

**PROVINCIA DI PARMA
COMUNE DI TRAVERSETOLO
LOCALITÀ CAPOLUOGO**

Studio geologico e sismico di fattibilità, analisi geotecnica preliminare ed analisi del rischio sismico al II livello di approfondimento (atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000) a corredo del progetto per la realizzazione del P.U.A. previsto sull'area dell'ex stabilimento "For Lady", sito in via Cantini nel Comune di Traversetolo (PR)

Committente: *Edil-Vaiano S.r.l.*
Via Ludovico Ariosto, 11
42121 Reggio nell'Emila (RE)

Progettista: *Geom. Andrea Brignoli*
P.za Cavour, 16
43029 Traversetolo (PR)

Novembre, 2014



Dott. Geol. Luca Calzolari

SOMMARIO:

1. PREMESSA	3
2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO	4
3. ASPETTI METODOLOGICI DI STUDIO	5
PARTE I – STUDIO GEOLOGICO	6
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO	6
DEPOSITI QUATERNARI INTRAPPENNINICI CONTINENTALI PRIVI DI UNA FORMALE CONNOTAZIONE STRATIGRAFICA	8
SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO.....	8
5. IDROGEOLOGIA	11
6. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE	13
7. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche C.P.T. – Allegato 1)	14
8. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI	15
Modello geomeccanico e litostratimetrico	15
PARTE II – STUDIO SISMICO	18
9. SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO – ANALISI SEMPLIFICATA	18
10. AZIONE SISMICA	18
Premessa.....	18
Parametri di riferimento rigido orizzontale	19
Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –.....	21
Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo.....	22
Condizioni topografiche.....	23
INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA “MASW”	24
Caratteristiche generali dell'indagine	24
Strumentazione impiegata	24
Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione	29
Spettri di progetto.....	29
PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE	30
11. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE	30
12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO	33
Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo	33
13. CONCLUSIONI	34
Studio geologico.....	34
Studio geotecnico preliminare	37

Tavole ed Allegati

TAVOLA I	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:25.000 (modificata)
TAVOLA I bis	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:5.000 (modificata)
TAVOLA II a	Stralcio PSC di Traversetolo – Tutela degli elementi storici e archeologici	1:10.000 (modificata)
TAVOLA II b	Stralcio PSC di Traversetolo – Tutela delle risorse idriche, assetto idrogeologico e stabilità dei versanti	1:10.000 (modificata)
TAVOLA II c	Stralcio PSC di Traversetolo – Vincolo idrogeologico	1:10.000 (modificata)
TAVOLA II d	Stralcio PSC di Traversetolo – Trasformazioni territoriali	1:10.000 (modificata)
TAVOLA II bis	Stralcio elaborato planimetrico	
TAVOLA III	Stralcio planimetria Catastale	1:2000 (modificata)
TAVOLA III bis	Carta di sintesi microzonazione sismica	1:2000 (modificata)
TAVOLA IV	Stralcio Carta Geologica di Parma e Provincia	1:100.000 (modificata)
TAVOLA IV bis	Stralcio Carta Geologica Regione Emilia Romagna	1:10.000 (modificata)
TAVOLA V	Stralcio P.T.C.P. – C1 – Tutela ambientale paesistica e storico culturale	1:10.000 (modificata)
TAVOLA VI	Stralcio P.T.C.P. – C2 – Carta del dissesto	1:10.000 (modificata)
TAVOLA VII	Stralcio P.T.C.P. – C4 – Rischio ambientale e principali interventi di difesa	1:10.000 (modificata)
TAVOLA VIII	Stralcio P.T.C.P. – C12 – Assetto territoriale	1:50.000 (modificata)
TAVOLA IX	Stralcio PPTA – Tavola 6 – Tutela delle acque	1:25.000 (modificata)
TAVOLA XII	Stralcio ripresa Aerofotogrammetrica	
TABELLA I	Fondazioni Superficiali (Terzaghi)	
TABELLA II	Fondazioni Superficiali (Meyerhof)	
TABELLA III	Fondazioni superficiali (Brinch-Hansen) carichi eccentrici, inclinati, coeff. Sismico	
Allegato 1	Prove penetrometriche statiche	
Allegato 2	Documentazione fotografica	

1. PREMESSA

Su incarico della Edil-Vianino S.r.l., con sede in via Ludovico Ariosto, 11 nel Comune di Reggio Emilia (RE) è stata effettuata un'indagine geologico-tecnica atta a connotare le condizioni "geologiche" zonali nonché le condizioni stratimeccaniche e di rischio sismico al secondo livello di approfondimento (atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000) del comparto di interesse, al fine di supportare il progetto per la realizzazione del P.U.A. Comunale previsto sull'area dell'ex stabilimento "For Lady", in via Cantini nel Comune di Traversetolo (PR). Gli studi sono stati condotti in accordo con il progettista, Arch. Andrea Brignoli, in conformità alla normativa vigente.

Normativa di riferimento:

- Commissione AGI per la normativa geotecnica – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – Giugno, 1975;
- D.M. 21/01/81, attuativo della Legge 64/1974 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.M. LL.PP. 11/03/88 – "Norme Tecniche riguardanti le indagini..." G.U. Rep. Ita. N° 127 del 1/06/88;
- Circ LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzione per l'applicazione del D.M. 11-03-1988";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 – "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" G.U. Rep. Ita. N° 29 del 5/02/96;
- L.R. Regione Emilia Romagna n°20/2000 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.P.C.M. n° 3274 del 20/02/03 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica ..." G.U. Rep. Ita. N° 252 del 29/10/03;
- Linee Guida AGI, 2005 (ed. provv.) – "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" del marzo 2005;
- Del. di Giunta Regionale n. 1677/2005;
- Ass. Lgs. Regione Emilia-Romagna – Oggetto 2131 – Approvazione atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina ..." in merito a "Indirizzi per gli studi ... territoriale ed urbanistica" (Proposta della giunta regionale in data 10 gennaio 2007, n°1)
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, recante "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Lo studio, come anzi detto, verrà articolato in tre distinte parti (ai sensi dell'art. 6.2.1-2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

1. lo **studio geologico (caratterizzazione e modellazione geologica del sito)**, volto a definire:
 - la caratterizzazione morfologica della zona, i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri litologici, stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità dei terreni e la pericolosità geologica del territorio;
 - lo schema idrologico definendo la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche presenti;
 - le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreno presenti (mediante l'individuazione di unità geologico-tecniche locali);

2. lo **studio sismico**, volto a definire:
 - i parametri sismici di riferimento per il sito;
 - la categoria sismica del suolo di fondazione;
 - la stima dell'azione sismica di progetto e della pericolosità sismica del sito (definita sulla base degli spettri di risposta elastici e dei valori di accelerazione massima attesa) per i diversi stati limite prescritti dalla vigente normativa;
 - analisi del rischio sismico al II livello di approfondimento (*atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000*)

3. lo **studio geotecnico preliminare (metodo alle tensioni ammissibili)**, atto a costituire solo un riferimento per il progettista strutturale al fine di poter inquadrare il contesto indagato secondo le metodologie precedentemente utilizzate, definendo gli eventuali problemi geotecnici emersi, permettendo la programmazione di ulteriori indagini.

Tali studi, realizzati sulla scorta delle informazioni preliminari ipotizzabili circa le strutture in ambito di progetto (tipologia, dimensioni, stima dei carichi di progetto), a compendio delle conoscenze e dell'esperienza del Geologo, forniranno:

- la stima preliminare del carico limite;
- la stima del valore del coefficiente di sottofondo.

La relazione geotecnica e le verifiche di sicurezza nei confronti dei vari stati limite (metodo semibrobabilistico dei coefficienti parziali) verranno prodotte in conformità a quanto previsto dalle NTC '08, a seguito della definizione dei valori di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico e definite dal progettista strutturale.

Si è provveduto all'esecuzione della seguente relazione nel mese di novembre 2014.

2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO

L'area del presente studio è ubicata in via Cantini nel Comune di Traversetolo, in una zona censita come ambito di riqualificazione e di trasformazione funzionale (PSC Comune di Traversetolo – Trasformazioni territoriali - Tavola II d). Morfologicamente l'area si colloca ad un'altezza di circa 160 metri s.l.m., in un'area sub pianeggiante posta in prossimità della sponda occidentale del Torrente Termina (Tavola XII).

L'area è censita al Nuovo Catasto Terreni del Comune di Traversetolo al foglio 24 mappali 1410; 1414; 1415; 1416 e 1417 (Coord. UTM N 4.943.643 E 609.995; Lat. 44.637715° - Lon.10.386898° Tavola I, I bis e III).

Il P.U.A. (Piano Urbanistico Attuativo) previsto sull'area dell'ex stabilimento "For Lady", prevede per il comparto la trasformazione in ambito a prevalente destinazione residenziale, su di una superficie complessiva di circa 8300 metri quadrati. Il progetto prevede la realizzazione di sei edifici, il maggiore dei quali sviluppato su di un'area di sedime di circa 572 m² (44 m x 13 m) con altezza fuori terra di circa 9 metri dal piano campagna. (Tavola II bis).

3. ASPETTI METODOLOGICI DI STUDIO

Dopo una fase preliminare che ha permesso l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geomorfologica dei terreni, si è proceduto alla caratterizzazione dei suoli di fondazione, mediante la realizzazione di indagini geognostiche. Si è provveduto alla realizzazione di cinque prove penetrometriche di tipo statico (CPT). Le indagini sono state spinte, in funzione delle necessità geologico-geotecniche, sino ad una profondità massima di circa 8.00 metri dall'attuale piano di campagna (p.c. – Tavola II).

Si specifica come l'indagine geognostica sia stata spinta sino a tale profondità in relazione alla necessità di investigare il cosiddetto "volume significativo", inteso come il volume interessato dalla trasmissione dei carichi dell'opera esistente, così come definito dalle raccomandazioni AGI 1975 inerenti la programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche nonché al punto "B3", lettera "B" del succitato D.M. 11/03/1988 e all'art. 7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008.

In relazione alle profondità raggiunte, alla tipologia ed alla natura dei terreni, con la comparsa nel primo sottosuolo di orizzonti particolarmente competenti, nonché in relazione alla tipologia delle opere in progetto è possibile ipotizzare una completa dissipazione dei carichi entro tale profondità, tanto da identificare nell'intervallo investigato il volume significativo anzi definito.

In aggiunta a tali indagini si è provveduto alla realizzazione di indagini geofisiche mediante tecnica MASW (2 stendimenti realizzati), al fine di ottenere una stratigrafia interpretativa fino alla quota 30 metri dall'attuale piano campagna, al fine di caratterizzare il "sito" in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" – DM. 14/01/2008.

Le indagini effettuate hanno permesso di valutare la risposta sismica locale e la microzonazione sismica del comparto indagato, secondo quanto previsto al secondo livello di approfondimento (analisi semplificata) definito al capitolo 4 dell'Allegato A agli Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" (Delibera Regione Emilia Romagna Prog. N. 112, oggetto n. 2131 del 2 maggio 2007).

PARTE I – STUDIO GEOLOGICO

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico-terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avanpaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse scivolte in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei *Complessi di base* di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguite da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenico-eocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.) (Figg.re 1 e 2 int.)

A partire da Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con peliti basali grigio-azzurre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.

