

Valzelli Igor Architetto - Via A. Langer, 4 - 25121 BRESCIA
tel. 030/383560 - fax. 030/3397119 - C.F. VLZGGR60A17B157J - P.IVA 03091680177

Bazzani Cristiano Geometa - Viale Venezia, 44 - 25123 BRESCIA
tel. 030/3366439 - fax 030/3361431 - Cell. 338/7527284 - C.F. BZZCST70S15B157R - P.IVA 03613890171

LONATO del GARDA

PROVINCIA DI BRESCIA

ELABORATO N. 17

LAVORI DI: PIANO ATTUATIVO in VARIANTE al PGT
“FERALPI 1”

UBICAZIONE: Via CARLO NICOLA PASINI, 11
25017 Lonato del Garda (BS)

RELAZIONE GEOLOGICA

COMMITTENTE: FERALPI SIDERURGICA S.P.A.
Con sede in via CARLO NICOLA PASINI, 11
25017 Lonato del Garda (BS)

PROGETTISTI: VALZELLI arch. IGOR
Con studio in Via Alexander Langer, 4
25121 Brescia

BAZZANI geom. CRISTIANO
Con studio in Viale Venezia, 44
25123 Brescia

MARZO 2018

INTERGEO S.R.L. - PERFORAZIONI
Piazza Bonsignori, 3 - 25010 REMEDELLO (BS)
tel. 030.9953155 r.a. – fax. 030.957542 www.intergeo.it

COMUNE DI LONATO (BS)

NUOVE COSTRUZIONI ALL'INTERNO DEL VOSTRO
INSEDIAMENTO INDUSTRIALE

RELAZIONE GEOGNOSTICA ED IDROGEOLOGICA

COMMITTENTE: **FERALPI Siderurgica S.p.a.**
Via Industria n.23
25017 - LONATO (BS)

RELAZIONE GEOGNOSTICA ED IDROGEOLOGICA

Sul terreno di fondazione per la costruzione di nuovi immobili ubicati a Lonato (BS).

oooooooooooooooooooooooooooooooooooo

Committente: **FERALPI Siderurgica S.p.a.**

Indagine condotta mediante esecuzione di:

- n° 02 sondaggi geognostici a rotazione, con carotaggio continuo ($\varnothing \geq 101$ mm) con prove SPT (Standard Penetration Test) in foro, spinti fino ad una profondità di 10,0 m da p.c.
- n° 2 stendimenti di sismica passiva Re.Mi. Refraction Microtremor e Test di Nakamura.

Alla presente Relazione vengono allegati:

- stratigrafie sondaggi;
- documentazione fotografica.

1. ANALISI DEI RISULTATI

Il sito in oggetto è ubicato nel territorio comunale di Lonato, nella pianura ad SE di Brescia, esternamente alle cerchie principali dell'anfiteatro morenico benacense.

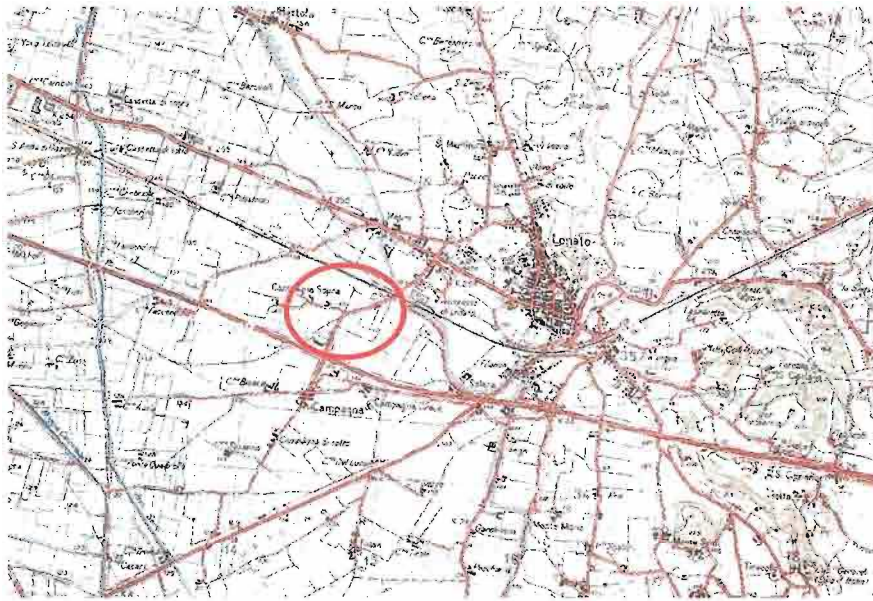


Figura 1 – Estratto della “Carta Topografica d’Italia” IGMI 1:25.000

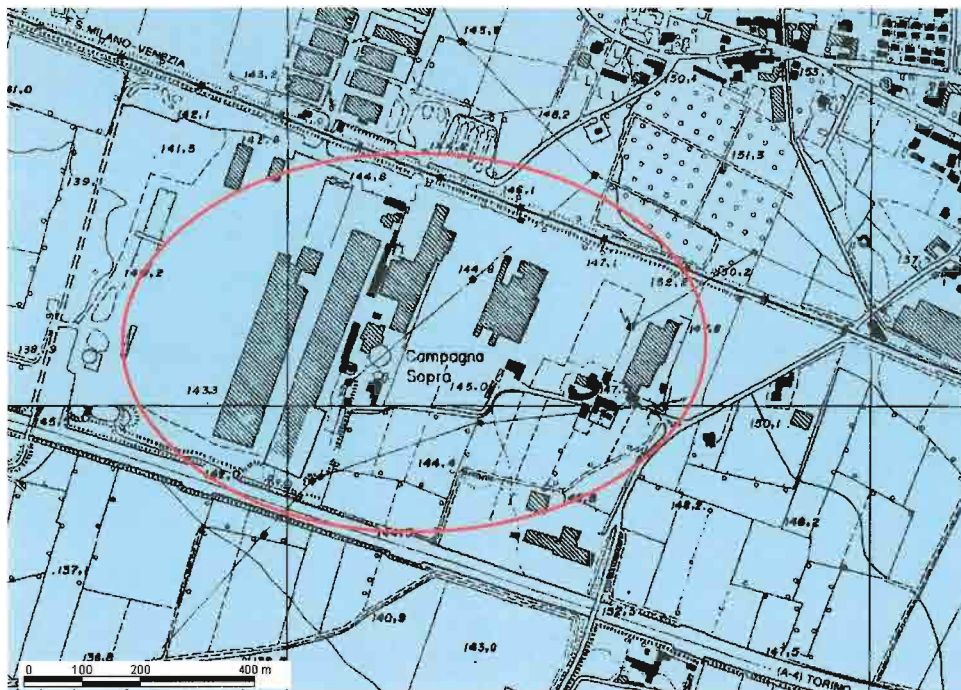


Figura 2 – Estratto della “Carta Tecnica Regionale” 1:10.000

Secondo la *Carta Geologica d'Italia* – Scala 1:100.000 – Foglio n°48 Peschiera del Garda, ci troviamo in presenza di litotipi costituiti da alluvioni fluvioglaciali pleistoceniche da molto grossolane a ghiaiose, con strato di alterazione superficiale argilloso di colore giallo-rossiccio, di ridotto spessore, localmente ricoperte da limi più recenti; tali litologie si raccordano con le cerchie moreniche e rappresentano l'alta pianura a monte della linea delle risorgive.

