



Regione Lombardia



Provincia di Bergamo

COMUNE DI COSTA VOLPINO

Committenti:

"CBL srl" - Via Cesare Battisti, 55 - 24062 - Costa Volpino (BG)

"C.S.A. (Consorzio Servizi Autotrasportatori)" - Via Togliatti - 24062 - Costa Volpino (BG)

"Guizzetti srl" - Via Alboi, 26 - 25040 - Esine (BS)

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)



STUDIO GEOLOGICO E IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI (ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni", della D.G.R. IX/2616/2011)

Dott. Geol. Alessandro Schieppatti



Dott. Geol. Fabio Fenaroli



Prima stesura
versione: rev.00

Pisogne, gennaio 2017

Via Giuseppe Palini, 5
25055 Pisogne (BS)
cell. 328.059.00.24
geologo.fenaroli@gmail.com



GEOLOGO
FABIO
FENAROLI

I N D I C E

1. PREMESSA.....	4
2. INQUADRAMENTO DELLA ZONA D'INDAGINE.....	7
2.1. Localizzazione geografica	7
2.2. Inquadramento geologico–geomorfologico generale	7
3. VALUTAZIONE DELLE PROBLEMATICHE DI RISCHIO IDRAULICO ED IDROGEOLOGICO RICADENTI SULL'AREA IN STUDIO	15
3.1 Analisi dello studio di fattibilità idraulica AdBPo	16
3.2 Analisi del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvioni.....	19
3.3 Verifica compatibilità previsioni ATU "Via Cesare Battisti" con condizioni di rischio.....	24
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO: METODOLOGIE E RISULTATI.....	31
4.1. Metodologia per l'esecuzione delle prove penetrometriche SCPT	32
4.2. Risultati delle prove penetrometriche SCPT	32
5. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOFISICHE: METODOLOGIE E RISULTATI	34
5.1. Indagini sismiche - cenni teorici.....	34
5.2. Sismica a rifrazione	37
5.3. Procedure di elaborazione e inversione tomografica del dato sismico.....	38
5.4. Classificazione sismica dei sottosuoli mediante metodologia MASW	40
5.5. Strumentazione utilizzata	41
5.5.1 <i>Acquisizione dei dati</i>	41
5.5.2 <i>Sorgenti di energizzazione</i>	42
5.5.3 <i>Ricevitori</i>	42
5.6. Acquisizione dati e modalità operative di campagna	42
5.6.1 <i>Indagine di tomografia sismica a rifrazione</i>	42
5.6.2 <i>Indagine sismica tipo MASW</i>	43
5.7. Analisi ed elaborazione dei dati	43
5.7.1 <i>Indagine tomografia sismica a rifrazione</i>	43
5.7.2 <i>Indagine sismica tipo MASW</i>	45
5.8. Rappresentazione e interpretazione dei dati sismici con metodologia tomografica.....	45
5.8.1 <i>Linea Sismica L1</i>	45
5.9. Rappresentazione e interpretazione dei dati sismici con metodologia MASW	48

5.9.1	<i>Interpretazione dei dati</i>	48
5.9.2	<i>Ricostruzione del sottosuolo mediante le onde S</i>	49
5.10.	Valutazione della suscettibilità sismica dell'area in studio	50
5.10.1	<i>Effetti litologici</i>	50
5.11.	Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni	55
6.	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	56
6.1.	Caratterizzazione e modellazione geotecnica secondo le NTC 2008.....	56
6.2.	Verifica rispetto agli stati limite ultimi SLU: cenni teorici	57
6.3.	Determinazione dei parametri geotecnici caratteristici per il caso in esame.....	60
7.	CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA	62
7.1.	Stima della pericolosità sismica di base	62
7.1.1	<i>Parametri caratteristici dell'opera in progetto</i>	62
7.1.2	<i>Fattori di amplificazione sismica locali</i>	64
7.2.	Stima dell'effetto sismico per l'opera in progetto	66
7.2.1	<i>Forme spettrali di sito</i>	66
7.2.2	<i>Coefficienti sismici / Condizioni stratigrafiche</i>	67
7.2.3	<i>Determinazione dei parametri per la progettazione sismica</i>	68
8.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	70
ALLEGATO A:	DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT	
ALLEGATO B:	PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE	
ALLEGATO C:	VERIFICA LIQUEFAZIONE TERRENI PRESENTI (Geostru Liquiter)	
ALLEGATO D:	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE E DI SITO (Geostru PS Advanced)	

1. PREMESSA

Su incarico dei proponenti l'ATU di Via Cesare Battisti (Fig. 1), nello specifico della società "CBL srl" e del "Consorzio Servizi Autotrasportatori - CSA" di Costa Volpino (BG) e della società "Guizzetti srl" di Esine (BS), è stato realizzato il presente studio geologico - idrogeologico ed idraulico finalizzato a supportare la proposta progettuale da sottoporre per il convenzionamento con l'Amministrazione Comunale di Costa Volpino.

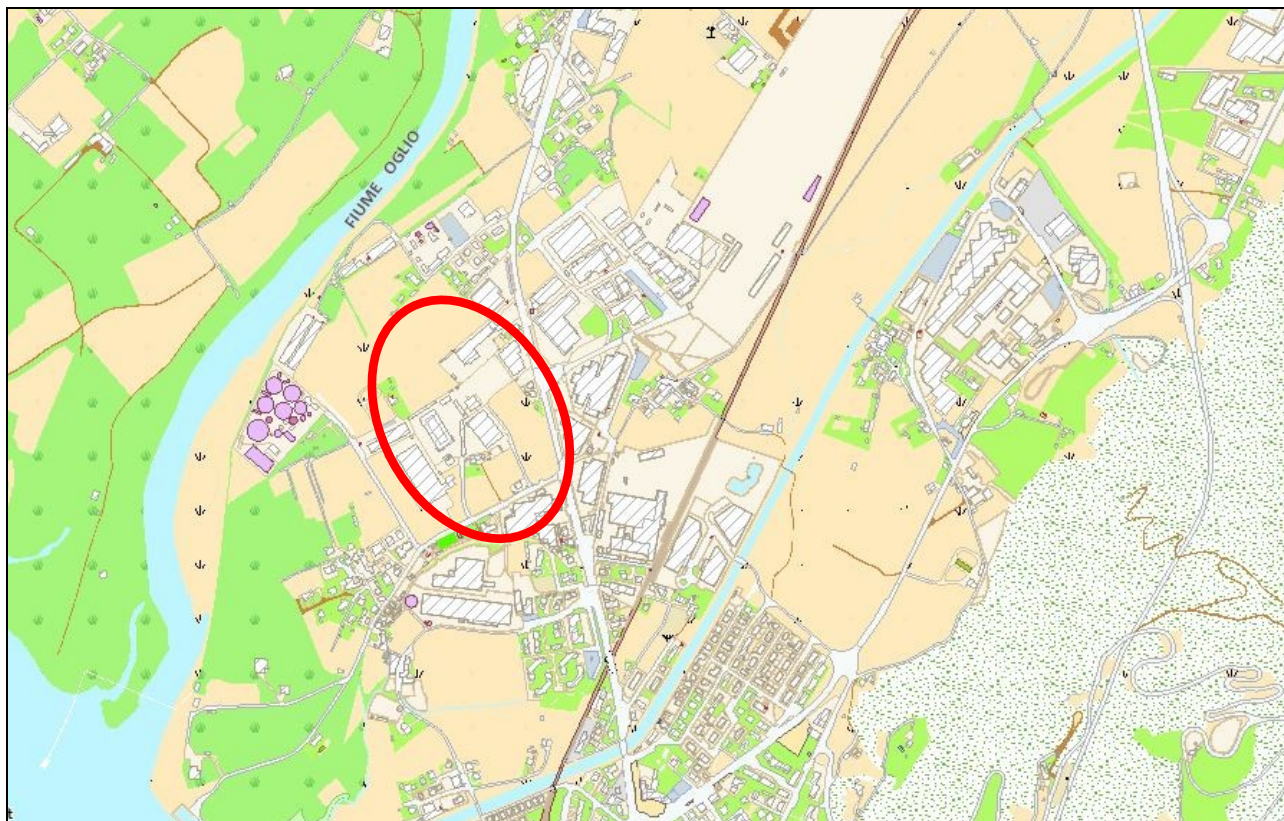


Fig. 1: ubicazione area di interesse (estratto dbtr scala 1:10.000; Geoportale Regione Lombardia).

Secondo quanto concordato con l'ing. Roberto Contessi di Costa Volpino (BG), estensore della documentazione progettuale dell'ATU in esame, tale studio rappresenta una prima fase di approfondimenti d'indagine, in ottemperanza alle prescrizioni del PGT comunale quantomeno nell'ottica di verificare la compatibilità dell'intervento alla luce delle diverse problematiche di natura geologica afferenti al contesto territoriale in esame con in primis le criticità inerenti il rischio idrogeologico ed idraulico.

Successivamente nell'ambito della procedura di acquisizione del permesso di costruire si dovrà procedere con una seconda fase delle indagini, in adempimento delle NTC08 e tenuto conto delle tipologie e

dimensionamenti dei fabbricati che si andranno a realizzare nell'ambito dell'ATU stesso e che saranno oggetto di un incarico successivo rispetto a quello del presente studio.

Nella fattispecie del presente studio, quest'ultimo presenta un duplice significato e più precisamente:

- una valenza di studio di inquadramento delle problematiche geologiche/idrogeologiche-idrauliche territorialmente presenti in ambito ATU e aree limitrofe; nella fattispecie tali considerazioni si riferiscono agli areali ricompresi ai mappali 11563, 11564, 11566-671, 11882, 10336, 10338 e 12111 del Comune censuario di Costa Volpino inferiore.
- un ruolo da relazione geologica, sismica e geotecnica, quantomeno per quella porzione di areale, ricompreso ai mappali 11566 e 11564 del Comune censuario di Costa Volpino inferiore, posto fra la sede stradale della SPBG55 (Via Cesare Battisti) e la strada comunale per Pizzo (Via Palmiro Togliatti) in adiacenza alle sedi stradali stesse e nell'ambito della quale è prevista la realizzazione di una nuova rotatoria, la cui progettazione fa capo al Settore Viabilità della Provincia di Bergamo.

A tal fine il presente studio oltre ad ottemperare alle indicazioni dettate dalla DGR IX/2616/2011 "Aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n. 12, approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 877374" per quanto riguarda le problematiche di rischio idrogeologico / idraulico e per quanto riguarda l'analisi e la valutazione degli effetti sismici (Allegato 5 DGR IX/2616/2011) terrà in debito conto gli aspetti di approfondimento d'indagine, ai sensi delle NTC08 e finalizzati alla progettazione della rotatoria precedentemente citata.

Pertanto al fine di ottemperare a quanto prescritto e per il raggiungimento degli obiettivi prefissati, si è dato corso alle seguenti attività:

1. **Inquadramento generale di tipo geologico - geomorfologico ed idrogeologico** dell'area interessata dall'intervento in oggetto e derivante sia da sopralluoghi in sito sia dalla consultazione della documentazione bibliografica di natura geologica derivante da studi realizzati a livello comunale (componente geologica, idrogeologica e sismica PGT Costa Volpino) sia da studi a scala sovracomunale (Foglio CARG 099 "Iseo" della Carta Geologica d'Italia e relative Note Illustrative; Piano Gestione Rischio Alluvioni, PTCP Provincia di Bergamo, ecc. ecc.).
2. **Valutazione delle problematiche di rischio idraulico e idrogeologico** dell'area interessata dall'intervento in oggetto alla luce delle indicazioni contenute nel PGRA e alla luce delle indicazioni della L.R. 4/2016 sulla difesa del suolo con particolare riguardo alla valutazione dell'invarianza idraulica della trasformazione urbanistica in esame.
3. **Esecuzione di una prima campagna di indagini geognostiche e geofisiche in sito** mediante la realizzazione di:

- a. **n. 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT** finalizzate alla caratterizzazione dell'area sita e fra la SPBG55 e la strada comunale per Pizzo in quanto questa porzione di areale sarà interessata da lavori di adeguamento degli accessi con realizzazione di una nuova rotatoria a cura del Settore Viabilità della Provincia di Bergamo.
 - b. **n. 1 stendimento di Tomografia Sismica 2D** finalizzato ad una prima ricostruzione sismo-stratigrafica dell'areale di indagine.
 - c. **n. 1 stendimento indagine geofisica tipo MASW** finalizzata alla determinazione delle Vs30 ai fini della definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC08 e del fattore di amplificazione sitospecifico secondo quanto indicato dall'Allegato 5 della DGR IX/2616/11.
4. **Stima dei parametri geotecnici caratteristici del terreno** attraverso l'elaborazione delle risultanze delle indagini in sito (cap. 4). Tali parametri costituiscono il punto di partenza per le verifiche di sicurezza che in una fase successiva saranno effettuate nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), una volta noti gli elementi strutturali dell'opera che si andrà a realizzare in loco.
 5. **Classificazione sismica dell'area** ai sensi NTC08 finalizzata alla valutazione della pericolosità sismica di base ed alla stima dell'effetto sismico per le area interessata dalla realizzazione della rotatoria sopracitata.
 6. **Stesura della relazione geologica e idrogeologica** riportante tutte le informazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico nonché tutte le informazioni sulla sismostratigrafia relative all'area in esame, corredata degli opportuni elaborati cartografici.

Si sottolinea fin d'ora che da un punto di vista normativo le opere stradali in esame sono classificate, ai sensi delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, in **Classe d'Uso II**: *"Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, 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"*.

2. INQUADRAMENTO DELLA ZONA D'INDAGINE

2.1. Localizzazione geografica

L'area analizzata nel presente studio si trova in territorio comunale di Costa Volpino, in vicinanza al limite amministrativo con il Comune di Pisogne (BS), nella parte terminale della Valle Camonica poco a monte della confluenza del Fiume Oglio nel Lago d'Iseo e a non molta distanza dalla sponda idrografica sinistra del Fiume Oglio stesso, oltre che in adiacenza alla SPBG55 di collegamento fra Costa Volpino e Pisogne (Fig. 1).

2.2. Inquadramento geologico–geomorfologico generale

Da un punto di vista geologico e geomorfologico l'area sopracitata, posizionata nella parte terminale della piana alluvionale del Fiume Oglio, è di per sé stessa completamente pianeggiante, poggia su di un materasso alluvionale la cui successione stratigrafica è costituita dall'alternanza e dall'interdigitazione di livelli fini con livelli più grossolani.

Questa successione stratigrafica è il risultato dell'azione dei diversi agenti morfologici che, in epoche diverse e spesso alternandosi fra di loro, hanno fatto sentire in quest'area la loro influenza e più precisamente:

- il Ghiacciaio Camuno, che a più riprese si è presentato in queste aree di fondovalle lasciando come testimonianza del proprio passaggio livelli detritici caratterizzati da una granulometria piuttosto eterogenea;
- il Lago d'Iseo che, in epoche passate, estendendosi più a Nord rispetto alla sede attuale, influenzava con la propria azione calmieratrice gli apporti detritici provenienti dalle aree circostanti;
- il Fiume Oglio che, alternando periodi ordinari ad eventi di sovralluvionamento è il principale responsabile della deposizione e dell'alternarsi di livelli fini (periodi ordinari) con livelli più grossolani (periodi di sovralluvionamento).

Dal punto di vista stratigrafico i depositi quaternari sopracitati fanno esclusivamente riferimento all'unità del:

- **Sintema del Po:** diamicton e ghiaie con clasti angolosi: depositi di origine di versante, di frana e di debris flow; ghiaie e sabbie stratificate: depositi alluvionali; limi laminati, argilla, torbe: depositi lacustri e di torbiera; superficie limite superiore caratterizzata da alterazione assente e morfologia ben conservata o ancora in evoluzione; (*Pleistocene superiore - Olocene*).

Per quanto riguarda il substrato roccioso, questo è invece ben visibile anche a bassa quota sul limitrofo versante orografico sinistro camuno e fa fondamentalmente riferimento alle seguenti formazioni litostratigrafiche del "bacino sedimentario lombardo":

- **Verrucano Lombardo:** trattasi di arenarie prevalenti, conglomerati arenacei, arenarie conglomeratiche e silti di colore rossastro, a clasti di quarzo, porfidi quarziferi e raramente di basamento metamorfico, in banchi plurimetri, spesso a base erosionale, a gradazione normale o inversa o a laminazioni incrociate. Ambiente alluvionale. Spessore fino a 600m. (Permiano superiore).
- **Servino:** trattasi di peliti, arenarie e marne di vario colore, spesso micacee e suddivise in lamine, con frequenti variazioni granulometriche laterali e verticali, ben stratificate. Sono inoltre associati, specie inferiormente, termini carbonatici, in genere ancora con un'importante frazione terrigena e dolomitizzati ("calcarei di Praso"). Nella parte mediana si intercalano calcari rossastri o grigiastri, con ooliti, intraclasti e frequenti resti fossili costituiti da lamellibranchi e piccoli gasteropodi, stratificati in banchi di 40-80cm ("Oolite a Gasteropodi" Auct.). Strati mineralizzati, spesso a siderite. Ricca fauna fossile con *Claraia clarai*, *C. aurita*, *Natiria costata*, *Neoschizodus ovatus*. Spessore 100 - 150m. (Induano p.p. – Olenekiano).
- **Carniola di Bovegno:** calcari dolomitici, per lo più gessosi e vacuolari, grigio-giallastri, a stratificazione indistinta passanti a breccie giallastre. Hanno debole consistenza e sono facilmente degradabili. Nella formazione sono presenti lenti di evaporiti anche di grandi dimensioni, come quella affiorante nella limitrofa località di Gasso. (Olenekiano - Anisico Inferiore p.p.).

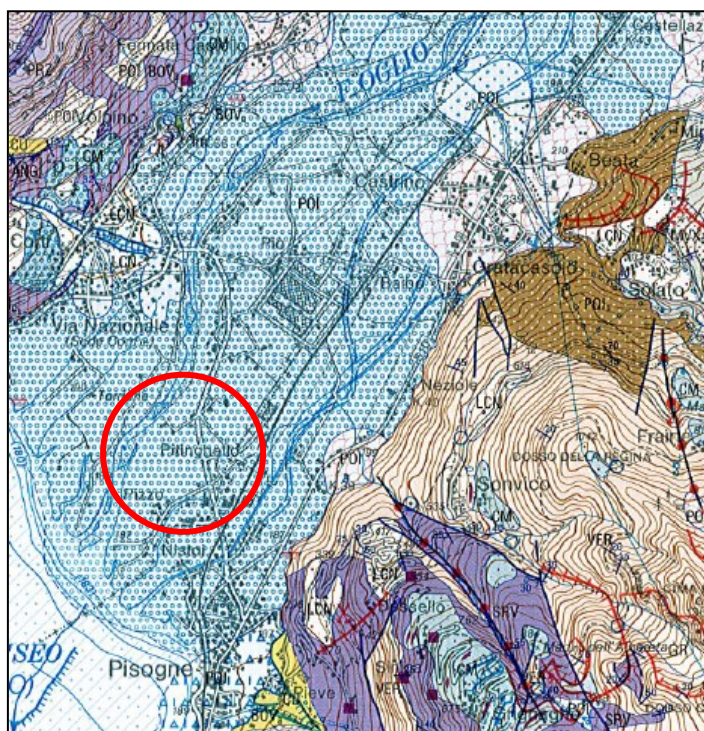


Fig. 2: Stralcio del Foglio CARG 078 "Breno" con individuazione area d'interesse.

Dall'analisi della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT comunale attualmente vigente, realizzato dal dott. geol. Diego Marsetti di Bergamo, nell'ottobre 2013 per l'area di nostro interesse si evince quanto segue:

1. nella "Carta geologica - settore sud (Tav.03 - scala 1:5.000)" trova conferma l'inquadramento geologico già delineato precedentemente mentre nella "Carta idrografica e idrogeologica - settore sud (Tav.05 - scala 1:5.000)" i depositi quaternari presenti sono individuati da un grado di permeabilità da elevato a buono ($K > 10^{-2}$ cm/sec) - (Fig. 3).



Fig. 3: stralcio "Carta idrografica e idrogeologica - settore sud) con ubicazione dell'area in studio.

2. nella "Carta della pericolosità sismica locale - settore sud (Tav.07 - scala 1:5.000)" l'area di nostro interesse è inserita in uno scenario sismico Z4a "zona di fondovalle con depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi" nell'ambito del quale il fattore F_a calcolato è superiore a quello di soglia della normativa nazionale da cui discende che in questo caso la normativa sismica nazionale è insufficiente a tener in considerazione i possibili effetti di amplificazione e si rendono necessari approfondimento di III livello sismico o l'utilizzo della categoria di sottosuolo immediatamente superiore rispetto a quella effettivamente individuata (Fig. 4). Anche e soprattutto a causa della precedente prescrizione in questa fase si è proceduto alla realizzazione di un indagine geofisica ad hoc (vedi cap. 5) tesa alla verifica della situazione sopracitata.

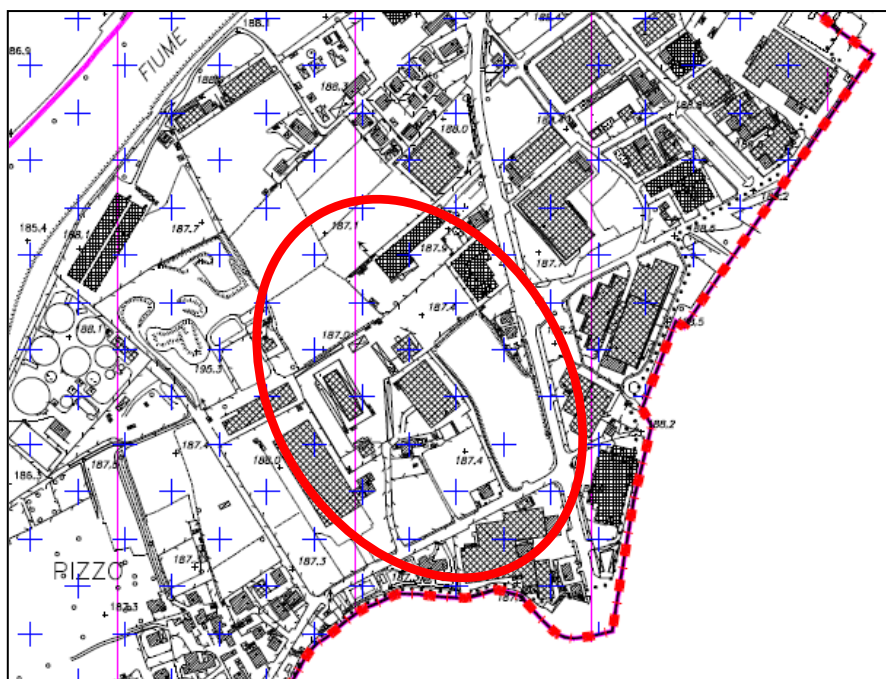


Fig. 4: stralcio "Carta della pericolosità sismica locale - settore sud con ubicazione dell'area in studio.

3. nella "Carta dei Vincoli - settore sud (Tav.09 - scala 1:10.000)" di cui si riporta un estratto in figura 5, l'areale in questione rientra in un'areale compreso fra il limite di progetto tra la fascia B e la fascia C e risulta caratterizzato dalla presenza in alcune zone delle fasce di rispetto del reticolo idrico minore.

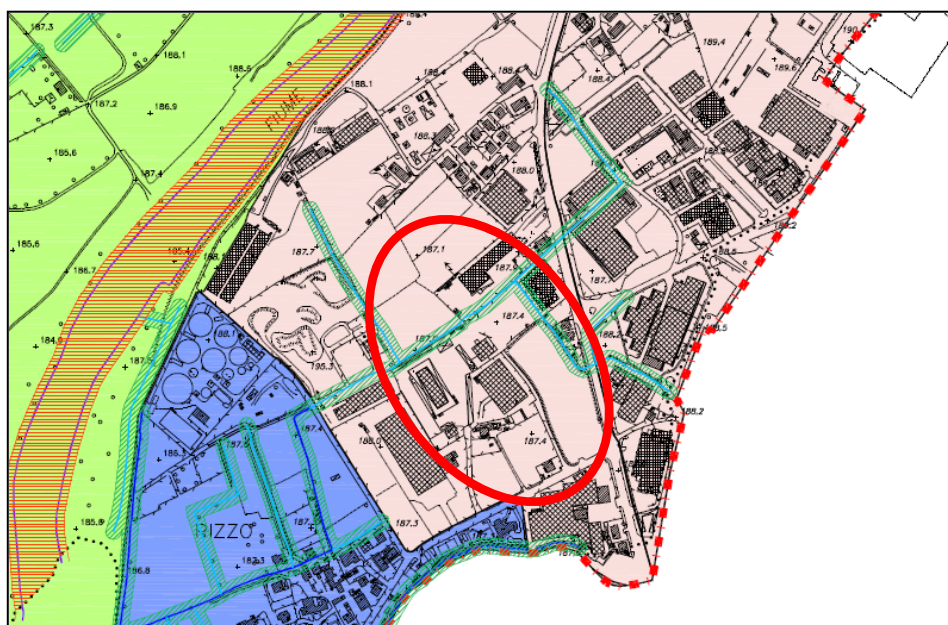


Fig. 5: stralcio "Carta dei Vincoli - settore sud" con ubicazione dell'area in studio.

4. nella "Carta di Sintesi - settore sud (Tav.11 - scala 1:5.000)" tutte le problematiche delle carte precedenti sono state accorpate così da avere con un unico "colpo d'occhio" l'insieme delle problematiche afferenti l'area in esame (vedi figura 6).