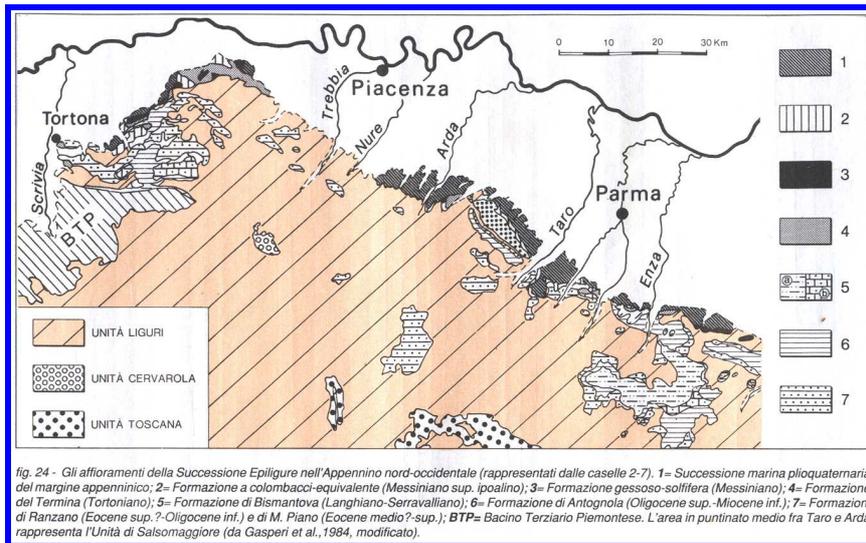


Figura 1-int) Rapporti tra Insieme Interno (o Dominio) Ligure e la Successione Epiliguri (G. Papani e L. Vernia)

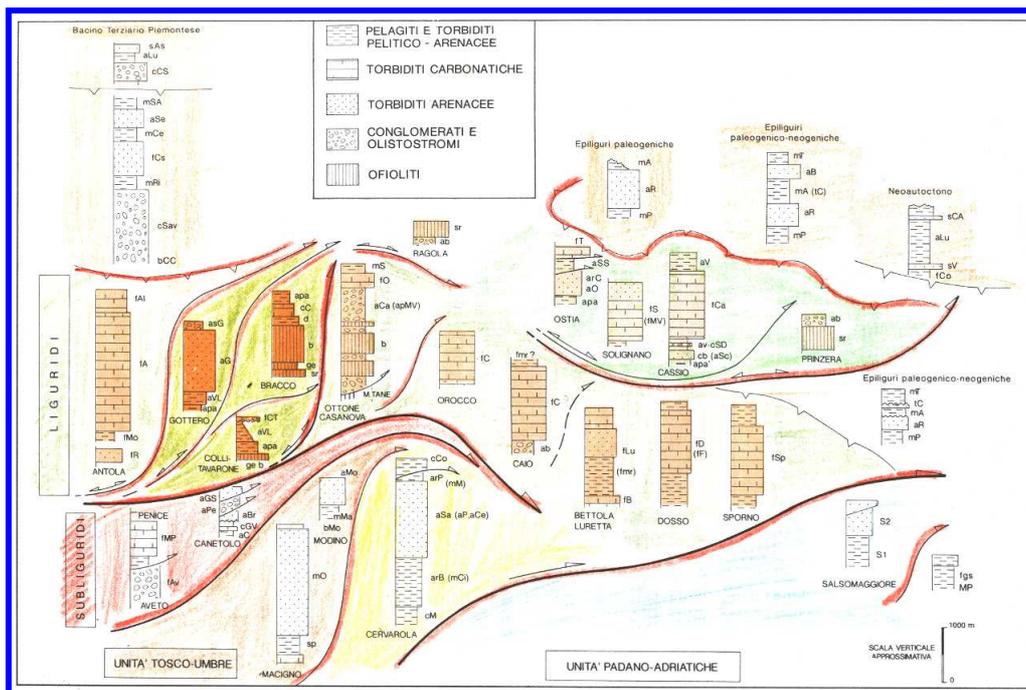


Figura 2-int) Rappresentazione semplificata della litostratigrafia delle principali Unità presenti (P. Vescovi)

Descrizione delle Formazioni nell'area di studio

(sulla base delle Note Illustrative della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:10.000, Foglio 200130).

DEPOSITI QUATERNARI INTRAPPENNINICI CONTINENTALI PRIVI DI UNA FORMALE CONNOTAZIONE STRATIGRAFICA

Questi depositi si sono formati ad opera di vari processi sedimentari, legati principalmente alla dinamica fluviale.

I depositi alluvionali sono stati distinti in depositi alluvionali in evoluzione (**b1**), depositi alluvionali recenti (**b1a**) e depositi alluvionali terrazzati (**bn**), dal punto di vista litologico sono costituiti da ghiaie, decisamente prevalenti, sabbie e da locali blocchi, di dimensioni fino a plurimetriche. I depositi alluvionali in evoluzione occupano l'alveo attuale del corso d'acqua, i depositi alluvionali recenti i tratti temporaneamente abbandonati, ma che sono potenzialmente interessati dalle dinamiche fluviali in regime di piena ordinaria, sono quindi depositi soggetti ancora a rimobilizzazione. I depositi alluvionali terrazzati occupano porzioni ormai abbandonate dal corso d'acqua e risultano terrazzati in vari ordini a diverse quote al disopra dell'alveo, in relazione all'età del deposito; tali depositi possono essere rimobilizzati solo in casi di piene eccezionali e solo per gli ordini di terrazzi più giovani, sono quindi fissati da vegetazione stabile.

Questi depositi sono in genere ricoperti da sedimenti fini siltoso-argillosi con subordinate sabbie, che presentano differente grado di pedogenesi a seconda dell'età del deposito.

SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO

Il Supersintema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**

Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsintemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsintema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsintema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsintema di Agazzano - **AES3**
- Subsintema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsintema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorché regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti (DI DIO *et alii*, 1997a,b).

La stratigrafia dei depositi appartenenti all'**AES**

AES - Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore

Unità costituita da depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide. Il tetto è rappresentato dalla superficie topografica, mentre il contatto di base è erosivo e discordante su unità più antiche. Lo spessore complessivo varia da 0 a 120 m circa.

Pleistocene medio – Olocene

AES8 - Subsintema di Ravenna

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m.

Pleistocene sup. – Olocene

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm) e di tipo A/C, localmente A/Bw/C. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri.

Olocene

AES7a - Unità di Niviano

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati: depositi di conoide ghiaiosa e depositi intravallivi terrazzati. Limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie: depositi di interconoide. Il profilo di alterazione dell'unità è molto evoluto e può raggiungere i 4-5 m di profondità. L'unità presenta una copertura fine, composita e discontinua, di spessore fino a 2 m, costituita da limi e limi argillosi giallastri. Lo spessore massimo è di circa 15 metri.

Pleistocene sup.

AES3 - Subsistema di Agazzano

Ghiaie e ghiaie sabbioso-argillose prevalenti: depositi alluvionali intravallivi e di conoide ghiaiosa; sabbie e limi argillosi, con subordinati livelli di ghiaie, localmente stratificati: depositi di interconoide. I depositi intravallivi sono generalmente costituiti da un intervallo basale con ghiaie prevalenti, sovrastato da un intervallo fine, limoso-argilloso. I depositi di conoide ghiaiosa, distali, invece, presentano comunemente un livello fine di spessore metrico alla base dell'unità. In sinistra idraulica dei Fiumi Taro e Baganza e in destra Taro, si distinguono due depositi terrazzati separati da una scarpata erosiva di altezza decametrica. Il profilo di alterazione dell'unità è molto evoluto e raggiunge i 6-7 m di profondità. Alla sommità dell'intervallo fine delle aree terrazzate si rinvencono manufatti del Paleolitico medio. Il contatto di base è erosivo e discordante. Spessore variabile da alcuni metri a 55 metri circa (nel sottosuolo della pianura).

Pleistocene medio

AEI - Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore

Limi e limi argillosi prevalenti di colore grigio-azzurro, talora con screziature giallo-ocracee di ossidazione, con intercalazioni ghiaiose le quali, in corrispondenza dei paleo-apparati fluviali principali possono diventare predominanti. Sono frequenti i livelli ricchi in sostanza organica (prevalentemente frustoli carboniosi) e con presenza di gasteropodi continentali: depositi di piana alluvionale e localmente di conoide alluvionale distale. Lo spessore complessivo dell'unità varia da 0 a circa 160 m nella parte indagata di sottosuolo. Il contatto di base è netto e discordante, talora erosivo.

Pleistocene inf. - Pleistocene medio

5. IDROGEOLOGIA

La pianura alluvionale tra i torrenti Enza e Nure è stata costruita dall'azione combinata dei corsi d'acqua appenninici ed è costituita dalle loro conoidi pleisto-oloceniche, raccordate e livellate a formare una superficie sub-pianeggiante con lieve immersione da SSO (limite collinare) a NNE (alveo del Fiume Po). I corsi d'acqua, all'uscita delle valli, dove hanno costruito la parte più elevata delle loro conoidi, hanno divagato nell'antistante pianura, depositando i materiali litoidi provenienti dall'erosione dei bacini montani.

La permeabilità dei sedimenti alluvionali è dovuta ad una porosità intergranulare: i clasti che li costituiscono, di forma e dimensioni molto varie lasciano dei vuoti comunicanti nel corpo del sedimento; il grado di permeabilità è direttamente proporzionale alle dimensioni dei pori, che dipendono dalla classazione, dalla disposizione relativa e dalla forma dei granuli, per cui depositi ghiaiosi e sabbiosi (definiti a granulometria grossolana) sono più permeabili di depositi limosi (definiti a granulometria fine); le argille sono normalmente considerate impermeabili.

La classazione granulometrica dall'apice della conoide alle aree più distali, è fondamentale per la comprensione della geometria del sistema idrogeologico. L'insieme dei meccanismi geologico-sedimentari determina la geometria degli acquiferi profondi, che coincidono con gli alvei sepolti, dispersi a diversi livelli in un corpo impermeabile o semipermeabile. L'alta e la media pianura sarebbero quindi formate da un **sistema idrogeologico plurifalda, con acquiferi separati ed indipendenti**. (Figure 3 e 4 - int.)

L'edificio sedimentario presente nell'area di studio, potente alcune centinaia di metri (dati disponibili in letteratura), risulta formato dalla giustapposizione ed interdigitazione dei sistemi deposizionali alluvionali ad alimentazione appenninica, sviluppatasi da 0.80-0.90 Ma all'attuale (linee **d** ed **e** della Figura 3 e 4 - int.) **appartenenti al Gruppo acquifero A, B ed anche C** (Figura 5 - int.)

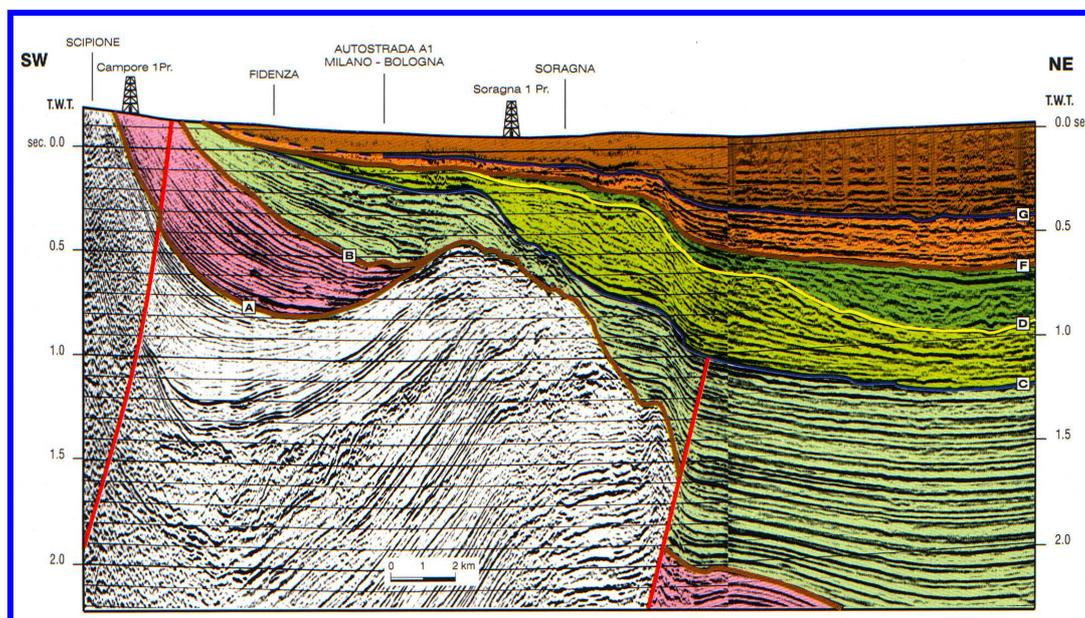


Figura 3-int Profilo sismico interpretato "Riserve idriche sotterranee della regione Emilia-Romagna"

