

COMUNE DI ORISTANO

Assessorato ai Lavori Pubblici - Servizio Lavori Pubblici



RECUPERO E RICONVERSIONE FUNZIONALE DELL'EX COMPLESSO ENTE RISI

CIG: 69632900B1

CUP: H19J1700000001

PROGETTO DEFINITIVO PRIMO STRALCIO

COMMITTENTE:

COMUNE DI ORISTANO:

IL DIRIGENTE settore sviluppo del territorio Ing. Giuseppe Pinna

R.U.P. Dott. Agr. Stefano Cadoni

PROGETTISTI:

Arch. Rossella Sanna (Capogruppo)

VPS Architetti (Mandante)

Arch. Luca Putzolu (Mandante)



VPS
architetti

VPS srl
Via Asproni, 40 - 09123 Cagliari



DESCRIZIONE ELABORATO:

ELABORATO:

Relazione geotecnica

SCALA:

03RS.Doc.02

AGG.:	DATA:	DESCRIZIONE:	AGG.:	DATA:	DESCRIZIONE:
01	20/06/2017	EMISSIONE			

Provincia di Oristano

COMUNE DI ORISTANO



Recupero e riconversione funzionale dell'ex Complesso Ente Risi
I Stralcio Funzionale
PROGETTO DEFINITIVO

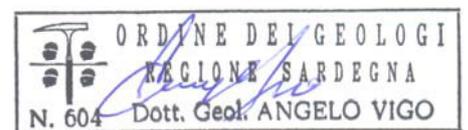
RELAZIONE GEOTECNICA

ALL. GT

Scala -

Il Professionista incaricato: _____

dott. Geol. Angelo Vigo



DATA: GIUGNO 2017

Rev.: 00

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E BREVE DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	4
3.1	<i>Sintesi del progetto.....</i>	4
4	INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO DEL SEDIME	7
4.1	<i>Indagini indirette: profilo di velocità MASW e calcolo delle V_{s30}.....</i>	8
4.1.1.1	<i>Illustrazione sintetica della metodologia applicata</i>	9
4.2	<i>Prove di laboratorio</i>	13
4.2.1	<i>Analisi granulometrica per setacciatura (C.N.R. – anno V, n.23 Dic. 1971)</i>	13
4.2.2	<i>Limiti di Atterberg (C.N.R. – UNI 10014).....</i>	14
4.2.3	<i>Classificazione delle terre (C.N.R. – UNI 10006)</i>	15
4.2.4	<i>Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)</i>	16
5	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO	18
6	MODELLI PER LA DETERMINAZIONE DEL Q_u E LA STIMA DEI CEDIMENTI	20
6.1	<i>Carico limite secondo la formula di Brinch-Hansen.....</i>	20
6.1.1	<i>Verifica allo scorrimento</i>	21
6.1.2	<i>Calcolo delle tensioni indotte e stima dei cedimenti.....</i>	22
6.1.2.1	<i>Metodo di Boussinesq.....</i>	22
6.1.2.2	<i>Stima dei cedimenti della fondazione con il metodo dell'elasticità (cedimenti immediati)</i>	22
7	VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE	23
7.1	<i>Azioni di progetto (A1).....</i>	23
7.2	<i>Pericolosità sismica - Approccio semplificato.....</i>	26
7.3	<i>Verifiche agli SLU.....</i>	30
7.4	<i>Verifiche agli SLE – stima dei cedimenti di consolidazione.....</i>	30
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI.....	32

1 PREMESSA

In data 26.05.2017 lo scrivente dott. geol. Angelo Vigo (n.604 Ordine Geologi della Sardegna), ha ricevuto l'incarico per l'esecuzione dello studio geotecnico in ordine al *Progetto di recupero e riconversione funzionale dell'ex Complesso Ente Risi - 1° stralcio Funzionale*.

Il presente elaborato ed i relativi allegati sono stati redatti, in conformità alla normativa vigente, a corredo del progetto summenzionato, del quale costituiscono parte integrante e non diversamente utilizzabile per scopi ed interventi differenti da quelli di destinazione. I risultati di indagini e prove, le elaborazioni dei dati, le verifiche di sicurezza e tutti i contenuti della presente relazione sono basati su indicazioni ed elementi progettuali forniti dalla Committenza, e riferibili solo ad essi.

Scopo del presente studio è fornire il completo inquadramento geotecnico del sedime d'intervento, con particolare approfondimento delle tematiche elencate di seguito:

1. individuazione della natura e potenza dei litotipi compresi nel volume significativo dell'opera;
2. parametrizzazione dei medesimi mediante prove *in situ* e in laboratorio, volte a definirne le proprietà indice e quelle geotecniche;
3. individuazione e descrizione della falda superficiale;
4. definizione delle *unità litotecniche* (litotipi) a base di verifica e definizione del modello geotecnico del complesso *opera-volume significativo*, in particolare per quanto attiene i fronti di scavo.