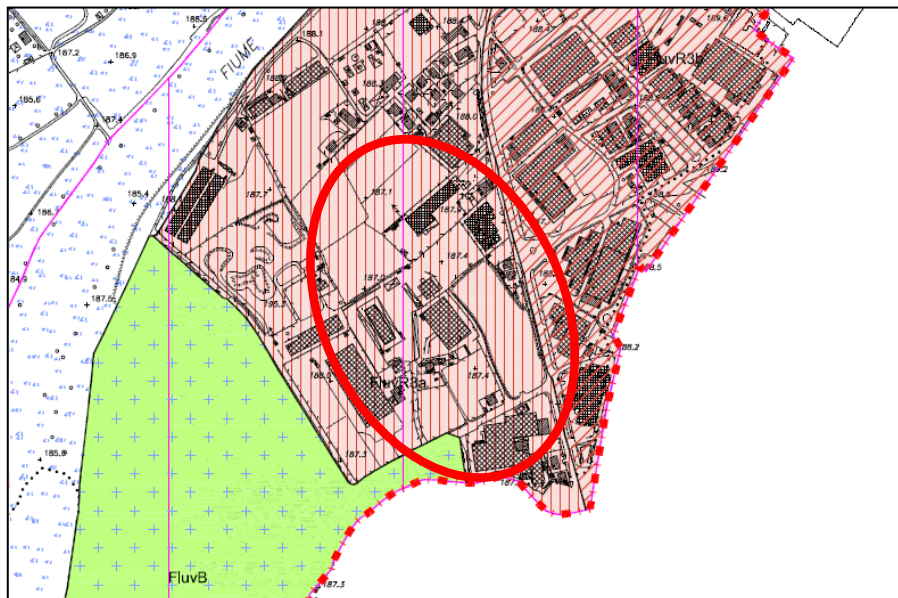


Fig. 6: stralcio "Carta di Sintesi" con ubicazione dell'area in studio.

5. nella "Carta della Fattibilità geologica - settore 9 (Tav.22 - scala 1:2.000)", di cui si riporta uno stralcio in figura 7, l'area in studio è inserita esclusivamente in **classe 3I di fattibilità con consistenti limitazioni** in quanto aree comprese nel territorio delimitato come limite di progetto fra la fascia B e la fascia C (zona R3a) con una porzione inclusa in aree per le quali rimangono prevalenti e attivi le limitazioni e le prescrizioni per la zona BPr del PAI fino alla realizzazione e al successivo collaudo delle opere in progetto di cui alla messa in sicurezza del tratto in sinistra idrografica del Fiume Oglio a valle della SS n. 42.

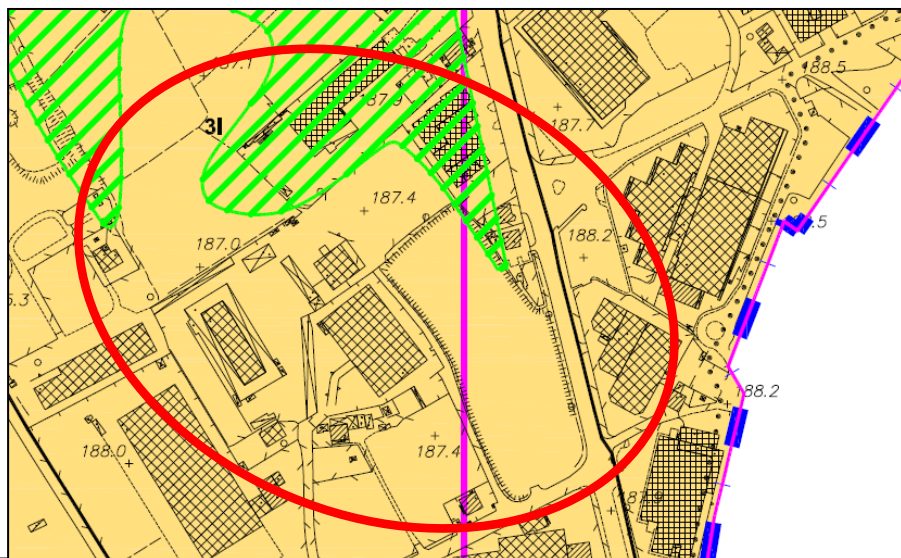


Fig. 7: stralcio "Carta della Fattibilità Geologica - settore 9" con ubicazione dell'area in studio.

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

In linea di principio le Norme Geologiche di Piano prevedono, in caso di realizzazione di nuove costruzioni, per la sottoclasse 3i l'applicazione delle seguenti prescrizioni di carattere geologico e generale:

- *Rilievo topografico di dettaglio dell'area di intervento e di un suo ragionevole intorno (in funzione del tipo di problematica da approfondire).*
- *Esecuzione di indagini dirette e/o indirette in sito (ad esempio prove penetrometriche, sondaggi, geofisica, ecc.), da estendersi anche ad un ragionevole intorno dell'area (in funzione della tipologia degli interventi, della loro dimensione, area di influenza e della presenza di eventuali fenomeni geomorfologici). La tipologia e il numero di indagini geognostiche dovranno essere scelti dal professionista, valutando di volta in volta il volume significativo da indagare in base alle caratteristiche degli interventi previsti. Ove ritenuto opportuno, le indagini in sito dovranno essere integrate anche con adeguate prove di laboratorio.*
- *Valutazione di dettaglio dell'assetto idrogeologico del sottosuolo (soggiacenza della falda, geometria degli acquiferi, permeabilità dei terreni, direzioni di flusso sotterraneo, ecc.), ricavato da dati bibliografici e, ove possibile, da indagini dirette (ad esempio monitoraggio piezometrico).*
- *Inquadramento generale dell'area di intervento e di un suo ragionevole intorno, con indicazione delle eventuali criticità di ordine geologico, geomorfologico e idrogeologico.*
- *Ricostruzione delle caratteristiche stratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni, con l'indicazione dei principali parametri geomeccanici delle rocce e/o dei terreni di intervento.*
- *Se richiesto dalla tipologia di intervento, valutazione della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione sia per fondazioni superficiali che profonde.*
- *Esaustive indicazioni tecniche circa la modalità di sbancamento, l'eventuale adozione di opere provvisorie di sostegno per gli scavi e quant'altro sia necessario per l'esecuzione delle opere in condizioni di sicurezza, la realizzazione delle eventuali opere di drenaggio.*
- *Valutazione dell'efficacia del sistema di smaltimento delle acque meteoriche e sotterranee previsto dal progetto e della sua compatibilità con le condizioni geomorfologiche e idrogeologiche locali.*
- *Valutazione dell'effettivo stato di attività degli eventuali dissesti presenti nell'area e della loro compatibilità con gli interventi di progetto.*
- *Sulla base delle risultanze delle indagini svolte, valutazione e proposta degli interventi di mitigazione del rischio eventualmente necessari. Indicazioni degli accorgimenti tecnico-costruttivi necessari per il*

superamento delle criticità geologico-tecniche riscontrate e per lo svolgimento dei lavori in condizioni di sicurezza.

Entrando nello specifico, occorrerà tener conto anche delle seguenti prescrizioni.

Nuovi edifici

- 1. Le superfici abitabili, le aree sedi dei processi industriali, degli impianti tecnologici e degli eventuali depositi di materiali dovranno essere realizzati ad una quota superiore di 1,5 metri rispetto al valore medio della quota presente al piano campagna nell'ambito di intervento, ed eventualmente in un suo ragionevole intorno, in modo da garantire almeno 1 metro di franco di sicurezza.*
- 2. In tale area è vietata la realizzazione di locali interrati o seminterrati. In caso debbano obbligatoriamente essere realizzati dovranno essere muniti di perimetro di salvaguardia idraulica, costituito da dispositivi permanenti costituenti sbarramento alle acque fino almeno alla quota di allagamento, che dovrà essere ben rappresentato e specificato sulle tavole progettuali. Gli accessi dovranno essere comunque posizionati nella parte opposta dell'eventuale direzione del flusso della corrente.*
- 3. Le disposizioni dei nuovi edifici dovranno essere realizzate in modo tale che il lato più lungo sia disposto parallelamente all'andamento del fiume. Per edifici a grandi dimensioni occorrerà valutare attentamente di non creare canali di scorrimento a grande velocità.*
- 4. Le aperture principali dei nuovi edifici dovranno collocarsi dal lato opposto relativamente al corso d'acqua (lato EST) o al massimo verso il lato di valle rispetto all'andamento del Fiume Oglio.*
- 5. Dovrà essere limitato allo stretto necessario la realizzazione di porte finestre, soprattutto sui prospetti rivolti verso il Fiume e verso la direzione perpendicolare al deflusso della corrente.*
- 6. Le costruzioni e le opere accessorie (recinzioni, ecc.) dovranno essere realizzate in modo da favorire il deflusso delle acque di esondazione, evitando interventi che ne comportino l'accumulo.*
- 7. Dovrà essere prodotta un'approfondita relazione geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni. Tale relazione deve tener conto delle eventuali pressioni idrostatiche presenti nel sottosuolo. Il piano di posa delle fondazioni dovrà collocarsi comunque sotto la quota del piano campagna originario.*
- 8. Dovranno eventualmente essere previste opere di difesa delle fondazioni superficiali al fine di scongiurare l'innescio di fenomeni erosivi.*
- 9. Nei terreni coesivi dovrà necessariamente essere adottato l'utilizzo di fondazioni profonde per limitare il fenomeno di cedimento e/o rigonfiamento dei suoli.*

-
10. *Per la realizzazione delle murature di elevazione, almeno per i primi due metri fuori terra rispetto al piano campagna originario, dovranno essere utilizzati materiali da costruzione poco danneggiabili al contatto con l'acqua e possibilmente impermeabili (esempio composti impermeabili, guaine bituminose, malte speciali, ecc.).*

3. VALUTAZIONE DELLE PROBLEMATICHE DI RISCHIO IDRAULICO ED IDROGEOLOGICO RICADENTI SULL'AREA IN STUDIO

Preso atto delle considerazioni espresse nei capitoli precedenti qui di seguito si procederà con l'inquadrare la problematica di rischio idraulico ed idrogeologico afferente all'area in oggetto valutando di conseguenza i pro e contro relativi alla realizzazione delle previsioni di Piano.

A tal fine e per questa tipologia di problematica, a livello regionale, vanno applicate le “Procedure per la Valutazione e la Zonazione della Pericolosità e del Rischio di Esondazione” riportate nell'allegato 4 della D.G.R. 2616-11 “Criteri ed Indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'Art. 57 della L.R. 11 marzo 2005, n. 12” attualmente vigente.

Nello specifico tale allegato fornisce indicazioni per redigere gli studi (“di dettaglio”) necessari per valutare le condizioni di rischio delle aree, già soggette a valutazione delle fasce fluviali, comprese nelle Fasce A e/o B all'interno dei centri edificati e delle aree a tergo del limite di progetto tra la Fascia B e la Fascia C (ai sensi dell'art. 39, comma 2, e 31, comma 5, delle N.d.A. del PAI). Questi studi sono quindi finalizzati alla valutazione e alla zonazione della pericolosità e del rischio da esondazione nonché a valutare la compatibilità idraulica delle previsioni degli strumenti urbanistici e territoriali o più in generale delle proposte di uso del suolo, ricadenti in aree che risultino soggette a possibile esondazione. Le metodologie proposte si basano sulla conoscenza dei dati relativi a altezze d'acqua e velocità della corrente in corrispondenza di portate con determinato tempo di ritorno, nel caso di fiumi o torrenti, o nel caso di un lago, dei suoi livelli pregressi durante le piene storiche. Per questo motivo, come indicato dalla stessa Delibera è stata verificata l'esistenza di studi già realizzati in grado di fornire tali informazioni con il grado di dettaglio ritenuto necessario, valutandone l'opportuna utilità al caso in questione. La stessa delibera indirizza a fare riferimento (Allegato 2, Tabella 1), agli Studi di Fattibilità della Sistemazione Idraulica dei Corsi d'Acqua predisposti a cura dell'Autorità di Bacino del fiume Po (AdBPo).

Pertanto per il caso in esame è stato preso in considerazione lo “Studio di Fattibilità della Sistemazione Idraulica del fiume Oglio nel tratto da Sonico alla confluenza in Po”, realizzato nel 2004 da Enel-Hydro e si sono inoltre consultati anche gli studi qui di seguito riportati:

- “Verifica Idraulica sul Fiume Oglio in Comune di Costa Volpino” - Valutazione delle condizioni di rischio nei territori della fascia “C” delimitati come limite di progetto tra la fascia “B” e la fascia “C”; Dott. Geol. Sergio Ghilardi, Dott. Ing. Francesco Ghilardi, Luglio 2003.
- “Perimetrazione delle Aree a Rischio Idraulico ai sensi della L. 267/98” - Comune di Costa Volpino; Dott. Ing. Guido Cuzzolin, Dott. Ing. Giuseppe Dalle Mulle, Prof. Ing. Alessandro Muraca, Dott. Ing. Roberto Penazzi, Dott. Ing. Roberto Piccoli.

- "Piano di Gestione dei Rischi di Alluvioni", Autorità di Bacino del fiume Po, Dicembre 2014, così entrato in vigore a fine 2014 ed attualmente in fase di recepimento nell'ambito di una variante PAI.

La realizzazione dello Studio realizzato dall'Ing. Cuzzolin, che prima dell'approvazione dello Studio predisposto dall'Autorità di Bacino costituiva l'elaborato di riferimento per la zona di interesse, ha avuto luogo grazie ad una serie di indagini preliminari che hanno permesso di definire i parametri idraulici ed idrologici necessari al raggiungimento di un livello di conoscenza morfologica ed idraulica piuttosto accurata del fiume Oglio nella zona di interesse (sezioni critiche o di ridotta capacità di deflusso) oltre che a ricerche storiche relative alle piene più significative sempre del tratto indagato.

In questo elaborato emerge che, considerata l'evidente influenza del livello del lago sulla propagazione della piena dell'Oglio, la perimetrazione delle aree allagabili non ha potuto prescindere da un attento esame della regolazione effettuata dal Consorzio vista la possibilità che le portate esondabili siano provocate dal rigurgito del fiume stesso a monte dell'immissione.

Come limite massimo di riferimento è stato preso quello registrato il 3 ottobre 1889 a Lovere, con un valore pari a 187,69 m s.l.m..

La mappatura delle aree allagabili è stata resa possibile dai risultati ottenuti tramite modellazione matematica, calibrata e tarata quindi grazie ai dati relativi alla piena storica di riferimento, oltre che alle informazioni disponibili tramite osservazioni dirette.

Anche lo studio redatto dal Dott. Geol. Sergio Ghilardi e dall'Ing. Francesco Ghilardi pone come elemento utile alla determinazione delle aree allagabili la stessa piena storica di riferimento.

3.1 Analisi dello studio di fattibilità idraulica AdBPo

Lo Studio realizzato per l'Autorità di Bacino del Po nel 2004 costituisce tuttora il punto di riferimento per le attività che richiedano una verifica idraulica dell'Oglio. L'elaborato ha richiesto indagini di campo e analisi conoscitive con: l'esecuzione di ortoimmagini e di modelli digitali delle elevazioni, rilievi topografici di sezioni trasversali dell'alveo, la determinazione delle caratteristiche granulometriche dell'alveo, la ricostruzione dei confini del demanio fluviale, la predisposizione del catasto delle opere idrauliche, la definizione delle tendenze evolutive dell'alveo e delle forme fluviali riattivabili. È stata inoltre effettuata un'analisi delle condizioni d'uso del suolo, dello stato della pianificazione urbana e territoriale, un quadro dei vincoli, l'analisi di stabilità del sistema arginale e la caratterizzazione della componente naturale. Il prodotto finale è riassunto nell'analisi idrologica e idraulica, con definizione delle portate di piena di riferimento, e nella valutazione sul trasporto solido lungo l'intera asta fluviale. La definizione di un quadro di insieme complessivo ha permesso una valutazione delle condizioni attuali di sicurezza del sistema difensivo e dell'assetto ecologico del sistema fluviale. La predisposizione di un piano di sistemazione e progettazione degli interventi ha fornito un assetto di progetto del sistema fluviale, la definizione, a livello di

fattibilità, degli interventi di adeguamento in ordine di priorità e la predisposizione del piano generale di manutenzione.

Nella Relazione Idraulica sono trattati i seguenti argomenti:

- costruzione del modello geometrico e idraulico (dati di base, scabrezze, condizioni al contorno, condizioni iniziali);
- simulazioni;
- risultati della modellazione (analisi dello stato attuale, perimetrazione delle aree allagabili).

L'impostazione del modello idrodinamico ha richiesto, per ciascun tempo di ritorno, un valore fisso del livello del lago. È stato infatti osservato che, in caso di piena, questo valore non dipende solo dal tempo di ritorno dell'evento stesso, ma anche dallo stato e dalle manovre effettuate sulla traversa di Sarnico, che determinano la portata di deflusso nell'Oglio sottolacuale. Pertanto, a seguito di un'analisi di sensitività sulla condizione di valle, è stato scelto un livello di riferimento pari a 187,50 m s.l.m.

Le conclusioni ottenute con le analisi idrauliche, applicate alla simulazione delle condizioni di deflusso in piena nell'assetto attuale dell'alveo, hanno permesso di definire, per ciascuna delle piene con assegnato tempo di ritorno, i seguenti elementi caratteristici:

- i livelli idrici al colmo in ogni sezione del modello idraulico;
- gli idrogrammi di piena in ogni sezione del modello idraulico;
- la delimitazione planimetrica delle aree allagabili;
- lo stato di funzionamento dei manufatti interferenti con il deflusso di piena;
- il franco rispetto alle quote spondali ed ai manufatti di attraversamento;
- le velocità medie nell'alveo inciso e nelle golene;
- i tempi di traslazione delle onde di piena.

Nella tabella seguente (Tabella 1) vengono riportati i valori di livello e di portata ottenuti dalla modellazione per vari tempi di ritorno, in corrispondenza del ponte Barcotto (Costa Volpino, BG).

Tabella 1: valori di livello (H) e di portata (Q) ottenuti dalla modellazione per vari tempi di ritorno, in corrispondenza del ponte Barcotto.

TR 2		TR 20		TR 50		TR 100		TR 200		TR 500	
H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q	H	Q
(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)
189,14	385,53	190,18	701,43	190,80	931,46	191,10	1063,87	191,37	1196,60	191,72	1387,67

In merito alla perimetrazione delle aree allagabili alla confluenza nel lago di Iseo i sopralluoghi e i contatti con gli uffici LL.PP. dei comuni interessati (Costa Volpino e Pisogne) hanno suggerito che gli allagamenti in generale possano dipendere sia dall'insufficienza degli argini in condizioni di piena sia dal semplice innalzamento del livello del lago.

Il valore di livello lacuale pari alla quota di 187,50 m s.l.m. è stato registrato in diverse occasioni di piena e verificato in più punti. Tale valore ha determinato l'allagamento di parte della campagna a monte del lago, fra cui alcune case isolate e la frazione di Pizzo del comune di Costa Volpino (indicata con il toponimo Gere sulla CTR). È stato possibile dimostrare come, per tempi di ritorno di 200 e 500 anni, risulti insufficiente la sponda destra immediatamente a valle del ponte Barcotto. La sponda sinistra risulta geometricamente sufficiente per qualunque tempo di ritorno, ma è opportuno osservare che le piene annuali più recenti hanno provocato la rottura dell'argine in prossimità del tratto terminale del fiume, provocando inondazioni nella frazione di Pizzo. Un fattore determinante all'aggravarsi dei problemi della sponda sinistra è costituito dalla presenza di un accumulo di detriti, accresciuto negli ultimi anni modificato la morfologia dell'alveo e che in condizioni di piena limiterebbe così la capacità di deflusso. Lo studio conclude che in ogni caso la delimitazione delle aree allagabili in sinistra non dipende dalla portata che sopraggiunge da monte ma dal livello del lago, per questo motivo la mappatura delle aree allagabili è stata effettuata utilizzando un tirante idraulico pari ad un valore di 187,5 m s.l.m. In Figura 8 viene rappresentata la tavola (Tav. OGS-AA-01) delle aree allagabili prodotta nello studio AdBPo relativa all'area interessata dall'intervento.



Fig. 8: Carta delle aree allagabili del tratto di confluenza nel lago di Iseo del fiume Oglio, tra i Comuni di Costa Volpino e Pisogne (Tav. OGS-AA-01 AdBPo) e individuazione area di interesse.

Come si evince dall'osservazione della Tavola sopra riportata, l'area di interesse si trova al di fuori dei limiti di esondazione individuati sia per un Tr di 200 anni che di 500 anni.

Oltre agli studi sopracitati e tenuto conto dell'approvazione del Progetto di Piano per la Valutazione e la Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA), introdotto dalla Direttiva europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, che costituisce un nuovo strumento, resosi disponibile a livello di bacino idrografico per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni. Nello specifico del bacino idrografico del Fiume Po, l'obiettivo di tale Piano è quello di dotare l'Autorità di Bacino e gli enti sotto-ordinati degli strumenti/informazioni per orientare, nel modo più efficace, l'azione sulle aree a rischio significativo (organizzate e gerarchizzate rispetto all'insieme di tutte le aree a rischio), e per definire gli obiettivi di sicurezza e le priorità di intervento a scala distrettuale, in modo concertato fra tutte le amministrazioni e gli enti gestori, con la partecipazione dei portatori di interesse e il coinvolgimento del pubblico in generale.

Le misure del piano si devono concentrare su tre obiettivi principali:

- migliorare nel minor tempo possibile la sicurezza delle popolazioni esposte utilizzando le migliori pratiche e le migliori tecnologie disponibili a condizione che non comportino costi eccessivi;
- stabilizzare nel breve termine e ridurre nel medio termine i danni sociali ed economici delle alluvioni;
- favorire un tempestivo ritorno alla normalità in caso di evento.

3.2 Analisi del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvioni

La procedura di adozione del PGRA è stata avviata con il Decreto del Segretario Generale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po n. 155 del 19 giugno 2015. In particolare, nel titolo V "Norme in Materia di Coordinamento tra il PAI e il Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione" è contenuto l'Art. 58 "Aggiornamento agli indirizzi alla pianificazione urbanistica, ai sensi dell'art. 65, comma 6 del D.Lgs n. 152/2006", il quale, al comma 7, afferma che "I Comuni, ove necessario, provvedono ad adeguare i rispettivi strumenti urbanistici conformandone le previsioni alle misure assunte a norma delle disposizioni di cui ai commi precedenti, secondo le modalità previste dagli articoli 18, 27 e 54 delle presenti Norme di Attuazione".

A livello Regionale il bacino dell'Oglio sovra-lacuale è considerato come una delle aree a rischio significativi (ARS) di importanza distrettuale, paragonabile ovvero a quella di altri contesti ben localizzati e di elevata caratterizzazione antropica (Nodi di Milano, Brescia, Lodi, Mantova, Valtellina e fiume Po).

Lo strumento per la valutazione e la gestione del rischio è rappresentato dalle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni (art. 6 D.Lgs. 49/2010 e art. 6 Dir. 2007/60/CE). Le mappe del rischio segnalano la presenza nelle aree allagabili di elementi potenzialmente esposti (popolazione, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc.) e il corrispondente livello di rischio, distinto in 4 classi rappresentate mediante colori: giallo (R1-Rischio moderato o nullo), arancione (R2-Rischio medio), rosso (R3-Rischio elevato), viola (R4-Rischio molto elevato).

La rilevante estensione del bacino del fiume Po e la peculiarità e diversità dei processi di alluvione sul suo reticolo idrografico, precedentemente descritti, hanno reso necessario effettuare la mappatura della pericolosità secondo approcci metodologici differenziati per i diversi ambiti territoriali, di seguito definiti:

- **Reticolo principale (RP):** costituito dall'asta del fiume Po e dai suoi principali affluenti nei tratti di pianura e nei principali fondovalle montani e collinari (lunghezza complessiva pari a circa 5.000 km);
- **Reticolo secondario collinare e montano (RSCM):** costituito dai corsi d'acqua secondari nei bacini collinari e montani e dai tratti montani dei fiumi principali;
- **Reticolo secondario di pianura (RSP):** costituito dai corsi d'acqua secondari di pianura gestiti dai Consorzi di bonifica e irrigui nella medio bassa pianura padana;
- **Aree costiere marine (ACM):** sono le aree costiere del mare Adriatico in prossimità del delta del fiume Po;
- **Aree costiere lacuali (ACL):** sono le aree costiere dei grandi laghi alpini (Lago Maggiore, Como, Garda, Iseo, ecc.).

Il grado di pericolosità di alluvioni si distingue in tre categorie e il PGRA riepiloga la distinzione in base a diversi scenari per ciascun ambito territoriale di applicazione (Tabella 2).

Tabella 2: Tabella riepilogativa dei scenari di esondazione (fonte: PGRA).

Direttiva Alluvioni		Pericolosità	Tempo di ritorno individuato per ciascun ambito territoriale (anni)				
Scenario	TR (anni)		RP	RSCM (legenda PAI)	RSP	ACL	ACM
Elevata probabilità di alluvioni (H = high)	20-50 (frequente)	P3 elevata	10-20	Ee, Ca RME per conoide ed esondazione	Fino a 50 anni	15 anni	10 anni
Media probabilità di alluvioni (M = medium)	100-200 (poco frequente)	P2 media	100-200	Eb, Cp	50-200 anni	100 anni	100 anni
Sparsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (L = low)	Maggiore di 500 anni, o massimo storico registrato (raro)	P1 bassa	500	Em, Cn		Massimo storico registrato	>> 100 anni

Le mappe della pericolosità inserite nel PGRA, che riportano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali e artificiali), dal mare e dai laghi, con riferimento a tre scenari (alluvioni rare, poco frequenti e frequenti), distinguono le tre casistiche con diversa tonalità di blu, la cui intensità diminuisce in rapporto alla diminuzione della frequenza di allagamento. Il PGRA indica che il territorio del

Comune di Costa Volpino appartiene ad uno scenario sia di elevata che di media probabilità di alluvione (P3 e P2) ma dall'osservazione della figura 9, dove viene riportato un estratto della mappa di pericolosità (estratta dal PGRA) dell'Oglio sovra-lacuale, si evince come l'area di interesse sia inserita in uno scenario di media pericolosità (P2).



Fig. 9: Mappa di pericolosità dell'Oglio sovra-lacuale (codice ARS AdbPo: M_OGL_1) nel tratto a monte della confluenza nel lago di Iseo (fonte PGRA).