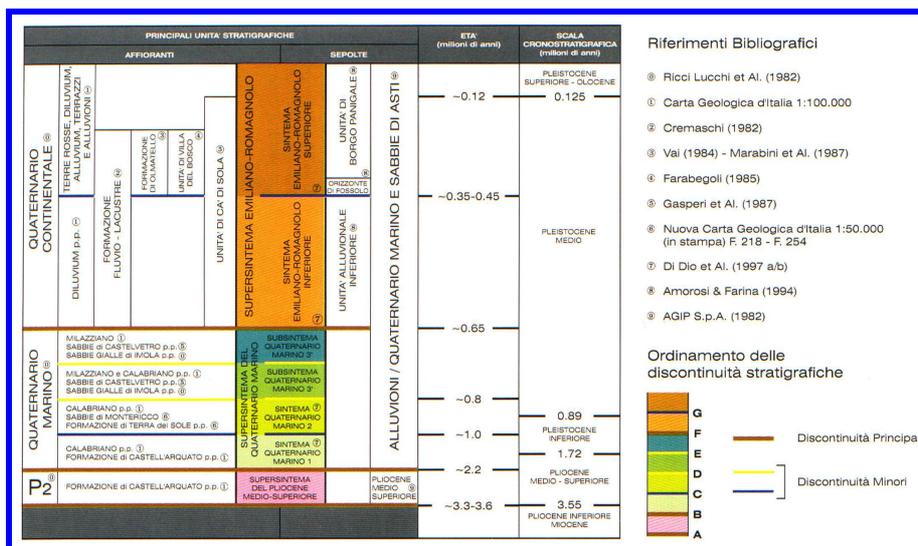


Figura 4-int Inquadramento geologico stratigrafico "Riserve idriche sotterranee R. Emilia-Romagna"

La litologia e la geometria di tali depositi sono strettamente correlabili alla meccanica deposizionale dei sistemi fluviali appenninici dalle zone di conoide fino a quelle di pianura alluvionale.

L'ambiente deposizionale predominante è quello fluviale a regime torrentizio legato alle precipitazioni appenniniche. I versanti dei bacini montani rilasciano notevoli quantità di materiali che vengono convogliati verso valle dalla rete idrografica. Le piene li trasportano, ridepositandoli dall'alta alla bassa pianura, dove la pendenza degli alvei subisce una progressiva diminuzione. L'alveo è la zona dove predomina l'azione di deposito con sedimenti più grossolani; al di là delle rive prevalgono sedimenti fini di esondazione. Le variazioni di energia dell'ambiente deposizionale fluviale, rapide e discontinue, portano alla strutturazione dell'edificio sedimentario, formato quindi dall'alternanza di depositi clastici di granulometria variabile, marcatamente lentiformi e discontinui (depositatisi in prossimità dei paleo-alvei) e litologie fini e molto fini depositatisi nelle zone via via più distali dall'asse deposizionale del paleo-alveo.

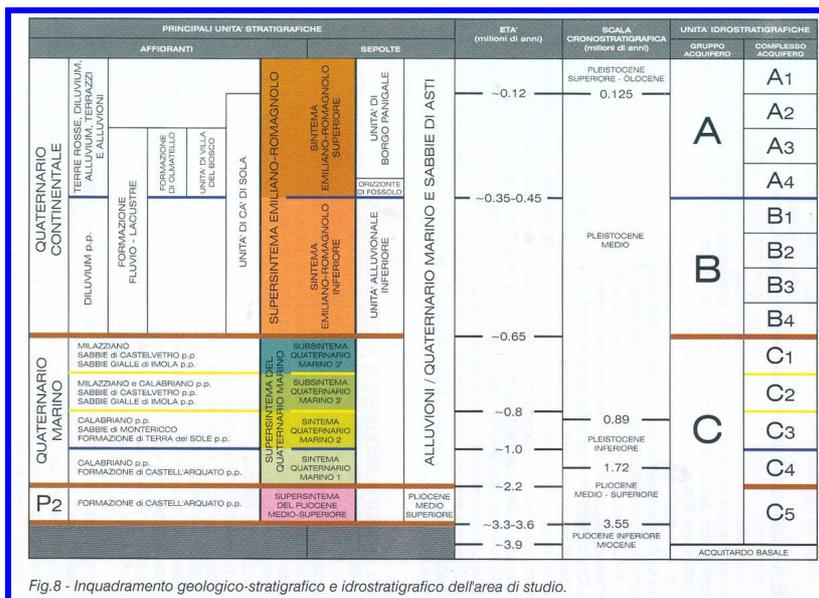


Figura 5-int Inquadramento geologico stratigrafico ed idrostratigrafico "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"

6. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'area in oggetto è situata ad un'altezza di circa 160 metri s.l.m., inserita in un contesto morfologico sub-pianeggiante, caratterizzato da blande pendenze, immergenti verso nord, nord est. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima o nulla predisposizione al dissesto**. (Tavola I, Ibis, XII, XV).

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Torrente Termina, posto ad una distanza di circa 30 metri verso est, con direzione di scorrimento verso nord, nord est (Corso d'acqua meritevole di tutela -PTCP della Provincia di Parma, C1- Tutela Ambientale Paesistica Storico Culturale- Tavola V). L'area di studio risulta essere inserita nell'area potenzialmente soggetta a inondazione per piena catastrofica – fascia C ai sensi dell'Art. 10.18 del PSC di Traversetolo (Tavola II b). In condizioni di regimazione normale, il Torrente Termina non mostra interferenze negative con l'area indagata.

Nel corso delle indagini effettuate si è potuta osservare la presenza di un solo **sistema di circolazione idrica, attualmente attestato ad una quota compresa tra i -1.80/2.90** metri dal piano campagna. Pur potendo considerare il substrato in posto come scarsamente permeabile, questo sistema di circolazione idrico sub-superficiale è reso possibile, dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre superficiale dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). **Possono così formarsi lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili** e condizionate dalla stagionalità degli eventi meteorici.

La cartografia tematica esistente, definisce l'area in oggetto come **area di ricarica diretta dell'Acquifero C, oltre B ed A**. (PPTA Provincia di Parma – Approfondimento in materia di tutela delle acque – Tavola IX). In tale contesto particolarmente sensibile e vulnerabile all'inquinamento di superficie, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti possibili al fine di evitare l'accidentale sversamento di reflui inquinanti.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Foglio 200 130 Tavola IV bis), si colloca sui depositi facenti parte **dell'Unità di Modena (AES8a)**. Questi depositi sono costituiti da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, il profilo di alterazione è di esiguo spessore. Questi depositi corrispondono al **Diluvium recente tardivo Q_{1t}**, costituito da alluvioni ghiaiose con lenti argilloso – sabbiose dell'alta pianura a suolo bruno – grigiastro. (Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 85 Castel Nuovo Monti - Tavola IV).

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche C.P.T. – Allegato 1)

Le caratteristiche geolitologiche di superficie al contorno dell'area di studio evidenziano la presenza di depositi prevalentemente argillosi e limosi (tra quelli superficiali che maggiormente interessano per la caratterizzazione geotecnica del sito). Tale contesto litologico ha fatto preferire l'utilizzo di un penetrometro statico, che risulta essere il più idoneo allo studio dei litotipi fini superficiali indagati. In particolare è stato utilizzato un penetrometro statico tipo Pagani da 10/20t; costante di trasformazione $C_t = 10$ e velocità di avanzamento della punta 2 cm/s. Sul penetrometro è stata montata una punta meccanica tipo Begemann $\varnothing = 35.7$ mm (area punta 10 cm² – apertura 60°) con manicotto laterale (superficie 150 cm²).

L'ampiezza dell'indagine, in accordo con le "Raccomandazioni AGI 1975", nonché al punto "B3", lettera "B" del sopraccitato DM 11.03.88 e con l'art. 7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, anche in ragione delle caratteristiche dell'opera in progetto, sono state spinte ben oltre il limite della porzione di sottosuolo interessato direttamente ed in direttamente dalla costruzione del manufatto ("volume significativo").

Le caratteristiche del terreno sono state ricavate dalla comparazione dei risultati ottenuti nell'ambito delle varie indagini. I risultati delle singole prove sono riportati negli Allegati (Lecture di campagna/Valori di resistenza - Diagrammi di Resistenza - Valutazioni Litologiche), con lecture effettuate ogni 20 centimetri (prove statiche). L'interpretazione della stratigrafia del suolo è stata ricavata mediando i valori risultanti dai modelli di Begemann, 1965 - Raccomandazioni AGI, 1977 e di Schmertmann, 1978 (Figura 6 - int.) Tali modelli empirici, permettono di riconoscere la litologia del terreno in base al rapporto tra i valori di resistenza delle prove. In realtà tale metodo risulta assolutamente impreciso in questo contesto litologico, pertanto le stratigrafie sono state ottenute direttamente dalle verifiche effettuate sui campioni dei sondaggi.

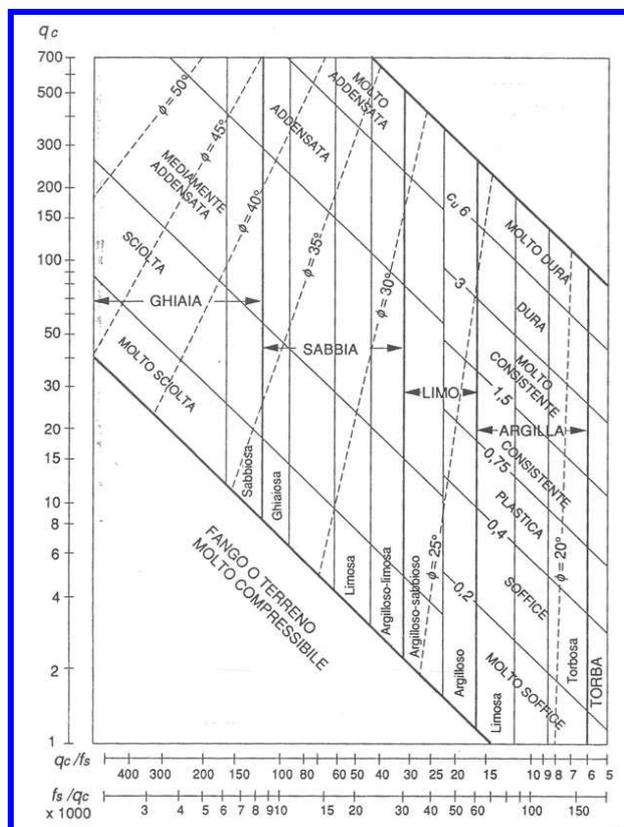


Figura -6 int Litologia in funzione di qc ed fs

8. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Modello geomeccanico e litostratimetrico

Dall'analisi delle 5 prove penetrometriche statiche realizzate è stato possibile ricostruire il modello geomeccanico e litostratimetrico della porzione di sottosuolo di interesse.

L'areale investigato vede uno spaccato stratigrafico caratterizzato da un'elevata variabilità latero verticale, tipica dell'ambiente alluvionale e torrentizio in cui si sono depositati i sedimenti. I passaggi latero-verticali in eteropia di facies sono infatti il risultato della combinazione tra l'energia dell'ambiente deposizionale, ed il contesto morfologico presente.

Essendo questi passaggi latero-verticali assai frequenti e repentini, l'interpretazione litostratimetrica deve permettere una semplificazione, così da identificare solo gli intervalli che assumono un certo significato in termini di caratterizzazione geomeccanica dei depositi.