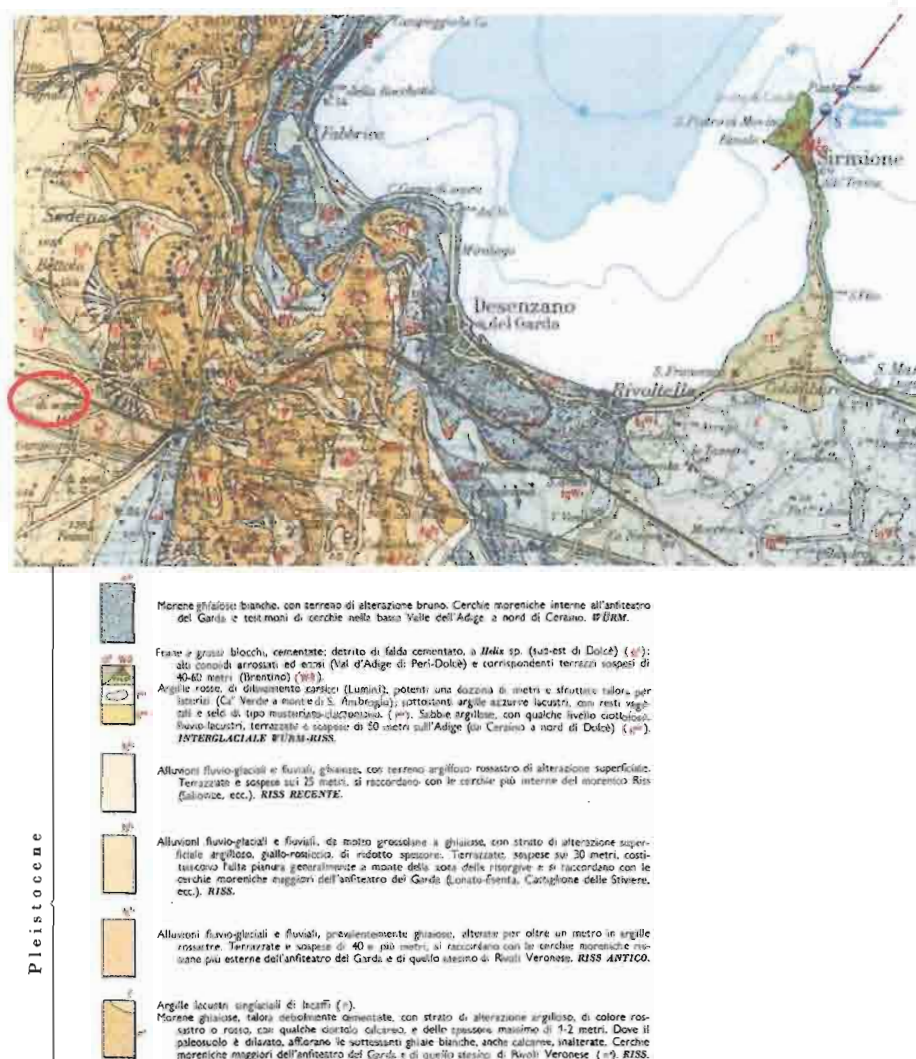


Figura 3 – Estratto della "Carta Geologica d'Italia" Foglio 48 "Peschiera del Garda"

1.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

In data 28 giugno 2012 sono stati eseguiti n° 02 sondaggi a carotaggio continuo, con andamento verticale, impiegando una sonda del tipo "Fraste Multidrill C4", allestita su autocarro 4x4 "EuroTrakker"; è stato utilizzato un carotiere avente diametro $\varnothing = 101$ mm e rivestimento in avanzamento di $\varnothing = 127$ mm, onde sostenere il perforo.

Le profondità raggiunte sono le seguenti:

S1	-10,00 m da p.c.
S2	-10,00 m da p.c.

All'interno di ciascun foro di sondaggio sono state effettuate complessivamente n. 3 prove SPT a punta conica (per un totale di n. 6 prove SPT), al fine di determinare i principali parametri geotecnici dei terreni attraversati.

Sono inoltre state effettuate prove di permeabilità in foro del tipo Lefranc a carico variabile al fine di ricavare il coefficiente di permeabilità dei litotipi presenti nel sito.

L'indagine ha evidenziato la presenza superficiale di terreno di riporto costituenti il sottofondo dei piazzali e di terreni di alterazione superficiale originari, fino alla profondità massima di circa un 1,80 di profondità.

Il terreno naturale presente fino alla massima profondità indagata, al di sotto di 1,80 in S1 e di 1 metro in S2, è rappresentato da ghiaie e sabbie addensate e/o molto addensate.

Nel corso dei sondaggi non è stata riscontrata la presenza di acqua di falda.

La figura 4 mostra l'ubicazione dei sondaggi geognostici.

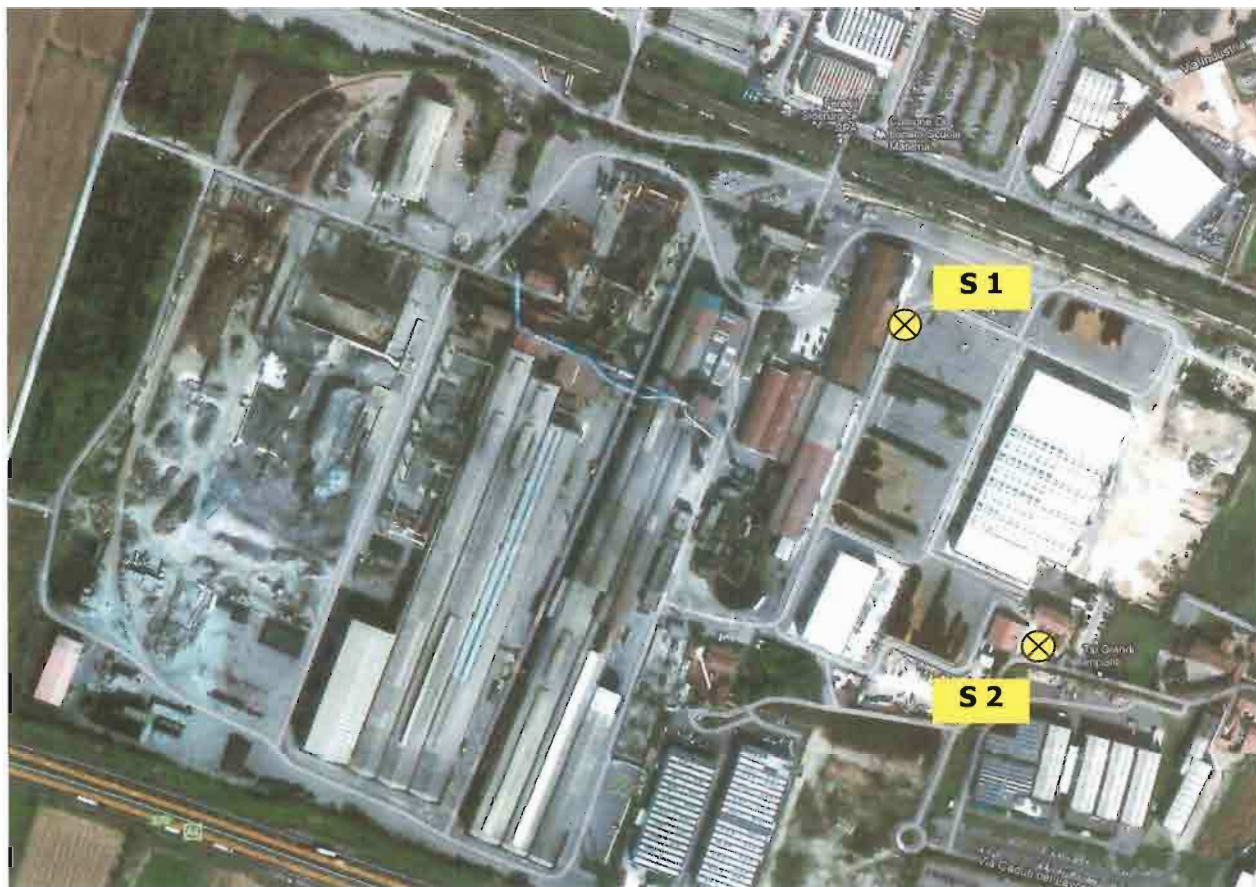


Figura 4 – Ubicazione dei sondaggi

nella tabella che segue (tabella 1) sono riportati i risultati del numero di N_{SPT} registrati alle diverse quote, correlandoli al grado di addensamento secondo le valutazioni proposte da Terzaghi e Peck (1948).

