

IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE RINNOVABILE IDROELETTRICA DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI SANT'ILARIO D'ENZA (RE)

COMMITTENTE

RINNOVALT

INDIRIZZO

VIA GIOVANNI BATTISTA PIRELLI, 27
20124 MILANO (MI)
+390292875126

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DEL PROGETTO

FAVERO
ENGINEERING

VIA GIOVANNI BATTISTA PIRELLI, 27
20124 MILANO (MI)
+39 0292875126
faveroengineering@pec.it

CONSULENZA TECNICO-AMBIENTALE

GEOLAMBDA
Engineering S.r.l.

VIA A. DIAZ, 22
26845 CODOGNO (LO)
+39 0377433021
geolambda@geolambda.viapec.it

CONSULENTI

ACUSTICA: Ing. DAVIDE GRIONI - STUDIO GRIONI
Via V. Emanuele II 46, 26845, Codogno (LO) - +39 0377220792 - amministrazione.grioni@gmail.com
ITTOLOGIA: Dott. NICOLA POLISCIANO
Via Torino 24, 21030, Cugliate Fabiasco (VA) - +39 3420491616 - nicola.polisciano@tiscali.it

REV.	DATA	DESCRIZIONE	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	Maggio 2026	PRIMA EMISSIONE	-	-	-
01					
02					
03					
04					
05					

ELABORATO

TITOLO

**DOCUMENTAZIONE TECNICA GENERALE - GEOLOGICA
STUDIO GEOTECNICO GEOLOGICO E SISMICO**

DETTAGLI DEL DISEGNO

SCALA GENERALE

-

SCALA PARTICOLARE

-

ARCHIVIO

FILE

DTG_031

STILE DI STAMPA

FAVERO ENGINEERING.ctb

CODIFICA

FASE PROGETTUALE

DEFINITIVO

CATEGORIA

DTG

PROGRESSIVO

0 3 1

REVISIONE

00

PREMESSA

In seno al progetto di un impianto idroelettrico sul T. Enza in Comune di Sant’Ilario d’Enza (RE), la Società Rinnovalt S.r.l. ha affidato alla Scrivente il compito di verificare le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dell’area allo scopo di definire la compatibilità delle opere e progettare correttamente le strutture ai sensi delle NTC2018.

L’opera di presa, sfruttando il salto di alcuni metri prodotto della briglia esistente in alveo, corriverà l’acqua tramite un canale di derivazione in sponda destra all’interno delle turbine e scaricherà a valle della briglia stessa. Il progetto, inoltre, prevede la realizzazione di due cabine elettriche sul terrazzo morfologico in corrispondenza del rilevato stradale.



La briglia a valle del ponte nel punto di derivazione in sponda sinistra

La derivazione idroelettrica non prevede particolari alterazioni dell’assetto geomorfologico, limitando gli scavi al solo canale di derivazione e al locale che ospiterà la turbina; allo scopo di non perdere il salto idraulico, il canale di derivazione verrà scavato su un ripiano terrazzato naturale.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

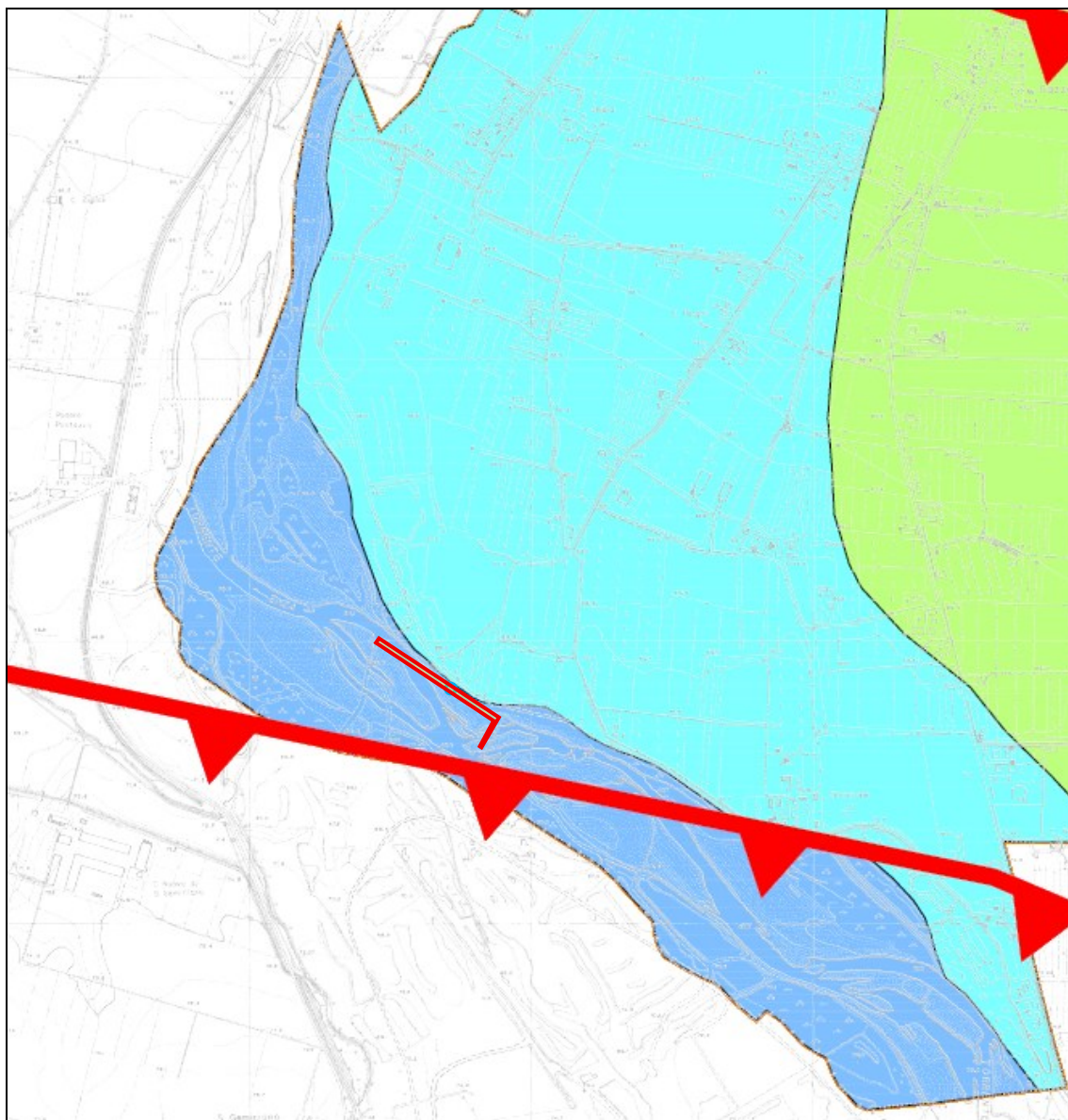
Il progetto di derivazione interessa un limitato tratto del T. Enza, in cui il corso d'acqua è caratterizzato da una modesta pendenza, compensata (a scopi antiersivi) da una briglia.