Il sottosuolo è stato suddiviso complessivamente in 3 intervalli, oltre alla coltre di alterazione superficiale, distinti essenzialmente sulla base dei differenti valori di resistenza meccanica riscontrati. (Tabella 1-int).

I parametri geomeccanici riportati per ciascun intervallo, riassumono le principali caratteristiche geotecniche dei terreni e rappresentano la determinazione del loro valore caratteristico come stima cautelativa e ragionata del loro valore per lo stato limite ultimo (SLU) operata sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove in sito e delle misure effettuate (ai sensi dell'art. 6.2.2 del N.T.C. – D.M. 14/01/2008).

In particolare sono stati determinati:

- γ : peso dell'unità di volume del terreno;
- γ' : peso dell'unità di volume del terreno (saturo);
- **Cu**: coesione non drenata nel caso di terreni a comportamento coesivo;
- Φ' : angolo di attrito efficace nel caso di terreni a comportamento granulare
- **E**: modulo di deformazione edometrico (stimato da Mitchell e Gardner, 1975).

Il **primo (A)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da depositi limoso-argillosi alterati e parzialmente pedogenizzati. Costituiscono le coperture alluvionali fini dei depositi ghiaiosi sottostanti e sono tipicamente rappresentate da scarsi spessori (assenti nella seconda verticale). Le proprietà geomeccaniche sono complessivamente medie, con valori di resistenza alla punta compresi tra i 20 e i 60 kg/cm².

(da -0.40/0.80 m a -1.20 m dal piano campagna)

Natura coesiva

- γ : 1.80 t/m³;
- γ' : 0.80 t/m³;
- **Cu**: 0.70 - 1.00 kg/cm²;
- **E**: 100 kg/cm²

Il **secondo (B)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da depositi eterogenei assai variabili come spessori, tipici del sistema deposizionale alluvionale. In questi si osserva l'alternanza di depositi ghiaiosi e sabbiosi maggiormente consistenti (strati e lenti) interposti a depositi granulari con maggiore contenuto in matrice limoso-sabbiosa. Le proprietà geomeccaniche sono complessivamente molto buone con valori di resistenza alla punta sempre superiori ai 100 kg/cm² ed alti valori di attrito laterale. Ad eccezione della terza verticale indagata, all'interno di questi depositi si è sempre arrivati al rifiuto delle attrezzature con valori superiori ai 400 kg/cm², con il disancoraggio delle attrezzature e l'interruzione delle prove.

(dalla base dell'orizzonte A fino a -3.00/6.00 m dal piano campagna)

Natura granulare (depositi in matrice)

- γ : 1.80 t/m³;
- γ' : 0.80 t/m³;
- Φ' = 37°-40°;
- **E**: > 300 kg/cm²

Natura granulare (lenti)

- γ : 1.70 t/m³;
- γ' : 0.70 t/m³;
- Φ' = > 40°;
- **E**: > 400 kg/cm²

Il **terzo (C)** intervallo, è stato riconosciuto nella sola terza verticale indagata e compare al di sotto dei depositi granulari dell'orizzonte B. Il suo significato deposizionale è equivalente a quello dell'orizzonte A, rappresentando una fase deposizionale fluviale a minore energia rappresentata da sedimenti fini limosi e limoso-argillosi, con la presenza di lenti torbose (interruzione della sedimentazione). Le proprietà geomeccaniche sono complessivamente medie, con valori di resistenza alla punta compresi tra i 30 e i 60 kg/cm², scarsi valori di attrito laterale e scarsamente addensati.

(nella sola terza verticale indagata dalla base dell'orizzonte B fino a interruzione prova a -8.00 metri da p.c.)

Natura coesiva

- γ : 1.80 t/m³;
- γ' : 0.80 t/m³;
- **Cu**: 0.90 - 1.00 kg/cm²;
- **E**: 90-100 kg/cm²

Natura coesiva (lenti torbose)

- γ : 1.80 t/m³;
- γ' : 0.80 t/m³;
- **Cu**: 0.35 - 0.40 kg/cm²;
- **E**: 30-40 kg/cm²

Intervallo	Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	Φ'	E (kg/cm ²)
Suoli	0.00	-0.40/0.80	---	---	---	---	---
A	-0.40/0.80	-1.20	1.80	0.80	0.70 - 1.00	---	100
B	-1.20	-3.00/6.00	1.80	0.80	---	37°	>300
B lenti	---	---	1.70	0.70	---	>40°	>400
C	-3.00/6.00	Interruz.	1.80	0.80	0.90 - 1.00	---	90 - 100
C lenti	---	---	1.80	0.80	0.35 - 0.40	---	30 - 40

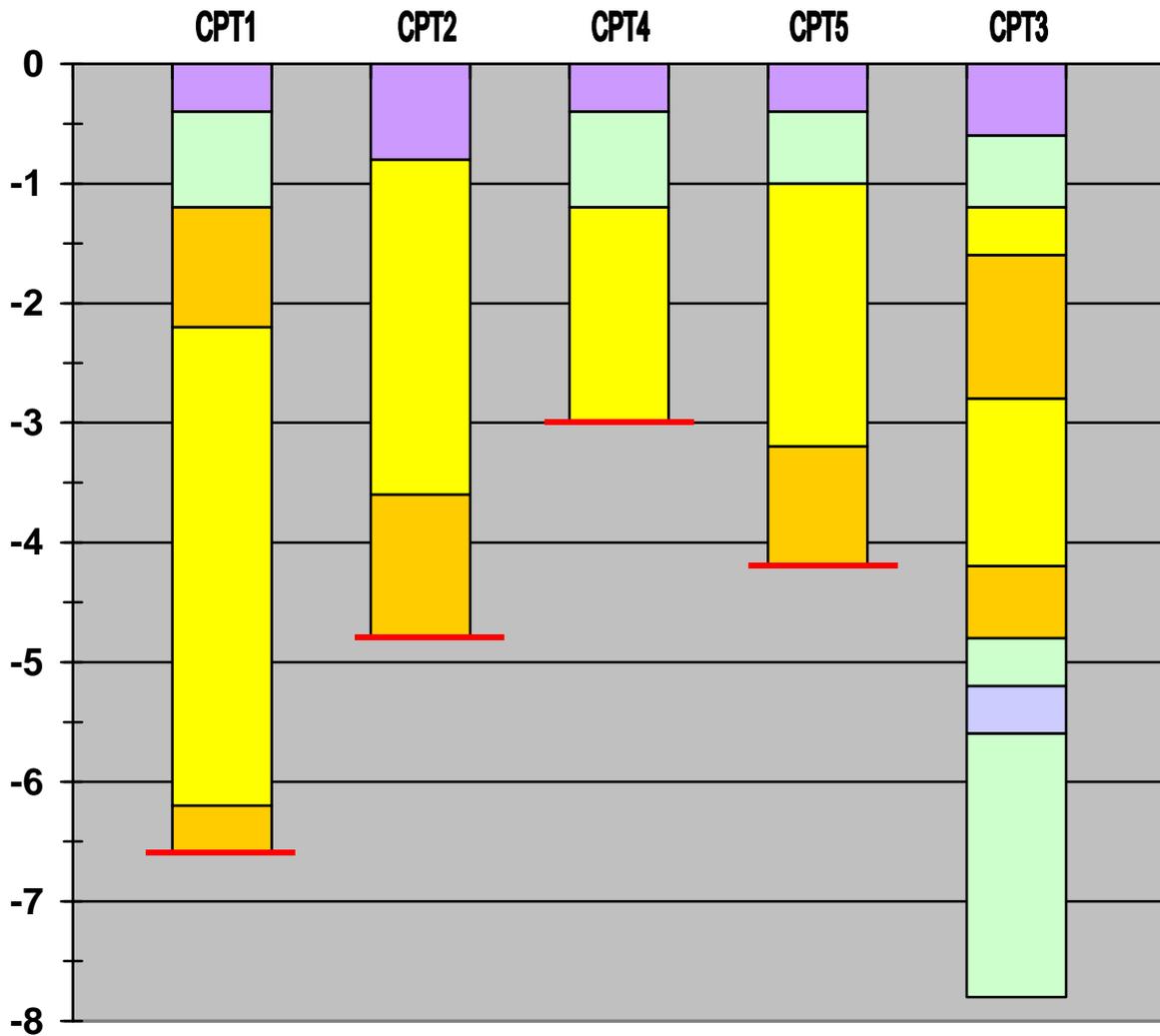


Figura 7 int – Modello litostratimetrico locale

- Suoli
- Litotipi limoso-argillosi, alterati
INTERVALLO (A)
- Litotipi granulari in matrice limoso –
sabbiosa.
- Lenti ghiaiose e sabbiose
INTERVALLO (B)
- Litotipi limoso argillosi
- Lenti torbose
INTERVALLO (C)
- Disancoraggio prova penetrometrica
di tipo statico (CPT)

PARTE II – STUDIO SISMICO

9. SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO – ANALISI SEMPLIFICATA

Sul comparto in oggetto, per il quale si prevede l'attuazione di un P.U.A., destinato ad edilizia residenziale, deve essere realizzato uno studio di risposta sismica locale e microzonazione secondo quanto previsto e disposto al capitolo 4 dell'Allegato A agli Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" (Delibera Regione Emilia Romagna Prog. N. 112, oggetto n. 2131 del 2 maggio 2007).

La prima fase di studio tesa ad individuare i possibili scenari di pericolosità sismica locale e cioè ad identificare le parti di territorio suscettibili di effetti locali (amplificazione del segnale sismico, cedimenti, instabilità dei versanti, fenomeni di liquefazione, rotture del terreno, ecc.), così come riportato negli strumenti della pianificazione esistente (PSC e PTCP), non ha evidenziato particolari condizioni di rischio per il comparto.

Il contesto areale di fondovalle appenninico con stratificazioni sub-orizzontali, dell'area già precedentemente urbanizzata, ha permesso di operare un'analisi semplificata di secondo livello di approfondimento. Per questo motivo, insieme alla caratterizzazione geologica e geotecnica dell'ambito, così come precedentemente descritte, si sono effettuate indagini geofisiche (mediante tecnica MASW) per la definizione del modello geologico del sottosuolo e dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs) (Tavola III bis).

10. AZIONE SISMICA

Premessa

L'attuale filosofia di progettazione prestazionale richiede l'analisi della risposta di un sistema a più terremoti di diversa intensità; il sistema deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso, per ciascuno degli eventi considerati. Generalmente si prescrive una duplice verifica, con riferimento a due peculiari eventi sismici, differenti tra loro per "probabilità di occorrenza":

- un terremoto "probabile" (L_1), caratterizzato da un'intensità che ha una probabilità di eccedenza (P_1) in un arco temporale (T_s) correlato alla durata del sistema in esame;
- un terremoto "severo" e "poco probabile" (L_2), caratterizzato da una intensità che, nello stesso periodo di riferimento (T_s), ha una probabilità di eccedenza (P_2) più bassa.

Tipicamente il terremoto di riferimento L_1 è definito come l'evento che ha una probabilità di eccedenza del 50 % durante la vita nominale del sistema, mentre quello di livello L_2 corrisponde ad una probabilità di eccedenza del 10 %.

Nell'ambito della progettazione devono essere chiaramente definite, per l'opera in esame, le prestazioni che devono essere soddisfatte, come grado di danno ammissibile per i differenti terremoti di progetto. I tre gradi di danno individuabili (Tabella 3-int) in relazione ai terremoti di differente livello (L_1 ed L_2) concorrono nel definire tre classi di prestazione (Tabella 4-int).

Parametri di riferimento rigido orizzontale

Al fine di poter definire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, deve essere valutata la “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione.

Questa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A – si veda paragrafo successivo), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

Ai fini dell'applicazione del D.M. 14/01/2008, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV, sono stati definiti, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), i valori dei parametri di sito necessari per determinare le forme spettrali di progetto.