Lo studio è stato articolato come segue:

1. direzione delle indagini *in situ* e conferimento dei litotipi ivi campionati presso idoneo laboratorio geotecnico;
2. definizione dell'assetto litostratigrafico locale mediante correlazione dei litotipi prevalenti;
3. valutazione dei parametri a base di calcolo (caratteristici e di progetto) e scelta del modello geotecnico da implementare nelle verifiche agli stati limite, secondo le seguenti fasi:
 - a. *elaborazione dei parametri geotecnici e determinazione di quelli caratteristici e di quelli di progetto;*
 - b. *verifiche di sicurezza del complesso struttura-terreno e di stabilità dei fronti di scavo;*
 - c. *redazione della relazione geotecnica*

La campagna di indagini è stata concordata con la Committenza ed il Progettista delle strutture nel rispetto della normativa vigente e delle esigenze del progetto.

Di seguito si riporta il piano di indagine:

- realizzazione di n.3 pozzetti geognostici mediante terna gommata;
- esecuzione di un rilievo con metodologia MASW per il calcolo delle V_{S30} ;
- campionamento disturbato dei litotipi prevalenti;
- conferimento presso laboratorio geotecnico certificato per l'esecuzione di prove geotecniche.

Gli allegati di riferimento sono contenuti nell'elaborato *Allegato alle relazioni geologica e geotecnica*, parte integrante della presente relazione e di quella geologica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Lo scrivente ha redatto il presente studio ai sensi alle seguenti disposizioni di legge:

- ❑ DM 14 gennaio 2008, pubblicato in Gazzetta Ufficiale il 4 febbraio 2008 contenente le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.
- ❑ D.M. 11/03/1988 (G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.) - "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*", e relativa Circolare di applicazione LL.PP. 24-09-1988 n. 30483 (Pres. Cons. Superiore - Servizio Tecnico Centrale).
- ❑ Delib.G.R. 30 marzo 2004, n. 15/31, pubblicata nel B.U. Sardegna 21 agosto 2004, n. 23 Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- ❑ Legge 2 febbraio 1964 n. 74 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (art. 1).
- ❑ Decreto Legislativo 12 aprile 2006, n. 163 – Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.
- ❑ D.P.R. 21 dicembre 1999, n. 554 – Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109 e successive modificazioni.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E BREVE DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'area oggetto di intervento è ubicata nella periferia orientale del Comune di Oristano, a ridosso del tracciato ferroviario FSI (Fig.1), ad una quota media di circa 10,00 metri s.l.m.



Figura 1. Vista aerea (Google Earth - 2014) dell'area di intervento (perimetro in rosso).

Nella Cartografia Tecnica Regionale (C.T.R.) in scala 1:10.000 essa ricade nel foglio 528120 – S. Giusta. Nell'inquadramento topografico ci si è avvalsi del DTM su rilievo Lidar con maglia 1 m della RAS ed in quello geologico si fa riferimento alla Carta Geologica di Italia in scala 1:50.000, foglio 528 – Oristano edito dall'ISPRA nell'ambito del progetto CARG su rilievo 1:10.000.

3.1 Sintesi del progetto

Il primo stralcio funzionale dell'intervento di recupero dell'intero complesso, prevede la ristrutturazione e la riqualificazione della palazzina uso uffici posta in prossimità dell'ingresso (Figg.2-5), che consisterà nel risanamento delle murature, a luoghi fortemente ammalorate, del massetto/pavimento al piano terra e nella generale riqualificazione dell'intero immobile.

Non sono previsti aumenti di volumetria e i modesti incrementi di carico sono strettamente connessi all'adeguamento normativo.