L'area di progetto ricade in quel settore di pianura pedemontana che borda il margine morfologico dell'Appennino settentrionale (fascia collinare).

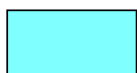
Dal punto di vista geomorfologico il T. Enza mostra un andamento tipicamente rettilineo con netta inflessione all'altezza della località Chiavicone, in corrispondenza delle opere di laminazione realizzate in sponda sinistra in Provincia di Parma (cassa d'espansione); le zone perfluviali ad est del T. Enza sono caratterizzate da alcuni ordini di terrazzi fluviali impostati a quote gradualmente superiori, esprimendo un'età di formazione progressivamente più antica. Le superfici di tali terrazzi fluviali sono generalmente sub-pianeggianti.

Dal punto di vista stratigrafico, i depositi affioranti nell'area in esame sono stati attribuiti, dal Servizio Geologico Regionale, al Dominio Padano Adriatico: si tratta di una serie di unità "Neoautoctoni", ovvero sedimentate successivamente alle principali fasi orogenetiche dell'Appennino Settentrionale. In sponda destra del T. Enza (sul quale si svilupperanno le opere di derivazione) affiorano depositi fluviali costituiti da una tessitura caratteristica di piana pedemontana: ghiaioso-limosa, miscela di ghiaia, sabbia e limo (*Figura 1*). Sospeso alcuni metri sull'alveo attivo, è presente un ripiano terrazzato (sul quale è prevista la realizzazione delle cabine Enel), colonizzato da vegetazione arbustiva ed arborea e caratterizzato da un orizzonte pedogenizzato non alterato né asportato localmente da fenomeni erosivi; quest'ultima osservazione conferma l'assenza di qualsiasi coinvolgimento recente nei fenomeni alluvionali del torrente.

Lo sviluppo delle unità sopra descritte è bene rappresentato nella carta geologica in Figura 2 (tratta in stralcio dal sito della Regione Emilia-Romagna) e dalla carta geologico-tecnica della Microzonazione sismica del comune di Sant'Ilario d'Enza (*Figura 3*).



UNITA' MODENA (Olocene; post IV-VII sec. d.C.)



Depositi di canale fluviale, rotta e argine prossimale: Unità costituita dall'alternanza di ghiaie, sabbie, argille e limi sedimentati in ambiente di piana alluvionale; nelle aree prossimali ai corsi d'acqua e ai paleolavei predominano le litologie ghiaiose e sabbiose e tendenzialmente sabbiose, mentre in aree distali si registra, associate alle litologie precedenti, un maggiore frequenza di litologie fini limose ed argillose. I depositi di canale fluviale, rotta e argine prossimale caratterizzano i depositi terrazzati più bassi, e quindi più recenti, che bordano il T. Enza



Depositi di canale fluviale in evoluzione: Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da un sottile livello limoso argilloso discontinua. Affiorano nella fasce di pertinenza del T. Enza periodicamente mobilitate dalle piene fluviali.



Proiezione sulla superficie topografica dei sovrascorimenti sepolti post-tortoniani (il triangolo indica il blocco sovrascorso)



Faglia profonda indeterminata dedotta

Figura 1 - Carta geologica del PSC di Sant'Ilario d'Enza (nel riquadro rosso l'area della derivazione)