Sondaggio	S.P.T.	Profondità (m)	N_{SPT}	Grado di addensamento (Terzaghi e Peck-1948)
S1	1	-3.00	>100	Molto Addensato
	2	-6.00	>100	Molto Addensato
	3	-7.50	>100	Molto Addensato
S2	1	-3.00	>100	Molto Addensato
	2	-6.00	>100	Molto Addensato
	3	-7.50	>100	Molto Addensato

Tabella 1

Risulta evidente l'elevato grado di addensamento dei depositi naturali, il cui valore di N_{SPT} è sempre a rifiuto. Si consideri che valori molto elevati o a rifiuto di N_{SPT} possono

essere imputabili, oltre che all'elevato grado di addensamento della matrice, anche alla presenza di ghiaia e ciottoli di dimensione centimetrica e/o decimetrica.

Nella tabella che segue vengono schematizzati i parametri geotecnici del terreno naturale ghiaioso sabbioso, fino alla massima profondità indagata (10 m da p.c.).

Litologia	γ (t/m ³)	Φ (°)	c_u (kg/cm ²)
Ghiaia e sabbie	1,90	35	-

Tabella 2

Dove:

γ = peso di volume

Φ = angolo di attrito interno

c_u = coesione non drenata (Terzaghi e Peck, 1948)

1.2 Prove di permeabilità Lefranc

L'indagine svolta ha consentito la realizzazione di n. 2 prove di permeabilità (Lefranc) in foro di sondaggio, al fine di valutare, il coefficiente di permeabilità (K) dei terreni sabbioso-ghiaiosi presenti a circa 4 m di profondità.

La prova consiste nel misurare a velocità di riequilibrio del livello dell'acqua nel foro di sondaggio (abbassamento o risalita) dopo averlo alterato mediante immissione o emungimento.

Sulla base di quanto espresso nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" - A.G.I. 1977, il valore del coefficiente di permeabilità k, per le prove a carico variabile, si ottiene dalla:

$$k = \frac{A}{C_L \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dove:

A = area di base del sondaggio;

h_1 e h_2 = altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso, agli istanti t_1 e t_2 ;

t_1 e t_2 = tempi ai quali si misurano h_1 e h_2 ;

C_L = coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto.

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle prove eseguite.

Prova	Prof. (m da p.c.)	Coefficiente di permeabilità (k)
S1	4,0	$1,2 \cdot 10^{-5}$ (m/s)
S2	4,0	$1,6 \cdot 10^{-4}$ (m/s)

Tabella 3

1.3 Indagine geofisica

Allo scopo di caratterizzare il sottosuolo di fondazione dell'area sono stati realizzati due profili sismici Re.Mi. e un test di Nakamura, ottenendo il valore del parametro Vs30 e la categoria, nonché la curva dei rapporti spettrali HVSR del sito e la frequenza di risonanza.

Per il dettaglio descrittivo della metodologia impiegata si rimanda alla allegata relazione a fine testo.

Il profilo verticale delle Vs ricavato dalla modellazione diretta della curva di dispersione sperimentale mostra una sismosequenza costituita da un orizzonte superiore eterogeneo (Vs=340-350 m/s, 2,5-3,5 m di spessore) poggiante su sedimenti rigidi la cui velocità supera abbondantemente i 400m/s fino alla massima profondità considerata (50m).

La categoria del sottosuolo di fondazione, essendo il Vs30 nettamente superiore a 360m/s per quattro profondità di incastro fondazionale **è quindi la B.**

1.4 Modello geologico locale

In base all'ampia bibliografia geologica disponibile e alle indagini eseguite, sopra descritte, è stato possibile definire la successione stratigrafica dei terreni su cui insisteranno le opere in progetto.

La seguente tabella riassume il modello geologico locale.

Strato	Cronologia	Prof. (m da p.c.)	Litologia	Livelli saturi
1	-	0,0 -1,8	Terreni di riporto o Terreno vegetale sabbioso limoso con ghiaia	-
2	Pleistocene	> 1,8	Depositi alluvionali costituiti da ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa grossolana, localmente cementata	Presenza di falda freatica (soggiacenza minima circa 40 m da p.c.)

Tabella 4: modello geologico locale

1.4.1 Categoria di suolo e condizioni topografiche.

Ai fini della definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie del sottosuolo di riferimento.

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).

Figura 5: tabella 3.2. Il Norme tecniche per le costruzioni: categorie di sottosuolo

Tale classificazione si esegue in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità a partire dal piano di imposta delle fondazioni (nel caso di fondazioni superficiali).

Per questo motivo è stata eseguita una indagine geofisica locale, mediante la tecnica della sismica passiva descritta precedentemente.

I profili Re.Mi. hanno evidenziato V_{s30} che permettono di attribuire il sottosuolo dell'area in oggetto alla: **categoria B – “rocce tenere o depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti”**, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 436 m/s e 450 m/s ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa).

Per quanto riguarda le **condizioni topografiche** del sito, per configurazioni superficiali semplici, si può adottare la seguente classificazione:

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 $i > 30^\circ$

Figura 6: tabella 3.2.IV Norme tecniche per le costruzioni: categorie topografiche

In base a tale classificazione, si può affermare che i luoghi in esame ricadono entro la **categoria T1**.

1.4.2 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, utilizzate nelle *verifiche agli stati limite*, si definiscono a partire dalla **pericolosità sismica di base del sito**.

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima attesa a_g** ed è descritta dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo, in detto sito, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato.

Nell'intento di definire in modo puntuale la pericolosità sismica, le NTC fanno riferimento a n. 4 stati limite per l'azione sismica, ognuno definito da una "probabilità di eccedenza del periodo di riferimento" P_{VR} e da un periodo di ritorno T_R , espresso in anni.

Si fa riferimento quindi ai seguenti stati limite:

Stati Limite di Esercizio SLE	Stato Limite di immediata operatività SLO
	Stato Limite di Danno SLD
Stati Limite Ultimi SLU	Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV
	Stato Limite di prevenzione del Collasso SLC

Tabella 5

Il valore di a_g è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornito dallo INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia), per ogni sito in base alla strategia di progettazione scelta per la singola costruzione.

Nel seguito si schematizzano i presunti parametri di progetto relativi all'edificio residenziale in oggetto, che determinano il valore dell'azione sismica espressa in termini di accelerazione massima attesa a_g .

Latitudine sito	45,4600
Longitudine sito	10,4615
Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	II
Periodo di riferimento V_R	50anni
Periodo di ritorno T_R con $P_{VR} = 81\%$ (SLO)	30 anni
Periodo di ritorno T_R con $P_{VR} = 63\%$ (SLD)	50 anni
Periodo di ritorno T_R con $P_{VR} = 10\%$ (SLV)	475anni
Periodo di ritorno T_R con $P_{VR} = 5\%$ (SLC)	975 anni

Tabella 6

Sulla base delle mappe interattive dell'INGV richiamate dal D.M. 14 Gennaio 2008 l'area in esame è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s compreso tra **0,150g e 0,175g** (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni – mappa 50° percentile).