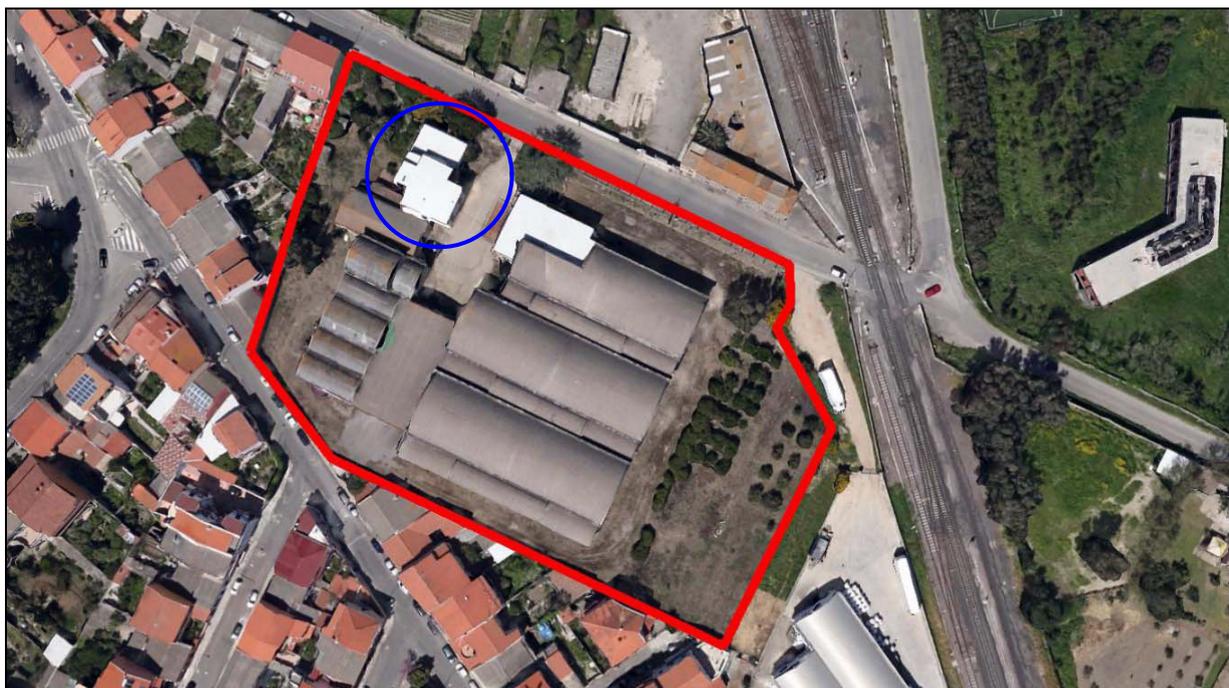


Figura 2. Vista aerea dello stato attuale del Complesso Ente Risi. Cerchiato in azzurro l'edificio oggetto del presente studio.

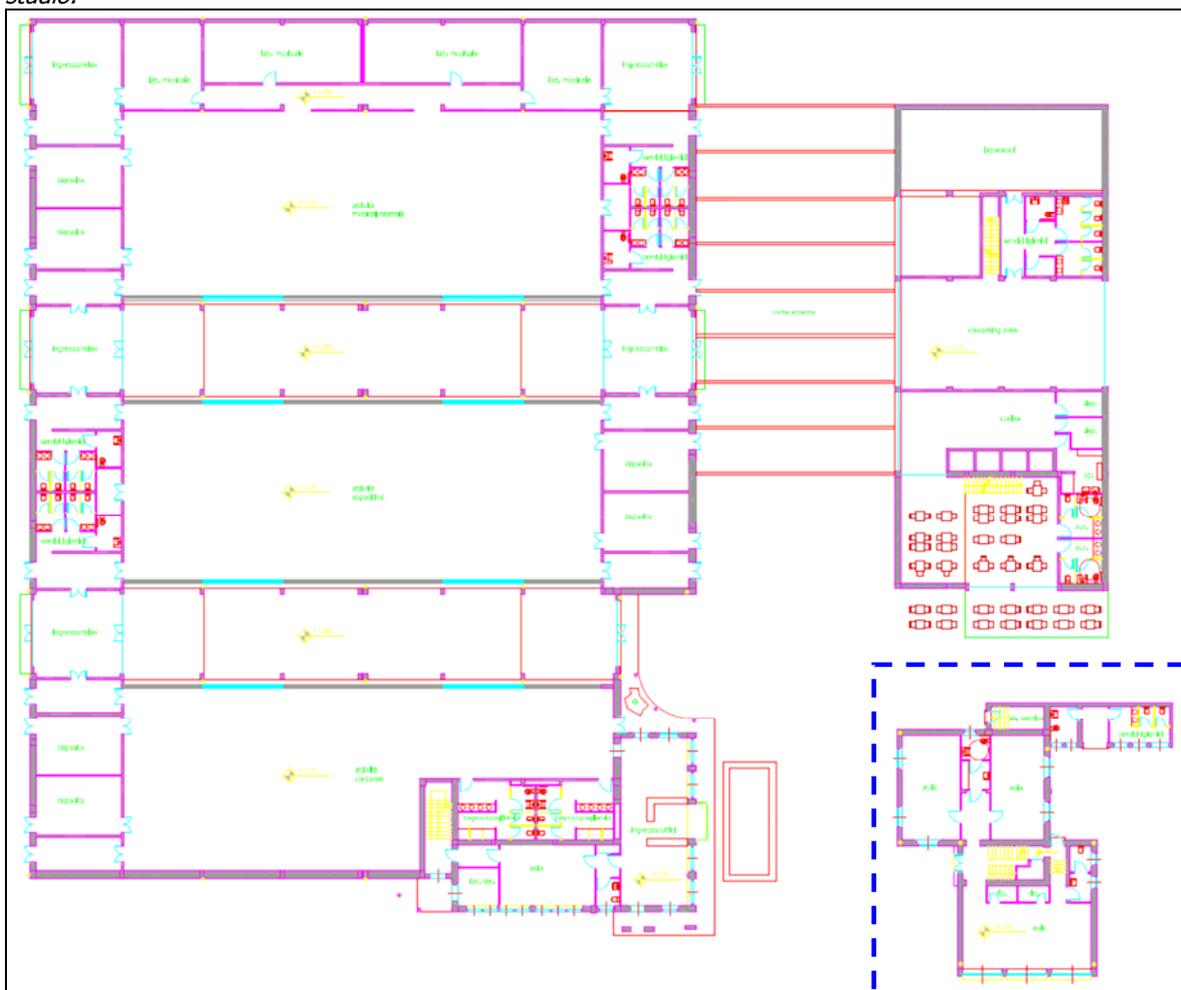


Figura 3. Stato di progetto: pianta piano terra. Entro il quadrilatero in tratteggio blu è contenuto il fabbricato oggetto del 1° stralcio funzionale, oggetto della progettazione definitiva ed esecutiva.