Anche la stima del danno è stata condotta in modo qualitativo, attribuendo un peso crescente da 1 a 4 a seconda dell'importanza della classe d'uso del suolo e del livello di esposizione dell'antropizzato presente. Sono stati assegnati i pesi maggiori alle classi residenziali che comportano una presenza antropica costante e pesi decrescenti alle diverse tipologie di attività produttive, privilegiando le attività maggiormente concentrate (attività industriali e commerciali), rispetto alle attività estensive (attività agricole). In Figura 10 vengono riportate, per ogni classe di danno del PGRA, le categorie di uso del suolo di riferimento.

CLASSE D4		CLASSE D3		CLASSE D2		CLASSE D1	
1111	Tessuto residenziale denso	133	Cantieri	211	Seminativi	134	Aree degradate non utilizzate e non vegetate
1112	Tessuto residenziale continuo mediamente denso	12124	Cimiteri	1411	Parchi e giardini	231	Prati permanenti in assenza di specie arboree ed arbustive
1121	Tessuto residenziale discontinuo	132	Discariche	221	Vigneti	311	Boschi di latifoglie
1122	Tessuto residenziale rado e nucleiforme	131	Cave	222	Frutteti e frutti minori	312	Boschi conifere
1123	Tessuto residenziale sparso	2113	Culture orticole	223	Oliveti	313	Boschi misti
11231	Cascine	2114	Culture floro-vivaistiche	3114	Castagneti da frutto	314	Rimboschimenti recenti
1424	Aree archeologiche	2115	Orti familiari	213	Risale	331	Spiagge, dune ed alvei ghiaiosi
12122	Impianti di servizi pubblici e privati			2313	Marcite	321	Praterie naturali d'alta quota
12111	Insediamenti industriali, artigianali, commerciali			1412	Aree verdi incolte	322 - 324	Cespuglieti
12112	Insediamenti produttivi agricoli			2241	Pioppeti	332	Accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione
12121	Insediamenti ospedalieri			2242	Altre legnose agrarie	333	Vegetazione rada
12123	Impianti tecnologici					411	Vegetazione delle aree umide interne e delle torbiere
1222	Reti ferroviarie e spazi accessori					3113	Formazioni ripariali
123	Aree portuali					3222	Vegetazione dei greti
12125	Aree militari obbliterate					3223	Vegetazione degli argini sopraelevati
124	Aeroporti ed eliporti					511	Alvei fluviali e corsi d'acqua artificiali
1421	Impianti sportivi					5121	Bacini idrici naturali
1423	Parchi divertimento					5123	Bacini idrici da attività estrattive interessanti la falda
1422	Campeggi e strutture turistiche e ricettive					5122	Bacini idrici artificiali
						335	Ghiacciai e nevi perenni

Reti stradali	
D4	Reti primarie: autostrade, strade statali/regionali, strade provinciali
D3	Reti secondarie: strade comunali

Fig. 10: classi di danno attribuite alle diverse categorie di strutture o tipologie di uso del suolo (fonte: PGRA).

La determinazione del rischio è ottenuta dalla combinazione dei parametri vulnerabilità, danno e pericolosità, condotta attraverso una matrice con 4 righe e 3 colonne, ovvero 4 righe e 2 colonne. Nelle righe sono riportati i parametri danno-vulnerabilità e nelle colonne i livelli di pericolosità associabili agli eventi ad elevata, media e bassa probabilità di accadimento. L'implementazione di tale matrice ha consentito l'attribuzione di ogni elemento esposto ad una delle classi di rischio previste nei dispositivi nazionali. Per distinguere l'impatto assai diverso in termini di pericolo per la vita umana e danno per le attività antropiche, in relazione alla diversa intensità e modalità di evoluzione dei processi di inondazione negli ambiti territoriali considerati, si è utilizzato tre diverse matrici. In Figura 11 (tratta dal PGRA) vengono riportate le tre diverse matrici per la determinazione della classe di rischio, in funzione degli ambiti territoriali esaminati.

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R4	R2
	D3	R4	R3	R2
	D2	R3	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Matrice 1

- Reticolo principale (RP)
- Reticolo secondario collinare e montano (RSCM alpino)

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R3	R2
	D3	R3	R3	R1
	D2	R2	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Matrice 2

- Aree costiere lacuali (ACL)
- Aree costiere marine (ACM), Reticolo secondario collinare e montano (RSCM appenninico)

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'	
		P3	P2
CLASSI DI DANNO	D4	R3	R2
	D3	R3	R1
	D2	R2	R1
	D1	R1	R1

Matrice 3

- Reticolo secondario di pianura (RSP)

Fig. 11: matrici per la determinazione delle classi di rischio per vari ambiti territoriali (fonte (PGRA).

Le mappe del rischio segnalano la presenza nelle aree allagabili di elementi potenzialmente esposti (popolazione, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc.) e il corrispondente livello di rischio, distinto in 4 classi rappresentate mediante colori: giallo (R1-Rischio moderato o nullo), arancione (R2- Rischio medio), rosso (R3-Rischio elevato), viola (R4-Rischio molto elevato). La Figura 12 (estratta dal PGRA), riporta la distinzione dei scenari di rischio per l'area di interesse.

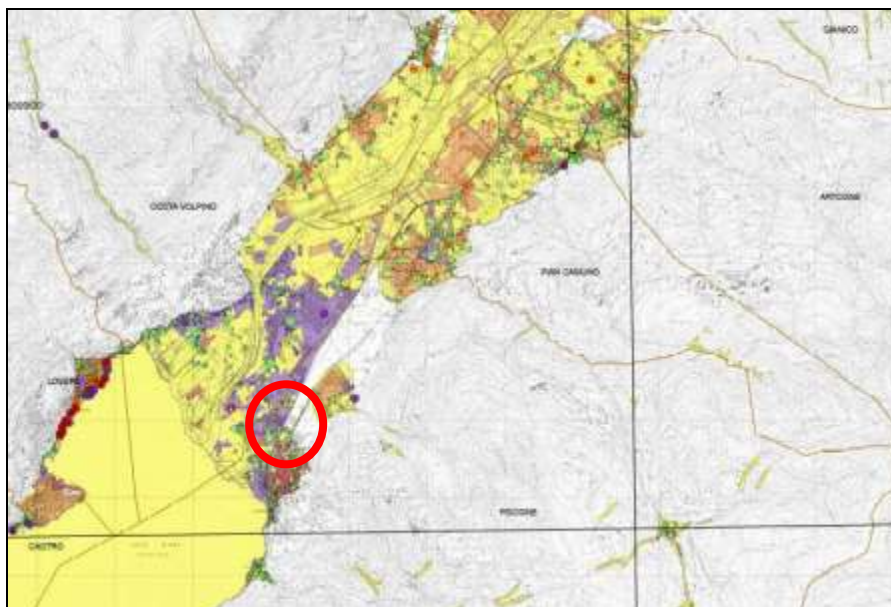


Fig. 12: Mappa degli scenari di rischio dell'Oglio sovra-lacuale nel tratto a monte della confluenza nel lago di Iseo (fonte PGRA).

Sempre nel PGRA, viene indicato come obiettivo quello di migliorare sia le conoscenze di rischio per quanto riguarda l'intero distretto dell'Oglio sovra-lacuale che di approfondire quelle relative all'area soggetta a rischio significativo (ARS) mediante l'analisi di studi idraulici di maggior dettaglio. In questo caso il Comune di Costa Volpino rientra in quelli citati.

La distinzione effettuata nel PGRA è senz'altro meritevole di attenzione per quanto concerne il caso esaminato nella seguente relazione. La località del Comune di Costa Volpino interessata dall'intervento, essendo adiacente al lago di Iseo, appartiene all'ambito ACL, diversamente dai restanti contesti geografici dello stesso bacino idrografico (Valle Camonica) che sono invece inseriti nell'ambito RP. Dal confronto quindi delle matrici 1 e 2 indicate in Figura 11 è evidente come, a parità di pericolosità di un evento alluvionale (funzione del tempo di ritorno per il quale si verifica), si possano manifestare diversi scenari di rischio per ciascuna classe di danno (funzione della categoria soggetta all'evento). Su dodici combinazioni ben quattro variano dall'ambito territoriale. Anche basandosi su questo confronto, contestualizzandolo al caso considerato, risulta evidente che una situazione di emergenza dovuta all'esondazione di un fiume come l'Oglio sia da valutare con diverse considerazioni rispetto alla tracimazione di un lago, la quale provocherebbe presumibilmente criticità gestibili in maggior misura rispetto alla prima.

3.3 Verifica compatibilità previsioni ATU "Via Cesare Battisti" con condizioni di rischio

L'area oggetto di interesse, di forma pressoché rettangolare con asse maggiore in direzione NO-SE, si sviluppa su una superficie pari a circa 10.210 m² con un andamento del terreno leggermente pendente da SO a NE (passante da 187,30 a 187,50 m s.l.m.) con una quota media pari a quindi circa 187,40 m s.l.m.. In Figura 13 è riportato un estratto del fotogrammetrico fornito dall' U.T. comunale nel quale è stata evidenziata in colore rosso l'area di interesse.

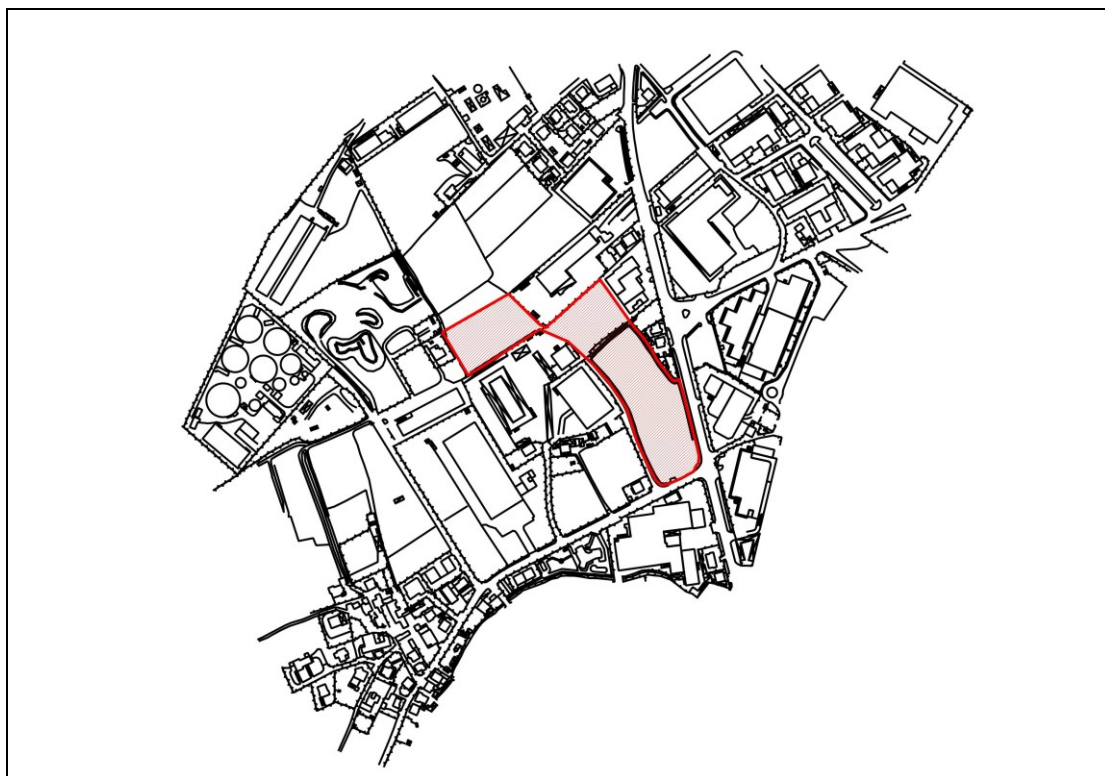


Fig. 13: estratto dal fotogrammetrico 1:2000 fornito dal Comune di Costa Volpino, (in evidenza l'area oggetto di studio).

Analizzando le carte dei Vincoli e di Sintesi contenute nella Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio, così come indicate nel precedente capitolo 2 appare evidente come l'area in oggetto appartenga al limite di progetto tra la fascia B e la fascia C (Figura 14).

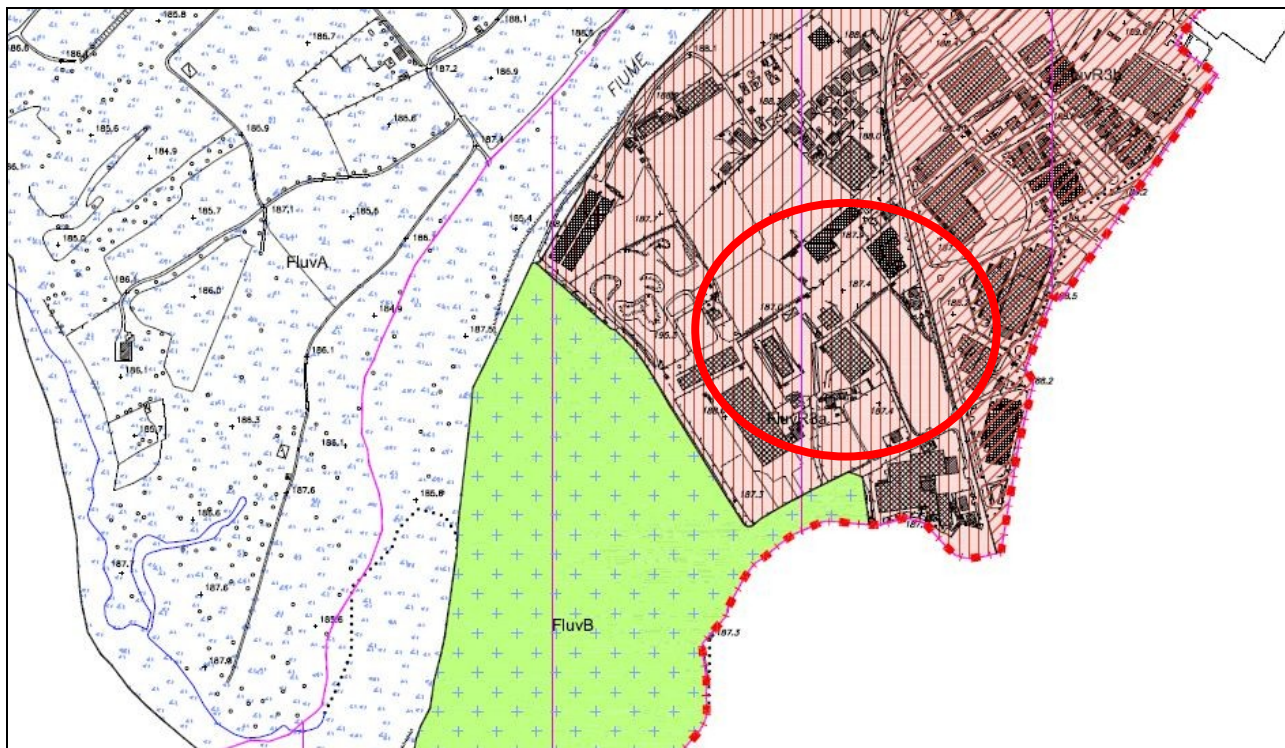


Fig. 14 : estratto dalla Carta di Sintesi (Settore Sud) della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Costa Volpino (in evidenza l'area oggetto di studio).

Anche nella Carta di Fattibilità riportata in Figura 15 (vedi anche capitolo 2 della presente relazione) si evince come l'area di interesse sia esclusa dalle aree (tratteggiate in verde) per le quali rimangono prevalenti e attive le limitazioni e le prescrizioni per la zona BPr del PAI (vincolate alla realizzazione e al successivo collaudo delle opere in progetto di cui alla messa in sicurezza del tratto in sinistra idrografica del Fiume Oglio a valle del ponte della SS n. 42).

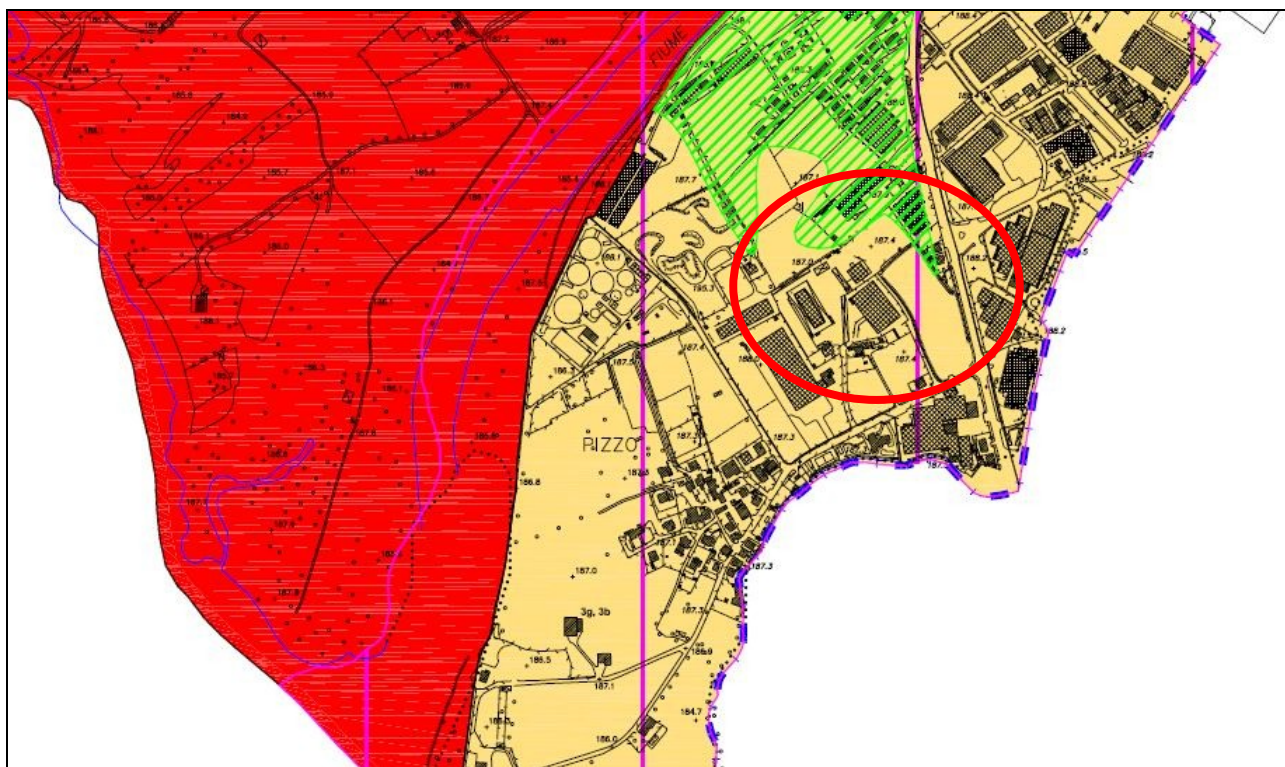


Fig. 15: estratto dalla Carta di Fattibilità (Settore 9) della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Costa Volpino (in evidenza l'area oggetto di studio).

Questa condizione garantirebbe il rispetto di quanto prescritto nella Direttiva delle Nda PAI dell'11 maggio 1999 n.2 e aggiornata con deliberazione n. 10 del Comitato Istituzionale del 5 aprile 2006. Le opere previste, non essendo situate all'interno dell'alveo del fiume Oglio, non costituirebbero un significativo ostacolo al deflusso, pertanto non limiterebbero la capacità di invaso. Non venendo modificate le condizioni idrauliche attuali del corso d'acqua, la quantificazione degli effetti prodotti dall'intervento non riguarda aspetti quali:

- assetto geometrico dell'alveo;
- caratteristiche morfologiche dell'alveo;
- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo;
- caratteristiche ambientali e paesistiche della regione fluviale;
- portate di piena;
- opere di difesa idraulica;
- manufatti interferenti.

che di conseguenza non subirebbero alcuna variazione rispetto ai parametri descritti negli studi idraulici (attualmente tenuti in considerazione anche nei processi di pianificazione locale), ma si concentra sulla variazione di deflusso superficiale in caso di piena e sugli effetti degli interventi in progetto. In questa fase di valutazione preliminare di compatibilità si deve fare quindi presente che le opere previste non devono in alcun modo compromettere il grado di permeabilità dell'area e garantire un corretto deflusso delle acque superficiali in caso di piena.

Considerata la particolare localizzazione dell'area di studio, è evidente come la maggiore criticità idraulica sia rappresentata dalla possibilità di allagamento dovuta all'innalzamento del lago, i cui livelli idrici dovranno perciò essere necessariamente considerati come prioritari nelle valutazioni della presente Relazione.

Considerata la quota del terreno presso la località (187,40 m s.l.m. come visibile dall'aerofotogrammetrico comunale) il battente idrico in condizioni critiche (Tr 200, con il livello del lago posto a 187,69 m s.l.m.) risulterebbe pari a 29 cm. Secondo quanto riportato nello studio di fattibilità AdBPo del 2004, con un livello del lago pari a 187,50 m s.l.m. il battente idraulico nell'area interessata dall'intervento risulterebbe pari a 10 cm.

Il livello del lago di Iseo è regolato da un Ente Regolatore, il Consorzio dell'Oglio, che dal 1933 regola la portata del tratto sub-lacuale del fiume mediante un'opera di sbarramento situata a Sarnico. I valori relativi ai livelli di regolazione del lago, riferiti rispetto allo zero idrometrico (misurato presso il ponte di Sarnico), pari a 185,15 m s.l.m., sono riportati nella Tabella 3.

Tabella 3: variazioni di livello del lago di Iseo rispetto allo zero idrometrico di Sarnico.

Zero Idrometrico [m s.l.m.]	Livello di regolazione massimo	Livello di regolazione minimo	Escursione
185,15	+ 1,10 m	- 0,30 m	1,40 m

Al massimo ed al minimo livello di regolazione corrispondono quindi delle quote del pelo libero del lago, riferite presso l'idrometro di Sarnico, pari rispettivamente a 186,25 e 184,85 m s.l.m..

Dopo la costruzione dello sbarramento di Sarnico la piena storica avvenne nel settembre del 1960 durante la quale si registrò all'idrometro un il livello dell'acqua pari a 186,97 m s.l.m.. L'evento più recente risale al 1997 con il raggiungimento a Sarnico di 186,60 m s.l.m.. A conferma dei dati sopra riportati, riferiti alla

regolazione del deflusso dal lago e del suo conseguente livello, si riporta in Figura 16 un esempio del sinottico consultabile sul sito web <http://laghi.net>.

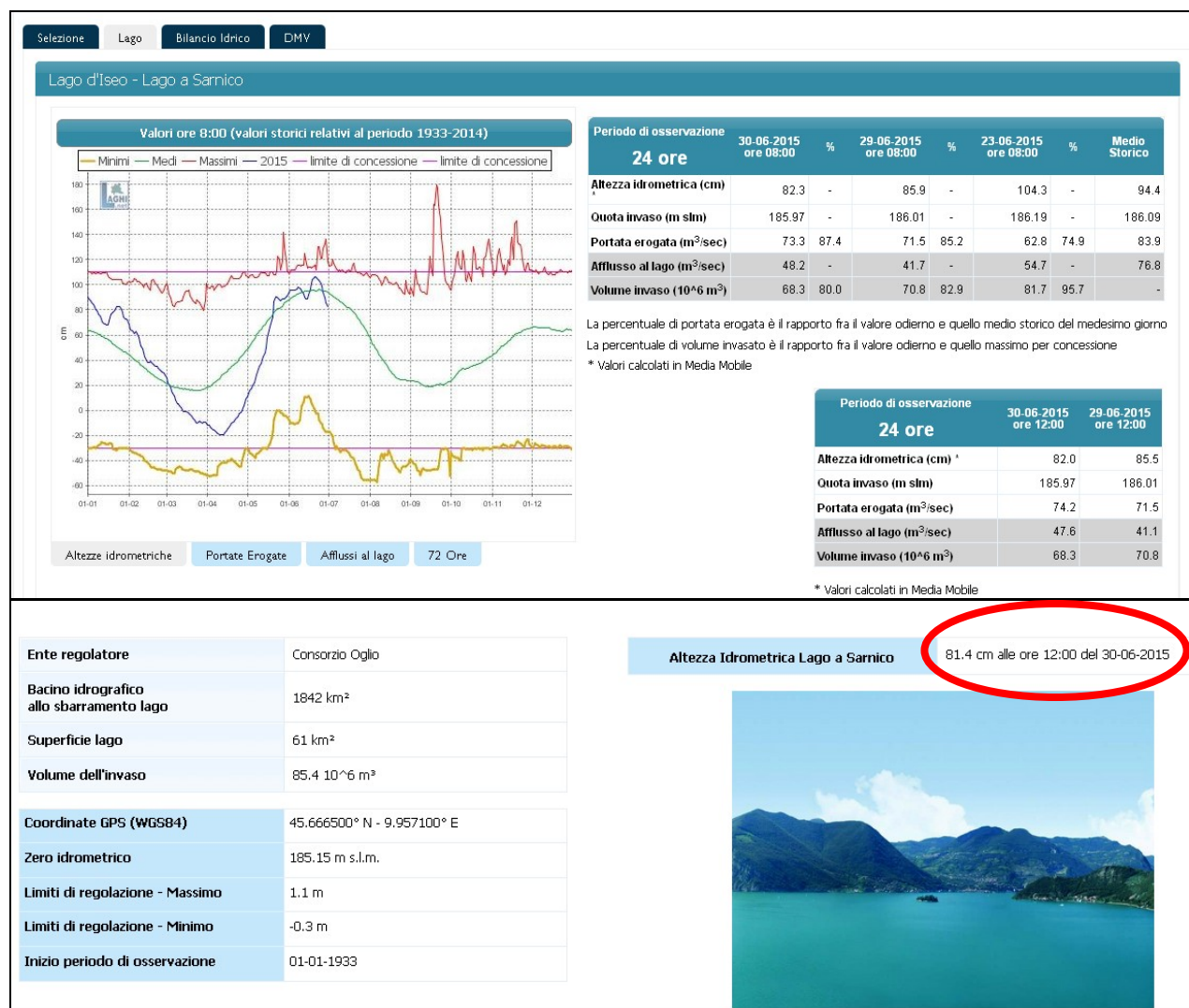


Fig. 16: sinottico della regolazione del deflusso del fiume Oglio a Sarnico, in data 30 giugno 2015.

