 5.39 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]: Verificata

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite: 12.4 Kg/cm²

Resistenza di progetto: 6.89 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]: Verificata

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	Brinch - Hansen 1970	12.40	5.39	0.80	15.5	Verificata	* Rottura generale; I _r =1686.867 ; I _{crit} =123.073	4.96
SISMA	Brinch - Hansen 1970	12.40	6.89	0.80	15.5	Verificata	* Rottura generale; I _r =1686.867 ; I _{crit} =123.073	4.96

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto: 0.8 Kg/cm²

Spessore strato: 35.0 m

Modulo Elastico – media pesata: 447.0 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson: 0.25

Coefficiente di influenza I1: 0.73

Coefficiente di influenza I2: 0.06

Coefficiente di influenza Is: 0.77

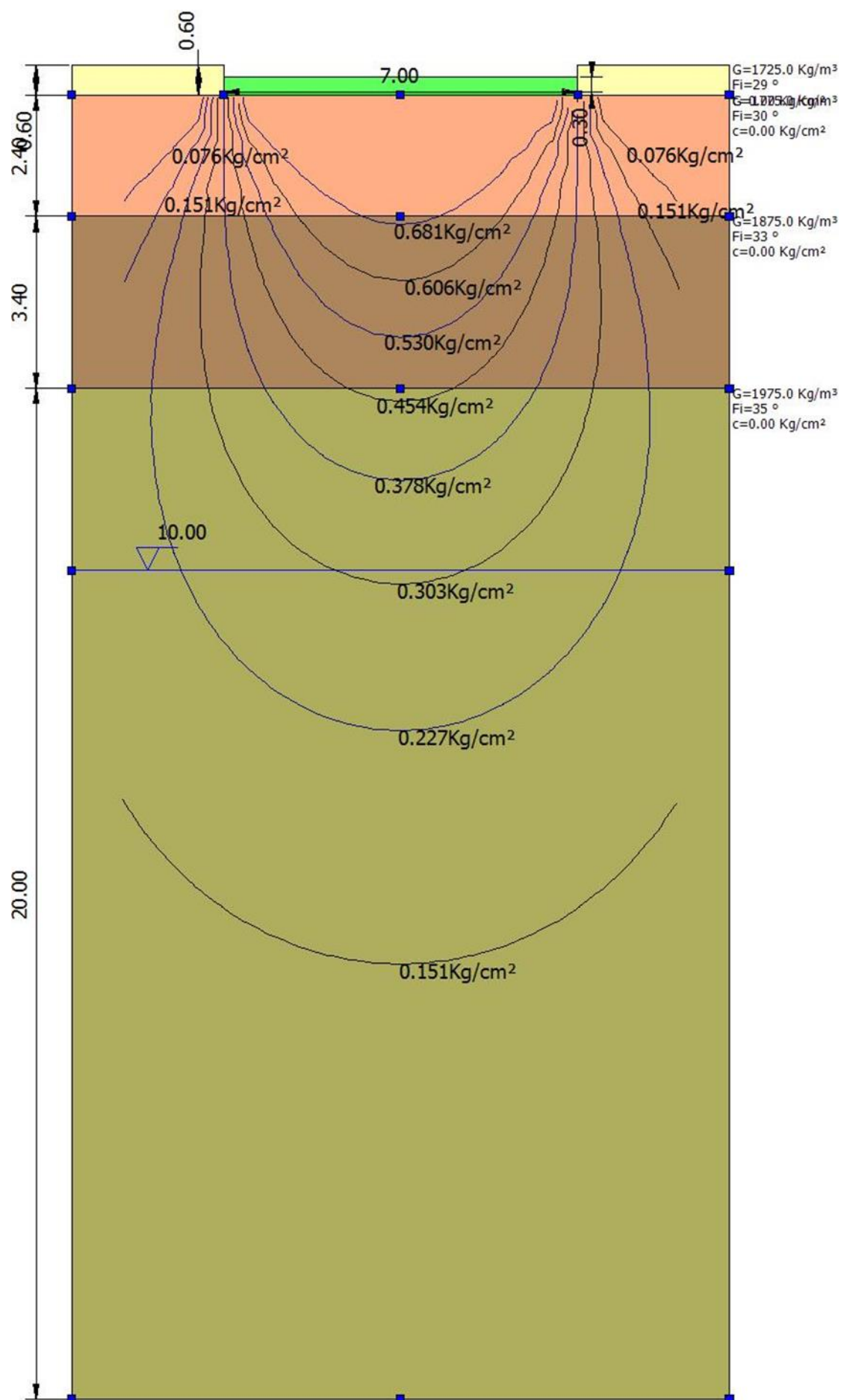
Cedimento al centro della fondazione: 13.17 mm

Coefficiente di influenza I1: 0.55

Coefficiente di influenza I2: 0.09

Coefficiente di influenza Is: 0.62

Cedimento al bordo: 5.28 mm



Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 - Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 - 333 8956923 - e-mail: info@geocomo.com - www.geocomo.com

Pressione normale di progetto: 0.5 Kg/cm²

Spessore strato: 35.0 m

Modulo Elastico – media pesata: 447.0 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson 0.25