Figura 4. Stato di Progetto: pianta piano terra.

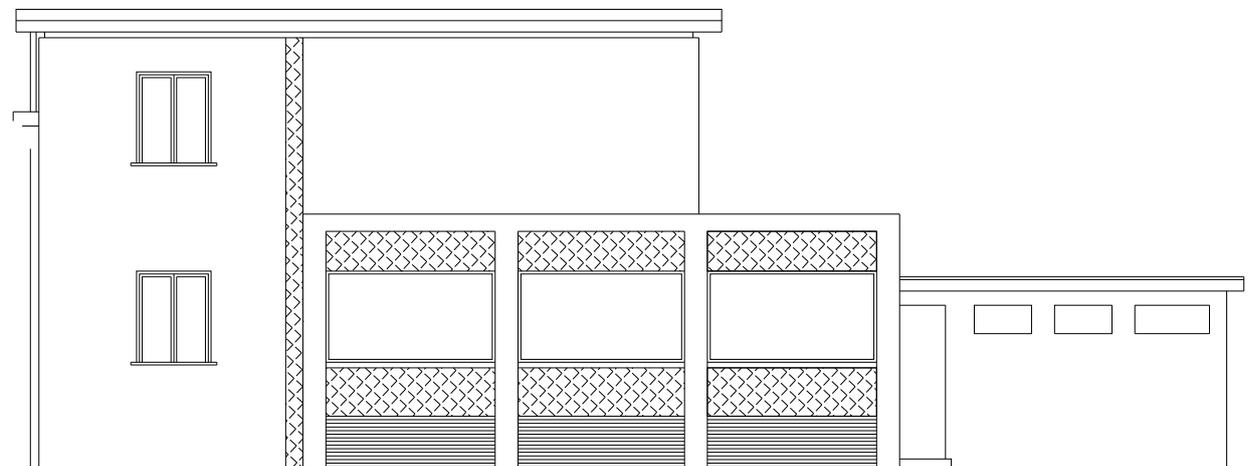


Figura 5. Stato di Progetto: prospetto nord.

4 INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO DEL SEDIME

L'area di sedime è stata indagata mediante l'esecuzione di tre pozzetti geognostici (Tabella 1 e Fig.6), disposti su tre punti approssimativamente equidistanti che delimitano un triangolo circoscritto al fabbricato, e sono stati spinti a profondità comprese tra 4,10 (P2) e 4,80 metri (P3).

Tabella 1. Consuntivo delle indagini geognostiche.

LITOTIPO	QUOTA (m s.l.m.)	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m)	PROVA DI LABORATORIO
Limi sabbiosi debolmente addensati	10,25	P3-C1	0,50 – 1,90	Classificazione CNR UNI 10006
Limi argillosi consistenti	9,90	P2-C2	1,60 – 3,20	Taglio diretto con scatola di Casagrande (ricostruito) Classificazione CNR UNI 10006
Sabbie limoso-argillose compatte	9,95	P3-C3	1,90 – 3,,10	Classificazione CNR UNI 10006

La correlazione dei log stratigrafici ricavati dalle tre verticali di indagine (Stratigrafie in allegato), descrive un assetto caratterizzato da una buona omogeneità latero-verticale, con netta prevalenza di litotipi coerenti, prevalentemente limoso-argillosi.



Figura 6. Esecuzione del pozzetto 1 mediante terna gommata.

In tutti i pozzetti si ritrova uno strato superficiale di riporto, che distingue nettamente il P1 dai P2 e P3: nel primo caso, infatti, il riporto si presenta prevalentemente sabbioso, sciolto, con qualche frammento di risulta, mentre dai restanti due il suolo è ricoperto da una massicciata in blocchi grossolani, decimetrici, frammisti a sabbia e ghiaia eterometrica, debolmente

addensata.

In entrambi i casi gli spessori sono contenuti in 0,40-0,50 metri, oltre i quali si raggiunge il substrato naturale che, sino a profondità variabili da 1,40 (P1) a 1,90 metri da p.c. (P3), è costituito da limi argilloso-sabbiosi di colore nerastro, inizialmente rimaneggiati e debolmente addensati, con abbondante contenuto in frustoli e apparati radicali e abbondante matrice organica. Alla base presentano un addensamento nettamente maggiore, accompagnato dal sensibile aumento della consistenza della frazione argillosa.