Per quanto riguarda la pericolosità di base del sito di intervento, in riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ($T_r = 475$ anni), il calcolo eseguito con il programma "Spettri di risposta – ver. 1.0.3" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, mediante interpolazione per superficie rigata, individua la pericolosità sismica del sito di intervento con un valore di a_g riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_s 30 > 800$ m/s pari a **0,156g**.

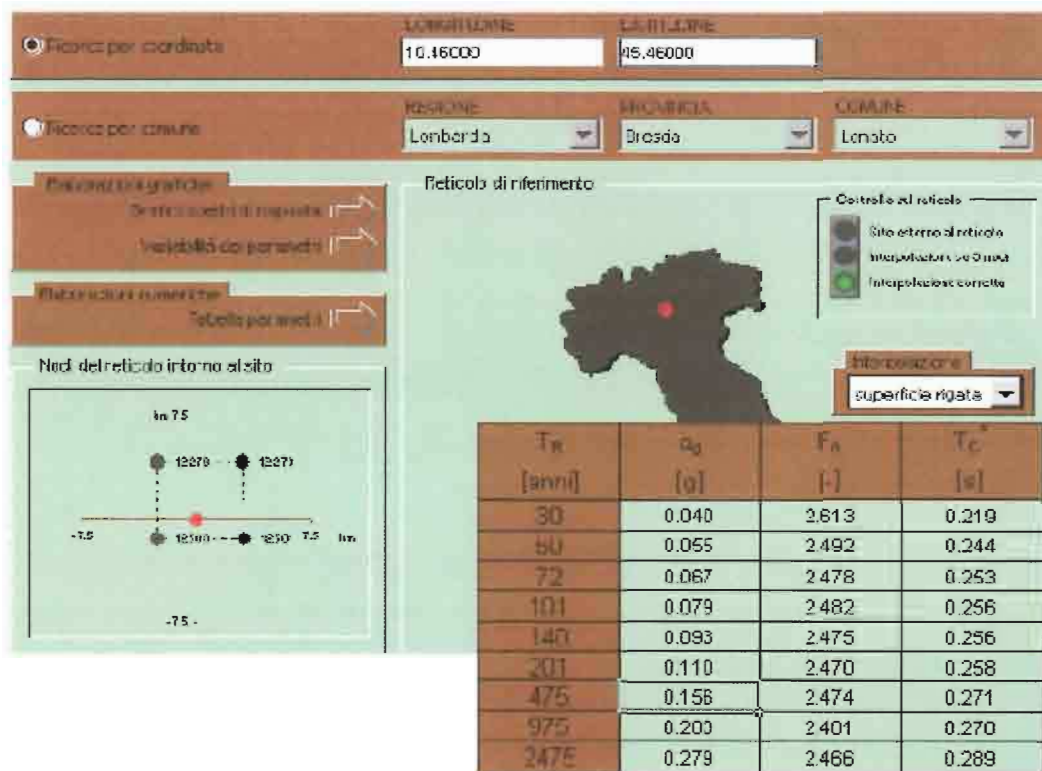


Figura 7: pericolosità di base del sito di intervento

stato limite	T_R (anni)	a_g/g	F_o	T_c (sec)
SLO	30	0,040	2,613	0,219
SLD	50	0,055	2,492	0,244
SLV	475	0,156	2,474	0,271
SLC	975	0,203	2,481	0,278

Tabella 7

Dove: T_R = periodo di ritorno

a_g/g = accelerazione orizzontale massima attesa.

F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale ed ha valore minimo pari a 2.2.

T_c = è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Sarà compito del progettista strutturale scegliere i parametri da utilizzare nei calcoli in funzione della "Strategia di progettazione" adottata una volta definita la Vita Nominale, la Classe d'uso ed il Periodo di Riferimento assegnate alla struttura.

2. INDICAZIONI DI CARATTERE GEOTECNICO

Facendo riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le Costruzioni, in questa sede si forniscono i dati necessari al Progettista per la corretta valutazione degli aspetti progettuali.

2.1 Modello geotecnico locale

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo.

I parametri geotecnici attribuibili a tali terreni, sono schematizzati nella successiva tabella, i cui valori sono stati desunti dall'analisi delle indagini eseguite, dalla letteratura geologica e da esperienze condotte dallo scrivente in siti che presentavano tipologie sedimentarie analoghe e comparabili a quelle in studio.

Strato	Profondità (m)	Litologia	ϕ (°)	Cu (kg/cm²)	γ_{nat} (t/m ³)
1	0,0 – 1,8	Terreno vegetale limoso sabbioso bruno con ghiaia e ciottoli	24	0,0	1,80
2	>1,8	Ghiaia e ciottoli ($\phi_{max} > 20cm$) in abbondante matrice sabbiosa grossolana di colore nocciola, addensata e localmente cementata	35	0,0	1,90

ϕ = angolo di attrito, c_u = coesione non drenata, γ_{nat} = peso di volume del terreno.

Tabella 8: modello geotecnico con valori caratteristici

2.2 Fondazioni

In conseguenza della conferma ricevuta dalle indagini sulla buona affidabilità geotecnica dei terreni in oggetto, rappresentati da depositi ghiaiosi - sabbiosi, **potranno essere adottate per i manufatti in progetto fondazioni di tipo diretto.**

In particolare si potrà ricorrere alle seguenti tipologie fondazionali:

- **fondazioni a plinto;**
- **nastriormi continue.**

Appare assolutamente necessario appoggiare le fondazioni su terreno affidabile dal punto di vista geotecnico, oltrepassando lo strato di riporto superficiale.

Tale profondità risulta conforme con quanto previsto dalle NTC al capitolo 6.4.2, ove è prescritto che: "Il piano di fondazione deve essere situato oltre la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua".

2.3 Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le opere di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

Dove **Ed** è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre, **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (**A**), per i parametri geotecnici (**M**) e per le resistenze (**R**).

Allo stato attuale, non essendo noti gli approcci progettuali di verifica, si è scelto l'**approccio 2**, in cui è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da usare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche.

In tale approccio, per le azioni si impiegano i seguenti coefficienti

$$(A1 + M1 + R3) \text{ con } R3 = 2,3$$

Per quanto riguarda la scelta dei corretti coefficienti parziali da utilizzare negli approcci scelti, si fa riferimento alle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del DM 14 gennaio 2008 NTC.

Il calcolo della resistenza R_d viene eseguito utilizzando la **formula di Brinch - Hansen (1970)**, sotto riportata.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Dove:

- q_{ult} = capacità portante ultima (nel nostro caso = Rd)
- c = coesione
- q = pressione geostatica efficace
- γ = peso di volume
- B = lato minore della fondazione
- N_c N_q N_γ sono fattori dipendenti dall'angolo di attrito φ
- s_c s_q s_γ sono i fattori di forma,
- d_c d_q d_γ sono i fattori di profondità
- i_c i_q i_γ sono i fattori di inclinazione del carico
- b_c b_q b_γ fattori di inclinazione del piano di fondazione
- g_c g_q g_γ fattori di inclinazione del terreno

Si tratta di un'estensione della formula di Meyerhof (1951-1953) che consta nell'introduzione di un fattore b_i che tiene conto dell'eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i , per il caso in cui la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

2.3.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU) per la capacità portante

In questa fase, non conoscendo ancora i carichi agenti sulle fondazioni, saranno di seguito riportate, a titolo puramente indicativo e per orientare le scelte progettuali, le resistenze calcolate secondo l'approccio scelto, in condizioni statiche e considerando l'applicazione di carichi verticali e centrati con le geometrie fondazionali sotto specificate.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici desunti dalle prove geognostiche (strato 2 di tabella 8)
$c_{uk} = 0 \text{ kPa}$
$\gamma_k = 18,63 \text{ kN/m}^3 = 1,9 \text{ t/m}^3$
$\varphi_k = 35^\circ$

La profondità della falda freatica è stata assunta pari a 40 m da p.c. tale da non interferire con le fondazioni.