Il livello del lago risulta infatti 81,40 cm sopra il livello idrometrico, ovvero a una quota di 185,96 m s.l.m. Allo stato attuale (in data 15/01/2017) dal medesimo sito è possibile constatare come il livello del lago sia a -7.6 cm al di sotto dello zero idrometrico, con una quota di invaso pari quindi a 185,07 m s.l.m. (Figura 17).

Altezza idrometrica Lago a Sarnico: -7.6 cm alle ore 17:00 del 15-01-2017														
Lago d'Iseo	Periodo di osservazione 24 ore		Periodo di osservazione 24 ore						Dati storici dal 1933 al 2015					
	15-01-2017	14-01-2017	15-01-2017			14-01-2017		08-01-2017		Media	Minimo		Massimo	
	ore 17:00	ore 17:00	ore 08:00	Stato	%	ore 08:00	%	ore 08:00	%		ore 8:00	Anno	ore 8:00	Anno
Altezza idrometrica (cm) *	-7.6	-6.5	-7.3	●	-	-6.3	-	-3.7	-	57.1	-27.5	1987	110.0	1977
Quota invaso (m slm)	185.07	185.09	185.08	-	-	185.09	-	185.11	-	185.72	-	-	-	-
Portata erogata (m³/sec)	26.0	26.0	26.0	●	61.4	26.0	61.4	28.9	68.3	42.3	15.1	1989	85.2	2001
Afflusso al lago (m³/sec)	18.7	24.1	16.3	●	43.8	31.1	83.6	21.2	57.0	37.2	17.2	1989	87.3	2001
Volume invaso (10^6 m³)	13.4	14.6	14.0	-	16.4	14.6	17.1	15.9	18.6	-	-	-	-	-

Fig. 17: sinottico della regolazione del deflusso del fiume Oglio a Sarnico, in data 15 gennaio 2017.

Considerato quindi l'eventuale rischio esondazione (seppure remoto, data anche la distanza dell'area in oggetto dal lago di Iseo, circa 885 m), l'inserimento di nuove strutture deve essere tale da poter garantire la protezione dell'area di un eventuale battente idrico di almeno 10 cm. Inoltre va esclusa la realizzazione di piani sotterranei rispetto all'attuale piano campagna.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO: METODOLOGIE E RISULTATI

A seguito di un primo sopralluogo eseguito nell'area ed in ottemperanza della corrispondente norma d'uso per l'area di interesse così come indicata nel precedente capitolo 2 della presente relazione, è stato predisposto un programma di indagini in sito, finalizzato alla caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nonché alla valutazione della sismostratografia e dei valori delle velocità delle Vs30 finalizzate alla verifica della categoria di sottosuolo.

Nell'area destinata alla realizzazione della ristrutturazione in esame, si è quindi proceduto all'esecuzione di:

- 2 prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT, spinte fino ad una profondità di oltre 14m dal piano campagna.
- 1 indagine geofisica del tipo tomografia sismica 2D ed 1 indagine geofisica mediante tecnica MASW le cui risultanze sono descritte nel dettaglio nel successivo Cap. 5.



Fig. 18: Planimetria con ubicazione dei punti di indagine.

4.1. Metodologia per l'esecuzione delle prove penetrometriche SCPT

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT (Dynamic Probing Superheavy) è stato utilizzato un penetrometro superpesante PAGANI TG 63-100, montato su un mezzo semovente cingolato, ed equipaggiato con attrezzatura conforme a quanto previsto dalla configurazione Meardi-AGI:

Massa del Maglio	73kg
Altezza di caduta	0,75m
Lunghezza delle aste	1.00m
Massa delle aste	6.31kg
Diametro est. aste	32mm
Diametro base punta conica	51mm
Angolo apertura punta conica	60°
Area base punta conica	24.43 cm ²

Le prove, eseguite seguendo le norme Meardi AGI modificate, sono consistite nell'infissione, attraverso un sistema di battitura, delle aste e nella misura del numero N_{30} di colpi necessari all'avanzamento nel terreno della punta per singoli tratti successivi di 30 cm.

La prova fornisce una valutazione qualitativa della natura e delle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati.

4.2. Risultati delle prove penetrometriche SCPT

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT sono state realizzate nella porzione meridionale dell'area di indagine, in una posizione sovrapponibile alla futura zona parcheggio, posizionandole in maniera tale da coprire più o meno uniformemente l'areale d'indagine raggiungendo le seguenti profondità da piano campagna:

Sigla Prova SCPT	Profondità prova [m]
PPT1	14.1
PPT2	14.1

I risultati di dettaglio relativi alle 2 prove (N di colpi, resistenza dinamica alla punta) sono riportati nelle tabelle e nei grafici dell'Allegato A e dell'Allegato B.

Nel seguito vengono comunque esaminati i dati salienti per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione in cui si evidenzia, già da una prima analisi dei risultati basata sulla semplice osservazione del numero di colpi N_{30} in relazione alla profondità di infissione, una sostanziale omogeneità tra le prove eseguite. In particolare, da una prima disamina dei diagrammi delle prove emerge che nell'areale di interesse su ogni verticale d'indagine si è avuto il riscontro di materiali argilloso-limosi scadenti ($N_{30\text{medio}} = 6$), con presenza nei primi 1,5m di materiale di riporto, passanti in profondità a materiali limoso sabbiosi - limoso

argillosi con caratteristiche geotecniche mediocri ($N_{30\text{medio}} = 8-10$) per poi passare più in profondità, a livelli sabbio-limosi e ghiaia fine con sabbia dotati di caratteristiche geotecniche migliori rispetto ai precedenti e con un discreto grado di addensamento ($N_{30\text{medio}} = 20$).

E' infine da evidenziare che nel corso delle prove effettuate è stata osservata la presenza della falda freatica, a circa - 4,00m dal P.C vista presenza di materiale particolarmente umido alla risalita delle aste a termine prova e tenuto conto:

- a. del periodo asciutto durante il quale le prove sono state effettuate: periodo invernale contraddistinto da precipitazioni nevose praticamente assenti e da apporti meteorici molto al di sotto della media stagionale;
- b. delle indicazioni di tipo idrogeologico raccolte per l'area in esame attraverso la consultazione dello Studio geologico comunale e derivanti da informazioni bibliografiche di altro tipo;

si è deciso, cautelativamente, di considerare la quota del livello di falda a -2,00 m dal piano campagna.

5. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOFISICHE: METODOLOGIE E RISULTATI

Per investigare maggiormente l'area interessata dagli interventi in progetto e tenuto conto della tipologia di copertura quaternaria presente è stata eseguita sia una indagine geofisica di Tomografia Sismica 2D, finalizzata sia alla valutazione locali variazioni nelle caratteristiche fisiche della copertura quaternaria e dell'eventuale riporto antropico, sia della profondità e tipologia del substrato roccioso(se intercettabile) sia un'indagine tipo MASW, finalizzata alla determinazione della categoria di sottosuolo così come previsto dalle NTC08 e come da ubicazione in Fig. 18.

Qui di seguito si darà conto della metodologia Sismica Tomografica 2D (stendimento L1) e della metodologia Sismica tipo MASW (stendimento L1-MASW), illustrando nel dettaglio sia le tecniche metodologiche utilizzate sia i risultati raggiunti mediante l'applicazione delle stesse.

5.1. Indagini sismiche - cenni teorici

La prospezione sismica si occupa dell'esplorazione del sottosuolo attraverso metodi di studio di tipo indiretto, dove per metodi di tipo indiretto si intendono quelle metodologie di studio in grado di definire la presenza e la tipologia di una determinata anomalia nel sottosuolo, identificandone indirettamente le caratteristiche salienti, analizzando i parametri fisico meccanici dedotti dal metodo di prospezione utilizzato. I metodi sismici, in generale, permettono di effettuare un'analisi dettagliata di differenti tipologie di materiale, sfruttando le proprietà di questi ultimi quando sono attraversati da un'onda di tipo sismico (Fig. 10). Le varie metodologie di indagine si basano sulla propagazione delle onde sismiche da una sorgente di energia artificiale a una serie di ricevitori (geofoni). Il passaggio delle onde attraverso il mezzo indagato e le variazioni che esse ne subiscono permettono di ricostruire le caratteristiche meccaniche e geometriche del sottosuolo.

Le onde di tipo sismico possono essere in generale classificate come:

- onde di volume
 - P: onde primarie o di compressione
 - S: onde secondarie o di taglio
- onde di superficie
 - L: onde di Love (caratterizzate da un movimento longitudinale e trasversale)
 - R: onde di Rayleigh (caratterizzate da un movimento ellittico retrogrado)

Quando un'onda sismica che si propaga nel sottosuolo incontra un limite tra materiali con differenti proprietà fisico meccaniche, subisce delle modificazioni salienti sia nel suo percorso, sia nelle intrinseche caratteristiche energetiche. Le caratteristiche del mezzo e l'angolo di incidenza dei raggi sismici

determineranno la traiettoria dell'onda sismica. Quando un'onda longitudinale piana incontra una superficie di separazione tra due mezzi isotropi con caratteristiche elastiche differenti, una parte dell'energia si riflette nello stesso mezzo in cui l'onda incidente si propaga, mentre una parte si rifrange nell'altro.

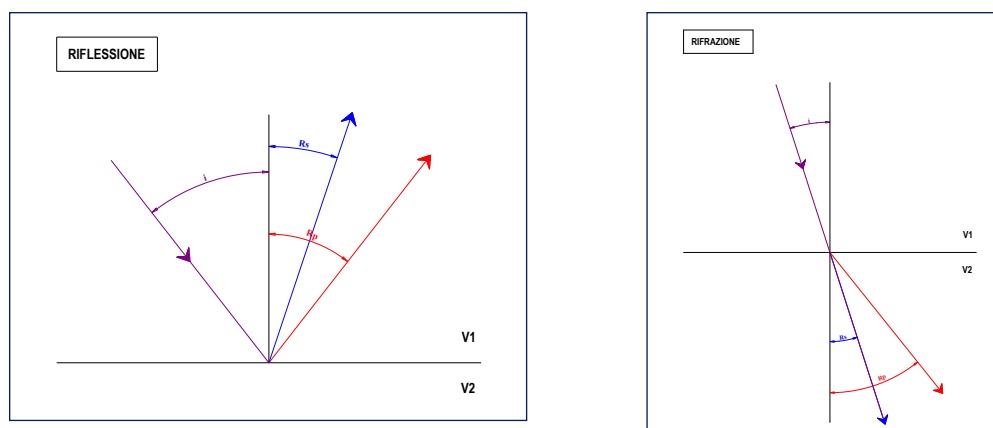


Fig. 19: Schematizzazione grafica dei principi di riflessione e rifrazione di un'onda.

Riflessione: l'angolo di incidenza (i) è uguale all'angolo di riflessione dell'onda compressionale P (R_p), mentre l'angolo di riflessione dell'onda di taglio S (R_s) è legato all'angolo di incidenza dall'equazione:

$$\sin(R_s) = \frac{V_s}{V_p} \cdot \sin(i)$$

Rifrazione: l'angolo di riflessione dell'onda compressionale P (R_p) è legato all'angolo di incidenza dall'equazione:

$$\frac{\sin(i)}{\sin(R_p)} = \frac{V_{p1}}{V_{p2}}$$

L'angolo di riflessione dell'onda di taglio S (R_s) è legato all'angolo di incidenza dall'equazione:

$$\frac{\sin(i)}{\sin(R_s)} = \frac{V_{p1}}{V_{s2}}$$

Quando $\sin(i) = \frac{V_{p1}}{V_{p2}}$ il valore di $\sin(R_p)$ risulta pari a 1 e l'angolo pari a 90° ; pertanto le onde

compressionali rifratte non attraversano il mezzo ma si propagano lungo l'interfaccia. In questo caso si parla di angolo critico e di riflessione totale.

La presenza di discontinuità o anisotropie nel mezzo modifica ampiezza e periodo delle onde sismiche. La velocità delle onde dipende dalle caratteristiche meccaniche del materiale attraversato, in particolare da: densità (γ), coefficiente di Poisson (ρ), modulo di Young (E) e modulo di taglio (G).

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

$$E = V_p^2 \cdot \gamma \cdot \frac{(1 + \rho) \cdot (1 - 2\rho)}{1 - \rho}$$

$$G = \frac{\gamma \cdot V_s^2}{g}$$

V_p = velocità delle onde P

V_s = velocità delle onde S

g = accelerazione di gravità

Nella tabella di seguito riportata vengono indicati valori di riferimento della velocità P per varie tipologie di materiali, depositi e rocce:

Litotipi		Velocità onde P V_p (m/s)		Velocità onde S V_s (m/s)	
		Valore minimo	Valore massimo	Valore minimo	Valore massimo
Rocce ignee	Andesite	6100	6400	3300	3500
	Basalto	6500	7200	1600	3500
	Basalto fratturato*	950	1350	480	700
	Diorite	5800	6600	–	–
	Dunite	6700	7100	3800	4100
	Gabbro	6200	7200	3300	3900
	Granito	5500	6100	900	3300
	Granito fratturato*	1000	1750	500	900
	Latite	5400	5750	3100	3250
	Riolite	5000	5500	2800	3200
Rocce metamorfiche	Anfibolite	5800	7100	3400	4000
	Argilloscisto	3500	5400	–	–
	Gneiss	3500	7000	2700	3500
	Marmo	3700	6900	2500	390
	Quarzite	5100	6000	3500	4000
	Scisto	3500	5700	–	–
	Serpentinite	5500	6500	2200	3000
	Anidrite	4500	6500	–	–
Rocce sedimentarie	Argillite	2100	4400	550	2100
	Calcare	2000	7000	1000	3300
	Calcare fratturato*	750	1500	330	650
	Calcarenite	1400	4400	800	2500
	Arenaria	2000	6000	900	3100
	Arenaria fratturata*	800	2100	360	950
	Dolomia	2500	6500	1200	3800
	Duomo salino	4500	5000	–	–
	Gesso	2000	3500	–	–
	Marna	1500	2000	300	500
Terreni	Alluvioni	300	600	–	–
	Argilla	1000	2500	300	600
	Argilla sabbiosa	600	2600	200	450
	Ghiaia	750	1000	200	500
	Limo	650	1250	240	480
	Permafrost	3500	4000	–	–
	Sabbia asciutta	200	1000	–	–
	Sabbia satura	600	2300	250	450
	Sabbia siltosa	600	1900	200	600
	Sabbia e ghiaia	300	1800	300	600
Tillite	1500	2500	–	–	

Tabella 4: Valori di riferimento delle velocità P per le varie tipologie di materiali.

5.2. Sismica a rifrazione

Il metodo sismico a rifrazione utilizza le onde sismiche che vengono rifratte dalle discontinuità presenti nel sottosuolo come ad esempio l'interfaccia tra due mezzi a differente velocità. La condizione indispensabile perché la tecnica sia utilizzata con profitto e le risposte siano corrette e interpretabili, è che, in un ipotetico sottosuolo dominato dalla presenza di più strati, la velocità dell'onda sismica nello strato superiore sia sempre minore della velocità dell'onda sismica nello strato inferiore ($V_1 < V_2$).

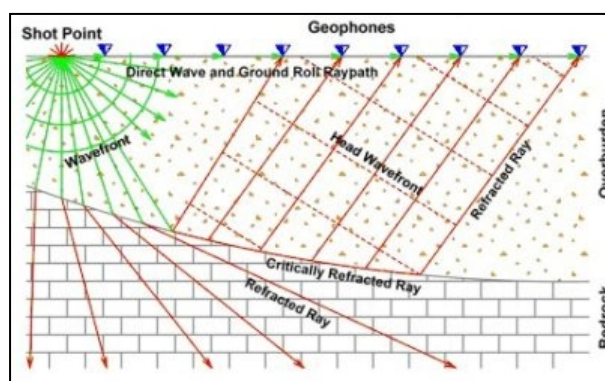


Fig. 20: Schema tipico di un'indagine sismica a rifrazione.

Misurando i tempi di primo arrivo (FBP First Break Point) degli impulsi ai geofoni e le distanze tra gli stessi viene costruito un diagramma (dromocrona) nel quale in ascisse vengono rappresentate le distanze e in ordinate i tempi.

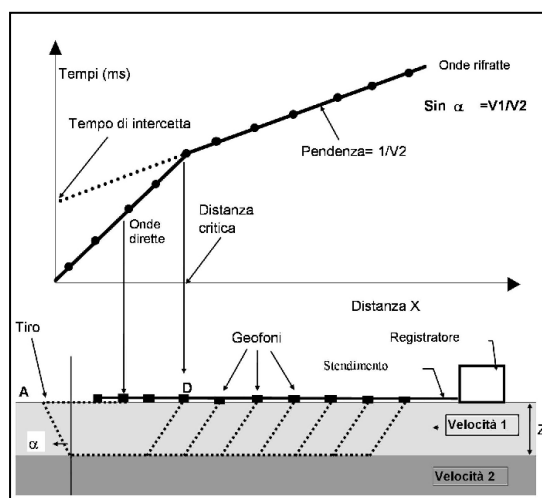


Fig. 21: Sismica a rifrazione: dromocrona su diagramma tempo/distanza.

Le onde dirette viaggiano dalla sorgente al ricevitore con velocità V_1 (nella dromocrona sono rappresentate dalla linea che dall'origine ha una pendenza pari a $1/V_1$) e raggiungono i ricevitori in un tempo:

$$t = \frac{x}{V_1}$$

Le onde rifratte viaggiano lungo l'interfaccia a una profondità z (nella dromocrona sono rappresentate dalla linea retta con pendenza $1/V_2$ che intercetta l'asse dei tempi a $x=0$) e raggiungono i ricevitori in un tempo (tempo di intercetta):

$$T_i = \frac{x}{V_2} + \frac{2z\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_2 * V_1}$$

Il punto di intersezione tra le due rette, definito come punto di ginocchio, permette di calcolare la profondità del rifrattore.

5.3. Procedure di elaborazione e inversione tomografica del dato sismico

La tomografia è una tecnica basata sull'individuazione delle anomalie nelle velocità di propagazione delle onde sismiche, la quale consente di ottenere una risoluzione nettamente maggiore rispetto ad altri metodi, permettendo quindi di ricostruire la presenza nel sottosuolo di anomalie anche particolarmente complesse. Nel dettaglio, è possibile ricostruire la distribuzione geometrica degli elementi che costituiscono un'ipotetica sezione di sottosuolo partendo dall'analisi del comportamento delle onde che lo attraversano. Agendo infatti sull'analisi delle onde sismiche che attraversano il sottosuolo, analizzando i tempi di arrivo delle onde rifratte, e tenendo in considerazione anche i profili e le geometrie di acquisizione, è possibile ricostruire un modello di velocità che può essere migliorato attraverso successive iterazioni fino al raggiungimento di una sovrapposizione ottimale tra i tempi di arrivo misurati e quelli calcolati. L'utilizzo di questa tecnica richiede un maggior numero di sorgenti di scoppio e di punti di ricezione delle onde sismiche in modo tale da ottenere una distribuzione dei raggi sismici abbastanza omogenea e con una densità che viene predefinita in funzione del "target" da raggiungere.

I metodi di inversione tomografica applicati a metodologie di prospezione sismica attiva trovano numerose applicazioni per indagini di tipo geotecnico:

- ricostruzione sismo-stratigrafica;
- definizione dei parametri meccanici dei sismostrati indagati;
- individuazione di faglie e fratture;
- localizzazione di oggetti sepolti, massi erratici;
- definizione delle geometrie e dell'andamento del bedrock.

Gli obiettivi elencati possono essere raggiunti poiché la velocità sismica è un parametro che dipende dalle caratteristiche meccaniche del materiale quali: porosità, resistenza al taglio, compressibilità, quantità di fratture, saturazione e contenuto di argilla.

Misurando i tempi di arrivo o le ampiezze delle onde sismiche è possibile ottenere la distribuzione nel mezzo indagato di velocità sismica (modello di velocità) o attenuazione (modello cinematico); parametri che permettono di definire le caratteristiche meccaniche del sottosuolo.

L'efficacia del metodo dipende:

- dalla capacità di penetrazione delle onde in funzione delle caratteristiche litologiche;
- dalla sua definizione, ossia da quanto il suo percorso nel mezzo sia assimilabile a un raggio (rettilineo o curvilineo) inteso come distanza più breve tra il punto sorgente e l'orizzonte fisico.

La tecnica tomografica si basa sulla ripetizione, lungo la traccia dello stendimento sismico, di punti di energizzazione in modo da poter ottenere una sequenza di tracce sismiche progressive.

Pertanto in campagna tutto ciò si ottiene lasciando fissi i geofoni lungo lo stendimento e realizzando vari punti di energizzazione mediante mazza battente, cannoncino o altra forma di energizzazione. Operativamente si procede con la stesa a terra dei geofoni, quindi si prosegue energizzando a intervalli regolari consecutivi, in modo da aumentare il potere di risoluzione e una ottimale copertura dei raggi sismici.

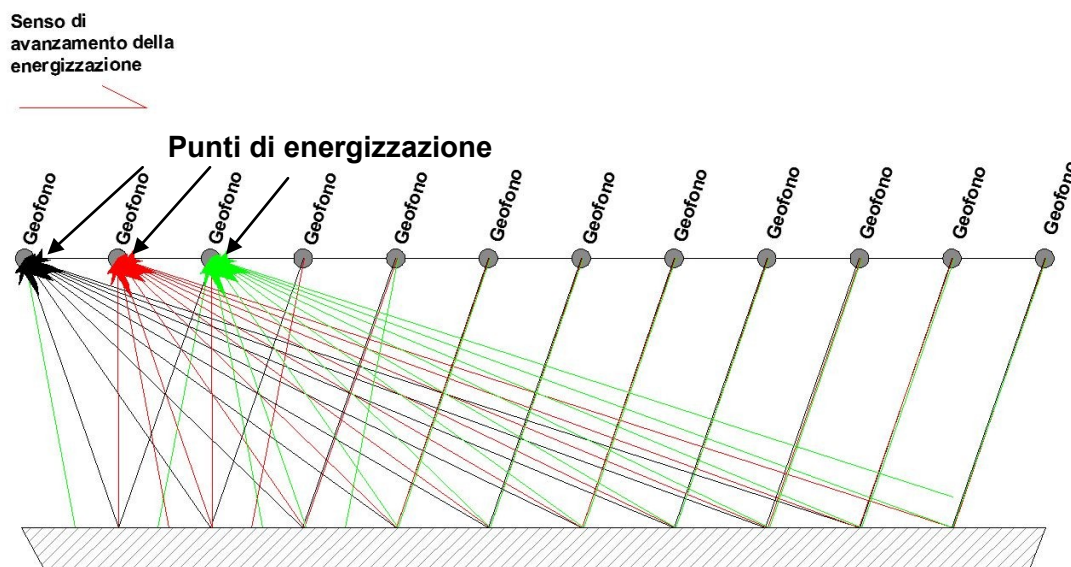


Fig. 22: Schema di esecuzione di un'indagine sismica a rifrazione.

Ogni raggio sismico che attraversa un ipotetico oggetto o struttura presente tra il punto di energizzazione e quello di ricezione, viene modificato in maniera univoca dalle caratteristiche del mezzo attraversato (memoria della radiazione); le informazioni che derivano dall'interpretazione di tali modifiche, poiché sono

distribuite lungo tutto il percorso, se considerate da sole, fornirebbero notizie parziali delle proprietà dell'oggetto lungo quel percorso.

L'opportuna combinazione simultanea di tutte le memorie di radiazione consente di incrementare il database di informazioni ottenute, consentendo di definire con precisione forme geometriche e attribuirle a strutture sepolte. Per il trattamento dei dati e per la ricostruzione tomografica dell'immagine si utilizza una suddivisione dell'area di studio in celle elementari, calcolando per ciascuna di queste un valore di velocità congruente con il tempo di tragitto medio rilevato dai percorsi dei raggi sismici che lo attraversano. La presentazione delle elaborazioni eseguite dà come risultato una mappa della distribuzione delle onde sismiche in una sezione piana contenente sorgenti e geofoni. La fase di elaborazione consiste in una inversione che può partire dalla specificazione di un iniziale modello di velocità, risolvendo il problema sia in maniera diretta, che inversa, e individuando la distribuzione dei valori di velocità che minimizza la somma dei quadrati degli scarti tra i tempi misurati e i tempi calcolati per tutte le perturbazioni sismiche prodotte. Tra le tecniche di inversione si ricorda la metodologia WET (Wavepath Eikonal Traveltime), la quale consente di ottenere sezioni di maggiore dettaglio del sottosuolo indagato.

5.4. Classificazione sismica dei sottosuoli mediante metodologia MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J. 1999) o in una combinazione di entrambi.

Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di

ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidità del suolo.

Nel seguito faremo riferimento al metodo MASW attivo che consente la classificazione sismica dei suoli, perché fornisce il profilo di velocità entro i primi 30m di profondità.

Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002): (1) la prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale, (2) la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica, (3) la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h e le velocità delle onde di taglio, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

5.5. Strumentazione utilizzata

Le prove sono state effettuate con la strumentazione di seguito riportata.

5.5.1 Acquisizione dei dati

I dati sono stati acquisiti con sismografo PASI Gea24 dotato di 24 canali a 24 bit, possibilità di stacking, filtri analogici e digitali. Di seguito si riportano le caratteristiche tecniche del sismografo.