I limi argilloso-sabbiosi rimaneggiati e pedogenizzati passano in profondità a limi leggermente più sabbiosi, con un contatto scarsamente definito e debolmente immergente verso il P3. Anche in questo caso si tratta di un litotipo di un deposito terrigeno di ambiente continentale, in facies fluvio-deltizia a bassa energia. La matrice argillosa, piuttosto abbondante e consistente, talora prevale in sottili livelli intercalati ai limi senza nette soluzioni di continuità che ne consentano (ove ve ne fosse una qualche necessità) la classificazione in unità litostratigrafiche distinte. L'ambiente tipicamente transizionale, infatti,

è fisiologicamente caratterizzato da sedimentazione in eteropia di facies, con frequenti interdigitazioni di litotipi di natura e tessitura spesso assai differenti. Quest'ultima fattispecie si ritrova nel P3, dove in senso ai limi argillosi, tra 3,10 e 3,90 metri di profondità, si ritrova una lente di sabbie fini e medie, in abbondante matrice limoso-argillosa (Fig.7), non rilevata nei restanti pozzetti.



Figura 7. Pozzetto 3: sabbie limose campionate da 3,10 a 3,90 metri di profondità.

La sporadicità di talune intercalazioni, il loro modesto spessore e la loro sostanziale assimilabilità sotto l'aspetto geotecnico, ne rende scarsamente significativa la loro distinzione in questa sede: le sequenze, pertanto, saranno riunite in unità litotecniche (Litotipi) in funzione sia dei suesposti rilievi di campagna, sia sulla scorta delle prove di laboratorio.

4.1 Indagini indirette: profilo di velocità MASW e calcolo delle V_{S30}

Il presente studio risponde alle prescrizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e del decreto attuativo n.14 del 14/01/2008 i quali prescrivono l'adozione di una classificazione dei terreni secondo cinque categorie (A, B, C, D, E) oltre due speciali (S1 ed S2), da determinare in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio mediate nei primi 30 metri di profondità, ovvero alla cosiddetta V_{S30} , da calcolare mediante l'equazione:

$$V_{S30} = 30 / \sum_{i=1,n} (h_i / V_{S_i}) \quad (1)$$

Dove:

- n rappresenta il numero degli strati nel modello del terreno;
- h_i sono gli spessori dei diversi strati;
- V_{S_i} sono le velocità delle onde di taglio nei diversi strati.

In dettaglio, le cinque categorie ordinarie sono così definite:

- A:** formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} maggiori di 800 m/s, comprendenti eventuali strati d'alterazione superficiale di spessore massimo di 3 metri;
- B:** depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa);
- C:** depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argilla di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa);
- D:** depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $C_u < 70$ kPa);
- E:** profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C e D e spessore non superiore a 20 metri, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Si tralasciano, in quanto non d'interesse, le due ultime categorie, per le quali sono prescritti studi speciali per la definizione della risposta a sollecitazioni sismiche.

Nel presente studio, ai fini della caratterizzazione del sito sono state eseguite stime della V_{s30} con misure effettuate in corrispondenza di un profilo lungo circa 92 metri, lungo la viabilità centrale del complesso, come riportato nella planimetria delle indagini. I rilievi, l'elaborazione e la restituzione sono stati eseguiti dalla società TERGAM s.r.l.

4.1.1.1 *Illustrazione sintetica della metodologia applicata*

Per la stima della V_{s30} , è stato adottato il metodo ReMi (Refraction Microtremor), che consiste essenzialmente nei seguenti passi:

- 1) si esegue una registrazione sismica multicanale del disturbo naturale e/o indotto dalle attività antropiche, senza ricorrere ad energizzazioni di tipo impulsivo come quelle normalmente impiegate nella sismica di prospezione (rifrazione, riflessione, tomografia cross-hole etc.); la registrazione deve avere lunghezza temporale adeguata (p.e. alcune decine di secondi); la geometria dello stendimento sismico deve essere stabilita in funzione delle caratteristiche e dell'obiettivo con l'ausilio di geofoni con bassa frequenza naturale (non maggiore di 14 Hz);
- 2) per uno stesso stendimento sismico vengono eseguite diverse registrazioni (da alcune a qualche decina);
- 3) dopo le fasi di preparazione (*pre-processing*) i dati, acquisiti nel dominio spazio-tempo (s-t), vengono trasformati nel dominio lentezza-frequenza (p-f), essendo la lentezza p il reciproco della velocità; questa operazione produce per ciascuna registrazione uno spettro di lentezza che, rappresentato graficamente, di norma secondo una scala cromatica, mostra la localizzazione nel piano p-f degli eventi dotati di maggiore energia; al fine di migliorare il

- rapporto segnale/disturbo, è possibile selezionare solo gli spettri migliori, i quali vengono sommati tra loro in modo da ottenere un solo spettro da interpretare;
- 4) una volta ottenuto lo spettro $p-f$ si devono riconoscere, in esso, gli eventi sicuramente associati alle onde superficiali (onde di Rayleigh e/o onde di Love); dato che le onde superficiali hanno la caratteristica di essere dispersive, il loro riconoscimento può non essere difficile se i dati sono di buona qualità ed elaborati in modo corretto;
 - 5) si esegue quindi il *picking* della curva di dispersione, ottenendo le coppie $p-f$ riconosciute come appartenenti alle onde superficiali;
 - 6) l'inversione della curva di dispersione delle onde superficiali fornisce i valori della velocità di propagazione delle stesse in funzione della profondità e , poiché la velocità di propagazione delle onde superficiali è in rapporto noto con quella delle onde di taglio (p.e. $V_{\text{Rayleigh}} \approx 0.9 V_s$), quest'ultima risulta stimata.