Considerando l'Approccio 2 il valore di progetto dell'angolo d'attrito rimane uguale al valore caratteristico $\Phi_d = \Phi_k = 35^\circ$;

Ma si applicherà il coefficiente parziale (γ_R): $\gamma_R = 2.3$, ottenendo le seguenti resistenze:

<i>Caso di fondazione a plinto isolato con le seguenti dimensioni B = lato del plinto; D = profondità d'incastro; Rd =resistenza</i>		
B = 1,0 m	D = 0,5 m	Rd = 262 kPa
B = 1,5 m	D = 0,5 m	Rd = 284 kPa

Tabella 9

<i>Caso di fondazione nastriforme continua (L = 10 m) con le seguenti dimensioni B = lato della trave; D = profondità d'incastro; Rd =resistenza</i>		
B = 1,0m	D = 0,5 m	Rd = 227 KPa
B = 1,2m	D = 0,5 m	Rd = 271 KPa

Tabella 10

Tali valori dovranno essere ricalcolati una volta note le tensioni normali, tangenziali ed i momenti indotti dalla struttura, negli stati limite previsti dalla normativa.

3. RELAZIONE IDROGEOLOGICA

Nei paragrafi che seguono, andremo ad individuare le modalità di gestione delle acque meteoriche che ricadono su superfici impermeabilizzate dall'insediamento in progetto, eseguendo una stima delle acque defluite per unità di superficie.

3.1 Acque meteoriche

In questo paragrafo ci occuperemo esclusivamente della dispersione delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici impermeabili che saranno realizzate.

Non essendo ancora disponibili i dati relativi alle superfici scolanti in progetto, eseguiremo un calcolo facendo riferimento ad una superficie unitaria di 100 mq.

3.2 Calcolo delle portate meteoriche

Per la stima delle portate defluite da ciascun bacino scolante si può utilizzare la "formula razionale" secondo la quale:

$$Q_p = i A \phi$$

Dove:

- Q_p = portata influente = portata defluente;
- i = intensità;
- A = superficie complessiva servita;
- ϕ = coefficiente d'afflusso.

Considerando un'intensità standard per la zona di Brescia pari a 102 mm/h per precipitazioni di 20 minuti (dato utilizzato per il calcolo delle portate influenti su lottizzazioni di medie dimensioni); una superficie complessiva di circa **100 m²** e un coefficiente d'afflusso pari a 0,9 (coefficiente relativo a aree impermeabili), si ottiene una portata influente di circa **2,6 l/s**.

Tale dato è paragonabile alla portata media da smaltire calcolata utilizzando come dato di partenza lo scoscio più intenso mai registrato in Europa (Monaco di Baviera), che ha prodotto una precipitazione di 13 mm. in 3,5 minuti, corrispondente a 3,7 l/min/m², opportunamente ridotta ad un valore di portata unitaria pari a $Q = 1,5$ l/min/m².

3.3 Dimensionamento del sistema disperdente

Facendo riferimento alle portate calcolate, come provenienti dai diversi bacini scolanti, si può passare al calcolo delle dimensioni del sistema di dispersione, sempre in ragione della soddisfazione di una superficie scolante di 100 m².

Lo smaltimento delle acque potrà avvenire mediante impianti di **subirrigazione** (trincee drenanti e tubi forati) opportunamente dimensionati, oppure, con pozzi disperdenti costituiti da anelli prefabbricati di calcestruzzo approfonditi per 3-4 metri nei depositi ghiaiosi.

In questo caso andremo a considerare il caso della subirrigazione con trincee disperdenti, in quanto il dimensionamento di eventuali pozzi disperdenti, per l'area di interesse, è già stato considerato dal Dott. Geol. Damiano Scalvini in un suo rapporto del Luglio 2006.

Considerando, relativamente a tali strati, un coefficiente di permeabilità cautelativo pari a **$K = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$** , ed utilizzando la formulazione indicata dal Prof. Carlo Ciaponi, Dott. Sara Todeschini - Dip. Ingegneria idraulica e ambientale Università di Pavia in "Progettazione dei sistemi d'infiltrazione", si avrà:

$$Q = k J A$$

dove

Q = portata d'infiltrazione
k = coefficiente di permeabilità
J = cadente piezometrica = 1

Si necessiterà di una superficie netta d'infiltrazione **A = 272 m²**.

Essendo: $A = L l + 2(L+l) \Delta h$

con

A = superficie netta d'infiltrazione
L = lunghezza della trincea
l = larghezza della trincea
 Δh = profondità della trincea

Si calcola che la trincea necessaria a permettere l'infiltrazione della portata calcolata di **2,6 l/s**, dovrà avere una lunghezza di circa **90 metri**, profondità 1 metro e larghezza 1 metro.

4. CONCLUSIONI

Con riferimento alle opere in progetto, alla luce delle notizie di ordine geologico disponibili e delle prove eseguite, si ritiene di poter esprimere le seguenti considerazioni:

- ⇒ i terreni su cui insisteranno le opere sono di natura alluvionale e fluvioglaciale costituiti da ghiaie con ciottoli e sabbie, dello spessore di diverse decine di metri e nelle aree di pertinenza della Ditta non si evidenziano fenomeni geomorfici in atto e/o potenziali, essendo l'area considerata francamente stabile;
- ⇒ si dovrà, comunque, poggiare le fondazioni al di sotto dei riporti superficiali evidenziati dai punti di indagine;
- ⇒ la falda freatica è posta a profondità tale da non interferire con le opere di progetto;
- ⇒ non esistono particolari penalità ricadenti nell'area oggetto dell'intervento;
- ⇒ è possibile ricorrere a fondazioni superficiali sia isolate che continue; utilizzando comunque dei carichi di progetto inferiori ai valori di resistenza totale del sistema geotecnico specificati nelle tabelle 9 e 10;
- ⇒ il valore dell'azione sismica, espressa come valore di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (tempi di ritorno pari a 475 anni), riferita a suoli rigidi, è pari a **0,156 g**;
- ⇒ l'indagine sismica ha permesso di classificare il sottosuolo nella **categoria B**;

Il quadro geologico, geomorfologico ed idrogeologico risultante conferma l'idoneità dei luoghi ad ospitare interventi edilizi.

Remedello (BS), 26 luglio 2012

ALLEGATI

- 1. Stratigrafie**
- 2. Foto cassette catalogatrici**
- 3. Indagine geofisica**

FERALPI Siderurgica S.p.a. - Lonato (BS) - 28 Giugno 2012

		
<p>Foto n.1 Postazione del Sondaggio S.1</p>	<p>Foto n.2 Vista delle carote estratte dal Sondaggio S.1 0 - 5 m</p>	<p>Foto n.3 Vista delle carote estratte dal Sondaggio S.1 5 - 10 m</p>

FERALPI Siderurgica S.p.a. - Lonato (BS) - 28 Giugno 2012



Foto n.4
Postazione del **Sondaggio S.2**



Foto n.5
Vista delle carote estratte dal
Sondaggio S.2 0 - 5 m



Foto n.6
Vista delle carote estratte dal
Sondaggio S.2 5 - 10 m

INTERGEO PERFORAZIONI S.r.l.
Piazza Bonsignori, 3
25010 Remedello (BS)

PROVINCIA DI BRESCIA
COMUNE DI LONATO DEL GARDA

**INDAGINE SISMICA PASSIVA ALL'INTERNO
DELLO STABILIMENTO FERALPI DI LONATO DEL
GARDA**



GG Service sas

via Bellavista, 13/A
38069 Torbole s/G (TN)
P.Iva/C.F./Reg. TN: 01999920224
tel/fax: 0464-664799/506041
info@ggservice@gmail.com



INDICE

1. INTRODUZIONE -----	2
2. CENNI METODOLOGICI -----	4
3. SINTESI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI -----	6

1. INTRODUZIONE

Su incarico della Intergeo s.r.l. la GG Service s.a.s. ha effettuato un'indagine sismica passiva per il calcolo del parametro V_{S30} e la definizione della categoria del sottosuolo all'interno dello stabilimento Feralpi di Lonato del Garda

I due stendimenti sismici lineari di 23m (24 geofoni interspaziati di 1m) sono stati realizzati in corrispondenza dei due sondaggi meccanici 1 e 2.