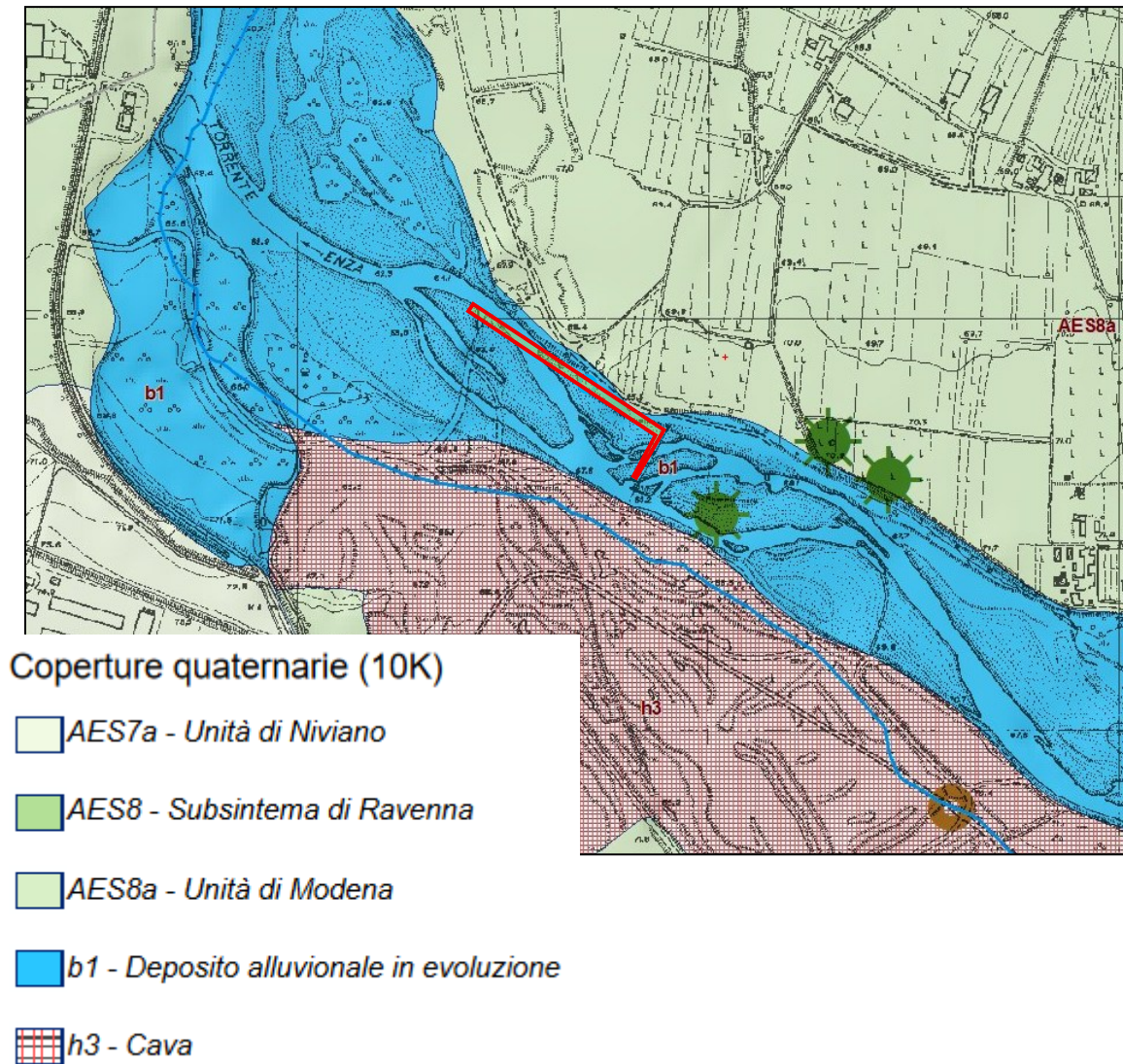


Figura 2 - Carta Geologica estratta dalla Regione Emilia-Romagna, modificata - Fonte: (https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia (nel riquadro rosso l'area della derivazione).

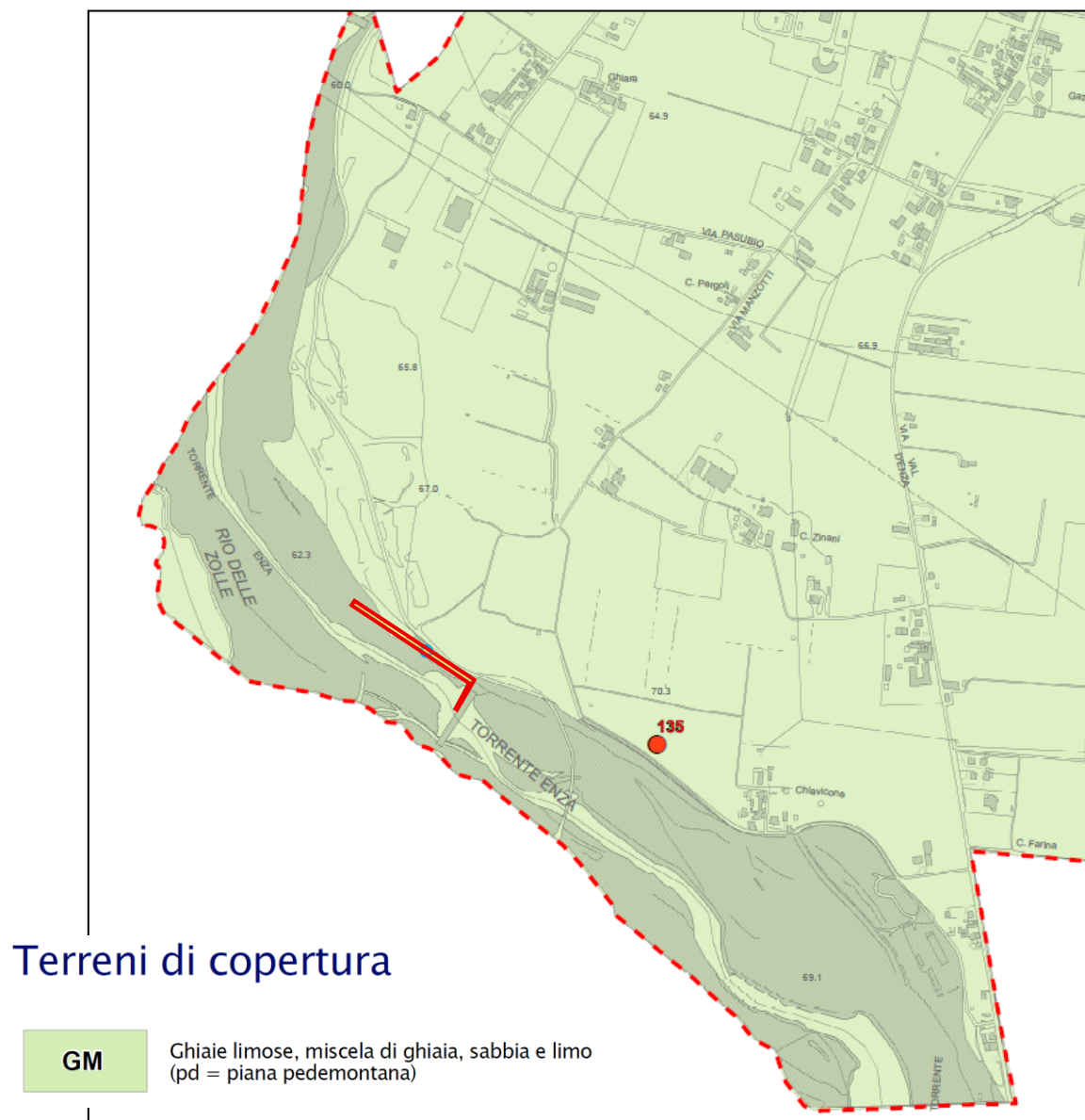


Figura 3 - Carta geologico-tecnica dello studio di Microzonazione Sismica del Comune di Sant'Ilario d'Enza (nel riquadro rosso l'area della derivazione)

SISMICITA' DELL'AREA E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI SISMICI DI SITO

L'obiettivo dello studio è stato quello di definire la categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18 al fine di determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di modificare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base – amplificazioni locali).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici che permettono una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica per le costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018).

Per il raggiungimento dell'obiettivo, è stato eseguito un profilo sismico con la metodologia MASW, attraverso il quale è stato ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) con la profondità.

Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni lito-stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (PSB).

1. Indagine geofisica con la metodologia masw: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in “attivo” e “passivo” (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

- 1) Nel “*metodo attivo*” le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).
- 2) Nel “*metodo passivo*” lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche “microtremori”) prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla

parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.5 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*).