Una volta ottenuto un modello stratificato del terreno in cui sono stimati gli spessori e le relative V_s , si stima la V_{s30} mediante l'equazione (1) in premessa.

Nella fattispecie i dati sono stati acquisiti mediante uno stendimento di 24 geofoni verticali con frequenza naturale di 14 Hz, disposti in linea con un passo costante di 3.0 metri. Sono state eseguite 15 registrazioni sfruttando il *rumore di fondo* indotto da un'energizzazione casuale prodotta in testa al profilo e acquisizioni su una lunghezza di registrazione pari a 30 secondi. Lo studio ha riguardato le onde di Rayleigh.

La curva di dispersione è stata interpretata in modo soddisfacente con un modello a quattro strati. Detti strati, è bene precisarlo, si basano esclusivamente sulla distinzione delle velocità di propagazione delle onde S nel substrato e non su caratteri geologico-stratigrafici rilevabili (e, almeno nei primi metri, rilevati) mediante indagini dirette.

Nelle figure seguenti 8, 9, 10 e 11 sono mostrati nell'ordine:

- ❑ *lo spettro $p-f$;*
- ❑ *la curva di dispersione con sovrapposta la curva di migliore adattamento (la linea blu che separa i campi bianco e grigio);*
- ❑ *il modello corrispondente alla curva di migliore adattamento;*
- ❑ *il grafico della velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.*