Tali parametri sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima sul 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 in accelerazione orizzontale.

Essi dipendono da:

- **LON** longitudine del sito oggetto di studio;
- **LAT** latitudine del sito oggetto di studio;
- **V_R** **periodo di riferimento:** definisce un intervallo temporale al quale devono essere rapportate le azioni sismiche su ciascuna costruzione.

$$V_R = V_N \times C_U;$$

- **V_N** **vita nominale** dell'opera in progetto, cioè numero di anni nel corso dei quali l'opera deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, essendo soggetta alla ordinaria manutenzione
- **C_U** **coefficiente d'uso** è definito al variare della classe d'uso dell'opera che a sua volta suddivide le costruzioni in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'opera

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 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

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (D.M. 14/01/2008 – Tabella 2.4.I)

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classi di costruzioni secondo il D.M. 14/01/2008

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

Valori del coefficiente d'uso C_U (D.M. 14/01/2008 – Tabella 2.4.II)

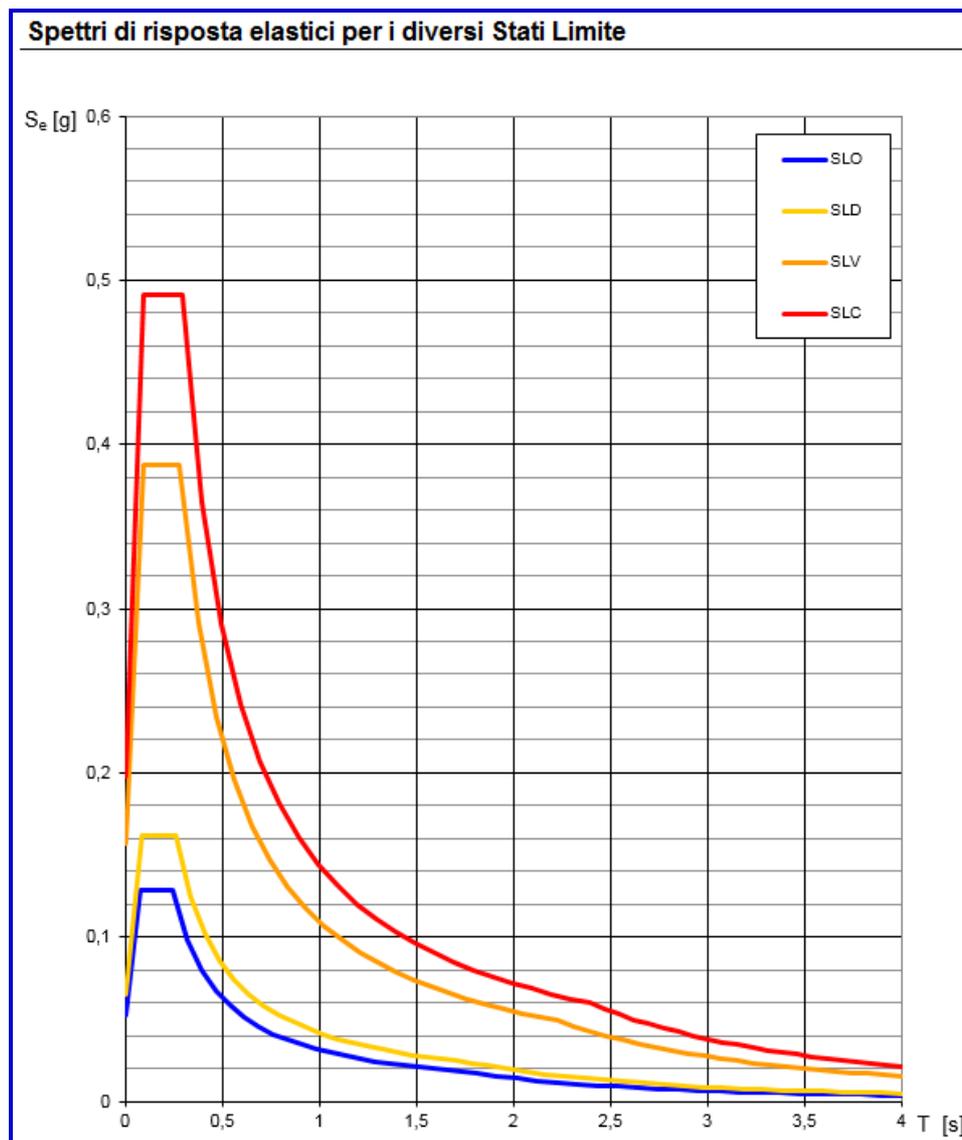
Sulla base dei valori di progetto e dei siti di riferimento, sono di seguito riportati i parametri di sito da considerare al fine della determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto:

LON	E 10.386898°
LAT	N 44.637715°
V_N	50 anni
Classe	II
C_U	1.0

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_c^* (s)
SLO	30	0,052	2,473	0,244
SLD	50	0,065	2,486	0,259
SLV	475	0,157	2,467	0,283
SLC	975	0,198	2,477	0,292

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.I)



Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite
(elaborazioni effettuate con "Spettri NTC-08" ver. 1.03)

Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –

Si denomina “risposta sismica locale” l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse ;
- per fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali;
- nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell’opera;
- per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come effetti di sito. In relazione alle tipologie di indagine condotte ed ai dati geotecnici

disponibili verranno utilizzati metodi di studio basati sulla definizione di categorie di sottosuolo (in accordo con quanto proposto dall'Eurocodice 8 – EC8).

Parametri di classificazione e determinazione delle 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).

Categorie di sottosuolo (D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II)

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Categorie aggiuntive di sottosuolo (D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.III)

Il parametro meccanico di base per la classificazione di un sito è V_{s30} calcolato secondo la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Analisi del rischio sismico al II livello di approfondimento (atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000)

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, V_{s30} realizzando 2 indagini geofisiche in sito mediante la tecnica "MASW" brevemente descritta nel successivo paragrafo.

Entrambe le prove effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "B" (si veda oltre).

Condizioni topografiche

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse: e tabella.

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 $i > 30^\circ$

Categorie topografiche (D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.IV)

Categorie topografiche riferite a geometrie prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore ai 30 metri

INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA "MASW"

Caratteristiche generali dell'indagine

L'indagine effettuata è stata condotta con l'ausilio della tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), alla luce degli spazi e della logistica operativa riscontrata in cantiere, nonché tenendo conto delle finalità dell'indagine e del grado di dettaglio auspicabile dai risultati.

La tecnica MASW permette di realizzare una modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di superficie (di *Rayleigh* e di *Love*), attraverso una dettagliata ricostruzione della distribuzione delle onde S nel sottosuolo, realizzata mediante modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde superficiali, registrate da opportuno sismografo, con l'ausilio di geofoni di superficie a bassa frequenze ed indotte mediante energizzazione con fonte artificiale (massa battente).

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- 1) Acquisizione dei dati sperimentali;
- 2) Estrazione della curva di dispersione;
- 3) Inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D), che descrive la variazione di V_s con la profondità.

Strumentazione impiegata

Come già anticipato, per l'indagine effettuata sono stati utilizzati n.24 geofoni verticali "Geospace", con frequenza a 4,5 Hz.

La linea di acquisizione si è sviluppata su una lunghezza di 46 metri utilizzando i geofoni con spaziatura a distanza di due metri l'uno dall'altro.

La finestra di acquisizione utilizzata per la registrazione delle prove masw e' stata pari ad 1 secondo.

Sono state effettuate una serie di energizzazioni a 5 e 10 metri poste esternamente al geofono n°1.

I dati sono stati acquisiti con sismografo "Ambrogeo" ECHO 12-24 a 24 canali e 16 bit effettivi.

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software per prove MASW "WINMASW" della Eliosoft.

PRIMO STENDIMENTO (M1)