La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 6 e 12 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*"Optimum Field Parameters of an MASW Survey"*, Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012).

Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva o ReMi) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.



Figura 1: Vista dello stendimento MASW effettuato.

Elaborazione dati

I dati sperimentali, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (KGS format file) per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (*SurfSeis 6.0* della Kansas University, Park C. B., 2019).

Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo. L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale “*phase velocity-frequency (c-f)*” che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica.

Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico. In questo grafico è possibile distinguere il “modo fondamentale” delle onde di superficie, in quanto le onde di Rayleigh presentano un carattere marcatamente dispersivo che le differenzia da altri tipi di onde (onde riflesse, onde rifratte, onde multiple).

Inoltre, la combinazione dei due metodi MASW consente di individuare il “modo fondamentale” delle onde di superficie nel campo di frequenze compreso tra i 4 e i 40 Hz e di ottenere informazioni sia “superficiali” che “profonde”.

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un “picking” attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (si veda la curva di dispersione riportata in figura 2).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon “fitting” con i valori sperimentali.

L'analisi dello spettro bidimensionale c-f consente in questo modo di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall'andamento della velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

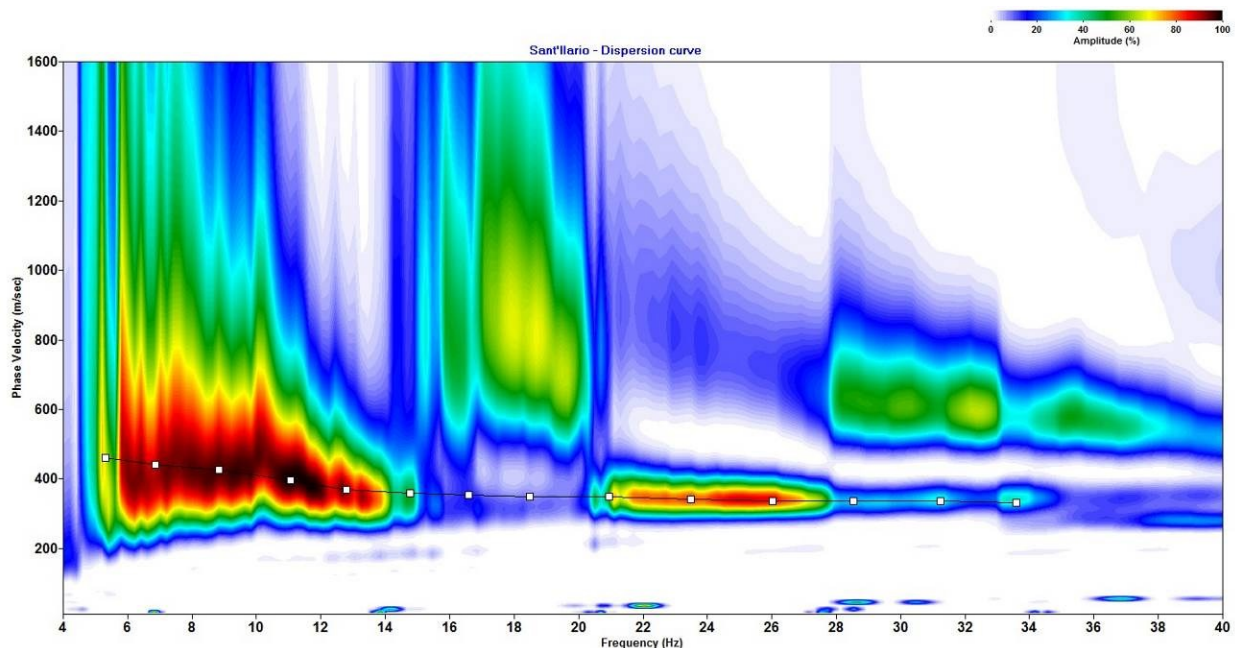
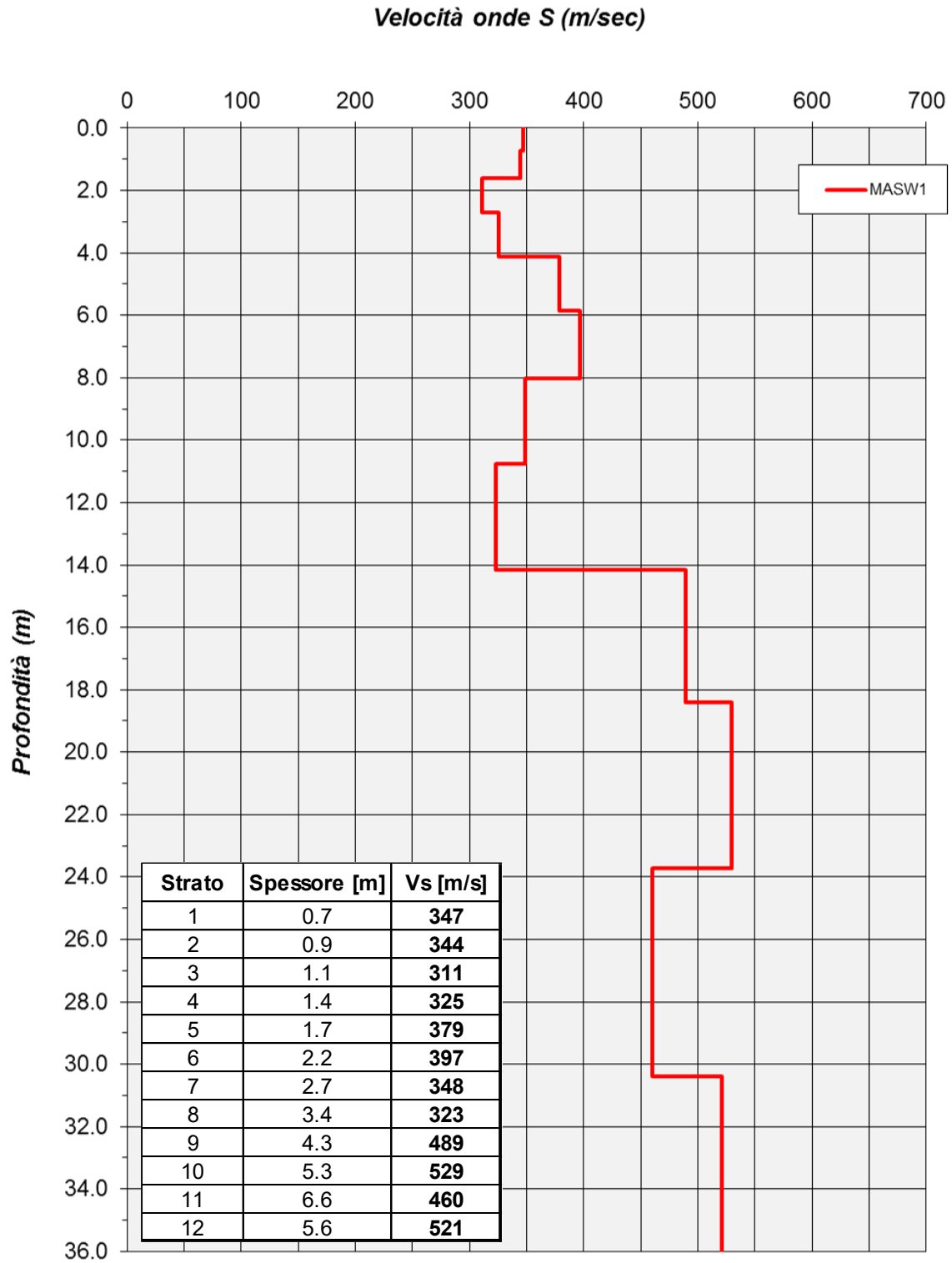