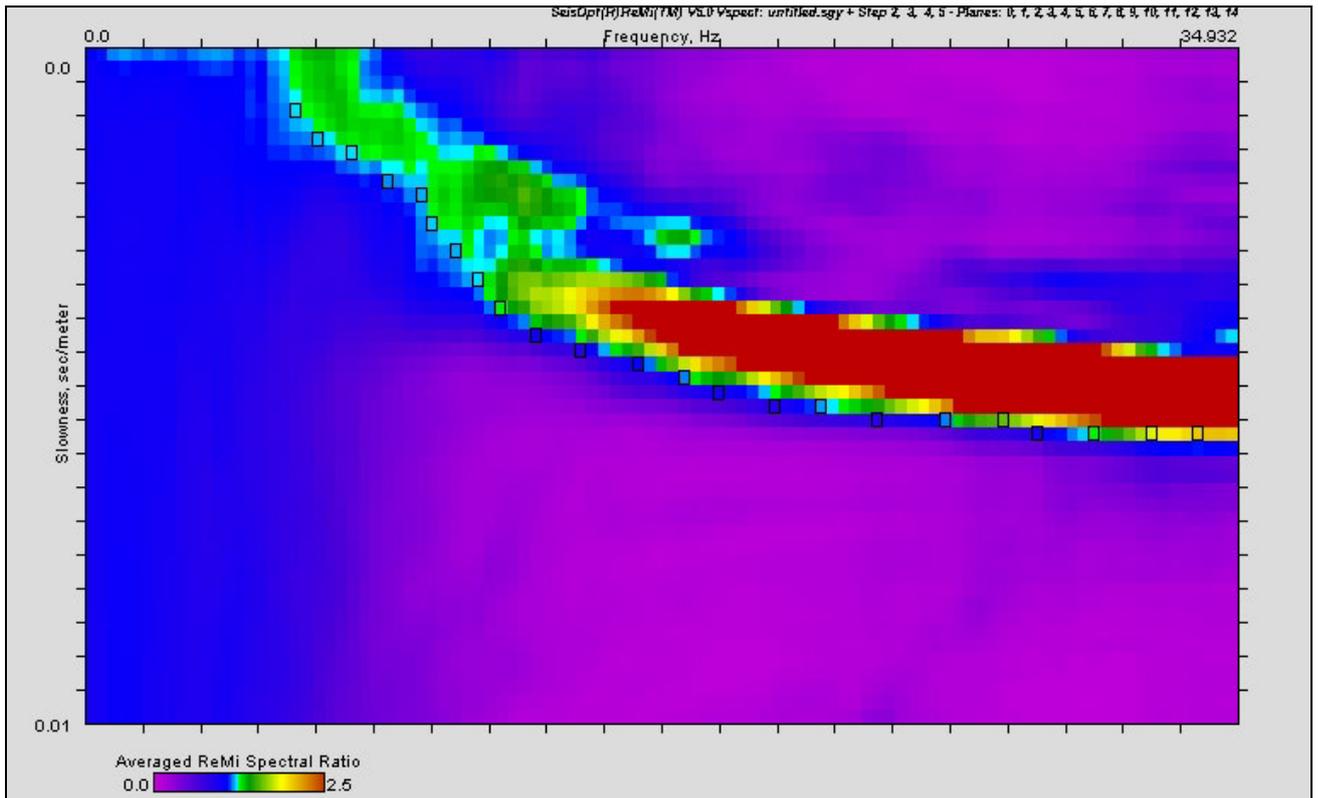


Figura 8. Spettro p-f

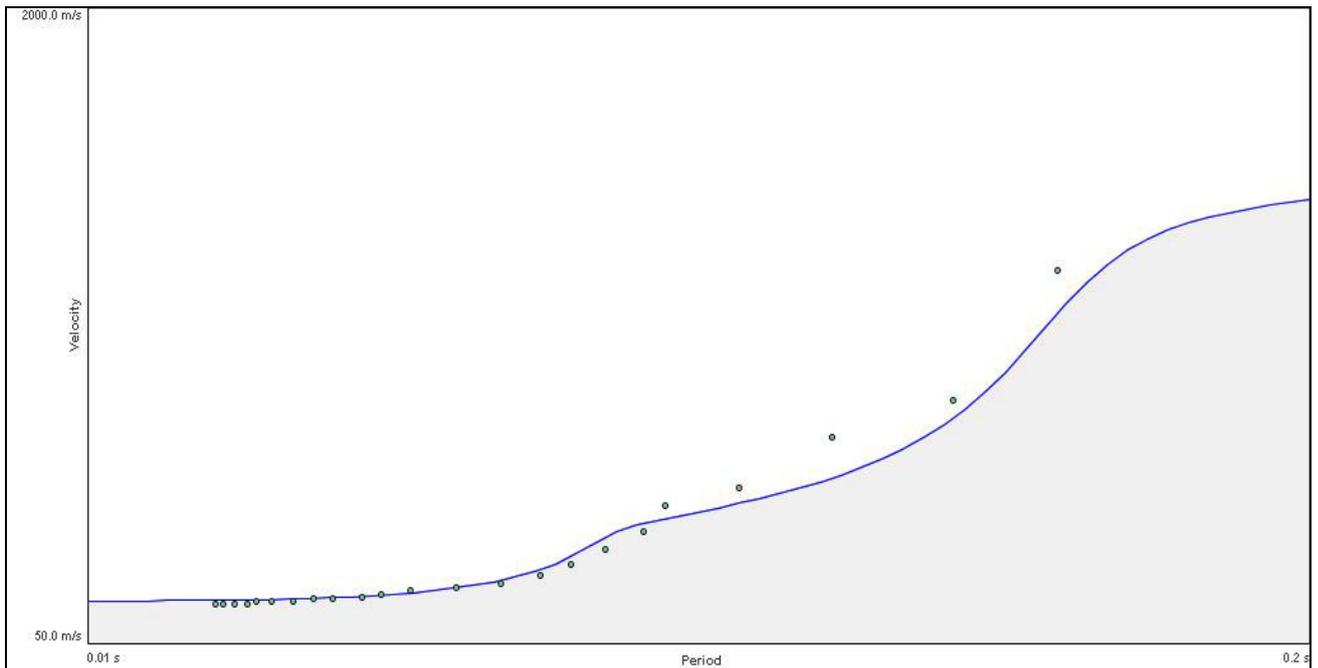


Figura 9. Curva di dispersione.

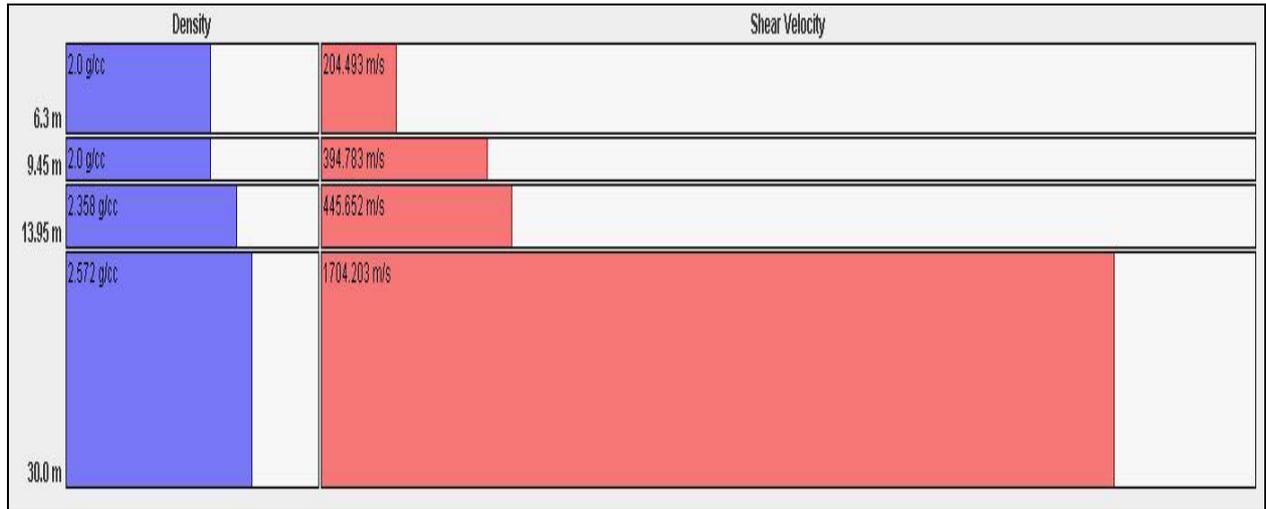


Figura 10. Modello di interpretazione: si distinguono 4 orizzonti di Vs30.