Per completare la caratterizzazione sismica del sito sono stati eseguiti due test di Nakamura finalizzati al calcolo della curva di risposta elastica del terreno e alla determinazione della frequenza di risonanza della struttura geologica locale.



Ubicazione indagini sismiche



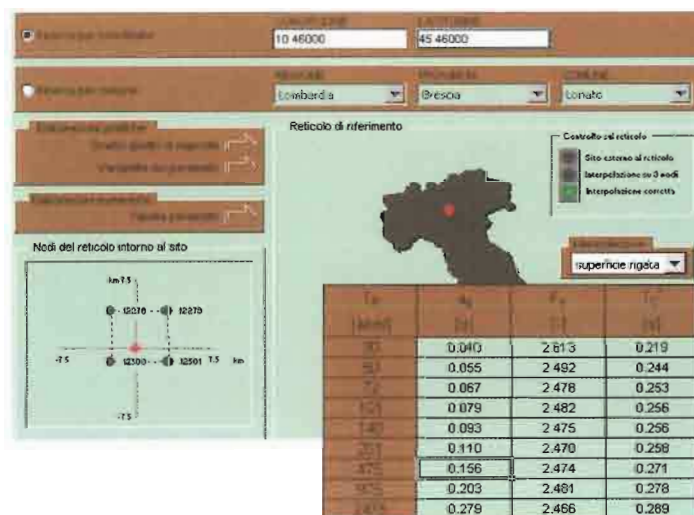
Immagini stendimenti sismici

Per la realizzazione dell'indagine ReMi è stato utilizzato un acquirente digitale DAQ LINKIII a 24 bit collegato ad un array a 24 geofoni. La frequenza dei sensori utilizzati è di 4.5Hz, la spaziatura è stata fissata a 1m e sono stati eseguiti 8-10records da 20secondi.

Per i test di Nakamura (HVSR) si è usato lo stesso strumento di acquisizione, un sensore sismico 3D da 1Hz della Geospace ed una registrazione di lunghezza pari a 15min.

Sulla base delle mappe interattive dell'INGV richiamate dal D.M. 14 Gennaio 2008 l'area in esame è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s compreso tra **0,150g** e **0,175g** (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni –mappa 50° percentile).

Per quanto riguarda la pericolosità di base del sito di intervento, in riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Tr ver. 1.0.3" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mediante interpolazione per superficie rigata, individua la pericolosità sismica del sito di intervento con un valore di a_g riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s pari a **0,156g**.



Sarà compito del progettista strutturale scegliere i parametri da utilizzare nei calcoli in funzione della "Strategia di progettazione" adottata una volta definita la Vita Nominale, la Classe d'uso ed il Periodo di Riferimento assegnate alla struttura

2. CENNI METODOLOGICI

ReMi

La normativa più recente che disciplina le costruzioni richiede la caratterizzazione del sottosuolo di fondazione ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. Per ottenere questo dato la normativa prevede il calcolo del parametro V_{s30} , indicando come metodologia di elezione la misura della velocità delle onde di taglio ed in subordine la prova SPT e, nei mezzi coesivi, il valore della c_u . Detto parametro si calcola attraverso la relazione:

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1, N} h_i / V_i$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Si ricorda che la velocità delle onde di taglio (V_s) è quella che meglio di ogni altro parametro fisico caratterizza i materiali dal punto di vista del loro comportamento meccanico.

Il profilo verticale delle V_s può essere ricavato per inversione monodimensionale o per modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde di superficie (Rayleigh e/o Love) (Dorman e Ewing, 1962).

Le onde di Rayleigh (1885) costituiscono un particolare tipo di onde di superficie che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione (P-waves) e di taglio verticali (Sv-waves).

Tali onde sono presenti in natura e sono conosciute con il termine di microtremiti. Possono venire accuratamente captate ed analizzate nei loro contenuti cromatici ed energetici con un array geometrico lineare simile a quelli utilizzati nella prospezione sismica classica.

In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo guidato e dispersivo e vengono definite pseudo-Rayleigh.

La dispersione è un fenomeno indotto dalla deformazione del treno d'onda che produce una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. Le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore, per un dato modo, e presentano normalmente più elevate velocità di fase.

Un apposito grafico (spettro di potenza p-f) in cui è diagrammato in ascissa la frequenza f (Hz) ed in ordinata lo slowness, che altro non è che l'inverso della velocità di fase (m/s), consente agevolmente di individuare il trend dispersivo che contraddistingue il sito sottoposto ad indagine.

Dalla curva di dispersione si passa al profilo di velocità verticale mediante modellazione diretta. Viene cioè costruito il modello teorico la cui curva di dispersione calcolata presenta il minor errore rispetto alla curva sperimentale.

Il processo di modellazione diretta soffre delle limitazioni prodotte dal principio dell'equivalenza secondo il quale possono esistere più modelli che soddisfano la medesima curva di dispersione. In questo caso quindi diventa importante avere dei punti



di calibrazione per una ricostruzione “litologica” della struttura sismica del sottosuolo. Tuttavia questa limitazione non inficia la correttezza della determinazione dei valori di V_{s30} che rappresentano una relazione tra spessori e velocità dei singoli strati.

Per il trattamento di questo tipo di dati è stato utilizzato il software ReMi® aggiornato alla sua ultima versione V.5 e commercializzato dalla Optim LLC (Reno, Nevada -USA). L’approccio analitico si basa sugli studi condotti da J.Louie presso la Nevada University.

Nakamura

La tecnica di indagine adottata a supporto di questo studio e conosciuta come *metodo di Nakamura* (1989), dal nome dello scienziato giapponese che l’ha messa a punto, parte dal presupposto che:

- 1 Il rumore ambientale è generato da riflessioni e rifrazioni di onde di taglio con gli strati superficiali e dalle onde di superficie;
2. Le sorgenti di rumore superficiale non interessano il rumore ambientale alla base di una struttura non consolidata;
3. Gli strati soffici non amplificano la componente verticale del rumore ambientale: questo è composto da onde di superficie tipo Rayleigh generate dall’interazione del vento con le strutture, dal traffico e da altre attività urbane.