Figura 2: Spettro bidimensionale c-f e picking della curva di dispersione utilizzata per la procedura di inversione.

Dall'inversione della curva di dispersione (relativa al “modo fondamentale” delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata:



Profilo Vs-profondità.

DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI SENSI DELLE NTC18

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica effettuata, è possibile calcolare il valore della $V_{S,eq}$, che rappresenta la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità del bedrock sismico H (substrato con $V_S > 800$ m/s). Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro $V_{S,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella seguente equazione (D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni")

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

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo (fino al bedrock sismico o a 30 m dalla quota di imposta delle fondazioni), N il numero di strati e H la profondità del substrato con $V_S > 800$ m/s.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono i seguenti valori (si è assunta come quota di calcolo [q.r.] il piano di esecuzione dello stendimento sismico):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{S,eq}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
0.0 m	409	B
1.0 m	414	B
2.0 m	420	B
3.0 m	428	B
> 3.0 m	> 428	B

Categoria	Descrizione
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,</u> caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</u>
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</u>
E	<u>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</u>

Tabella 1: Categorie di sottosuolo (D.M. 17.01.2018).

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO SECONDO LA NORMATIVA ANTISISMICA

Nel presente capitolo si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica vigente. La quantificazione della risposta sismica locale avviene mediante l'utilizzo di categorie di sottosuolo che consentono una stima dell'amplificazione stratigrafica, generata dalle particolari condizioni lito-meccaniche dei terreni che costituiscono l'area in esame (approccio semplificato - Cap. 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*).

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 17.01.2018, in particolare ai capitoli 2 e 3.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Zona sismica = **3** (DGR 1164-2018);
- Vita nominale della struttura: **$V_N = 50$ anni**;
- **Classe d'uso = II**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = 50$ anni** ($C_U = 1.0$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 44.738939 - Long 10.432840] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C[*]
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	30	0.477	2.474	0.2400
SLD	63%	50	0.593	2.502	0.2600
SLV	10%	475	1.495	2.435	0.2836
SLC	5%	975	1.904	2.427	0.2900

- **Categoria di sottosuolo = B, categoria topografica = T1** ($S_T=1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi=5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_s	C_c	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.20	1.46	1.20	0.12	0.35	1.79
SLD	1.20	1.44	1.20	0.12	0.37	1.84
SLV	1.20	1.42	1.20	0.13	0.40	2.20
SLC	1.20	1.41	1.20	0.14	0.41	2.36

In figura 4 si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

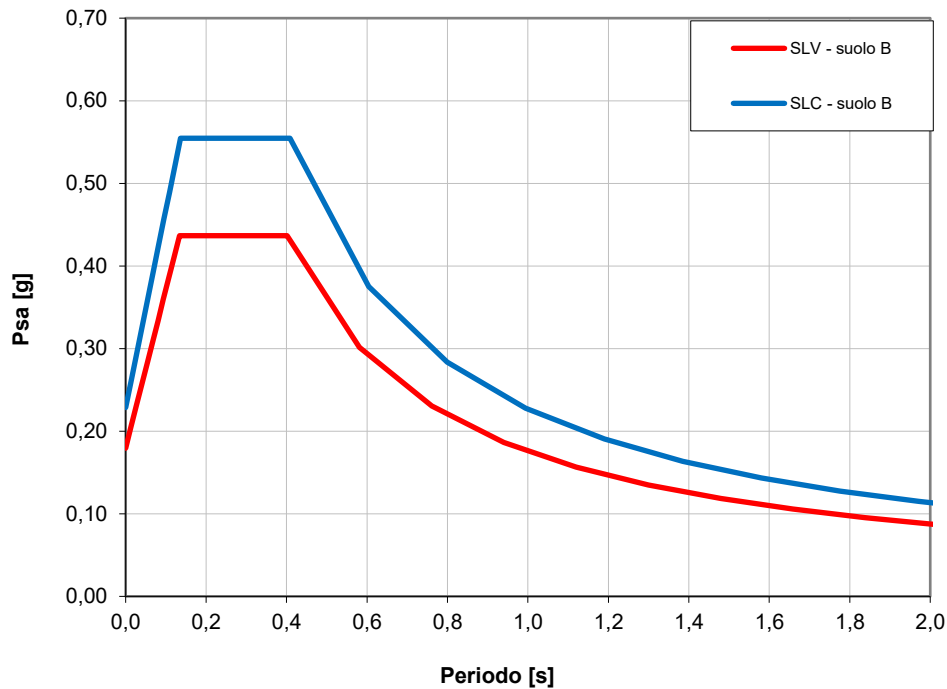


Figura 4: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo B.

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Secondo le NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $<0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$.

Per l'area risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max}=0.179g$ ($a_{max}=a_g*S_s$ condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_W=6.14$ (zona sismogenetica 913 “*Appennino Emiliano-Romagnolo*”);
- ✓ Terreni che costituiscono il sottosuolo: depositi alluvionali prevalentemente grossolani (ghiaie e sabbie con ciottoli).