SPECIFICHE TECNICHE GEA 24	
Numero di canali	24 can.+trigger (can. AUX) - 2 unità serializzabili per un tot. di 48 can.
Conversione Dati	Convertitore Analogico/Digitale Sigma-Delta 24 bit reali (compatibile con geofoni analogici a qualsiasi frequenza di risonanza)
Intervallo Campionamento	Acquisizioni "a pacchetto": - fino a 125 microsec (8000sps) con 24 can. - fino a 31,25 microsec (32000sps) con 6 can. Acquisizione continua: - fino a 4000 microsec (250sps) con 24 can. - fino a 500 microsec (2000sps) con 3 can.
Lunghezza Acquisizione	27500 campioni @ 24 can. (+aux) 174500 campioni @ 3 can. (+aux) Numero di campioni illimitato per acquisizioni continue
Guadagno Preamp.	0/52 dB, selezionabile via software
Stacking	Numero di stacking illimitato
Impedenza di ingresso	2M Ω // 22nF
Rapporto S/N	117db @ 1ksps
Distorsione	0.007% @ 16kHz
Largh.Banda -3dB Largh.Banda +/- 0.1dB	6.8kHz@32ksps - 0.21 kHz@1ksps 3.5 kHz@32ksps - 0.11 kHz@1ksps
Filtri	Passa Basso: 125-200-500-1000Hz Passa Alto: 10-20-30-40-50-70-100-150-200-300-400Hz
Filtri "Notch"	50-80Hz + armoniche
Trigger	Contatto normalmente chiuso, normalmente aperto (es. per uso con esplosivo), segnale analogico (geofono starter, starter piezoelettrico), trigger TTL. Sensibilità del trigger regolabile via software
Visualizzazione Tracce	Wiggle-trace (formato oscilloscopio) / area variabile
Noise-monitor	Tutti i canali + trigger
Canale AUX (ausiliario)	1x (per il trigger o qualsiasi altro segnale in ingresso)
Interfaccia comunicazione	1x USB 2.0 per PC esterno (di fornitura Cliente)
Formato Dati	SEG2, SAF (altri formati su richiesta)
Alimentazione	5VDC da USB, 0.25A
Temp.operativa/stoccaggio	-30°C to +80°C
Umidità	80% umidità relativa, non condensante
Dimensioni	24cm x19,5cm x11cm
Peso	2 Kg

COMM

5.5.2 Sorgenti di energizzazione

In fase d'acquisizione è stata utilizzata come sorgente di energia la massa battente; essa è costituita da un martello avente massa da 10 kg utilizzato da un operatore: l'impulso viene generato attraverso il colpo del martello su una piastra in alluminio appoggiata al terreno. Tale sorgente energizzante, leggera e facilmente manovrabile, consente la ripetizione delle energizzazioni per un singolo punto, permettendo di adottare tecniche di stacking e migliorando il rapporto tra segnale e rumore: a tal fine, per ogni punto di energizzazione, sono state eseguite in sommatoria dalle 2 alle 10 energizzazioni. L'istante di trigger è fornito da un collegamento elettrico in chiusura all'istante dell'energizzazione.

5.5.3 Ricevitori

Per le indagini sismiche eseguite, sono stati utilizzati geofoni verticali monocomponente del tipo elettromagnetico a bobina mobile a massa sospesa, con frequenza propria 4.5 Hz (geofoni utilizzati per l'indagine MASW) e 14Hz (geofoni utilizzati per la tomografia sismica). I trasduttori di velocità sono in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche longitudinali e trasversali prodotte da una specifica sorgente.

5.6. Acquisizione dati e modalità operative di campagna

5.6.1 Indagine di tomografia sismica a rifrazione

L'indagine ha previsto l'esecuzione di 1 profilo realizzato con tecnica di tomografia sismica a rifrazione basata sulla velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P). Il profilo, denominato L1 è stato realizzato parallelamente al decorso della sede stradale con orientazione genericamente N-S. Lunghezza e posizionamento sono stati quindi studiati in maniera tale da ottenere un ottimo dettaglio del segnale in corrispondenza dell'area di maggiore interesse. Nella tabella si riporta l'area di lavoro, la codifica della linea, la lunghezza della sezione di rilievo, l'interdistanza geofonica:

Stendimento	Lunghezza stendimento(m)	Interdistanza geofonica (m)	Numero energizzazioni	Passo energizzazione(m)	Profondità raggiunta (m)
L1	92	4	8	12	Ca. 25

Ogni energizzazione è stata ripetuta dalle 2 alle 10 volte per migliorare mediante operazioni di staking (somma di più impulsi sismici generati nella medesima posizione) la qualità del segnale acquisito (aumento del rapporto segnale/disturbo).

L'indagine è stata eseguita infiggendo a terra i geofoni e collegandoli alla strumentazione di acquisizione: in seguito si è provveduto a energizzare mediante mazza battente in corrispondenza di un dato geofono e registrando gli arrivi delle onde di compressione a seguito di ogni energizzazione; sono stati eseguiti diversi "tiri" in sequenza progressiva lungo lo stendimento sismico, per un totale di 8 energizzazioni a linea.

Successivamente, utilizzando il rilievo topografico a disposizione ed effettuando misurazioni in sito è stato ricostruito il profilo topografico dello stendimento sismico.

5.6.2 Indagine sismica tipo MASW

L'indagine ha previsto l'esecuzione di 1 profilo realizzato con tecnica sismica a rifrazione metodologia MASW. Il profilo, denominato L1-MASW è stato eseguito nella stessa posizione dello stendimento L1 e nella tabella si riportano l'area di lavoro, la codifica della linea la lunghezza di ciascuna sezione di rilievo, l'interdistanza geofonica:

Stendimento	Lunghezza stendimento(m)	Interdistanza geofonica	Numero energizzazioni	Passo energizzazione(m)	Profondità raggiunta(m)
L1 masw	92	4	8 (a 4 m di distanza dal geofono 1)	4	Ca.30
			8 (a 4m di distanza dal geofono 1e 24)	8	

L'indagine è stata eseguita infiggendo a terra i geofoni e collegandoli alla strumentazione di acquisizione: in seguito si è provveduto a energizzare mediante mazza battente.

5.7. Analisi ed elaborazione dei dati

5.7.1 Indagine tomografia sismica a rifrazione

Le linee di sismica a rifrazione sono state analizzate tramite elaborazione tomografica con metodologia WET.

L'elaborazione in tomografia sismica ha previsto i seguenti step:

1. Definizione dei tempi di arrivo

I dati acquisiti sono stati filtrati utilizzando il software Rayfract, quindi dopo aver impostato le geometrie di acquisizione, è stato effettuato il picking dei primi arrivi per ogni traccia geofonica.

2. Elaborazione tomografica

L'elaborazione tomografica è stata effettuata con il software Rayfract che utilizza il metodo di inversione WET (Wavepath Eikonal Traveltime).

L'algoritmo di inversione utilizza l'approccio basato sulle zone di Fresnel che costituisce un'alternativa ai metodi di inversione basati sul ray tracing.

Gli assunti di base di tale modellizzazione sono:

- i raggi sismici sono considerati come fronti d'onda sferici;
- il range di frequenza dell'impulso sismico è considerato finito (condizione rappresentativa della realtà);
- la perturbazione sismica indotta si propaga in uno spazio finito 3D (zona di Fresnel) attorno al raggio sismico.

L'analisi dei tempi di primo arrivo permette di definire il modello iniziale di velocità (gradiente), attraverso il quale calcolare i tempi di arrivo teorici delle onde sismiche. Calcolando i tempi residui (T_r), ossia la differenza tra tempo osservato e tempo calcolato, viene definita l'approssimazione del modello teorico al modello sperimentale.

Lo step successivo è dato dalla costruzione di un sistema di equazioni lineari che stabilisce la relazione tra i residui (T_r) e la variazione che deve essere apportata al modello iniziale di velocità per ottenere un modello quanto più possibile attendibile. L'iterazione del calcolo prosegue fino a quando la differenza tra tempi calcolati e tempi osservati risulta accettabile.

I risultati dell'inversione tomografica sono:

- matrice V_p ;
- dromocrone calcolate;
- valori di RMS dei tempi residui;
- matrice di copertura (coverage): copertura dei raggi sismici nello spazio indagato;
- matrice di risoluzione: scostamento del modello finale dal modello iniziale (variazione apportata dal processo tomografico al modello iniziale).

3. Restituzione e interpretazione e delle sezioni sismiche

I dati delle matrici V_p sono rappresentati in contouring 2D (con opportuna scala colore) mediante il software Surfer utilizzando un algoritmo di Kriging.

5.7.2 Indagine sismica tipo MASW

Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con una combinazione delle due. Generalmente si assegnano il numero di strati del modello p e si variano lo spessore h e la velocità V_s degli strati.

Nella procedura manuale l'utente assegna per tentativi diversi valori delle velocità V_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale. Nella procedura automatica (Roma, 2002, Roma, 2001, Joh, 1998) la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica. In genere quando l'errore relativo tra curva sperimentale e curva numerica è compresa tra il 5% e il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve e il profilo di velocità delle onde di taglio V_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresenta una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico. Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30m di profondità V_{s30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

L'elaborazione dei dati sismici con metodo MASW è stata effettuata per mezzo del software SWAN che, mediante la trasformata di Fourier, è in grado di fornire indicazioni sulla suddivisione delle unità litologiche del sottosuolo mediante l'individuazione delle onde V_s .

5.8. Rappresentazione e interpretazione dei dati sismici con metodologia tomografica

L'elaborazione dei dati di campagna ha consentito la redazione di una sezione tomografica sismica (vedi interpretazione in Fig. 23). L'esame delle curve di isovelocità delle onde P ha permesso di evidenziare come sostanzialmente nella zona di indagine si riscontri la presenza di depositi di materiale caratterizzato da medio basse velocità sismiche (200 - 1500m/s), i quali lasciano spazio in profondità a materiali via via sismicamente più veloci.

L'interpretazione dei dati di velocità V_p ha permesso di definire la presenza nel sottosuolo dell'area di indagine di almeno quattro orizzonti sismostratigrafici sovrapposti; di seguito si fornisce una breve descrizione degli orizzonti individuati, dal più superficiale al più profondo. Inoltre va sottolineato che per fornire maggiore attendibilità all'interpretazione fornita, la definizione dei sismostrati è stata effettuata tenuto conto anche dei valori di velocità V_s derivanti dall'indagine MASW effettuata lungo il medesimo stendimento L1.

5.8.1 Linea Sismica L1

Depositi superficiali limoso sabbiosi-limoso argillosi debolmente addensati

Il deposito superficiale in questione, presenta degli spessori di circa 3-5m e risulta essere relativamente discontinuo sull'area di indagine con una tendenza ad assottigliarsi man mano che si procede verso Nord e

nello specifico tra le progressive 60m-90m; i valori di velocità V_p risultano essere compresi tra 200m/s e 650m/s, mentre i valori di V_s derivati da indagine MASW risultano essere compresi tra 97 m/s e 242 m/s risultando quindi compatibile con la presenza di depositi superficiali debolmente costipati e con la presenza di materiale limoso argilloso limoso sabbioso probabilmente saturo a partire da circa -2/-3m dal P.C. Risulta inoltre la presenza di un'inversione di velocità nella porzione inferiore del sismostrato indagato, ad una profondità di circa -2.8m P.C.: tale decremento delle velocità sismiche risulterebbe indotto dalla presenza dei materiali debolmente costipati a carattere limoso argilloso tendenzialmente saturi soprastati da uno spessore di materiale più addensato (possibile riporto antropico).

Depositi superficiali limoso argilloso- limoso sabbiosi maggiormente addensati - saturi

Il deposito superficiale in questione, risulta rinvenibile al di sotto del precedente sismostrato fino alla profondità di circa -11/-13m dal P.C. e risulta essere relativamente continuo su tutta l'area di indagine; i valori di velocità V_p risultano essere compresi tra 650m/s e 1100m/s, mentre i valori di V_s derivati da indagine MASW risultano essere compresi tra 178 m/s e 307 m/s risultando quindi compatibile con la presenza di depositi superficiali leggermente più costipati e con la presenza di materiale limoso sabbioso, limoso argilloso da ritenersi saturo.

Depositi superficiali limoso sabbiosi – sabbiosi maggiormente addensati - saturi

Il deposito superficiale in questione, risulta rinvenibile al di sotto del precedente sismostrato fino alla profondità di circa -18/-20m dal P.C. e risulta essere relativamente continuo su tutta l'area di indagine; i valori di velocità V_p risultano essere compresi tra 1100m/s e 1500m/s, mentre i valori di V_s derivati da indagine MASW risultano essere compresi tra 431 m/s e 507 m/s risultando quindi compatibile con la presenza di depositi superficiali leggermente più costipati e con la presenza di materiale limoso sabbioso-sabbioso da ritenersi saturo.

Depositi superficiali limoso sabbiosi – limoso argilloso maggiormente addensati - saturi

Il deposito superficiale in questione, risulta rinvenibile al di sotto del precedente sismostrato fino alla profondità max di indagine di circa -25m dal P.C. e risulta essere relativamente continuo su tutta l'area di indagine; i valori di velocità V_p risultano essere maggiori di 1500m/s, mentre i valori di V_s derivati da indagine MASW risultano essere compresi tra 507 m/s e 549 m/s risultando quindi compatibile con la presenza di depositi a carattere limoso sabbioso- limoso argilloso da ritenersi saturi.

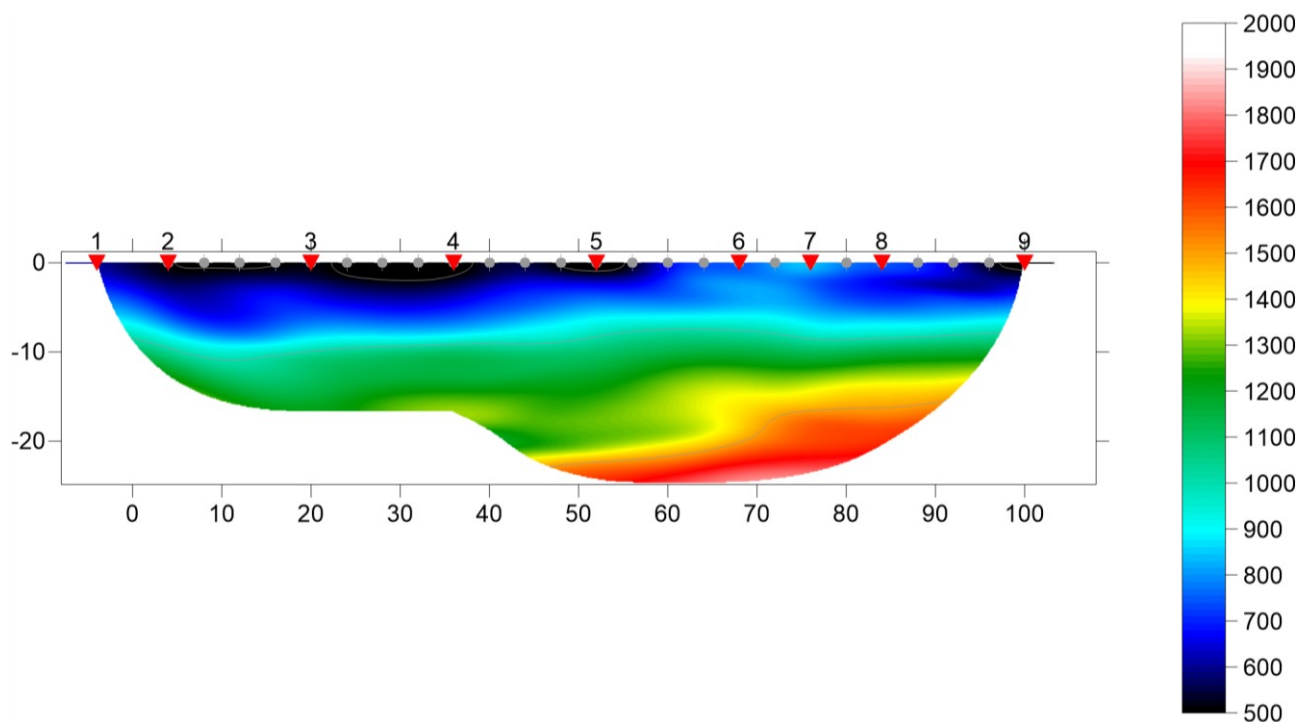


Fig. 23: Sezione tomografica sismica relativa allo stendimento L1 (valori di velocità V_p espressi in m/s).

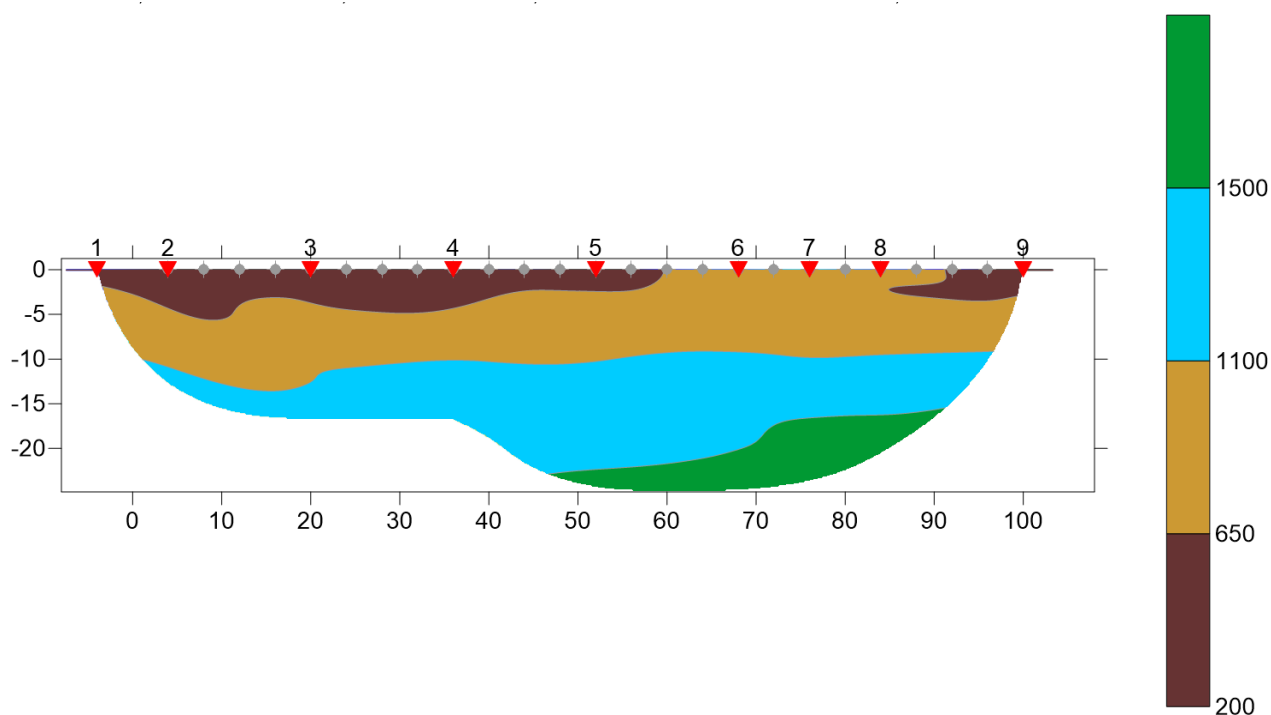


Fig. 24: Interpretazione sismostratigrafica dello stendimento di tomografia sismica L1 (valori di velocità V_p espressi in m/s).

5.9. Rappresentazione e interpretazione dei dati sismici con metodologia MASW

Di seguito si riporta il sismogramma rappresentativo della propagazione delle onde sismiche nel suolo per la sezione indagata:

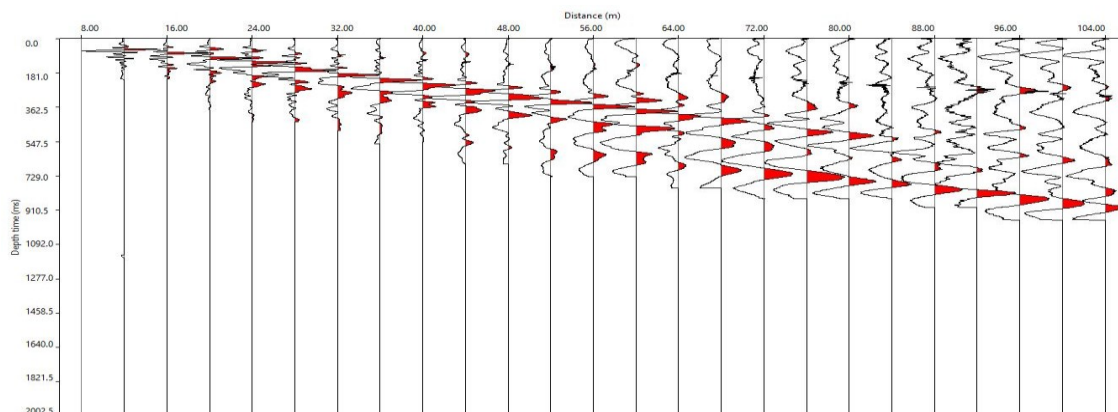


Fig. 25 : Sismogramma della base sismica L1- MASW.

5.9.1 Interpretazione dei dati

L'elaborazione dei sismogrammi ha consentito di estrapolare la trasformata di Fourier e da questa si risale alla curva di dispersione (Fig. 26) che, confrontata, mediante sovrapposizione, con quella teorica consente di ottenere sia gli spessori dei vari strati che le rispettive velocità.

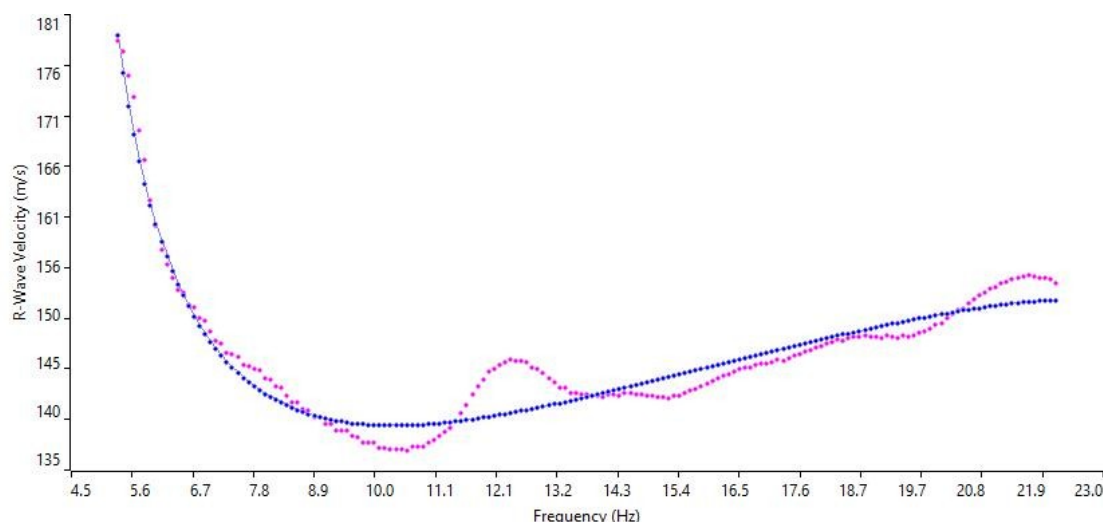


Fig. 26: Curva di dispersione combinata della base sismica L1- MASW.

5.9.2 Ricostruzione del sottosuolo mediante le onde S

Dalla sovrapposizione delle curve di dispersione, attraverso algoritmi iterativi che modificano sia lo spessore che la velocità sismica dei sismostrati, si è ottenuta la ricostruzione del sottosuolo in orizzonti aventi differenti spessori e valori di velocità come di seguito indicato e graficamente riportati nel diagramma (alla base le velocità Vs30 stimate):

	Thickness	Depth	Vs
Layer 1	2.28	0.00	242
Layer 2	2.77	2.28	97
Layer 3	4.48	5.05	178
Layer 4	4.37	9.53	148
Layer 5	1.85	13.90	307
Layer 6	1.98	15.75	431
Layer 7	2.40	17.73	473
Layer 8	5.97	20.13	507
Layer 9	INF	26.10	549

Vs 30 = 236m/s

Tabella 5: Valori delle V_s in relazione alla profondità.

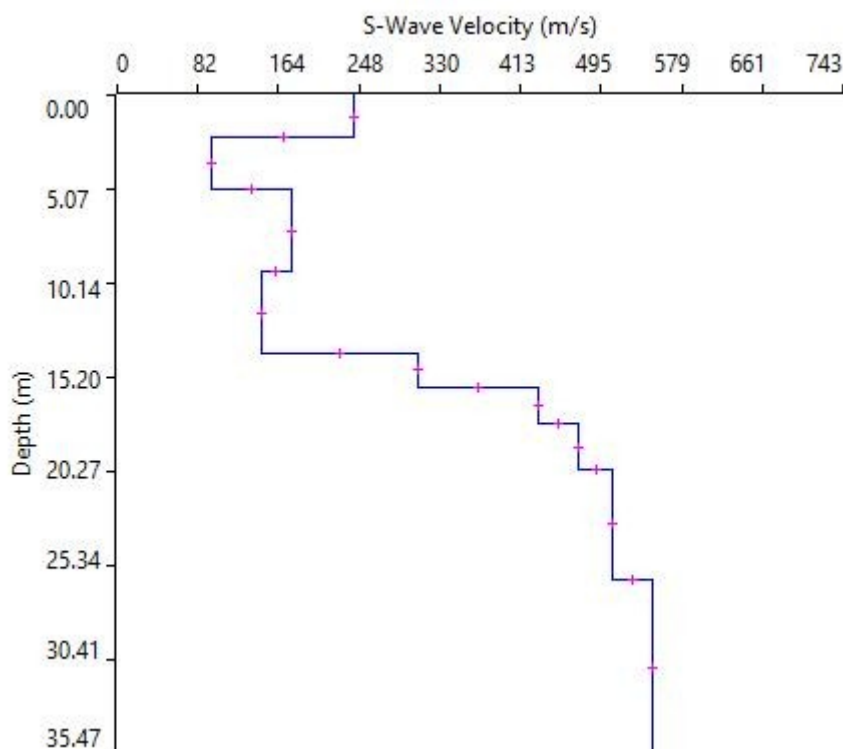


Fig. 27: Diagramma delle velocità V_s riferite ai vari strati intercettati nella base sismica L1-MASW.