Le funzioni di trasferimento **SE** e **AS** che sono rispettivamente l’effetto intrinseco di sito e l’effetto della singola onda Rayleigh possono essere definite come:

$$\mathbf{SE} = \mathbf{Hs/Hb} \quad \mathbf{As} = \mathbf{Vs/Vb}$$

Dove **H** e **V** sono gli spettri per le componenti orizzontali e verticali delle registrazioni di rumore ambientale alla superficie (s) o al top del basamento rigido. Gli effetti di sito, che non comprendono il contributo della sorgente, sono definiti da **SM** come:

$$\mathbf{SM} = \mathbf{Se/As} \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{SM} = \mathbf{HsVb/VsHb}$$

Nakamura e Theodulidis *et al.* (1996) hanno dimostrato che gli spettri delle componenti verticali (Vb) e orizzontali (Hb) sono equivalenti al top del basamento rigido:

$$\text{Se } \mathbf{Hb/Vb} = 1 \text{ allora } \mathbf{SM} = \mathbf{Hs/Vs}$$

Alla fine quindi, gli effetti di sito **SM** (ampiezza del rapporto spettrale) possono essere espressi come *rapporto spettrale delle componenti orizzontali e verticali del rumore ambientale alla superficie del suolo*.

In conclusione questa affermazione implica che **una stima della risposta del terreno in un determinato sito può essere ottenuta con un singolo sismometro a tre componenti.**

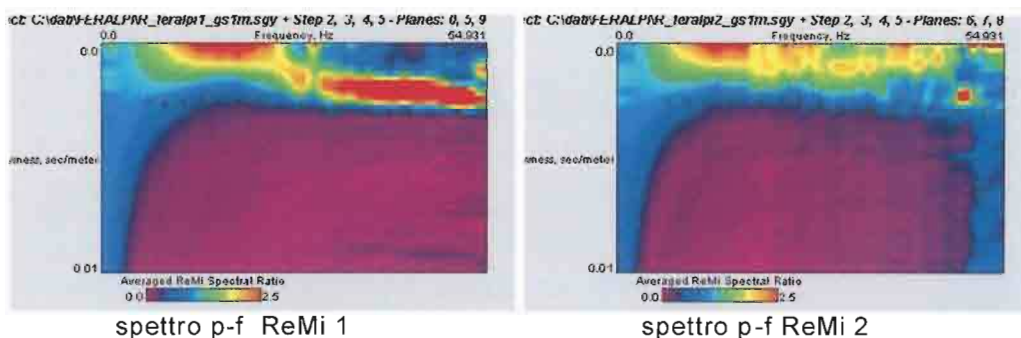
Esperienze di campagna hanno dimostrato che registrazioni di una quindicina di minuti per sito sono sufficienti per fornire risultati stabili nei differenti contesti urbani.

3. SINTESI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

Le immagini spettrali sono state ottenute partendo da una velocità di fase minima di 100m/s e una frequenza di corner di 55Hz.

La presenza di forte noise antropico direttivo ha contaminato le serie temporali e di conseguenza anche gli spettri. Si registra infatti la presenza di anomalie energetiche a velocità infinita chiaramente attribuibili al rumore ambientale concentrato. In un siffatto contesto è facile che le curve di dispersione possano seguire pattern vincolati a modi superiori, anziché al fondamentale (tuttavia nemmeno percepibile all'interno della zona a rumore incoerente), con la conseguenza di ricavare modelli di velocità leggermente sovrastimati.

Campionando l'intervallo tra rumore incoerente e segnale energetico è possibile così mitigare questo effetto e ottenere un modello fisico più realistico. I dati geologici dell'area indicano la presenza di depositi grossolani.



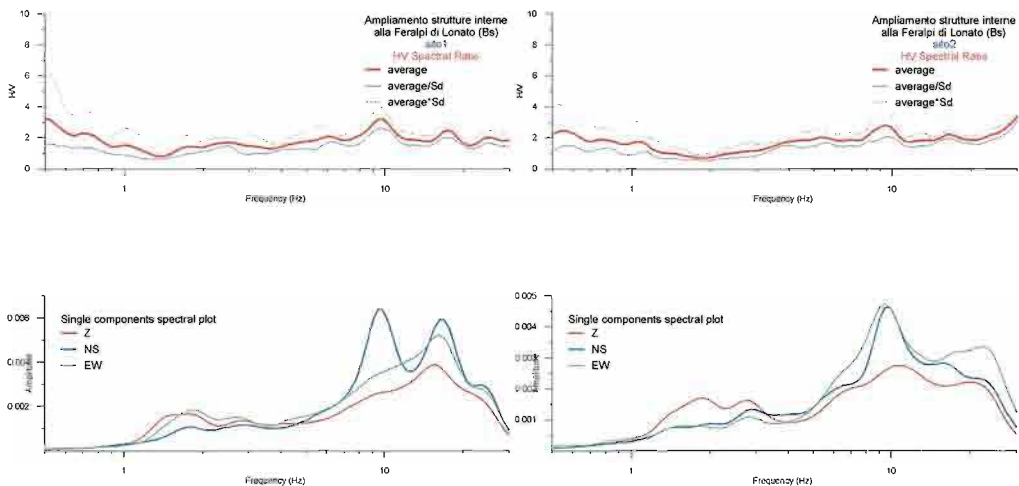
Le sismostratigrafie in V_s , dedotte dalla modellazione diretta delle curve di dispersione, propongono profili verticali pressochè identici confermando quindi un contesto sostanzialmente monodimensionale.

Al di sotto dello strato antropico superficiale ($V_s=340-350\text{m/s}$, spessore 2.5-3.5m) si incontrano materiali naturali ad elevato addensamento con V_s comunque superiori a 400m/s fino alla base della sezione investigata.

In considerazione del fatto che il valore del V_{s30} risulta superiore a 360m/s (436m/s-450m/s per quattro profondità di incastro fondazionale comprese tra 0m e 4m), la **categoria** del sottosuolo di fondazione risulta la **B**.

Le curve HVSR derivate dal test di Nakamura risentono anch'esse della presenza di marcato rumore antropico direttivo e non evidenziano alcun picco significativo. L'andamento piatto con bassa amplificazione è in sintonia con la natura litologica del sottosuolo e con l'assenza di situazioni di significativo contrasto di impedenza sismica a profondità inferiori a 50m.

I grafici relativi alle curve spettrali delle componenti singole mostrano condizioni di amplificazione che interessano tutte le componenti e ciò è indicativo di sorgenti generatrici di tipo antropico.



L'analisi dei microtremori in un contesto di elevata rigidità non è quindi in grado di evidenziare la frequenza di risonanza del sito per la cui determinazione si richiederebbero acquisizioni temporalmente prolungate in presenza di basso rumore antropico.

GG Service s.a.s.
di
Garbari Tomas &C.