Sulla base delle caratteristiche litologiche e dei valori di resistenza alla penetrazione misurati nella prova penetrometrica dinamica (fattori di esclusione secondo le NTC18), si può assumere che i terreni di sottosuolo non sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.

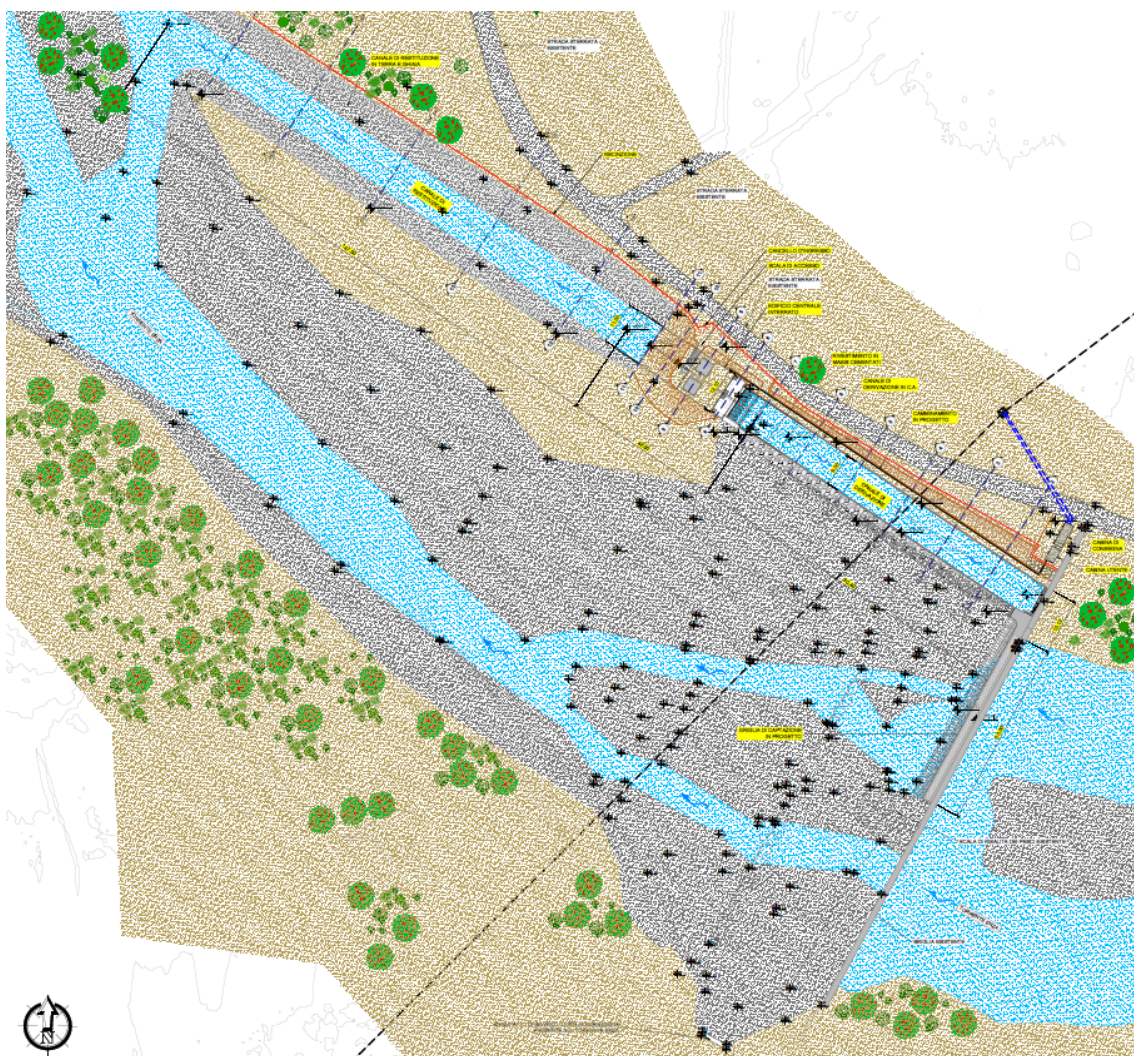
Ubicazione indagine MASW



VALUTAZIONI GEOTECNICHE

Rimandando agli elaborati progettuali per ogni dettaglio, il progetto prevede, nelle linee essenziali, i seguenti interventi strutturali (immagine seguente):

1. La formazione di un canale di derivazione in calcestruzzo inciso sulla superficie terrazzata.
2. La realizzazione del locale tecnico (turbine, generatore, quadro elettrico ecc.), il quale risulterà prevalentemente interrato, con fondazioni alla quota minima di 57,70 m s.l.m. (ovvero circa 7,5 m sotto l'attuale piano campagna e circa 3 m sotto l'alveo inciso del T. Enza).
3. La realizzazione di due cabine elettriche poggianti su fondazioni a platea alla quota minima di 69,30 m s.l.m. (ovvero a ca. -0.2 m dall'attuale piano campagna del rilevato stradale).

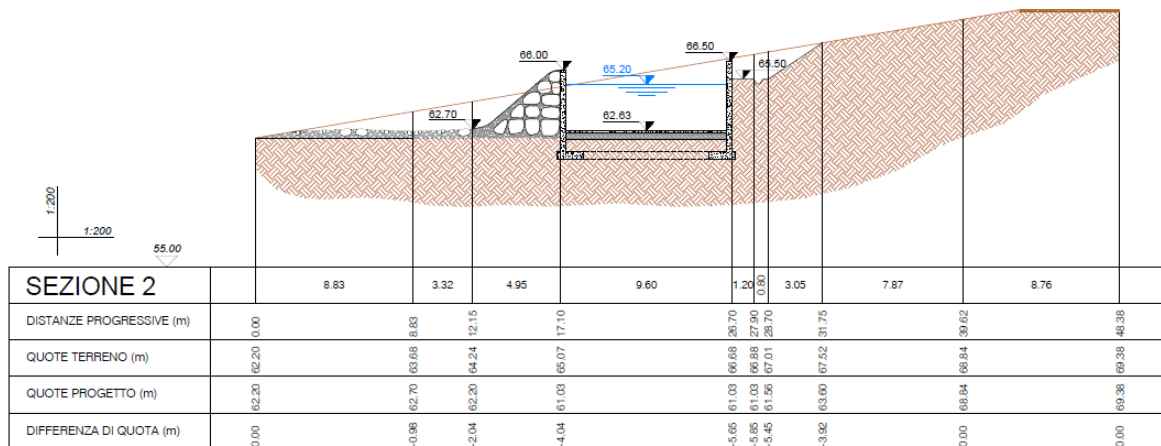


Planimetria dello stato di progetto

IL CANALE DI DERIVAZIONE

Il canale di derivazione in calcestruzzo armato verrà scavato in sponda destra dell'alveo e sarà completamente impermeabile al fine di non dar luogo a perdite per infiltrazione.