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

Da quanto precedentemente riscontrato emerge che il terreno indagato, con la metodologia MASW, presenta per la linea eseguita un valore delle V_{s30} pari a **236m/s**, con riferimento all'attuale piano campagna e pertanto riferibile, in base alla classificazione attualmente vigente delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008) ad una **categoria di sottosuolo C**, che qualora confermata a seguito della valutazione della suscettività sismica di cui al paragrafo successivo rappresenterà il punto di partenza della classificazione sismica sitospecifica di cui si relazionerà nel prossimo capitolo.

5.10. Valutazione della suscettibilità sismica dell'area in studio

5.10.1 Effetti litologici.

Al fine di determinare i valori di F_a dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione dello sismogramma di tipo geofisico con metodo MASW il quale ha permesso la compilazione di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia. Con tale indagine si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di V_{s30} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di sottosuolo, che come precedentemente indicato si tratta di **tipo C**.

Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2)
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2)
- scheda per le litologie sabbiose (da utilizzarsi in zone di pianura)

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle V_s relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento. I dati ottenuti in campagna e riportati in Tabella 2 vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per "litologia limoso sabbiosa 2".

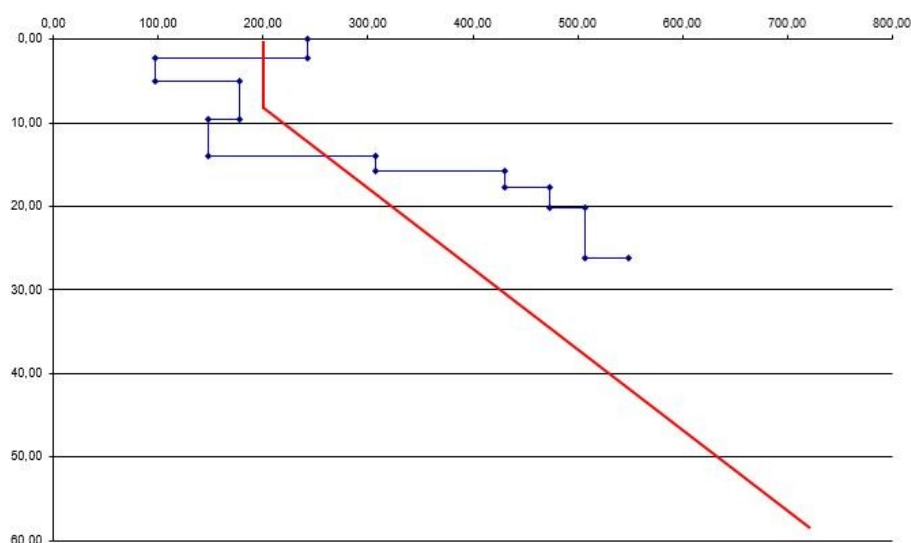


Fig. 28: Grafico relativo alla “litologia limoso-sabbiosa 2” a cui sono stati sovrapposti i valori parziali di ogni intervallo di terreno in base alle Vs ricavate dalla L1 masw.

Come è possibile osservare l’andamento delle Vs è posizionato, salvo locali inversioni di velocità localizzate nei primi metri di profondità, ampiamente al di “sopra” della linea rossa che divide il campo di validità dal campo di non validità. Il fatto che questa scheda litologica soddisfi questo primo “vincolo”, comporta che i valori delle Vs ricavati, siano correlabili con la relativa scheda di riferimento per “litologia limoso-sabbiosa 2”.

Ottenuti la velocità del primo strato ed il relativo spessore si riportano questi valori all’interno dell’abaco (Fig. 29) al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare (Fig. 30) per ottenere il valore di Fa. Tale parametro (Fa) verrà confrontato con quello riportato in bibliografia in funzione della struttura da realizzare: intervallo 0,1-0,5 s - riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e intervallo 0,5-1,5 s - riferito a strutture più alte e flessibili.

Per utilizzare correttamente l’abaco di figura 29, come vincolo viene posto che il primo strato abbia almeno 4 m di spessore. Se tale condizione non fosse soddisfatta è necessario calcolare la media pesata almeno dei primi 4 metri di terreno tenendo in dovuta considerazione gli spessori parziali con le rispettive velocità delle onde di taglio.

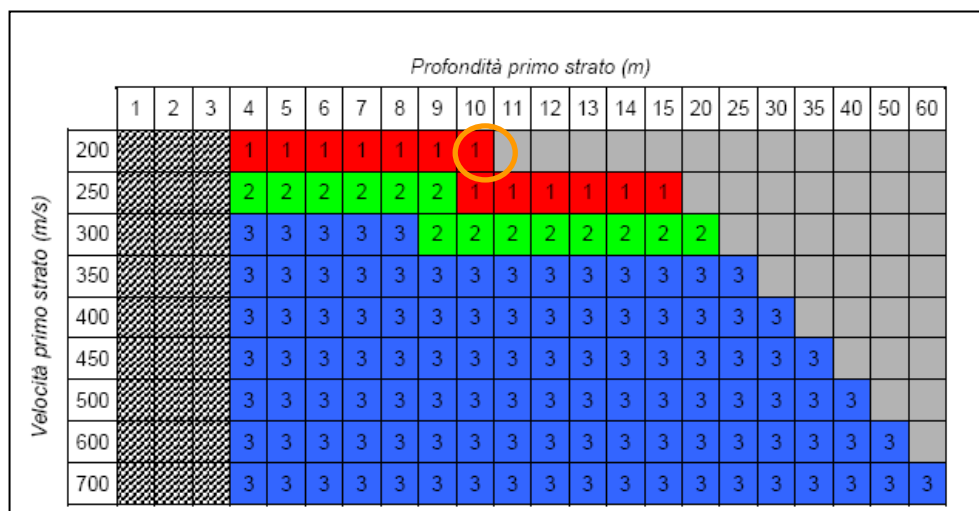


Fig. 29: Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di F_a , grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità.

Nel nostro caso il primo strato risulta essere rispettivamente di 2.28m di spessore e pertanto è stata effettuata la media pesata relativa ai primi 9.53m. Si è così ottenuta una velocità del "primo strato" (considerando la profondità fino a 9.53m) di 169m/s. Ciò ha portato, per approssimazione, ad associare ai primi 10m la velocità minima dell'abaco di 200 m/s. Intersecando il valore di velocità riscontrata con la profondità sopra indicata, si ricade nel campo 1, che corrisponde alla curva 1 rossa di figura 30.

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito. Nel caso la velocità verificata dall'indagine non raggiungesse gli 800 m/s occorre incrementare, come è stato fatto, la velocità e la profondità delle onde, utilizzando un passo adeguato, o una taratura da indagini ulteriori, fino all'intercettazione degli 800 m/s. Per la determinazione del periodo si utilizza la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{si} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 V_{si} = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Stendimento sismico	Valore del periodo T calcolato
L1 masw	0,658 s

Tabella 6: indicazione del valore del periodo T calcolato.

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di F_a utilizzando gli abachi di riferimento di fig. 30 e fig. 31 per la litologia limoso-sabbiosa 2 e riferiti rispettivamente ad edifici bassi ed ad edifici alti.

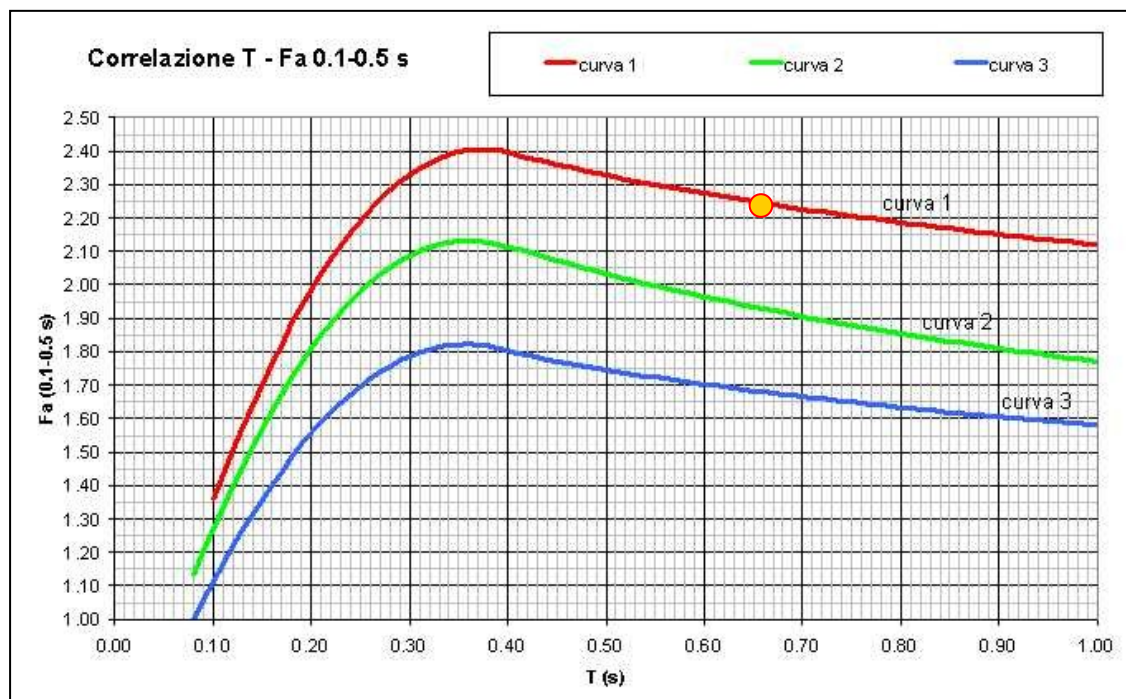


Fig. 30: Abaco di riferimento per la litologia limoso sabbiosa 2 per determinare F_a sulla base di T medio di 0.658s e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi).

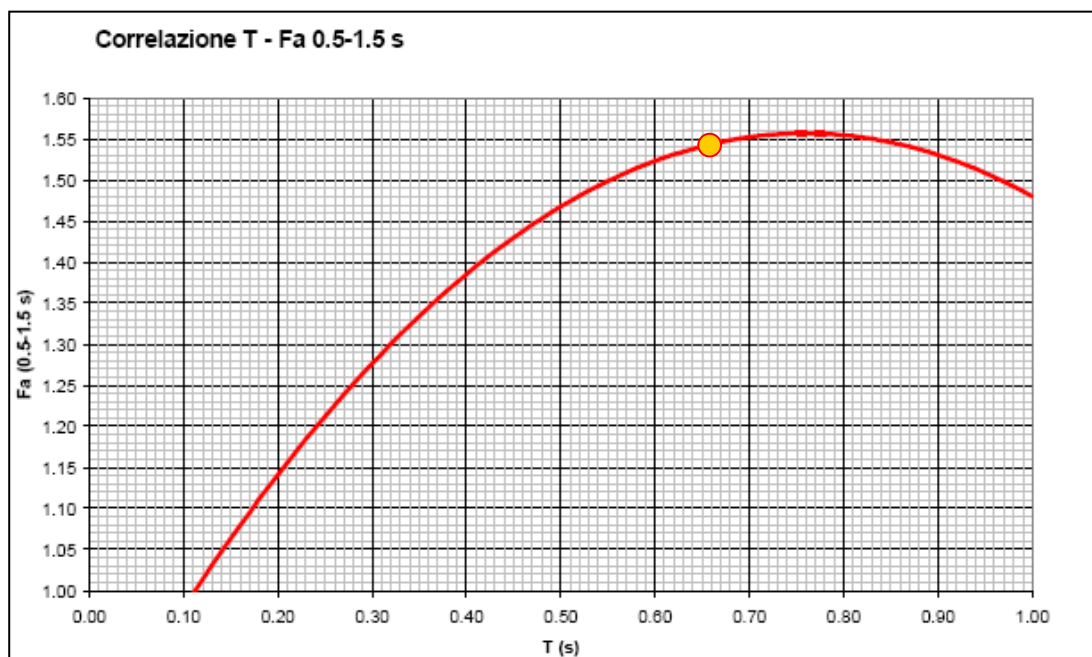


Fig. 31: Abaco di riferimento per la litologia limoso-sabbiosa 2 per determinare Fa sulla base di T medio di 0.658s e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti).

La procedura prevede di valutare Fa con le schede di valutazione sopra riportate e di confrontarlo con il corrispettivo valore di soglia, considerando una variabilità di $\pm 0,1$, che tiene conto la variabilità del valore di Fa ottenuto.

Dagli abachi emerge come il valore medio attribuito al periodo ($T=0,658$), identifichi sulla curva verde un valore di **Fa di 2,24 per edifici bassi (Fa di riferimento per i terreni di tipo C=1,8) e Fa 1,54 per edifici alti (Fa di riferimento per i terreni di tipo C = 2,4).**

Ne deriva che, sia nel caso di edifici bassi, il valore di Fa calcolato e riferito alla categoria di sottosuolo C è superiore al valore di riferimento, e pertanto sarebbero necessari o approfondimenti di III livello sismico o utilizzare i valori di riferimento della categoria di sottosuolo immediatamente superiore (categoria D); per il caso di edifici alti, il valore di Fa calcolato e riferito alla categoria di sottosuolo sopracitata è inferiore al valore di riferimento.

Preso atto di questo e di comune accordo con il Committente e con il Progettista delle opere si è optato per l'utilizzazione dei parametri della categoria di sottosuolo immediatamente superiore a quella individuata e pertanto nel proseguo della relazione per quanto riguarda la classificazione sismica si farà riferimento alla categoria D.

Le tabelle sottostanti riportano i valori di Fa relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Costa Volpino.

VALORI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1 - 0,5s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
		Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Costa Volpino	3	1.4	1.8	2.2	2.0

VALORI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5 - 1,5s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
		Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E

Costa Volpino	2	1.7	2.4	4.3	3.0
---------------	---	-----	-----	-----	-----

5.11. Valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni

Vista la presenza di falda a circa -2m dal P.C., e vista la presenza di litotipi a carattere granulometrico tendenzialmente fine, si è ritenuto opportuno eseguire una verifica dei terreni nei confronti della liquefazione indotta da un possibile evento sismico.

La verifica è stata condotta utilizzando il metodo di Andrus e Stokoe (1998), il quale permette di correlare le velocità sismiche V_s con la suscettibilità alla liquefazione dei terreni interessati: si è ritenuto infatti opportuno eseguire la verifica su uno spessore congruo e rappresentativo di sedimenti, utilizzando quindi la stratigrafia fornita dall'indagine a sismica passiva eseguita.

In assenza di dimensionamenti e carichi dell'intervento edificatorio la verifica è stata realizzata ipotizzando una magnitudo del sisma $M_w = 6$ con epicentro a circa 20 km di distanza e i parametri stratigrafici e geotecnici identificati sia dalle prove penetrometriche eseguite che dall'indagine masw eseguita: **a seguito della verifica effettuata si è rilevato come la suscettibilità alla liquefazione dei terreni presenti risulti essere alta per circa i primi 15m di depositi alluvionali presenti, fatto dovuto alla presenza di sedimenti debolmente addensati e dalle proprietà geotecniche scadenti.**

Per la consultazione delle elaborazioni si faccia riferimento all'allegato C della presente relazione.

6. VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

6.1. Caratterizzazione e modellazione geotecnica secondo le NTC 2008

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni le NORME TECNICHE PER LA COSTRUZIONI D.M. 14/01/2008 (NTC 2008) forniscono specifiche indicazioni rispetto, sia alla fase di indagine, sia alla valutazione dei parametri geotecnici da adottare in fase di progettazione.

Per quanto riguarda la “fase di indagine” si sottolinea in particolare l’importanza di definire un adeguato piano di indagini, programmato in funzione del tipo di opera e/o intervento e che deve permettere la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario per la progettazione.

A partire dai risultati dell’indagine, si deve poi procedere all’identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali, che devono ovviamente essere scelti in funzione sia del tipo di terreno, che del tipo di fondazione.

Le NTC 2008 assegnano particolare importanza alla determinazione dei parametri “caratteristici” specificando che essi devono derivare da “...una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”.

Per chiarezza è bene specificare subito che i parametri “caratteristici” sono quelli che rappresentano la miglior stima delle caratteristiche del terreno e si differenziano da quelli “di progetto” che derivano invece dall’applicazione dei coefficienti correttivi specifici per i diversi “approcci” di calcolo previsti dalle NTC 2008.

Per la valutazione dei “parametri caratteristici” le NTC suggeriscono, a seconda della tipologia e dell’importanza dell’opera da realizzare, la possibilità di procedere con due diverse modalità.

Nel caso di **opere rilevanti con un grande impatto sul terreno**, le NTC 2008 suggeriscono l’utilizzo del **metodo suggerito dall’EUROCODICE 7 (EC7)**. La metodologia proposta è basata su una elaborazione statistica dei risultati delle prove geognostiche in sito ed in laboratorio, relativamente a ciascun livello litostratigrafico individuato. Ovviamente un approccio di questo tipo, per risultare efficace, richiede l’effettuazione di un numero consistente di prove, il che risulta attuabile solo nel caso di opere di una certa importanza.

Nel caso invece di **opere minori in cui l’impatto sul terreno è limitato**, le NTC 2008 consigliano l’applicazione del metodo suggerito dal Consiglio Superiore dei LL.PP (Circolare 02/02/2009 n°617). In questo caso il parametro caratteristico è basato sul “giudizio geotecnico”, distinguendo tra:

1. situazioni che coinvolgono elevati volumi di terreno per le quali si indica l’opportunità di adottare valori caratteristici prossimi alla media di quelli risultanti dalle prove. Ad esempio nel calcolo della portanza di

platee, fondazioni nastriformi o a plinto collegati tra loro da elementi rigidi, nella stabilità di pendii naturali, nella portanza laterale di pali di fondazione, della stabilità di opere di grandi dimensioni.

2. situazioni che coinvolgono volumi modesti di terreno per le quali si consiglia l'adozione di valori caratteristici prossimi a quelli minimi. Ad esempio nel calcolo della portanza di fondazioni nastriformi o a plinto isolate, nella portanza di punta di pali di fondazione, della stabilità di opere di contenimento contenute. L'utilizzo in questo caso di valori caratteristici prossimi a quelli minimi è giustificato dal fatto che l'opzione conduce a stime più cautelative.

6.2. Verifica rispetto agli stati limite ultimi SLU: cenni teorici

Le recenti NTC 2008 prevedono la verifica della sicurezza nei riguardi dell'analisi degli stati limite ultimi di resistenza.

In particolare sono definiti diversi tipi di stato limite ultimo (SLU) in funzione delle diverse situazioni e delle diverse tipologie di opera. In definitiva si distinguono i seguenti SLU:

- 1) **EQU** = stato limite di equilibrio come corpo rigido in cui si considera la struttura, il terreno o l'insieme struttura-terreno come corpo rigido. Questo tipo di verifica si utilizza ad esempio per le verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno.
- 2) **STR** = stato limite di resistenza della struttura che riguarda gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno. Si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali. Se le azioni sulle strutture sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici. La verifica è di pertinenza ingegneristica.
- 3) **GEO** = stato limite di resistenza del terreno che si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono con il terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale terreno-struttura.
- 4) **HYD** = stato limite per gradienti idraulici legato a fenomeni di erosione e sifonamento del terreno dovuto a gradienti idraulici
- 5) **UPL** = stato limite di sollevamento legato alla perdita di equilibrio del terreno o della struttura per la sottospinta dell'acqua.

In particolare, nel caso delle fondazioni superficiali la verifica agli stati limite ultimi SLU viene fatta nei confronti degli stati limite ultimi "strutturali" (**STR**) e "geotecnici" (**GEO**).

Per la verifica di sicurezza vera e propria si tratta in generale di valutare il rispetto della seguente condizione:

$$R_d \geq E_d \quad [1]$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

La differenziazione tra diversi STATI LIMITE è rappresentata dall'applicazione di coefficienti correttivi parziali da applicarsi alle azioni (E) ed alle resistenze (R); per questo motivo si parla di "metodo dei coefficienti parziali".

Azioni

In particolare per le azioni sono indicati i coefficienti correttivi " γ_F ", riportati nella tabella seguente (dove nelle ultime due colonne si possono notare i gruppi "A1" e "A2"):

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Resistenze

Per le resistenze vengono invece definiti separatamente i coefficienti " γ_M " che riguardano i parametri geotecnici ed i coefficienti " γ_R " che riguardano le resistenze globali del sistema. Il valore indicato dalla Normativa per tali coefficienti è riportato nelle seguenti tabelle (dove si possono riconoscere i gruppi "M1 ed M2" per i " γ_M ", ed i gruppi "R1, R2 ed R3" per i " γ_R "):

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche sulle fondazioni superficiali devono essere effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabb. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (vedi in precedenza) seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1

Combinazione 1 (A1-M1-R1): i coefficienti correttivi riguardano solo le azioni (infatti i coefficienti (A1) sono diversi da 1, mentre (M1) ed (R1) sono sempre = 1).

Combinazione 2 (A2-M2-R2): i coefficienti correttivi sono significativi sia per le azioni “permanenti non strutturali” e “variabili” (A2), sia per i parametri geotecnici (M2), sia per le resistenze del sistema (R2).

Approccio 2 (A1-M1-R3): i coefficienti correttivi riguardano le azioni (A1) e resistenze del sistema (R3) mentre sono pari ad 1 per i parametri geotecnici (M1).

Nell’ambito di ciascun approccio si dovrà quindi calcolare l’azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d considerando i coefficienti opportuni a seconda dell’approccio e della combinazione che si sta applicando. La verifica si intende soddisfatta quando $R_d \geq E_d$.

In particolare Il **valore di progetto delle azioni E_d** è calcolato secondo la formula seguente:

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

dove:

G = carichi permanenti

Q = carichi accidentali

γ_G = comprende il coefficiente parziale γ_{G1} relativo al peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti ed il coefficiente parziale γ_{G2} relativo ai pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Noti i carichi (permanenti ed accidentali) il valore di E_d per l'approccio e la combinazione che si sta applicando si ottiene utilizzando i coefficienti parziali forniti dalla tabella 6.2.I.

Per calcolare la **resistenza di progetto R_d** bisogna innanzitutto determinare i valori di progetto dei parametri geotecnici del terreno " X_k ", secondo la formula seguente:

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

dove γ_m è il coefficiente parziale riportato in tabella 6.2.II (anche in questo caso specifico per l'approccio e la combinazione che si sta considerando).

(I valori di progetto dei parametri geotecnici X_d così ottenuti, sono in definitiva quelli da utilizzare per il calcolo della capacità portante ultima Q_{ultima} secondo le classiche formulazioni fornite dalla letteratura tecnica).

Per la determinazione della resistenza di progetto R_d del terreno bisogna infine applicare i coefficienti correttivi " γ_R " riportati nella precedente tabella 6.4.I (sempre in relazione all'approccio ed alla combinazione che si sta considerando).

6.3. Determinazione dei parametri geotecnici caratteristici per il caso in esame

Alla luce di quanto illustrato nel paragrafo precedente, per la determinazione dei parametri caratteristici del terreno relativamente all'opera in progetto, si è proceduto utilizzando il metodo suggerito dal Consiglio Superiore dei LL.PP per **opere minori in cui l'impatto sul terreno è limitato**, sviluppando in particolare le situazioni che "coinvolgono volumi elevati di terreno" come nel caso di platee, fondazioni nastriformi collegate da elementi rigidi, ecc. che appaiono le più idonee per il caso in esame.

Quindi, a partire dai risultati forniti dalle indagini geognostiche (capitolo 3) sono stati ricavati i parametri geotecnici dei terreni di fondazione interessati dall'intervento, nell'ipotesi di ricorrere a fondazioni tipo superficiale (travi rovesce e platee).

I parametri geotecnici derivanti dalle prove effettuate sono illustrati nel dettaglio nell'allegato C, mentre nel seguito si riporta la tabella riassuntiva dei parametri geotecnici relativi alla prova PPT2 ritenuta la più significativa per il caso in esame

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER PLATEE E FONDAZIONI NASTRIFORMI COLLEGATE DA ELEMENTI RIGIDI

SIGLA PROVA	Profondità prova [m]	livelli considerati		Tipo	Parametri geotecnici caratteristici "K"							
		da Z1	a Z2		γ [t/m ³]	γ_{saturo} [t/m ³]	Densità relativa [%]	ϕ [°]	Cu [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	E [Kg/cm ²]	G [Kg/cm ²]
PP02	14.1	0.0	1.8	Coesivo	2,06	2,27	-	-	0,96	146,42	141,80	-
		1.8	9.0	Coesivo	1,84	1,89	-	-	0,42	69,72	66,60	-
		9.0	11.4	Coesivo	2,03	2,23	-	-	0,86	132,24	127,90	-
		11.4	12.9	Coesivo	2,10	2,31	-	-	1,35	205,88	200,10	-
		12.9	14.1	Coesivo	2,14	2,32	-	-	1,92	292,07	284,60	-

dove:

γ = peso di volume del terreno
 ϕ = angolo d'attrito interno del terreno
Cu = coesione non drenata
E_{ed} = Modulo edometrico
E = Modulo elastico
G = Modulo di deformazione a taglio

Si ricorda inoltre che in corrispondenza delle prove effettuate la falda è stata considerata cautelativamente ad una profondità di -2 m dal piano campagna.

A partire dai parametri geotecnici caratteristici si sono poi determinati i **"parametri di progetto"** attraverso l'applicazione dei coefficienti parziali γ_m (tab. 6.2.II delle NTC 2008):

SIGLA PROVA	parametri geotecnici caratteristici "X _K "						CORRETTI CON COEFFICIENTE PARZIALE γ_m					
							CASO M1			CASO M2		
							1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.40
	da Z1	a Z2	Tipo	γ_k [kg/m ³]	ϕ_k [°]	Cu _k [Kg/cm ²]	γ_d [kg/m ³]	ϕ_d [°]	Cu _d [Kg/cm ²]	γ_d [kg/m ³]	ϕ_d [°]	Cu _d [Kg/cm ²]
PP01	0.0	1.8	Coesivo	2,06	-	0,96	2,06	-	0,96	2,06	-	0.68
	1.8	9.0	Coesivo	1,84	-	0,42	1,84	-	0,42	1,84	-	0.30
	9.0	11.4	Coesivo	2,03	-	0,86	2,03	-	0,86	2,03	-	0.61
	11.4	12.9	Coesivo	2,10	-	1,35	2,10	-	1,35	2,10	-	0.96
	12.9	14.1	Coesivo	2,14	-	1,92	2,14	-	1,92	2,14	-	1.37

7. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per la caratterizzazione sismica del sito si è fatto riferimento alla sezione 3.2 "Azione sismica" delle Norme Tecniche per le Costruzioni che prevede, a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, l'individuazione delle azioni sismiche di progetto.