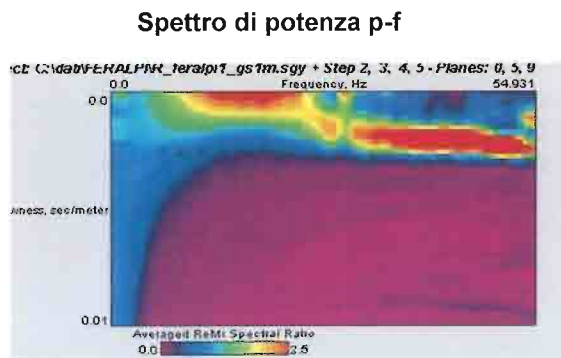


Ampliamento strutture interne al complesso Feralpi a Lonato (Bs) ReMi1

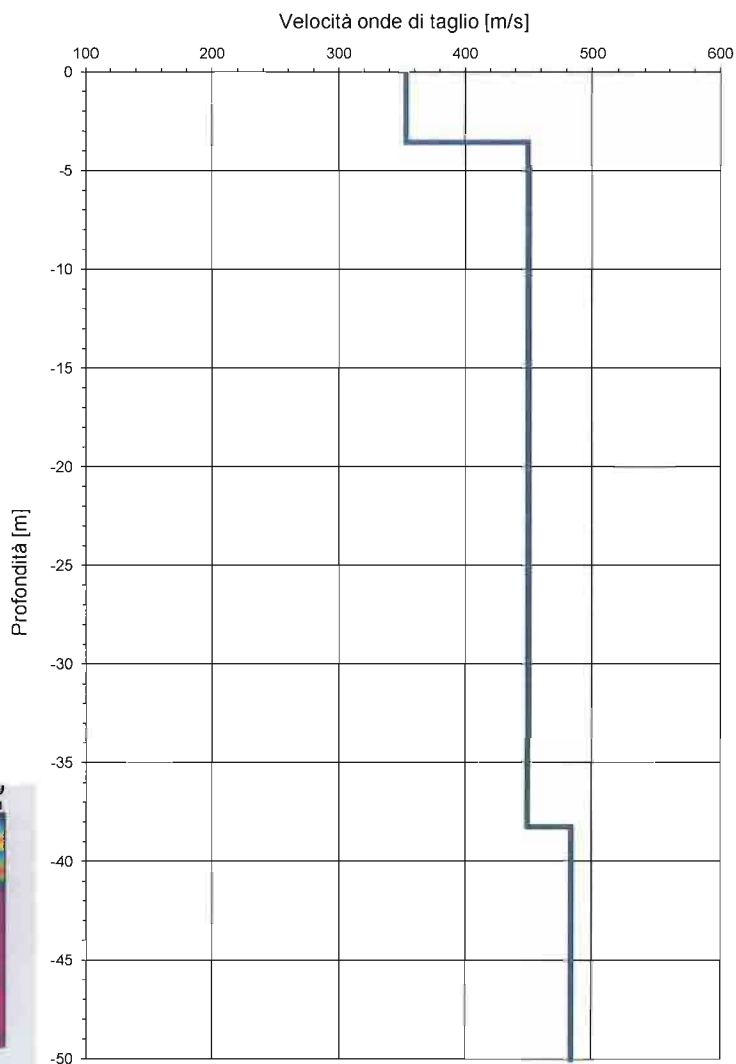
Vs Refraction Microtremor

Profondità piano di fondazione;
Vs30;
Categoria sottosuolo di
fondazione

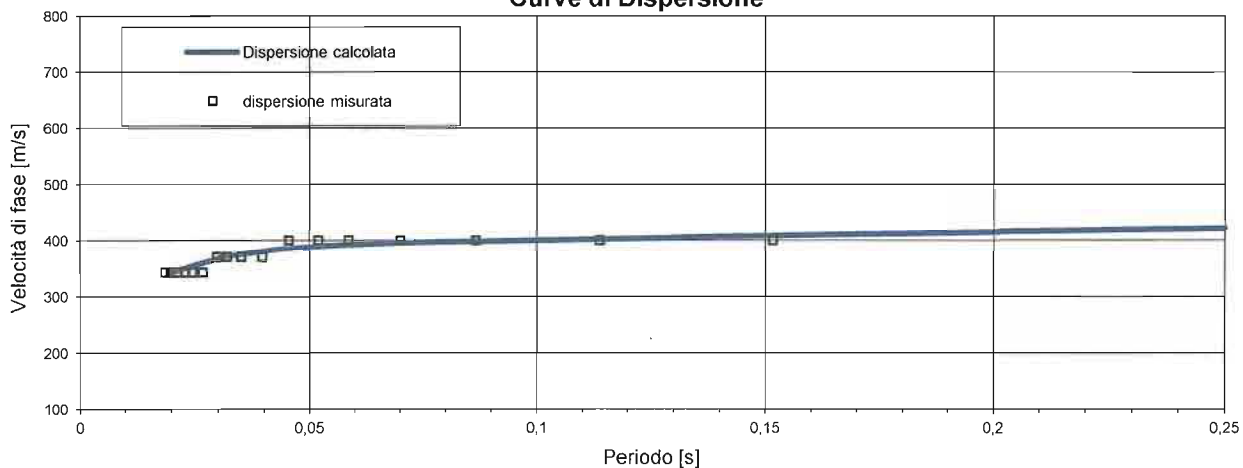
0m	436	B
1m	440	B
2m	444	B
3m	448	B



Profilo verticale (Vs)



Curve di Dispersione

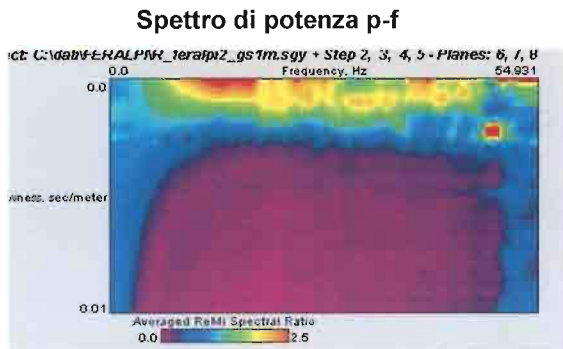


Ampliamento strutture interne al complesso Feralpi a Lonato (Bs) ReMi2

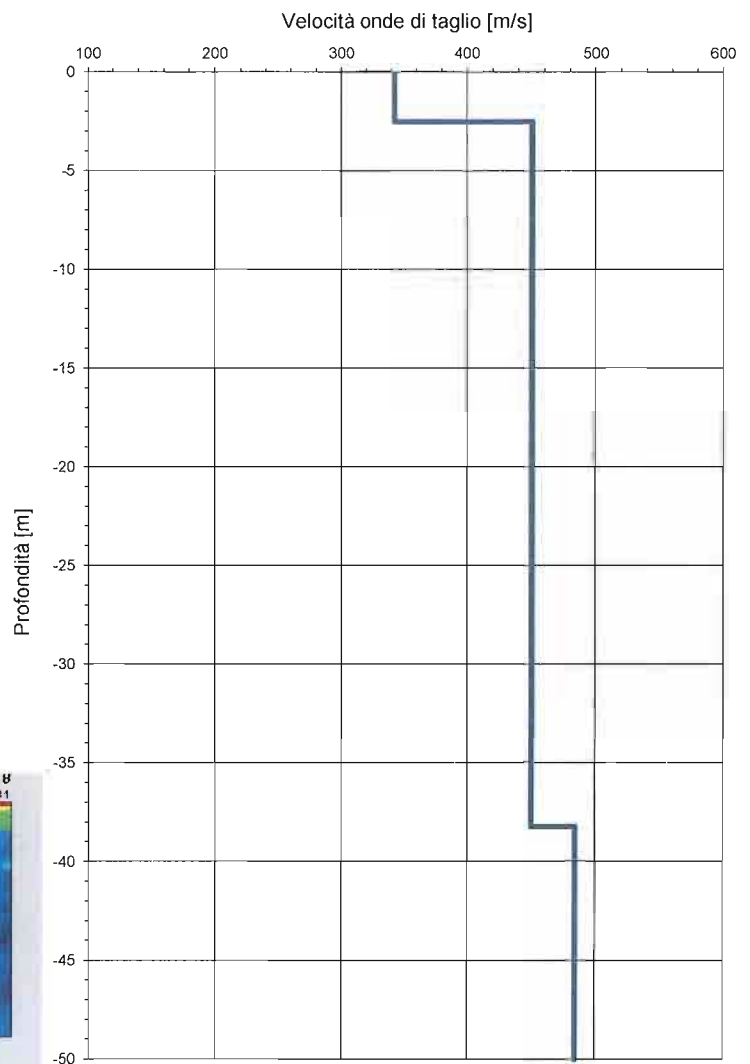
Vs Refraction Microtremor

Profondità piano di fondazione;
Vs30;
Categoria sottosuolo di
fondazione

0m	439	B
1m	443	B
2m	448	B
3m	450	B



Profilo verticale (Vs)



Curve di Dispersione