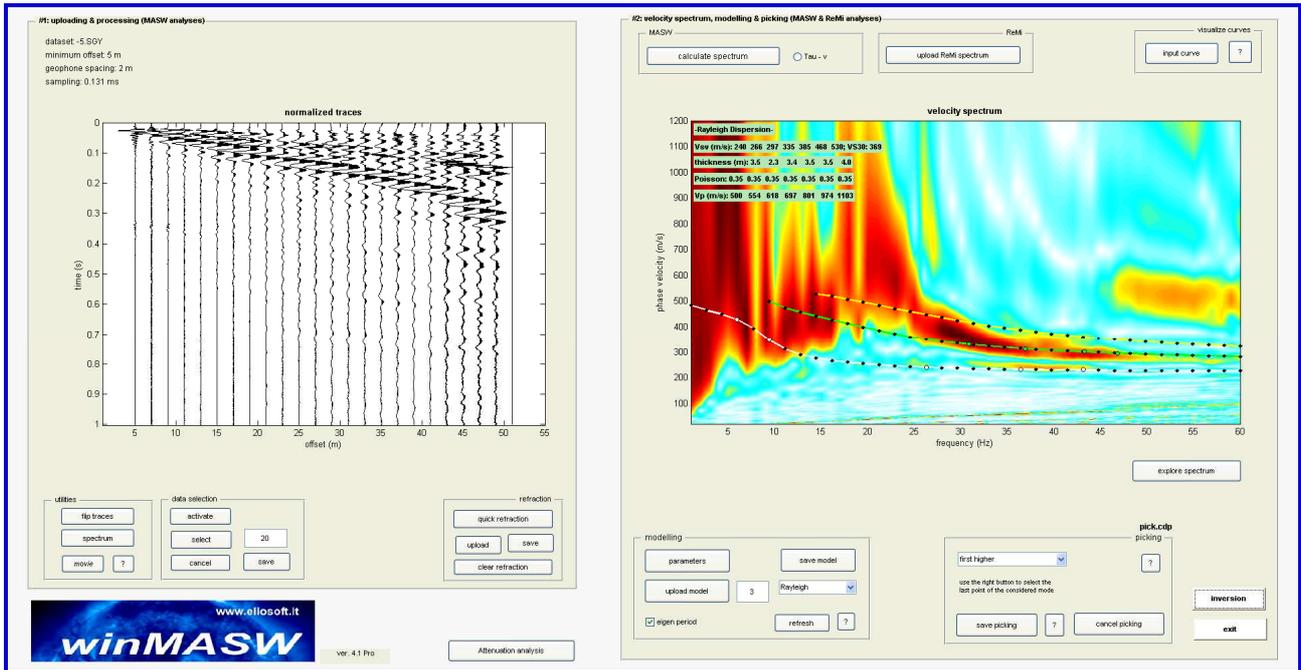


Figura 13 int -Velocità di fase/frequenza

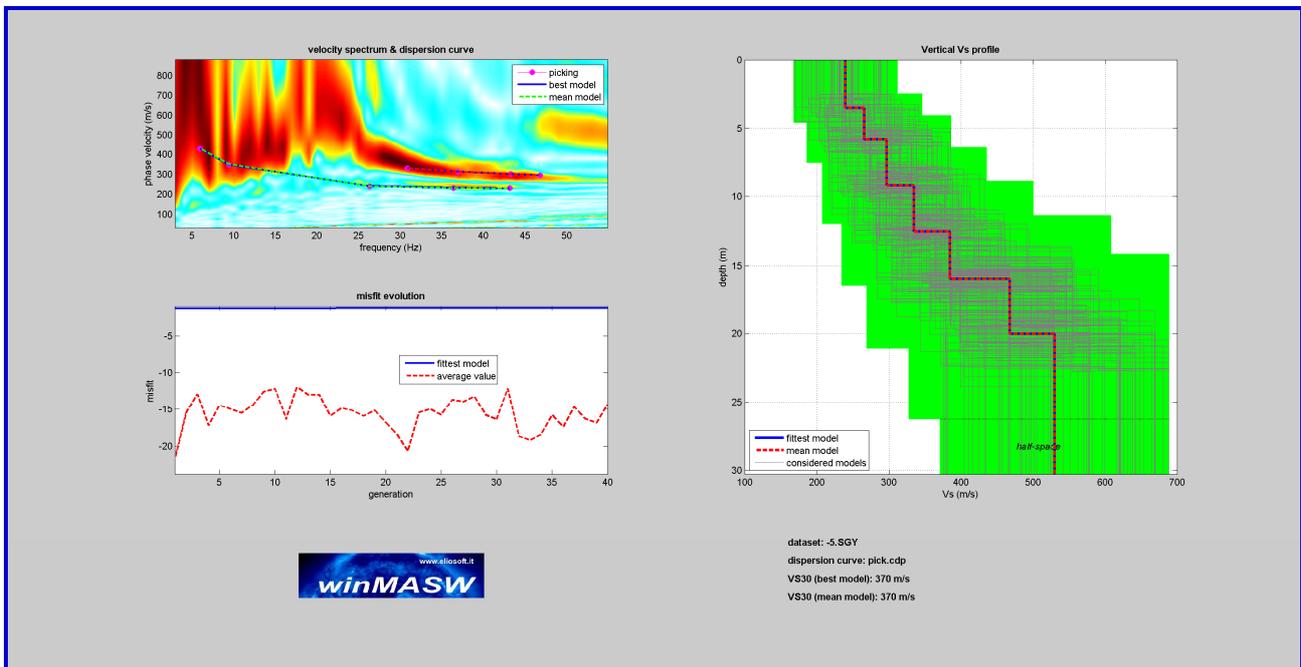


Figura 14 int Velocità onde S/profondità

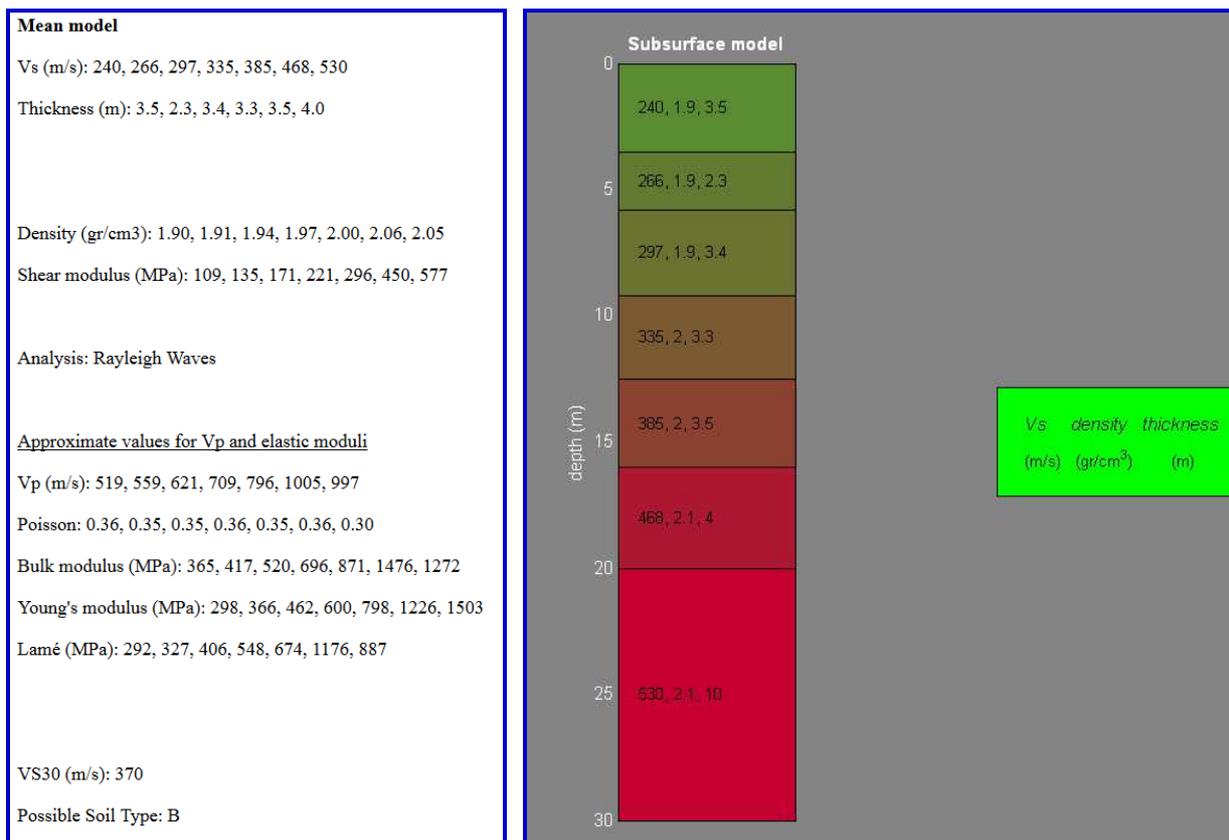


Tabella 4 – int.

Velocità Vs (m/sec)	Deviaz. Standard vel. (m/sec)	Spessore (m)	Deviaz. Standard spessori (m)
240	0	3.5	0.0
266	0	2.3	0.0
297	0	3.4	0.0
335	0	3.3	0.0
385	0	3.5	0.0
468	0	4.0	0.0
530	0	10	-

Secondo il calcolo effettuato, utilizzando la formula espressa in precedenza, si ottiene una **velocità Vs30=370 m/sec**, che permette di classificare l'area indagata nella categoria di **sottosuolo B** (così come definita nella normativa vigente).

SECONDO STENDIMENTO (M2)