Il canale avrà un fondo in pendenza che partirà da quota 62.70 m s.l.m. fino ad arrivare alla quota di 61.50 m s.l.m.

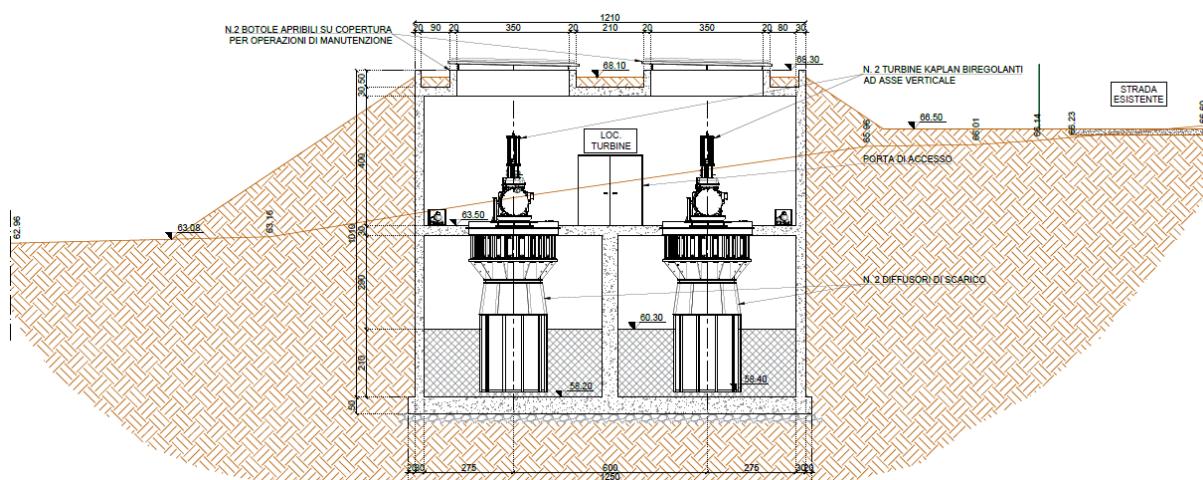


Sezione tipo del canale di derivazione

IL LOCALE TECNICO E CABINE ELETTRICHE

Come innanzi premesso, il locale tecnico verrà realizzato con un piano di posa delle strutture di fondazione a quota minima di 57,70 m s.l.m., ovvero circa 7,5 m sotto l'attuale ripiano terrazzato.

Il progetto, inoltre, comprende due cabine elettriche per le quali verranno realizzate due fondazioni a platea, incastrate di ca. 0.2 m rispetto al rilevato stradale.



Sezione del locale tecnico

1. Modello geologico e geotecnico di riferimento

Per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione (D.M. 17.01.2018) e ricostruire l'assetto geologico e geotecnico della porzione più superficiale di sottosuolo, è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica super-pesante (DPSH) a monte della scarpata morfologica, in prossimità delle cabine elettriche in progetto, raggiungendo il rifiuto strumentale alla profondità di ca. 5 m.

L'indagine mediante penetrometro dinamico prevede l'infissione di una punta attraverso massa battente che esercita una energia costante per tratti consecutivi di 30 cm. Durante la prova vengono misurati il numero di colpi (Np) necessari alla penetrazione della punta; le caratteristiche tecniche dell'attrezzatura impiegata sono le seguenti:

- Peso massa battente (Maglio) $M = 63 \text{ Kg}$
- Altezza di caduta libera del maglio $H = 0,75 \text{ m}$
- Punta conica : diametro $D_p = 50,8 \text{ mm}$ angolo apertura $= 90^\circ$
- Aste: peso = $4,6 \text{ Kg/m}$

La documentazione allegata comprende copia delle letture delle grandezze registrate a campagna (Np).

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (Nspt), i valori di Np misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate. Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi Nspt (normalizzati al 60%) e i dati Np (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

$$N_{spt}(60\%) = C \cdot N_p(60\%)$$

In cui

$C = 1.5-2.0$ Terreni con ghiaie

$C = 2.0-2.8$ Terreni sabbiosi

$C = 2.8-4.0$ Argille +/- limose

In fase di rielaborazione, tuttavia, i risultati sono stati rivisti in modo critico: è bene non scordare, infatti, i limiti operativi dello strumento e la possibilità di errore insita nella misura dei valori di Np, soprattutto nel caso di ghiaie a granulometria grossolana che possono produrre valori ben più elevati della effettiva resistenza del terreno.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici sono i seguenti (successivamente rivisti in modo critico):

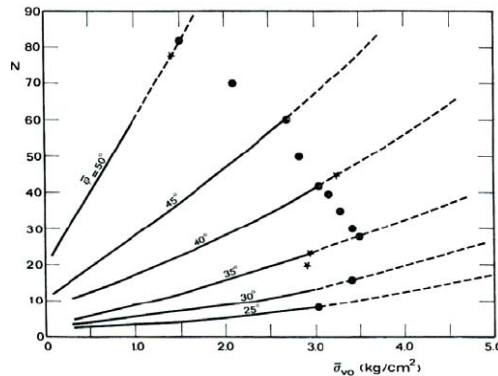
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo fondamentale parametro sono stati utilizzati i seguenti metodi, confrontandone i risultati:

SHIOI & FUKUNI o “Road Bridge Specification” (1982), valido per tutti i tipi di suolo, in cui l’angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

DE MELLO (1971): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l’angolo si ricava da un grafico in funzione di N_{spt} e σ_{vo} [kg/cm²].



MODULO DI DEFORMAZIONE E.