7.1. Stima della pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "**pericolosità sismica di base**" del sito oggetto di intervento, a sua volta definita dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R espresso in anni), si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore V_R prefissato. La probabilità è denominata "**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento**" P_{VR} .

Si tratta quindi di definire i parametri relativi:

1) all'opera in progetto:

- Tipo di costruzione e Vita nominale V_N ;
- Classe d'uso e coefficiente d'uso C_U ;
- Vita di riferimento V_R ;
- Tipo di verifica sull'opera in progetto;

2) ai fattori di amplificazione sismica locale:

- Categoria di sottosuolo;
- Condizioni topografiche;

per poi procedere:

- al calcolo delle forme spettrali a_g , F_0 , T_C^* per il sito;
- alla definizione dei coefficienti sismici S_S e C_C riguardanti le condizioni stratigrafiche;
- all'individuazione dei parametri per la progettazione sismica A_{max} , K_h , K_v .

7.1.1 Parametri caratteristici dell'opera in progetto

Tipo di opera e Vita nominale V_N

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata (Par. 2.4.1 delle NTC 2008).

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella seguente:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

⁽¹⁾ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Con riferimento al caso in esame, è stato adottato un valore di $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso e coefficiente d'uso C_U

Nel caso in esame siamo in presenza di opere infrastrutturali che in caso di mancata funzionalità, pur creando situazioni di disagio, non provocano situazioni emergenziali e pertanto facendo riferimento alle indicazioni contenute nelle NTC 2008 (par. 2.4.2) è stata adottata la **Classe d'uso II**.

A partire dalla classe d'uso delle strutture è poi possibile ricavare il coefficiente d'uso C_U , utilizzando la tabella 2.4.II contenuta nelle NTC 2008 (par. 2.4.3)

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Per il caso in esame, $C_U = 1,0$

Vita di riferimento V_R

Le azioni sismiche per ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

Considerando che, per il caso in esame, l'opera in progetto è di tipo ordinario ($V_N = 50$ anni) e si è in presenza di una classe d'uso II ($C_U = 1.0$), si ottiene un valore di V_R pari a;

$$V_R = 50 * 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Tipo di verifica sull'opera in progetto

Questo parametro si riferisce alla tipologia dell'opera che si prevede di realizzare. Il caso in esame rientra tra le verifiche relative alla **stabilità dei pendii e fondazioni**.

Nella tabella sottostante vengono sintetizzati i parametri relativi all'opera in progetto descritti in dettaglio nei paragrafi precedenti:

parametri opera in progetto	
Tipo di costruzione	2
Vita nominale VN	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso CU	1.0
Vita di riferimento VR	50 anni
Tipo di verifica sull'opera in progetto	Stabilità pendii e fondazioni

7.1.2 Fattori di amplificazione sismica locali

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. Nel caso in esame si è adottato il metodo semplificato, basato sull'esame della categoria di sottosuolo, delle condizioni topografiche e delle condizioni stratigrafiche del sito in esame.

Categoria di sottosuolo

Per il caso in esame la categoria di sottosuolo è stata appurata mediante le indagini geofisiche di cui al capitolo precedente, indagini che hanno evidenziato la presenza di una successione di depositi quaternari costituita da coltri di depositi limosi sabbiosi - limoso argillosi debolmente addensati passanti a depositi limoso argillosi - limoso sabbiosi maggiormente addensati e saturi in acqua e le indagini sopracitate, hanno permesso di determinare un valore di V_{s30} pari a 236 m/s.

Pertanto, in base alla tabella 3.2.II contenuta nelle NTC 2008 e riportata nel seguito, il sito in esame ricadrebbe in categoria di sottosuolo C.

La verifica del fattore di amplificazione effettuata mediante l'applicazione della metodologia prevista dall'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616/2011 ha evidenziato, per le tipologie di edificio in esame e per la

categoria di sottosuolo C il supero del valore di riferimento, valore di riferimento che viene rispettato da quello calcolato mediante Allegato 5 con la categoria di sottosuolo D, ai sensi della quale si dovrà quindi procedere con l'individuazione dei parametri sismici di progettazione.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

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

Condizioni topografiche

Per la determinazione dell'amplificazione sismica è necessario tenere in considerazione anche dei fattori morfologici locali che possono modificare le caratteristiche del moto sismico, filtrando le onde di passaggio dal "bedrock" alla superficie.

Nel caso di condizioni topografiche semplici come quelle del caso in esame, che è caratterizzato dall'essere inserito lungo un pendio uniforme, è possibile adottare la classificazione contenuta nelle NTC 2008 e riportata nel seguito:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Il sito in esame ricade in **categoria T1**.

7.2. Stima dell'effetto sismico per l'opera in progetto

Per la stima dell'effetto sismico dell'opera in progetto è stato utilizzato il programma GeostruPS Advanced. Nel seguito viene fornita una sintesi dei risultati ottenuti, mentre nell'allegato C è riportato il dettaglio delle elaborazioni eseguite.

7.2.1 Forme spettrali di sito

Le forme spettrali di sito sono costituite dai seguenti parametri:

a_g accelerazione massima orizzontale al sito;

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

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale.

per la stima dei quali bisogna considerare la posizione geografica del sito e fare riferimento, secondo la procedura dettagliata nel seguito, alla Tabella 1 del DM 14 gennaio 2008, che fornisce la terna dei valori di a_g, F_0, T_c^* per un reticolo che copre tutto il territorio Nazionale.

A partire dalle coordinate geografiche del sito di interesse:

realizzazione nuova rotatoria ATU Cesare Battisti in Comune di Costa Volpino (BG)	Long = 10.10604	Lat = 45.81494
---	-----------------	----------------

si sono individuati i 4 nodi del reticolo di riferimento, all'interno dei quali ricade il sito di interesse (vedi figura 32):

Punti griglia	
1	10719
2	10720
3	10942
4	10941

Attraverso la media ponderata (rispetto all'inverso della distanza) dei valori di a_g, F_0 e T_c^* forniti dalla Tab. 1 delle NTC per ciascuno dei suddetti nodi, è poi possibile calcolare (per interpolazione rispetto ai valori di tabella) le "forme spettrali" nel sito di interesse per i vari tempi di ritorno T_R , relativi alla vita di riferimento V_R (vedi par. 4.1.1) ed alle diverse condizioni di "stato limite":

Forme spettrali		V_R	SLE		SLU	
			SLO	SLD	SLV	SLC
Tempo di ritorno	T_R anni	50	30	50	475	975
Accelerazione di picco orizzontale	a_g [g]		0.034	0.042	0.109	0.140
Fatt.amplif. spettro acceleraz.orizz.	F_0 [-]		2.459	2.478	2.460	2.484
Periodo inizio Vcost spettro acc.orizz.	T_c^* [s]		0.201	0.220	0.279	0.289

⁽¹⁾ $V_R = V_{NX} C_U$, ma comunque sempre ≥ 35

⁽²⁾ a_g, F_0, T_c^* sono stati calcolati per interpolazione lineare su $\ln T_R$

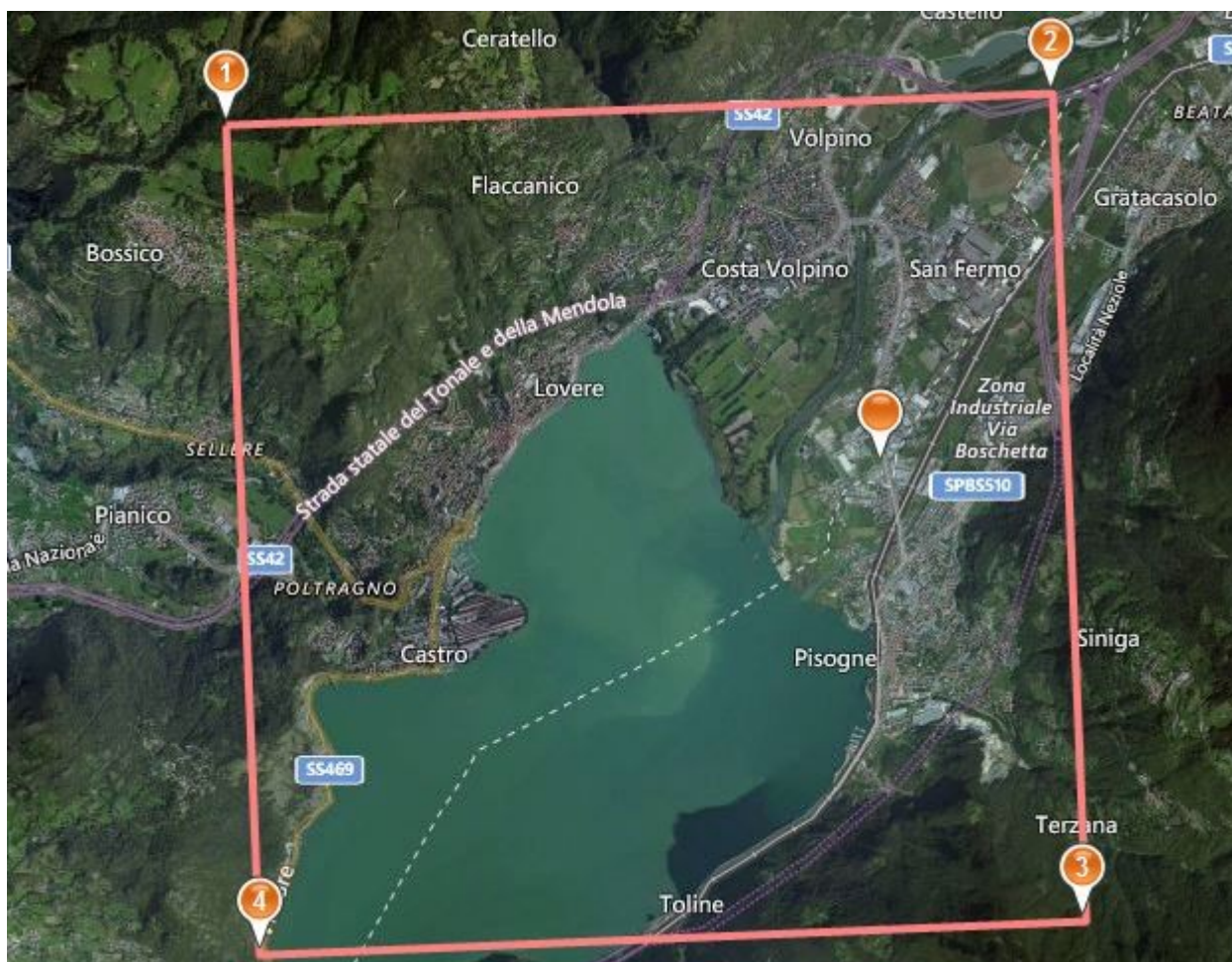


Fig. 32: Ubicazione sito di interesse rispetto ai punti della griglia di riferimento per la definizione dei parametri sismici secondo le NTC 2008.

7.2.2 Coefficienti sismici / Condizioni stratigrafiche

Anche le condizioni stratigrafiche, come quelle morfologiche locali, possono modificare le caratteristiche del moto sismico filtrando le onde di passaggio dal “bedrock”.

Le modifiche di tipo stratigrafico sono legate alla successione stratigrafica, alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra substrato rigido ed i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno.

La tabella 3.2.V delle NTC indica le espressioni che permettono di calcolare i coefficienti sismici S_s e C_c in funzione della categoria di sottosuolo:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

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

Conoscendo i fattori di amplificazione sismica locale (par. 4.1.2) e le forme spettrali di sito (par. 4.2.4), mediante le espressioni della tabella precedente è possibile calcolare i relativi coefficienti sismici S_s e C_c :

Coefficienti sismici		SLE		SLU	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Amplificazione stratigrafica	S_s	1.800	1.800	1.800	1.670
Coeff.funzione categoria sottosuolo	C_c	2.790	2.670	2.370	2.330
Amplificazione topografica	S_t	1.000	1.000	1.000	1.000

7.2.3 Determinazione dei parametri per la progettazione sismica

Utilizzando tutti i parametri precedentemente illustrati si arriva infine alla determinazione dei parametri da utilizzare per la progettazione sismica, costituiti da:

- accelerazione massima attesa al sito..... $A_{max} = a_g \cdot g \cdot S_s \cdot S_t$ [m/ s²]
- coefficiente sismico orizzontale $K_h = \beta_s \cdot A_{max}/g$
- coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0.5 \times k_h$

dove β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ed è funzione sia di a_g , sia della categoria di sottosuolo (vedi tabella NTC riportata nel seguito).

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

I risultati ottenuti applicando le formulazioni riportate nelle NTC2008 al caso in esame sono illustrati nel dettaglio nell'allegato C e riassunti nella tabella seguente:

Parametri progettazione sismica		SLE		SLU	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione massima attesa al sito	A_{max} [m/s ²]	0.592	0.750	1.925	2.475
Coeff. riduzione dell'accelerazione massima A_{max}	β	0.200	0.200	0.240	0.240
Coeff. sismico orizzontale $K_h = \beta \times A_{max}/g$	k_h [%]	0.012	0.015	0.047	0.061
Coeff. sismico verticale $K_v = \pm 0.5 \times k_h$	k_v [%]	0.006	0.008	0.0024	0.030

Si precisa infine che secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni, il rispetto dei vari stati limite relativamente agli elementi strutturali, viene conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando sono soddisfatte le verifiche relative al solo SLV (salvaguardia vita).
- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando sono soddisfatte le verifiche relative al solo SLD (danno).

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Su incarico dei proponenti l'ATU di Via Cesare Battisti (Fig. 1), nello specifico della società "CBL srl" e del "Consorzio Servizi Autotrasportatori - CSA" di Costa Volpino (BG) e della società "Guizzetti srl" di Esine (BS), è stato realizzato il presente studio geologico - idrogeologico ed idraulico finalizzato a supportare la proposta progettuale da sottoporre per il convenzionamento con l'Amministrazione Comunale di Costa Volpino.

Lo studio ha previsto, a partire da una sintesi degli aspetti geologici derivante da un'analisi bibliografica della documentazione esistente sia a livello comunale (studio geologico PGT) che sovracomunale (studi effettuati nell'ambito del PGRA da Autorità di Bacino Fiume Po e da Regione Lombardia, ecc.), l'esecuzione di una serie di indagini di natura geognostica e geofisica finalizzata oltre che ad una prima caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti anche alla verifica dei rapporti stratigrafici fra le diverse tipologie di depositi superficiali nonché alla verifica della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC08 e dell'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616/2011.

Rimandando al capitolo 2 e al capitolo 3 e per l'analisi dettagliata degli aspetti geologici e delle problematiche idrogeologiche / idrauliche afferenti all'area in esame, qui di seguito si riprendono le principali indicazioni emerse dall'analisi effettuata e più precisamente risulterebbe che l'area in esame:

1. rientra in **classe 3I di fattibilità con consistenti limitazioni** in quanto rientra fra le aree inserite nella porzione del territorio di Costa Volpino a tergo del limite di progetto fra la fascia B e la fascia C (zona R3a), aree per le quali rimangono attive e prevalenti le prescrizioni per la zona BPr del PAI quantomeno fino alla realizzazione ed al successivo collaudo delle opere di progetto di cui alla messa in sicurezza del tratto in sinistra idrografica del Fiume Oglio a valle della SS n. 42.
2. la valutazione delle problematiche di rischio idraulico ed idrogeologico ricadenti sull'area effettuata al capitolo 3 denota che per l'areale in esame la maggior criticità idraulica è rappresentata dalla possibilità di allagamento dovuta all'innalzamento del livello lacuale e le problematiche idrauliche in funzione della realizzazione delle rotatorie risultano marginali mentre andranno valutate attentamente nelle prossime fasi progettuali tenuto conto anche delle indicazioni derivanti dal PGRA attualmente vigente.

Quindi a partire dai risultati forniti dalle indagini geognostiche (capitolo 4 ed Allegato A e B) sono stati ricavati i parametri geotecnici dei terreni di fondazione interessati dall'intervento, prendendo a riferimento la prova P2 che meglio delle altre si accordava con le evidenze derivanti dalla tomografia sismica:

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER PLATEE E FONDAZIONI NASTRIFORMI COLLEGATE DA ELEMENTI RIGIDI

SIGLA PROVA	Profondità prova [m]	livelli considerati		Tipo	Parametri geotecnici caratteristici "K"							
		da Z1	a Z2		γ [t/m ³]	γ_{saturo} [t/m ³]	Densità relativa [%]	ϕ [°]	Cu [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	E [Kg/cm ²]	G [Kg/cm ²]
PP02	14.1	0.0	1.8	Coesivo	2,06	2,27	-	-	0,96	146,42	141,80	-
		1.8	9.0	Coesivo	1,84	1,89	-	-	0,42	69,72	66,60	-
		9.0	11.4	Coesivo	2,03	2,23	-	-	0,86	132,24	127,90	-
		11.4	12.9	Coesivo	2,10	2,31	-	-	1,35	205,88	200,10	-
		12.9	14.1	Coesivo	2,14	2,32	-	-	1,92	292,07	284,60	-

dove:

γ = peso di volume del terreno
 ϕ = angolo d'attrito interno del terreno
Cu = coesione non drenata
E_{ed} = Modulo edometrico
E = Modulo elastico
G = Modulo di deformazione a taglio

Si ricorda inoltre che in corrispondenza delle prove effettuate la falda è stata considerata cautelativamente ad una profondità di -2 m dal piano campagna.

A partire dai parametri geotecnici caratteristici si sono poi determinati i **"parametri di progetto"** attraverso l'applicazione dei coefficienti parziali γ_m (tab. 6.2.II delle NTC 2008):

SIGLA PROVA	parametri geotecnici caratteristici "X _K "						CORRETTI CON COEFFICIENTE PARZIALE γ_m					
							CASO M1			CASO M2		
							1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.40
	da Z1	a Z2	Tipo	γ_k [kg/m ³]	ϕ_k [°]	Cu _k [Kg/cm ²]	γ_d [kg/m ³]	ϕ_d [°]	Cu _d [Kg/cm ²]	γ_d [kg/m ³]	ϕ_d [°]	Cu _d [Kg/cm ²]
PP01	0.0	1.8	Coesivo	2,06	-	0,96	2,06	-	0,96	2,06	-	0.68
	1.8	9.0	Coesivo	1,84	-	0,42	1,84	-	0,42	1,84	-	0.30
	9.0	11.4	Coesivo	2,03	-	0,86	2,03	-	0,86	2,03	-	0.61
	11.4	12.9	Coesivo	2,10	-	1,35	2,10	-	1,35	2,10	-	0.96
	12.9	14.1	Coesivo	2,14	-	1,92	2,14	-	1,92	2,14	-	1.37

A seguito dell'elaborazione e delle interpretazioni degli stendimenti sismici effettuati è stata effettuata una verifica relativa alla liquefazione dei terreni presenti che in mancanza di dimensionamenti e carichi dell'intervento edificatorio la verifica è stata realizzata ipotizzando una magnitudo del sisma $M_w = 6$ con epicentro a circa 20 km di distanza alla luce dei parametri stratigrafici e geotecnici identificati sia dalle prove penetrometriche che dall'indagine MASW eseguite. Emergerebbe dalle elaborazioni fatte che **la suscettibilità alla liquefazione dei terreni presenti sia alta per i primi 15m circa, fatto dovuto alla presenza di sedimenti debolmente addensati e con proprietà geotecniche particolarmente scadenti.**

Per gli scopi della presente, per quanto riguarda infine la **classificazione sismica dell'area**, prendendo come riferimento la sezione 3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, si è proceduto alla stima:

1. della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione (paragrafo 7.1);
2. dell'effetto sismico dell'opera in progetto (paragrafo 7.2).

per arrivare alla determinazione dei parametri per la progettazione sismica illustrati nel dettaglio in allegato A e riassunti nel seguito:

Parametri progettazione sismica			SLE		SLU	
			SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione massima attesa al sito	A_{max} [m/s ²]		0.592	0.750	1.925	2.475
Coeff. riduzione dell'accelerazione massima A_{max}	β		0.200	0.200	0.240	0.240
Coeff. sismico orizzontale	$K_h = \beta \times A_{max}/g$	k_h [%]	0.012	0.015	0.047	0.061
Coeff. sismico verticale	$K_v = \pm 0.5 \times k_h$	k_v [%]	0.006	0.008	0.0024	0.030

Si precisa che secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni, il rispetto dei vari stati limite relativamente agli elementi strutturali, viene conseguito:

1. nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando sono soddisfatte le verifiche relative al solo SLV (salvaguardia vita);
2. nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando sono soddisfatte le verifiche relative al solo SLD (danno).

In conclusione della presente si ricorda la necessità di ulteriori approfondimenti d'indagine, da effettuarsi nell'ambito della progettazione dei fabbricati previsti dall'ATU, con particolare attenzione all'approfondimento della problematica della liquefazione dei terreni, da effettuarsi mediante opportune indagini geognostiche (sondaggio a carotaggio continuo con prove SPT e raccolta campioni per analisi di laboratorio + 4 prove penetrometriche SCPT) e opportune indagini geofisiche con la realizzazione di tomografia sismica 2D, MASW e ReMi sulle restanti porzioni

degli areali coinvolti al fine di produrre un modello geologico / geofisico e geotecnico di supporto alla progettazione dei fabbricati medesimi.

Pisogne, gennaio 2017

Dott. Geol. Alessandro Schiepatti



Dott. Geol. Fabio Fenaroli



Hanno collaborato: Dott. Federico Laini e Dott. Alberto Savini.

ALLEGATO A:

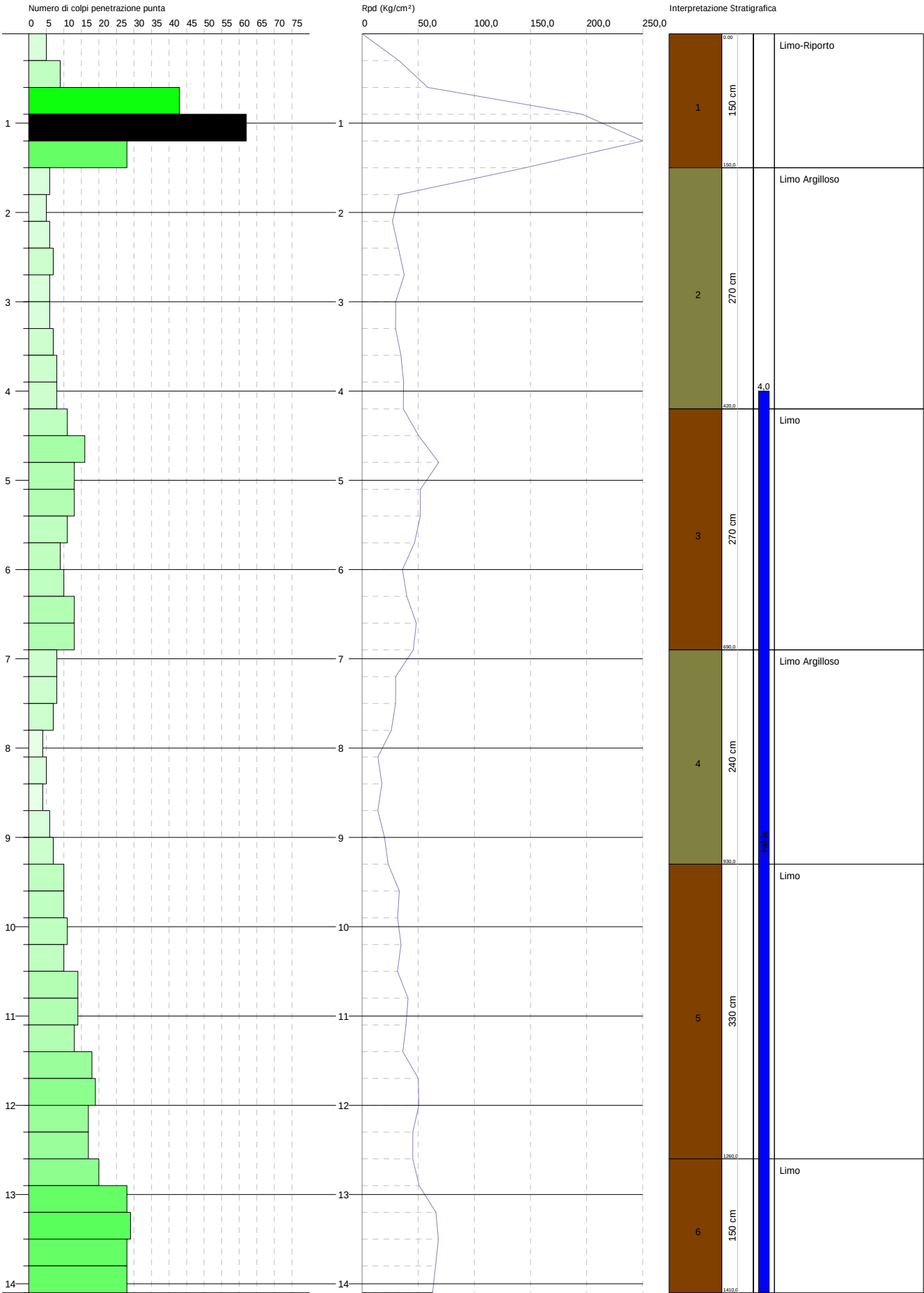
Diagrammi prove penetrometriche dinamiche SCPT