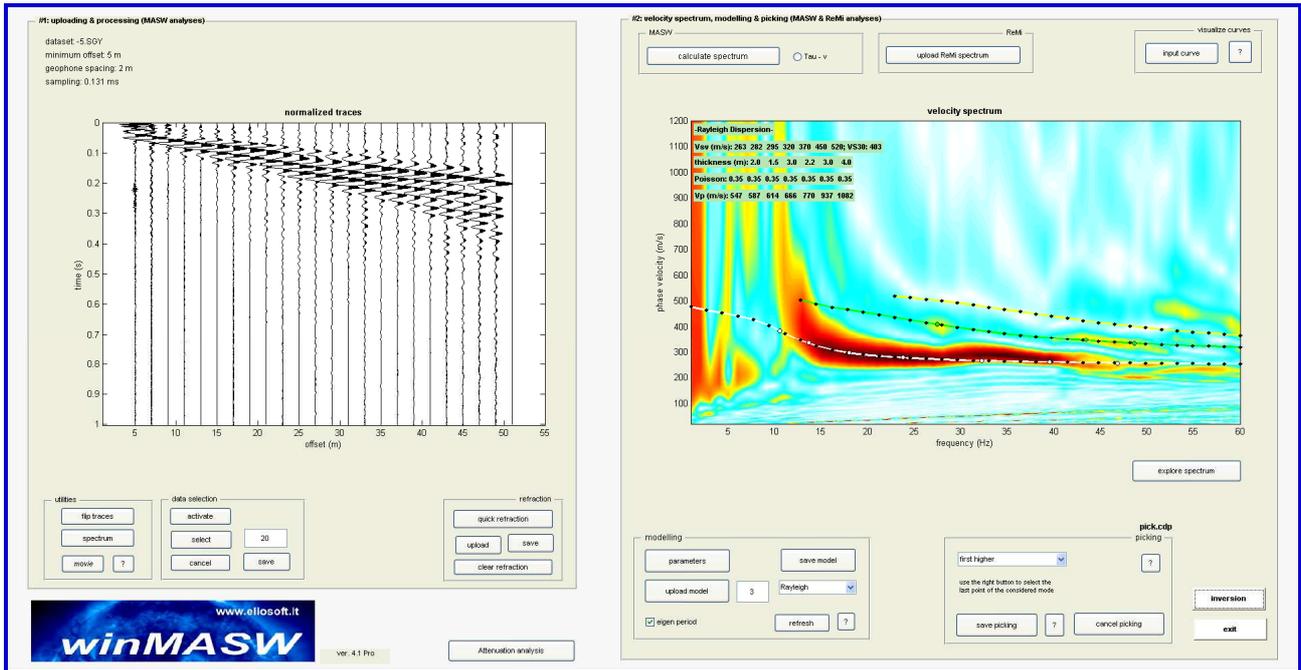


Figura 15 int -Velocità di fase/frequenza

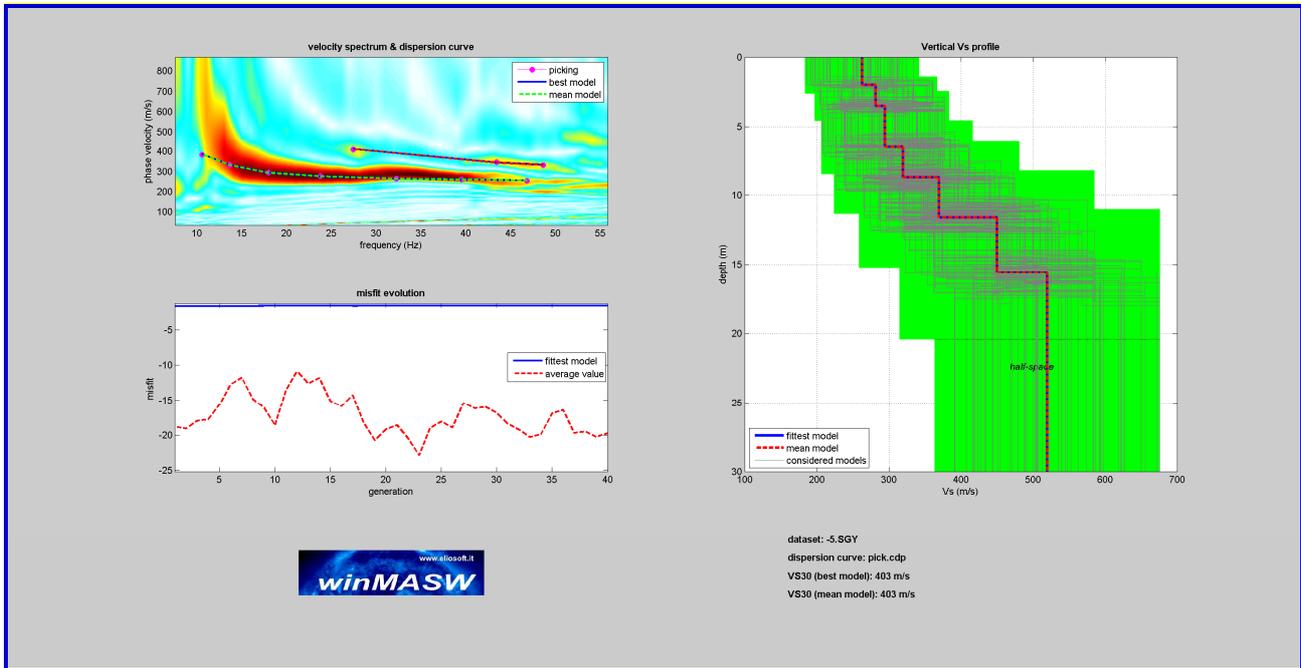


Figura 16 int Velocità onde S/profondità

Mean model

Vs (m/s): 263, 282, 295, 320, 370, 450, 520

Thickness (m): 2.0, 1.5, 3.0, 2.2, 2.9, 4.0

Density (gr/cm³): 1.91, 1.93, 1.94, 1.97, 2.00, 2.04, 2.05

Shear modulus (MPa): 132, 154, 169, 201, 274, 414, 554

Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and elastic moduli

Vp (m/s): 543, 602, 616, 700, 796, 954, 975

Poisson: 0.35, 0.36, 0.35, 0.37, 0.36, 0.36, 0.30

Bulk modulus (MPa): 386, 495, 510, 695, 902, 1307, 1208

Young's modulus (MPa): 355, 418, 455, 551, 745, 1122, 1441

Lamé (MPa): 298, 393, 398, 561, 719, 1032, 839

VS30 (m/s): 403

Possible Soil Type: B

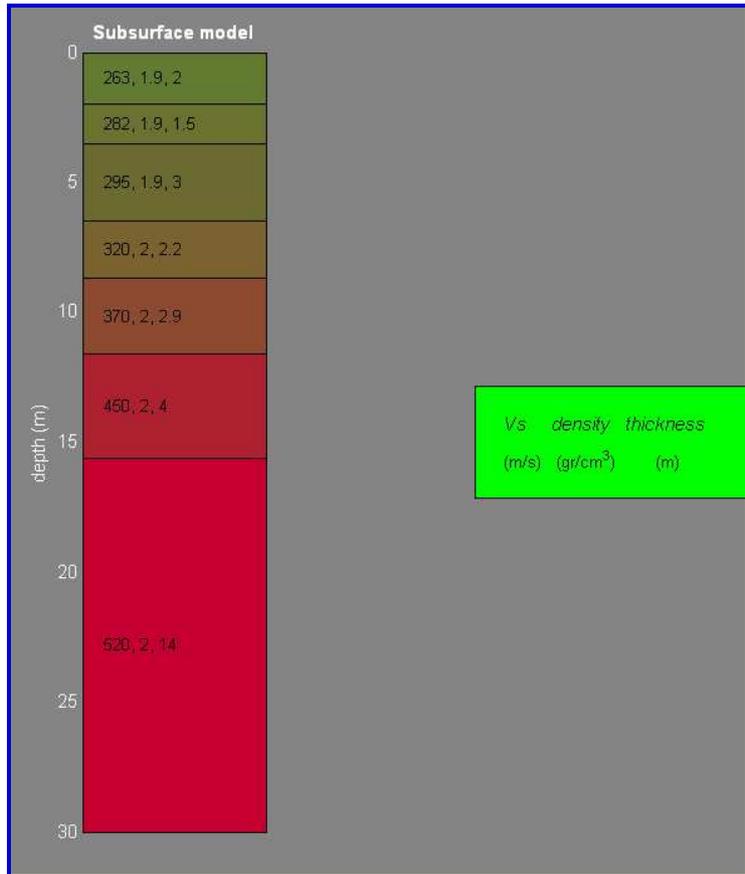


Tabella 5 – int.

Velocità Vs (m/sec)	Deviaz. Standard vel. (m/sec)	Spessore (m)	Deviaz. Standard spessori (m)
263	0	2.0	0.0
282	0	1.5	0.0
295	0	3.0	0.0
320	0	2.2	0.0
370	0	2.9	0.0
450	0	4.0	0.0
520	0	14	-

Secondo il calcolo effettuato, utilizzando la formula espressa in precedenza, si ottiene una **velocità VS30=403 m/sec**, che permette di classificare l'area indagata nella categoria di **sottosuolo B** (così come definita nella normativa vigente).

Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione

Alla scala del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale può essere decomposta secondo tre componenti (direzioni ortogonali) rappresentate generalmente mediante spettri di risposta. Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto (art.7.3.2.5 N.T.C.).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo **spettro di risposta elastico in accelerazione** che esprime una forma spettrale (spettro normalizzato) per uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Spettri di progetto

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata

Per gli **stati limite ultimi** qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità di materiale.

In tal caso, non disponendo delle caratteristiche strutturali definitive delle opere in progetto, verranno presi in considerazione gli spettri relativi al terreno anche per SLV, di seguito esposti e desunti dall'utilizzo del programma "*Spettri di risposta ver. 1.03*" – Consiglio Superiore Lavori Pubblici e dal software *Geostru-spettri2*.

Le risposte ascrivibili al comportamento inelastico della struttura a seguito di sollecitazione sismica, saranno oggetto di valutazione da parte del Progettista incaricato.

PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via del tutto preliminare, viste le finalità dello studio, sulla scorta delle tipologie edificatorie previste dal progettista, Arch. Andrea Brignoli.

In relazione alle condizioni in essere nell'area è stata sviluppata un'ipotesi di calcolo che vede il piano fondale nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, in corrispondenza dell'orizzonte B (così come definito al capitolo 6) con una profondità di circa - 1.20 m dal piano campagna.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state ipotizzate fondazioni superficiali nastriformi (a trave rovescia), idonee alle tipologie edificatorie in ambito di progetto.

Vale la pena di sottolineare che la profondità di un metro e venti dal piano campagna deve essere considerata come la minima profondità da rispettare al fine di evitare l'insorgenza dei fenomeni di instabilità legati ai cicli di essiccazione/imbibizione. In aggiunta a ciò si ritiene di consigliare di approfondire la quota di imposta dell'impianto fondale fino alla comparsa dei terreni granulari che costituiscono l'intervallo B come anzi definito.

Tipologia di fondazioni:	Superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	- 1.20 m da p.c.
Larghezza di base:	80 cm
Altezza fondazione:	50/60 cm
Carichi per SLU	centrati

11. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Il calcolo della pressione ammissibile del terreno è stato ricavato utilizzando le equazioni più verificate in letteratura per l'analisi delle fondazioni superficiali. Queste considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione che cede solidale con un cuneo di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata (Figura 15 -int.). Inoltre, si è ipotizzata una struttura reologicamente omogenea (caratteristiche meccaniche uniformi), per la zona interessata dal carico di rottura della fondazione, formata da terreni limoso argillosi.

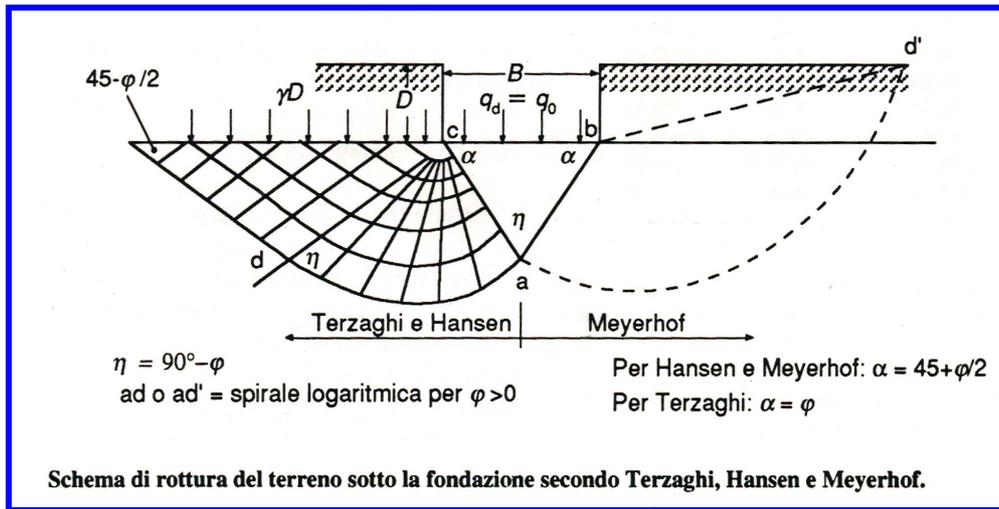


Figura 15-int. Schema di rottura del terreno sotto fondazioni superficiali

Il calcolo della capacità portante è stato sviluppato secondo le equazioni di **Terzaghi**, considerando il substrato limoso argilloso come molto addensato (Tabella 1) e con l'equazione di **Meyerhof** (Tabella 2) ed in ultimo con quella di **Brinch-Hansen** (Tabella 3) per considerare gli effetti inerziali sismici.

Equazione generale di Terzaghi (Fondazioni superficiali - Terreni fortemente addensati):

$$q_d = cN_c s_c + yDN_q + 0,5yBN_y s_y \dots$$

Equazione generale di Meyerhof (Fondazioni superficiali):

$$q_d = cN_c s_c d_c + yDN_q s_q d_q + 0,5yBN_y s_y d_y \dots$$

Equazione generale di Brinch-Hansen (Fondazioni superficiali – carichi eccentrici, inclinati – correzione coeff. sismico):

$$q_d = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + yDN_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5yBN_y s_y d_y i_y g_y b_y z_y$$

dove:

- q_d**: pressione di rottura
- c**: coesione
- D**: profondità del piano di posa
- N'_c, N'_q, N'_y**: fattori di capacità portante
- y'**: peso specifico
- s_c, s_y**: coefficienti di forma (Terzaghi)
- s_c, s_y, s_q**: coefficienti di forma (Meyerhof)
- d_c, d_y, d_q**: coefficienti di profondità (Meyerhof)
- g_c, g_y, g_q**: coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen)
- b_c, b_y, b_q**: coefficienti di inclinazione fondazione (Brinch-Hansen)
- i_c, i_y, i_q**: coefficienti per carichi eccentrici (Brinch-Hansen)
- z_c, z_y, z_q**: coefficienti per effetti inerziali correttivi (Brinch-Hansen)

Nello sviluppo dei calcoli, riportato sinteticamente nelle Tabelle 1, 2, 3 la distribuzione dei carichi derivanti dalla struttura è stata assimilata a quella derivante da una **struttura fondale superficiale** ($D/B < 4$) **nastriforme con profondità del piano fondale a circa -1.20 metri dal piano campagna**. Il carico ammissibile è stato ricavato dal carico di rottura utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3.

I parametri di seguito riportati esprimono pertanto le caratteristiche medie (in un'ottica assolutamente cautelativa) di tali depositi. Le cautele adottate nell'attribuzione dei parametri geotecnici tengono conto della comprovata variabilità latero-verticale dei depositi.

Piano di imposta - 1.20 m da p.c. Valori medi rappresentativi dello spaccato stratigrafico precedentemente definito – Capitolo 8

$$\begin{aligned} C_u &= 1.00 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 10.00 \text{ t/m}^2 \\ &= 98.07 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Il valore assunto come significativo, è stato ottenuto dai risultati delle prove penetrometriche, in particolare è stato considerato, in via del tutto cautelativa, un valore rappresentativo dello spaccato stratigrafico evidenziato alla quota ipotizzata.

$$\begin{aligned} \gamma &= 800 \text{ kg/m}^3 \\ &= 0.80 \text{ t/m}^3 \\ &= 7.3 \text{ KN/m}^3 \end{aligned}$$

Volendo considerare le condizioni di saturazione del substrato (fino al piano campagna) in relazione alla possibile insorgenza di un sistema di circolazione sub-superficiale, si è ritenuto opportuno adottare un valore di riferimento alleggerito dalla spinta idrostatica γ .

$$D = -1.20 \text{ m}$$

La profondità del piano di posa, è stata ipotizzata a circa -1.20 metri dal piano campagna.

$$\Phi' = 0^\circ$$

L'angolo di attrito è stato ridotto in via cautelativa ad un valore nullo, volendo considerare la sola natura coesiva dei depositi.

Nella **Tabella 5-int.** sono stati raffrontati i risultati derivati dall'applicazione dei differenti metodi di calcolo. Tali valori, assolutamente orientativi, dovranno essere verificati in funzione delle strutture in progetto, con i reali carichi di esercizio e con una accurata analisi dei cedimenti indotti.

Metodo di calcolo		Carico limite qd (kg/cm ²)	Ceff. Sicurezza	Carico ammissibile qamm. (kg/cm ²)
Terzaghi	Tabella 1	4,90	3	1,63
Meyerhof	Tabella 2	6,52	3,5	1,86
Brinch-Hansen	Tabella 3	8,04	3,5	2,30

Tabella 5-int.

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Terzaghi con un valore di **pressione ammissibile (σ_{amm}) pari a 1.63 kg/cm²**.