Coefficiente di influenza I1: 0.73

Coefficiente di influenza I2: 0.06

Coefficiente di influenza Is: 0.77

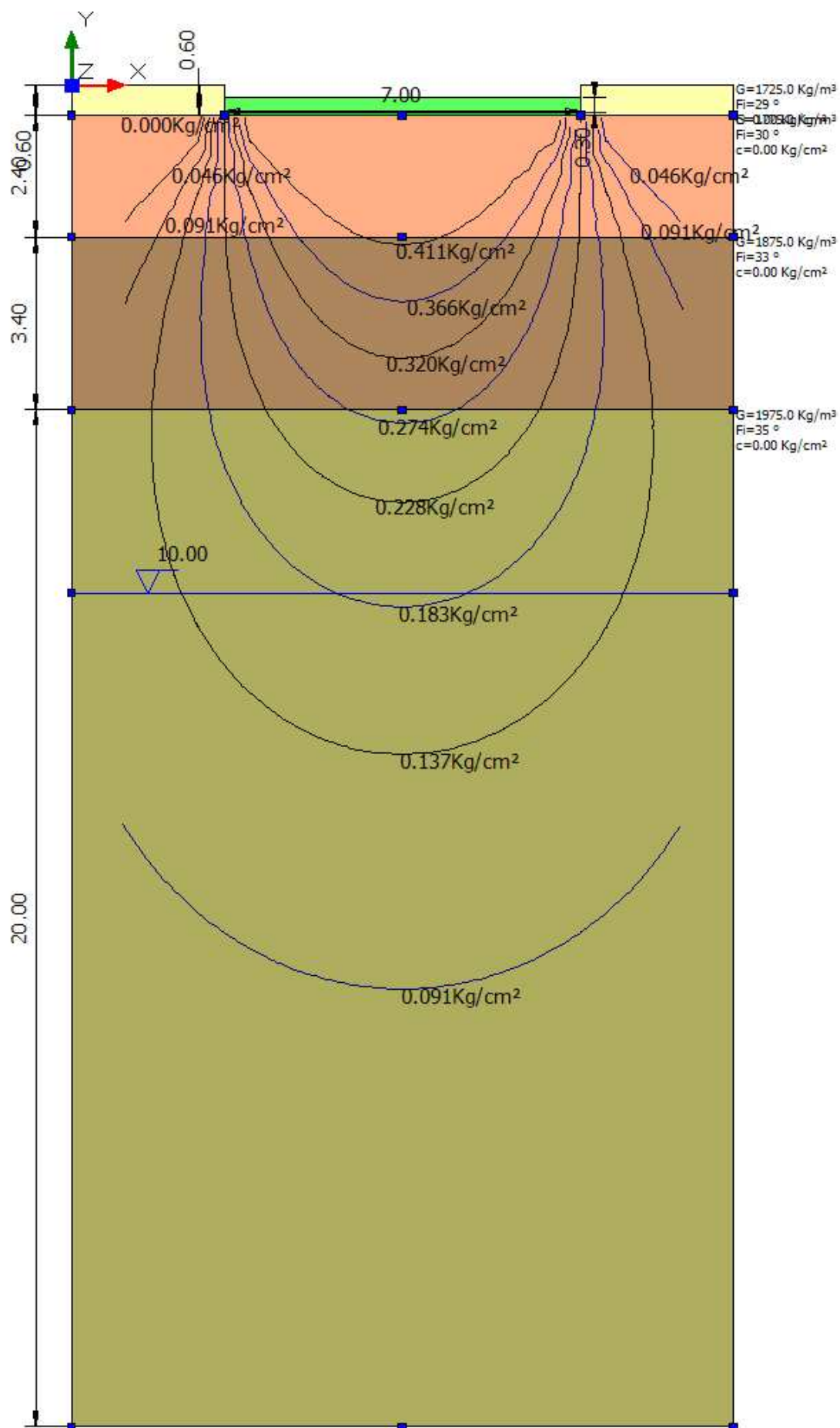
Cedimento al centro della fondazione: 7.5 mm

Coefficiente di influenza I1: 0.55

Coefficiente di influenza I2: 0.09

Coefficiente di influenza Is: 0.62

Cedimento al bordo: 3.0 mm



5 STABILITÀ FRONTI DI SCAVO

L'intervento in esame prevede delle operazioni di escavazione limitate alla posa delle fondazioni che dovrebbero essere nell'ordine dei 60 cm da piano campagna.

Si raccomanda comunque quanto segue:

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo, si raccomanda di non superare i 70° di inclinazione sul metro di escavazione. I materiali interessati dallo scavo sono particolarmente sensibili alla variazione delle caratteristiche geotecniche in funzione del contenuto d'acqua si raccomanda perciò di proteggere le pareti dello scavo con appositi teli impermeabili.

Si pone in evidenza come sia necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: nello scavo di pozzi e di trincee profondi più' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- DM 17 01 18 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Como, 18 aprile 2024

Dott. Geol. Maurizio Ronchetti



Studio Ronchetti Geologia Applicata

Maurizio Ronchetti dott. geologo

22100 -Como - Via Cardano 3/e

Tel 031 531762 – 333 8956923 – e-mail: info@geocomo.com – www.geocomo.com