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 16/01/2017

Scala 1:59

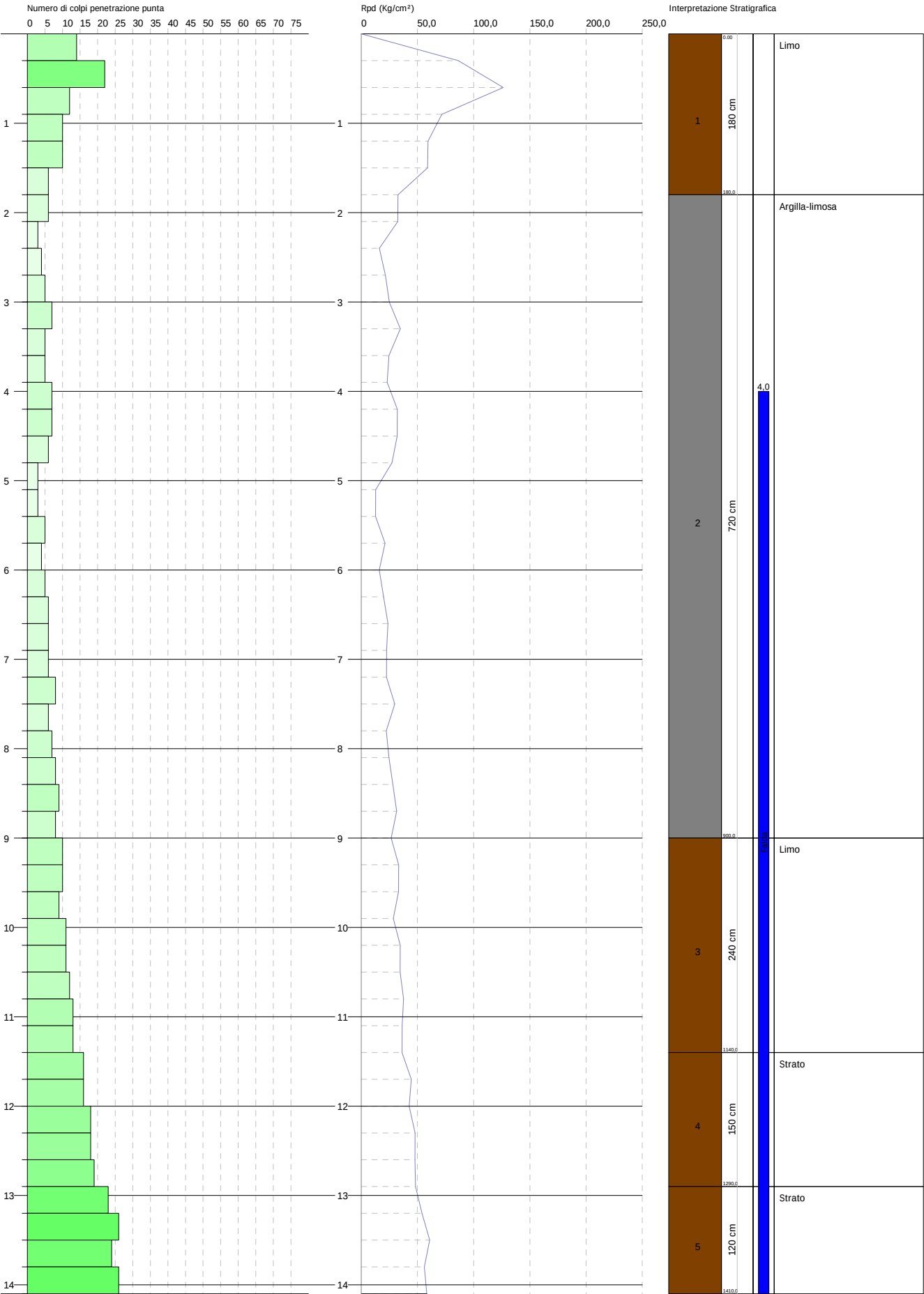


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 16/01/2017

Scala 1:59



ALLEGATO B:

Parametri geotecnici dei terreni di fondazione

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI I

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Terzaghi-Peck	2,28
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Terzaghi-Peck	0,47
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Terzaghi-Peck	0,94
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Terzaghi-Peck	0,44
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Terzaghi-Peck	1,08
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Terzaghi-Peck	2,07

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Robertson (1983)	67,62
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Robertson (1983)	15,08
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Robertson (1983)	27,86
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Robertson (1983)	14,08
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Robertson (1983)	32,00
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Robertson (1983)	61,18

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	346,63
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	78,70
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	143,87
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	73,60
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	164,98
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	313,79

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Apollonia	338,10
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Apollonia	75,40

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Apollonia	139,30
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Apollonia	70,40
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Apollonia	160,00
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Apollonia	305,90

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Meyerhof	2,25
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Meyerhof	1,88
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Meyerhof	2,05
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Meyerhof	1,86
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Meyerhof	2,08
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Meyerhof	2,17

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0.00-1,50	Meyerhof	2,50
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Meyerhof	1,90
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Meyerhof	2,25
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Meyerhof	1,90
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Meyerhof	2,29
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Meyerhof	2,39

Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Limo-Riporto	33,81	0,00-1,50	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	119
Strato (2) Limo Argilloso	7,54	1,50-4,20	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	118,77
Strato (3) Limo	13,93	4,20-6,90	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	150,2
Strato (4) Limo Argilloso	7,04	6,90-9,30	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	143,58
Strato (5) Limo	16	9,30-12,60	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	174,44
Strato (6) Limo	30,59	12,60-14,10	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	193,75

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2 TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0,00-1,80	Terzaghi-Peck	0,96
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Terzaghi-Peck	0,42
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Terzaghi-Peck	0,86
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Terzaghi-Peck	1,35
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Terzaghi-Peck	1,92

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0,00-1,80	Robertson (1983)	28,36
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Robertson (1983)	13,32
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Robertson (1983)	25,58
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Robertson (1983)	40,02
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Robertson (1983)	56,92

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm ²)
Strato (1)	14,18	0,00-1,80	Trofimenkov (1974),	146,42

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI
(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

Limo-Riporto			Mitchell e Gardner	
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	69,72
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	132,24
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	205,88
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	292,07

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm ²)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0.00-1,80	Apollonia	141,80
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Apollonia	66,60
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Apollonia	127,90
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Apollonia	200,10
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Apollonia	284,60

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0.00-1,80	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0.00-1,80	Meyerhof	2,06
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Meyerhof	1,84
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Meyerhof	2,03
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Meyerhof	2,10
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Meyerhof	2,14

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0.00-1,80	Meyerhof	2,27

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLTINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Meyerhof	1,89
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Meyerhof	2,23
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Meyerhof	2,31
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Meyerhof	2,32

Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1) Limo-Riporto	14,18	0.00-1,80	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	106,05
Strato (2) Argilla-limosa	6,66	1,80-9,00	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	131,5
Strato (3) Limo	12,79	9,00-11,40	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	166,44
Strato (4) Limo	20,01	11,40-12,90	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	181,77
Strato (5) Limo	28,46	12,90-14,10	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	192,57

ALLEGATO C:
Verifica liquefazione terreni presenti
(Elaborazione con software Geostru Liquiter)

DATI GENERALI

Data 17/01/2017
Normativa: Norme Tecniche Costruzioni, Circolare 2 febbraio 2009, n.617

Fattore sicurezza normativa 1,25

FALDA

Profondità falda idrica 2 m

DATI SIMICI

Accelerazione Bedrock 0,15

Fattore amplificazione 2,473

Tipo Suolo: D-Terreni granulari sciolti e poco addensati, coesivi consistenti $V_{s30} < 180$

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1,8

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (M_w) 6

Distanza epicentro 20 Km

Peak ground acceleration (PGA) 0,27

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizi one	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unià volume (KN/mc)	Peso unità volume saturato (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resisten za qc (KPa)	Resisten za attrito laterale f_s (KPa)	Velocità onde di taglio V_s (m/s)
1		0	2,28	20,6	22,7	0	0	0	0	242
2		2,28	5,05	18,84	18,9	0	0	0	0	97
3		5,05	9,53	18,84	18,9	0	0	0	0	178
4		9,53	13,9	20,3	22,3	0	0	0	0	148
5		13,9	15,75	21,4	23,1	0	0	0	0	178
6		15,75	17,73	19,59	23,1	0	0	0	0	431
7		17,73	20,13	20	21,2	0	0	0	0	473
8		20,13	26,1	20,4	21,5	0	0	0	0	507
9		26,1	30	21	22	0	0	0	0	549

Frazione fine (%)	Validità
	Valido
	Valido
	Valido
	Valido
	Valido
	Valido
	Valido
	Valido

Correzione per la magnitudo (MSF)

1,77

Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Velocità normale Vs1 (m/s)	Valore critico di Vs1 (Vs1c) (m/s)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normale (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio
2,20	45,740	43,779	297,509	220,000	0,983	0,250	0,102	2,45	Terreno non suscettibile di liquefazione	0,00	Molto basso
2,40	49,824	45,901	117,846	220,000	0,982	0,046	0,106	0,44	Terreno suscettibile di liquefazione	12,65	Alto
2,60	53,604	47,720	116,707	220,000	0,980	0,045	0,109	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	14,18	Alto
2,80	57,384	49,539	115,621	220,000	0,979	0,045	0,112	0,40	Terreno suscettibile di liquefazione	15,70	Molto alto
3,00	61,164	51,357	114,583	220,000	0,977	0,044	0,115	0,38	Terreno suscettibile di liquefazione	17,20	Molto alto
3,20	64,944	53,176	113,591	220,000	0,976	0,043	0,118	0,36	Terreno suscettibile di liquefazione	18,70	Molto alto
3,40	68,724	54,995	112,640	220,000	0,974	0,042	0,121	0,35	Terreno suscettibile di liquefazione	20,19	Molto alto
3,60	72,504	56,813	111,727	220,000	0,972	0,042	0,123	0,34	Terreno suscettibile di liquefazione	21,66	Molto alto
3,80	76,284	58,632	110,851	220,000	0,971	0,041	0,125	0,33	Terreno suscettibile di	23,12	Molto alto

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

4,00	80,064	60,451	110,007	220,000	0,969	0,040	0,127	0,32	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	24,57	Molto alto
4,20	83,844	62,269	109,195	220,000	0,968	0,040	0,129	0,31	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	26,01	Molto alto
4,40	87,624	64,088	108,412	220,000	0,966	0,039	0,131	0,30	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	27,43	Molto alto
4,60	91,404	65,907	107,656	220,000	0,965	0,039	0,133	0,29	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	28,84	Molto alto
4,80	95,184	67,725	106,926	220,000	0,963	0,038	0,134	0,28	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	30,23	Molto alto
5,00	98,964	69,544	106,220	220,000	0,962	0,038	0,136	0,28	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	31,60	Molto alto
5,20	102,744	71,363	193,666	220,000	0,960	0,143	0,137	1,04	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	0,00	Molto basso
5,40	106,524	73,181	192,451	220,000	0,959	0,140	0,138	1,01	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	0,00	Molto basso
5,60	110,304	75,000	191,273	220,000	0,957	0,137	0,140	0,98	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	0,88	Basso
5,80	114,084	76,819	190,131	220,000	0,956	0,134	0,141	0,96	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	2,18	Basso
6,00	117,864	78,637	189,022	220,000	0,954	0,132	0,142	0,93	liquefazione Terreno	3,46	Basso

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

6,20	121,644	80,456	187,945	220,000	0,953	0,130	0,143	0,91	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	4,70	Basso
6,40	125,424	82,275	186,897	220,000	0,951	0,128	0,144	0,89	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	5,92	Alto
6,60	129,204	84,093	185,879	220,000	0,950	0,126	0,145	0,87	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	7,12	Alto
6,80	132,984	85,912	184,887	220,000	0,948	0,124	0,145	0,85	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	8,29	Alto
7,00	136,764	87,731	183,921	220,000	0,946	0,122	0,146	0,84	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	9,44	Alto
7,20	140,544	89,549	182,980	220,000	0,945	0,121	0,147	0,82	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	10,58	Alto
7,40	144,324	91,368	182,063	220,000	0,943	0,119	0,148	0,81	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	11,69	Alto
7,60	148,104	93,187	181,168	220,000	0,942	0,118	0,148	0,79	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	12,79	Alto
7,80	151,884	95,005	180,295	220,000	0,940	0,116	0,149	0,78	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	13,87	Alto
8,00	155,664	96,824	179,442	220,000	0,939	0,115	0,150	0,77	suscetti bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	14,94	Alto

8,20	159,444	98,643	178,609	220,000	0,937	0,113	0,150	0,75	ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	15,98	Molto alto
8,40	163,224	100,461	177,795	220,000	0,936	0,112	0,151	0,74	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	17,01	Molto alto
8,60	167,004	102,280	177,000	220,000	0,934	0,111	0,151	0,73	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	18,03	Molto alto
8,80	170,784	104,099	176,221	220,000	0,933	0,110	0,152	0,72	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	19,03	Molto alto
9,00	174,564	105,917	175,460	220,000	0,931	0,108	0,152	0,71	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	20,01	Molto alto
9,20	178,344	107,736	174,715	220,000	0,928	0,107	0,152	0,70	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	20,92	Molto alto
9,40	182,124	109,555	173,985	220,000	0,923	0,106	0,152	0,70	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	21,66	Molto alto
9,60	186,142	111,612	143,991	220,000	0,918	0,070	0,152	0,46	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	39,32	Molto alto
9,80	190,602	114,110	143,196	220,000	0,912	0,069	0,151	0,46	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	40,12	Molto alto
10,00	195,062	116,609	142,423	220,000	0,907	0,068	0,150	0,45	Terreno suscetti bile di liquefaz ione	40,91	Molto alto
10,20	199,522	119,108	141,670	220,000	0,902	0,068	0,150	0,45	Terreno suscetti	41,68	Molto alto

10,40	203,982	121,606	140,936	220,000	0,896	0,067	0,149	0,45	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	42,42	Molto alto
10,60	208,442	124,105	140,222	220,000	0,891	0,066	0,148	0,45	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	43,15	Molto alto
10,80	212,902	126,604	139,524	220,000	0,886	0,065	0,148	0,44	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	43,86	Molto alto
11,00	217,362	129,102	138,844	220,000	0,880	0,065	0,147	0,44	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	44,56	Molto alto
11,20	221,822	131,601	138,181	220,000	0,875	0,064	0,146	0,44	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	45,23	Molto alto
11,40	226,282	134,100	137,532	220,000	0,870	0,064	0,145	0,44	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	45,89	Molto alto
11,60	230,742	136,598	136,899	220,000	0,864	0,063	0,145	0,44	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	46,53	Molto alto
11,80	235,202	139,097	136,280	220,000	0,859	0,062	0,144	0,43	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	47,15	Molto alto
12,00	239,662	141,596	135,675	220,000	0,854	0,062	0,143	0,43	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	47,75	Molto alto
12,20	244,122	144,094	135,083	220,000	0,848	0,061	0,142	0,43	bile di liquefaz ione Terreno suscetti bile di liquefaz ione	48,33	Molto alto

12,40	248,582	146,593	134,504	220,000	0,843	0,061	0,142	0,43	Terreno suscettibile di liquefazione	48,90	Molto alto
12,60	253,042	149,092	133,936	220,000	0,838	0,060	0,141	0,43	Terreno suscettibile di liquefazione	49,45	Molto alto
12,80	257,502	151,590	133,381	220,000	0,832	0,060	0,140	0,43	Terreno suscettibile di liquefazione	49,98	Molto alto
13,00	261,962	154,089	132,837	220,000	0,827	0,059	0,139	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	50,49	Molto alto
13,20	266,422	156,588	132,304	220,000	0,822	0,059	0,139	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	50,98	Molto alto
13,40	270,882	159,086	131,781	220,000	0,816	0,058	0,138	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	51,46	Molto alto
13,60	275,342	161,585	131,269	220,000	0,811	0,058	0,137	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	51,92	Molto alto
13,80	279,802	164,084	130,766	220,000	0,806	0,057	0,136	0,42	Terreno suscettibile di liquefazione	52,36	Molto alto
14,00	284,342	166,662	156,661	220,000	0,800	0,084	0,135	0,62	Terreno suscettibile di liquefazione	34,69	Molto alto
14,20	288,962	169,321	156,042	220,000	0,795	0,083	0,134	0,62	Terreno suscettibile di liquefazione	35,04	Molto alto
14,40	293,582	171,980	155,436	220,000	0,790	0,082	0,134	0,62	Terreno suscettibile di liquefazione	35,37	Molto alto

14,60	298,202	174,638	154,841	220,000	0,784	0,082	0,133	0,62	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	35,68	Molto alto
14,80	302,822	177,297	154,257	220,000	0,779	0,081	0,132	0,61	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	35,98	Molto alto
15,00	307,442	179,956	153,684	220,000	0,774	0,080	0,131	0,61	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	36,25	Molto alto
15,20	312,062	182,614	153,122	220,000	0,768	0,080	0,130	0,61	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	36,51	Molto alto
15,40	316,682	185,273	152,569	220,000	0,763	0,079	0,129	0,61	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	36,76	Molto alto
15,60	321,302	187,932	152,027	220,000	0,757	0,078	0,128	0,61	liquefazione Terreno suscettibile di liquefazione	36,98	Molto alto
15,80	325,922	190,590	366,819	220,000	0,752	0,393	0,127	3,09	liquefazione Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
16,00	330,542	193,249	365,551	220,000	0,747	0,391	0,127	3,08	liquefazione Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
16,20	335,162	195,908	364,304	220,000	0,741	0,388	0,126	3,08	liquefazione Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
16,40	339,782	198,566	363,079	220,000	0,736	0,385	0,125	3,08	liquefazione Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso

16,60	344,402	201,225	361,874	220,000	0,731	0,382	0,124	3,08	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
16,80	349,022	203,884	360,688	220,000	0,725	0,380	0,123	3,09	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
17,00	353,642	206,542	359,522	220,000	0,720	0,377	0,122	3,09	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
17,20	358,262	209,201	358,374	220,000	0,715	0,375	0,121	3,09	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
17,40	362,882	211,860	357,244	220,000	0,709	0,372	0,120	3,09	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
17,60	367,502	214,518	356,132	220,000	0,704	0,370	0,120	3,09	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
17,80	371,989	217,044	389,695	220,000	0,699	0,446	0,119	3,76	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
18,00	376,229	219,323	388,678	220,000	0,693	0,444	0,118	3,76	bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
18,20	380,469	221,601	387,675	220,000	0,688	0,441	0,117	3,77	bile di liquefaz ione Terreno non	0.00	Molto basso

18,40	384,709	223,880	386,685	220,000	0,683	0,439	0,116	3,78	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
18,60	388,949	226,159	385,707	220,000	0,677	0,437	0,115	3,78	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
18,80	393,189	228,437	384,742	220,000	0,672	0,435	0,115	3,79	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
19,00	397,429	230,716	383,788	220,000	0,667	0,432	0,114	3,80	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
19,20	401,669	232,995	382,847	220,000	0,661	0,430	0,113	3,81	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
19,40	405,909	235,273	381,916	220,000	0,656	0,428	0,112	3,81	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
19,60	410,149	237,552	380,997	220,000	0,651	0,426	0,111	3,82	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
19,80	414,389	239,831	380,089	220,000	0,645	0,424	0,111	3,83	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
20,00	418,629	242,109	379,191	220,000	0,640	0,422	0,110	3,84	Terreno	0.00	Molto

COMMITTENTI: "CBL srl" - "Consorzio Servizi Autotrasportatori CSA" - "Guizzetti srl"

ATU "VIA CESARE BATTISTI" - COMUNE DI COSTA VOLPINO (BG)

STUDIO GEOLOGICO ED IDRAULICO DI INQUADRAMENTO DELLE PROBLEMATICHE TERRITORIALI

(ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e della DGR IX/2616/11)

non
suscetti
bile di
liquefaz
ione

basso

IPL (Iwasaki)=31,49 Zcrit=20 m Rischio=Molto alto

ALLEGATO D:
Pericolosità sismica di base e di sito
(elaborazioni con software GeostruSP Advanced)

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso (Cu): 1
 Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,8149400 [°]
 Longitudine (WGS84): 10,1060400 [°]
 Latitudine (ED50): 45,8158600 [°]
 Longitudine (ED50): 10,1070900 [°]

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	10719	45,836170	10,050460	4935,06
2	10720	45,838180	10,122050	2739,59
3	10942	45,788220	10,124860	3367,76
4	10941	45,786220	10,053360	5311,05

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

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,461	0,199
SLD	50	0,040	2,512	0,215
	72	0,048	2,464	0,232
	101	0,055	2,489	0,245
	140	0,063	2,493	0,258
	201	0,073	2,478	0,266
SLV	475	0,102	2,479	0,279
SLC	975	0,131	2,485	0,290
	2475	0,175	2,546	0,301

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,033	2,463	0,200
SLD	50	0,041	2,502	0,216
	72	0,049	2,464	0,233
	101	0,056	2,489	0,246
	140	0,064	2,485	0,258
	201	0,075	2,472	0,266
SLV	475	0,104	2,467	0,280
SLC	975	0,133	2,482	0,290
	2475	0,179	2,531	0,301

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,035	2,460	0,203
SLD	50	0,045	2,444	0,228
	72	0,053	2,445	0,235
	101	0,062	2,455	0,253
	140	0,072	2,434	0,260
	201	0,084	2,440	0,266
SLV	475	0,117	2,449	0,278
SLC	975	0,150	2,481	0,288
	2475	0,204	2,495	0,300

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,034	2,450	0,203
SLD	50	0,044	2,451	0,219
	72	0,052	2,444	0,234
	101	0,061	2,462	0,252
	140	0,071	2,439	0,259
	201	0,082	2,447	0,266
SLV	475	0,115	2,446	0,280
SLC	975	0,148	2,492	0,288
	2475	0,198	2,530	0,302

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,034	2,459	0,201
SLD	50	0,042	2,478	0,220
SLV	475	0,109	2,460	0,279
SLC	975	0,140	2,484	0,289

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

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

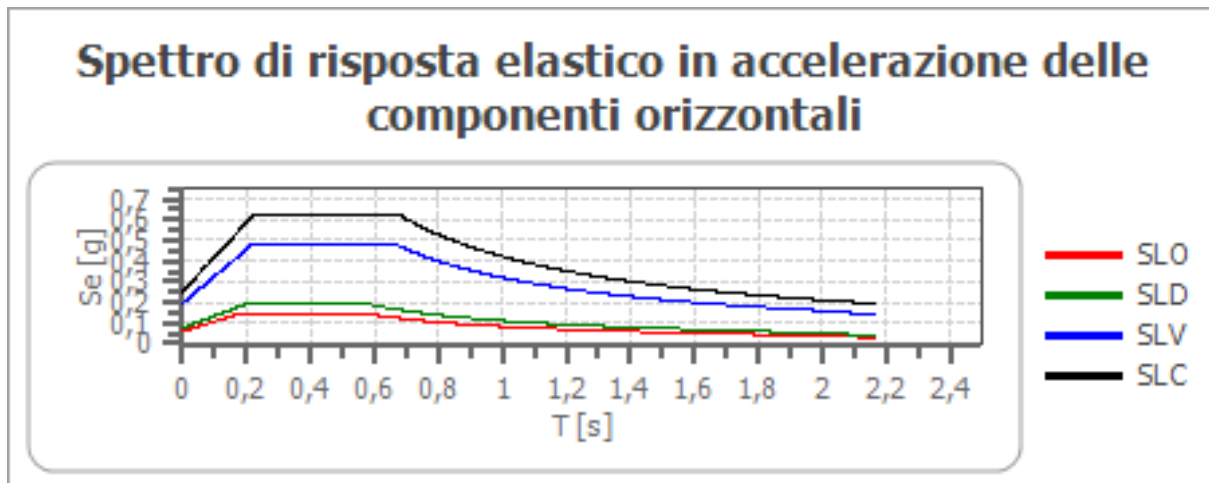
Categoria sottosuolo: D (Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s -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

Categoria topografica: T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°).

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,015	0,047	0,061
kv	0,006	0,008	0,024	0,030
amax [m/s ²]	0,592	0,750	1,925	2,475
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

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(T B) [g]
SLO	1,0	0,034	2,459	0,201	1,800	2,790	1,000	1,800	1,000	0,187	0,562	1,734	0,060	0,149
SLD	1,0	0,042	2,478	0,220	1,800	2,670	1,000	1,800	1,000	0,195	0,586	1,770	0,076	0,190
SLV	1,0	0,109	2,460	0,279	1,800	2,370	1,000	1,800	1,000	0,221	0,662	2,036	0,196	0,483
SLC	1,0	0,140	2,484	0,289	1,800	2,330	1,000	1,800	1,000	0,224	0,673	2,161	0,252	0,627

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

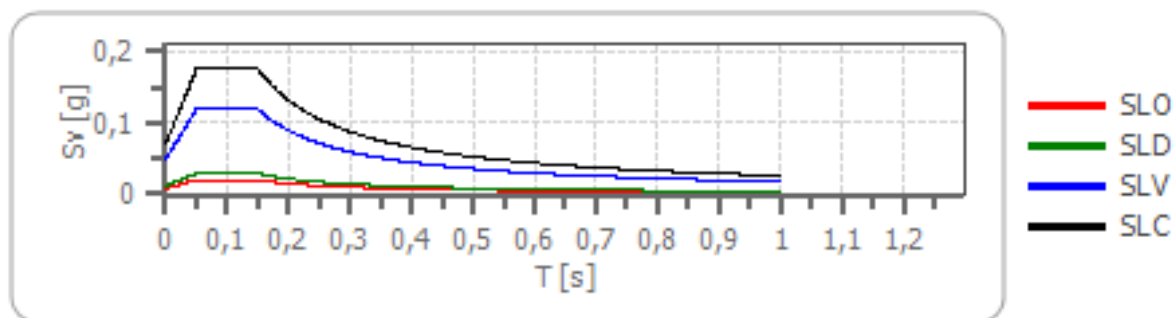
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

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

1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,034	2,459	0,201	1	2,790	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,008	0,020
SLD	1,0	0,042	2,478	0,220	1	2,670	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,012	0,029
SLV	1,0	0,109	2,460	0,279	1	2,370	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,049	0,120
SLC	1,0	0,140	2,484	0,289	1	2,330	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,071	0,176