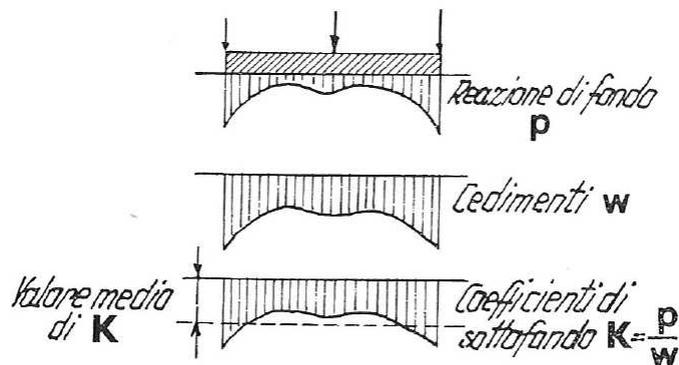
I criteri di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati per la determinazione della capacità portante dei terreni in oggetto, sono stati volutamente scelti in un'ottica ampiamente cautelativa (minimi valori di coesione, natura granulare considerata nulla, ecc.) al fine di garantire l'attendibilità dei risultati ottenuti, prescindendo dalle approssimazioni effettuate nel corso dei calcoli (omogeneità delle caratteristiche geomeccaniche, semplificazione della struttura in ipotesi e dei carichi applicati, ecc.).

12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo k_s , introdotto da Winkler nell'ambito del suo modello di interazione terreno-struttura, definisce la relazione di proporzionalità tra una pressione fittizia p in un punto generico del terreno ed il corrispondente cedimento w :

$$k_s = \frac{p}{w}$$

A livello teorico essa si presenta come una proprietà costante del terreno, indipendente dalla estensione e dalla forma della superficie di carico, nonché dalle caratteristiche elastiche di questa e designa un suolo idealmente costituito da un letto di molle indipendenti aventi costante di elasticità pari a k_s . In realtà nessuna massa terrosa si comporta in tal modo e l'applicazione di questo modello risulta significativa solo per limitati casi teorici.



Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo

La valutazione sperimentale del coefficiente k_s è limitata a prove di carico con piastre rigide, attendibili solo per strutture sottoposte a carichi concentrati, come ad esempio le pavimentazioni stradali.

Date le difficoltà a ricavarne sperimentalmente il valore, è possibile ricorrere ad un'indagine analitica che, per una determinata fondazione, consente di ricavarlo in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, come suggerito da Terzaghi applicando le relazioni:

$$w = \frac{qb}{E} I_u$$

$$k = \frac{E}{I_w b}$$

con q sollecitazione di carico
 E modulo di elasticità
 I_w modulo di compressibilità

e ipotizzando una ripartizione uniforme del carico e del cedimento in una zona delimitata da piani inclinati di 45° .

La successiva Tabella 4 espone tale calcolo per i terreni costituenti il piano fondale nel caso oggetto di studio, confrontandone le risultanze con i valori di k_s presenti in letteratura.

13. CONCLUSIONI

Il presente lavoro si è prefisso lo scopo di valutare le condizioni zonali dell'area di studio, esaminando il contesto geologico, morfologico ed idrologico presenti, insieme alla caratterizzazione geotecnica preliminare del sito. Di seguito si riporta una sintesi dei principali aspetti emersi:

Studio geologico

L'area in oggetto è situata ad un'altezza di circa 160 metri s.l.m., inserita in un contesto morfologico sub-pianeggiante, caratterizzato da blande pendenze, immergenti verso nord, nord est. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima o nulla predisposizione al dissesto.**

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Torrente Termina, posto ad una distanza di circa 30 metri verso est, con direzione di scorrimento verso nord, nord est. L'area di studio risulta essere inserita nell'area potenzialmente soggetta a inondazione per piena catastrofica – fascia C ai sensi dell'Art. 10.18 del PSC di Traversetolo. In condizioni di regimazione normale, il Torrente Termina non mostra interferenze negative con l'area indagata.

Nel corso delle indagini effettuate si è potuta osservare la presenza di un solo **sistema di circolazione idrica, attualmente attestato ad una quota compresa tra i -1.80/2.90** metri dal piano campagna. Pur potendo considerare il substrato in posto come scarsamente permeabile, questo sistema di circolazione idrico sub-superficiale è reso possibile, dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre superficiale dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). **Possono così formarsi lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili** e condizionate dalla stagionalità degli eventi meteorici.

La cartografia tematica esistente, definisce l'area in oggetto come **area di ricarica diretta dell'Acquifero C, oltre B ed A.** In tale contesto particolarmente sensibile e vulnerabile all'inquinamento di superficie, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti possibili al fine di evitare l'accidentale sversamento di reflui inquinanti.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente, si colloca sui depositi facenti parte **dell'Unità di Modena (AES8a).** Questi depositi sono costituiti da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, il profilo di alterazione è di esiguo spessore. Questi depositi corrispondono al **Diluvium recente tardivo Q_{1t},** costituito da alluvioni ghiaiose con lenti argilloso – sabbiose dell'alta pianura a suolo bruno – grigiastro.

I risultati delle indagini geognostiche realizzate permettono di supporre i seguenti intervalli litologicamente e geomeccanicamente uniformi:

Intervallo	Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	γ (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Cu (kg/cm ²)	Φ'	E (kg/cm ²)
Suoli	0.00	-0.40/0.80	---	---	---	---	---
A	-0.40/0.80	-1.20	1.80	0.80	0.70 – 1.00	---	100
B	-1.20	-3.00/6.00	1.80	0.80	---	37°	>300
B lenti	---	---	1.70	0.70	---	>40°	>400
C	-3.00/6.00	Interruz.	1.80	0.80	0.90 – 1.00	---	90 – 100
C lenti	---	---	1.80	0.80	0.35 – 0.40	---	30 – 40

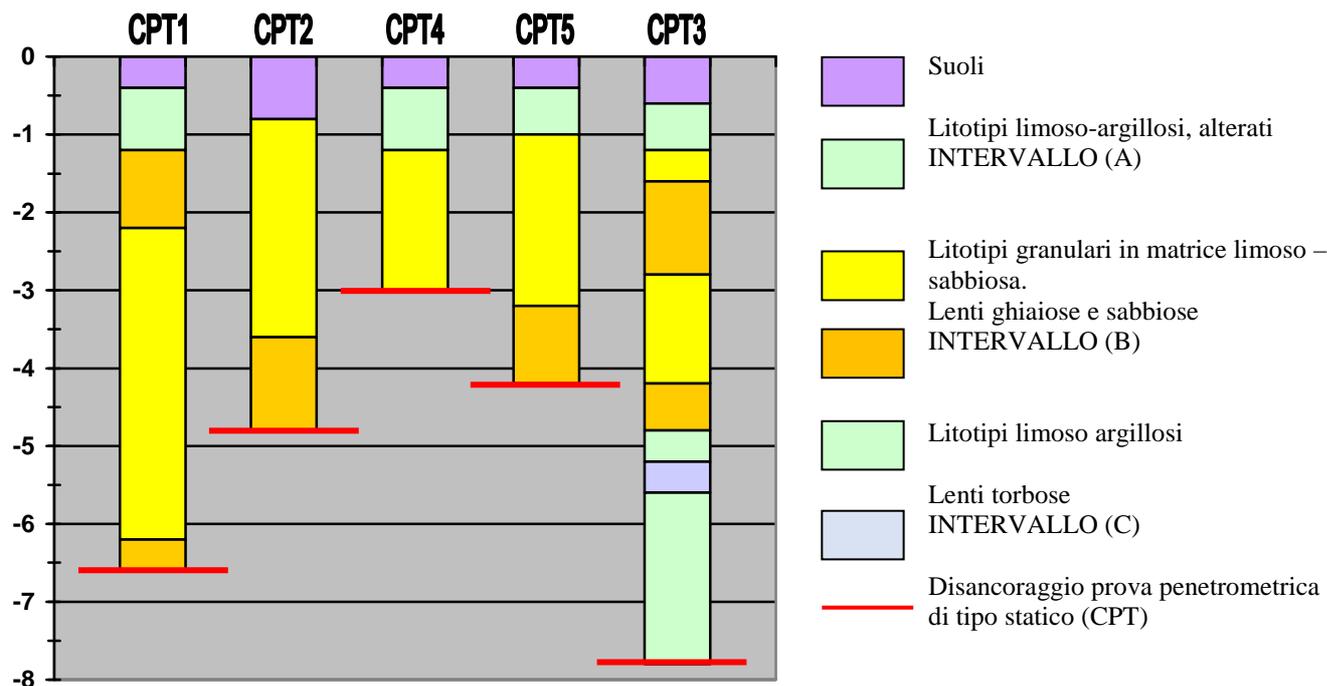


Figura 7 int – Modello litostratimetrico locale

I parametri necessari per la determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto sono stati ricavati dal programma messo a punto dal Ministero "Spettri NTC-07" ver. 1.0.1 in accordo con quanto previsto dal D.M. 14/01/08

LON	E 10.386898°
LAT	N 44.637715°
V_N	50 anni
Classe	II
C_U	1.0

STATO LIMITE	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T _c * (s)
SLO	30	0,052	2,473	0,244
SLD	50	0,065	2,486	0,259
SLV	475	0,157	2,467	0,283
SLC	975	0,198	2,477	0,292

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, V_{s30} utilizzando indagini geofisiche precedentemente realizzate in un sito prossimo all'area di studio, mediante la tecnica "MASW".

Le elaborazioni hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "B"

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
us (m)
Categoria sottosuolo
Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,46"/>	<input type="text" value="1,44"/>	<input type="text" value="1,42"/>	<input type="text" value="1,41"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,011	0,014	0,045	0,057
kv	0,006	0,007	0,023	0,029
Amax [m/s ²]	0,614	0,766	1,851	2,331
Beta	0,180	0,180	0,240	0,240

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Studio geotecnico preliminare

Si ribadisce ancora una volta che lo studio geotecnico precedentemente riportato, è stato realizzato in via preliminare al solo fine di costituire un riferimento per il progettista strutturale, così da poter inquadrare il contesto indagato secondo le metodologie precedentemente utilizzate, evidenziando, ad esempio gli eventuali problemi geotecnici presenti.

La relazione geotecnica e le verifiche di sicurezza nei confronti dei vari stati limite (metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali) verranno prodotte in conformità a quanto previsto dalle NTC '08, a seguito della definizione dei valori di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico e definite dal progettista strutturale.

In relazione alle condizioni in essere nell'area è stata sviluppata un'ipotesi di calcolo che vede il piano fondale nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, in corrispondenza dell'orizzonte B (così come definito al capitolo 6) con una profondità di circa - 1.20 m dal piano campagna.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state ipotizzate fondazioni superficiali nastriformi (a trave rovescia), idonee alle tipologie edificatorie in ambito di progetto.

Vale la pena di sottolineare che la profondità di un metro e venti dal piano campagna deve essere considerata come la minima profondità da rispettare al fine di evitare l'insorgenza dei fenomeni di instabilità legati ai cicli di essiccazione/imbibizione. In aggiunta a ciò si ritiene di consigliare di approfondire la quota di imposta dell'impianto fondale fino alla comparsa dei terreni granulari che costituiscono l'intervallo B come anzi definito.

Tipologia di fondazioni:	Superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	- 1.20 m da p.c.
Larghezza di base:	80 cm
Altezza fondazione:	50/60 cm
Carichi per SLU	centrati

I calcoli effettuati hanno portato ad un valore di **pressione ammissibile (σ_{amm}) di 1.63 kg/cm²** (valutato in via preliminare e secondo il metodo di Terzaghi) alla quota di -1.20 metri dal piano campagna.

Il valore del **coefficiente di sottofondo k_s** , ricavato attraverso un'indagine analitica in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, è stato stimato in **1.00 kg/cm³** per fondazioni nastriformi.

A seguito delle considerazioni effettuate, derivanti dalle valutazioni geologiche e geotecniche formulate e fatte salve le prescrizioni di cui sopra, si ritiene di poter esprimere **un parere del tutto favorevole alla realizzazione dell'intervento in ambito di progetto**.

San Michele Tiorre, li 24 novembre 2014

Dott. Geol. Luca Calzolari