E' stato calcolato attraverso diversi metodi, confrontati tra loro criticamente:

BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di N_{spt}

$$\text{Per } N_{spt} = 4 \quad E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 10 \quad E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 30 \quad E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 60 \quad E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$$

D'APOLLONIA ET AL.: questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo di Young senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di E con la profondità.

$$\text{Per ghiaia + sabbia} \quad E = 7,71 * N_{spt} + 191$$

$$\text{Per sabbia SC} \quad E = 10,63 * N_{spt} + 375$$

WEBB: questa correlazione è valida solo per le sabbie sotto falda e per le sabbie con fine plastico:

$$\text{Per sabbia satura} \quad E = 4,87 * N_{spt} + 73$$

$$\text{Per sabbia con fine plastico} \quad E = 3,22 * N_{spt} + 16$$

SCHMERTMANN (1978): Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica:

$$E \text{ (t/mq)} = 2 \times B \times N_{spt}$$

con

N_{spt} = numero di colpi medio nello strato.

B = costante variabile in funzione della litologia

SCHULTZE e MENZEBACH: Definisce il valore del modulo di deformazione non considerando l'influenza della pressione efficace, che porta, a parità di N_{spt} , ad una diminuzione di E con la profondità:

$$E \text{ (kg/cmq)} = 5.27 \times N_{spt} + 76$$

BOWLES

Definisce il valore del modulo di deformazione utilizzando la seguente correlazione:

$$E \text{ (MPa)} = 1.2 \times N_{spt} + 6$$

Sulla base della prova eseguita è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame.

Unità Tv	Si tratta di terreno vegetale di spessore rilevato pari a ca. 0.6 m.
Unità A	È un deposito granulare (sabbia e ghiaia), mediamente addensato e di discrete caratteristiche geotecniche; rielaborando i valori penetrometrici, sono stati calcolati angoli d'attrito $\Phi = 28^\circ\text{-}30^\circ$ e moduli di deformazione $E = 150\text{-}200 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	A partire da ca. 4 m di profondità, i valori di N_{spt} aumentano significativamente, suggerendo il passaggio ad un deposito che si differenzia da quello sovrastante per un aumento della granulometria e/o dello stato di addensamento, tale da indurre rapidamente al rifiuto strumentale ($\Phi = 32^\circ\text{-}33^\circ$; $E = 250\text{-}350 \text{ kg/cm}^2$).

L'ubicazione della prova i risultati penetrometrici sono riportati in *Allegato 1*.

Stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione

Il progetto prevede la realizzazione di tre fondazioni a platea, una per il locale turbina (interrata di 7,5 m) e due come basamento per le cabine elettriche poggianti a 0.2 m di profondità dal piano quotato del rilevato stradale.

Trascurando il concetto poco significativo e ormai obsoleto di “capacità portante” nel caso di fondazioni a platea (anche alla luce della normativa di cui al D.M. 17.01.2018), nella valutazione riguardante la risposta geotecnica ai previsti carichi strutturali, è stata posta particolare attenzione ai cedimenti: quest’ultimi, infatti, costituiscono un elemento di fondamentale importanza al fine di evitare che le deformazioni del terreno possano compromettere la stabilità dell’opera in progetto.

Considerato, infatti, le tipologie di fondazioni in progetto (platee), la profondità del piano di posa (D) e le geometrie della struttura nella condizione più sfavorevole (lato fiume), la resistenza dei terreni (in termini di SLU GEO - approccio 2 delle NTC18) è compatibile con azioni strutturali in misura di 0.3-0.5 kg/cm² (cabine elettriche) e 1-1.5 kg/cm² (locale turbina).

Per quanto concerne i cedimenti (e conseguenti SLE), si rammenta come i ridotti carichi delle cabine elettriche produrranno cedimenti inferiori a 25-30 mm (limite suggerito dalla geotecnica tradizionale); l’interramento del locale turbina per oltre 7,5 m rispetto all’attuale piano campagna, invece, produrrà una notevole compensazione dei carichi di progetto: associando un peso di volume di almeno 1.8 t/m³, si ridurrà l’azione strutturale responsabile dei cedimenti in misura di 0.18 kg/cm² per ogni metro di interramento (effetto “galleggiamento” o “flottazione”).

Va tuttavia ricordato come per la determinazione degli SLU e SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i risultati, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Si rammenta inoltre che:

1. La quota di imposta delle strutture di fondazione e la natura dei depositi di substrato sono tali da lasciar presumere l’interferenza con una struttura acquifera satura (falda), le cui oscillazioni piezometriche sono correlabili con quelle idrometriche del Torrente. Conseguentemente sarà necessario considerare, tra le azioni progettuali, anche la spinta idrostatica generata dalle acque sotterranee. Per la stessa ragione, si raccomanda un’adeguata impermeabilizzazione di tutte le strutture interrate.

2. In fase esecutiva sarà necessario adottare idonei profili di sicurezza degli scavi necessari all'esecuzione delle opere interrato e/o adottare specifiche opere provvisorie di sostegno degli stessi.
3. La scarpata morfologica (riva), che terrazza il ripiano sul quale si svilupperà la centrale idroelettrica, dovrà essere adeguatamente protetta contro i fenomeni erosivi generati dalle acque del T. Enza, particolarmente importanti in occasione degli eventi di piena.
4. In fase esecutiva, infine, sarà indispensabile una verifica degli scavi e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, definite in questa fase di studio in modo indiretto.

Codogno, 24.06.2026

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
dott.ssa geol. Carol Marceca




ALLEGATO 1

Ubicazione dell'indagine



Registrazioni strumentali dei valori penetrometrici e relativa correlazione tra le unità geotecniche

DPSH P.1		<i>Unità geotecniche</i>
Prof. (m)	Nspt	
0,3	38	<i>Unità Tv</i>
0,6	29	
0,9	15	<i>Unità A</i>
1,2	7	
1,5	16	
1,8	19	
2,1	17	
2,4	11	
2,7	9	
3,0	17	
3,3	14	
3,6	8	
3,9	9	
4,2	40	<i>Unità B</i>
4,5	28	
4,8	35	
5,1	Rif.	

Profilo penetrometrico



GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente:

Località: Sant'Ilario d'Enza (RE)

Data: 05/09/2022 Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH 1)

Profondità della falda da p.c. (m): assente

Grafico della prova

Numero colpi punta