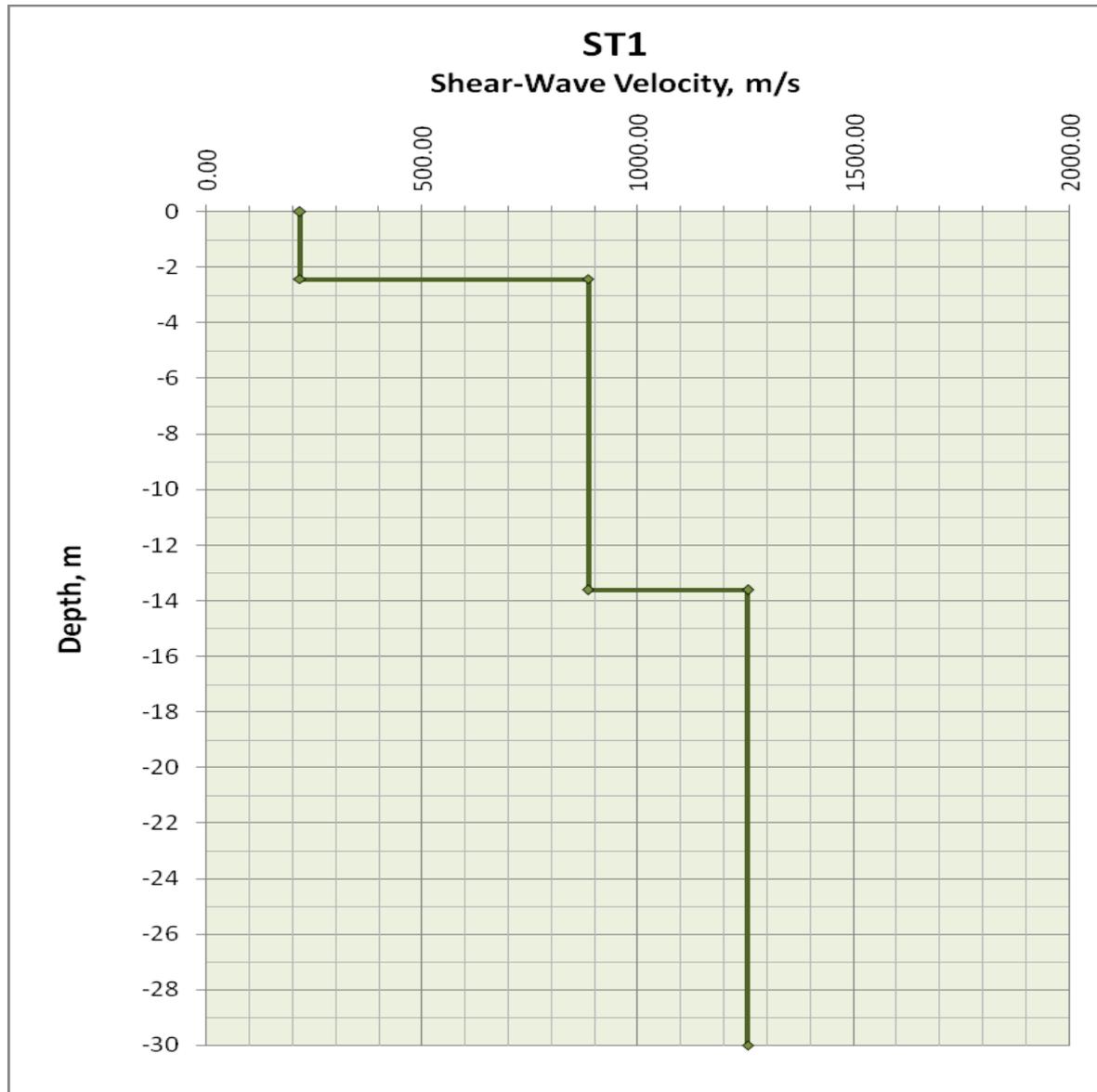


Figura 11. Velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

Dal confronto tra le funzioni di velocità ricavate con l'inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh, si osserva che la velocità di propagazione delle onde di taglio cresce con la profondità (Tabella 2) raggiungendo valori superiori a 800 m/s solo a partire da circa 14 metri di profondità dall'attuale p.c. mentre per profondità inferiori i valori possono ritenersi modesti.

Tabella 2. Strati con Vs omogenee.

Strato	Profondità (m)	Densità (t/m ³)	Vs (m/s)
1	0.00 – 6.30	2.00	204.49
2	6.30 – 9.45	2.00	394.78
3	9.45 – 13.95	2.36	445.65
4	13.95 – 30.00	2.57	1704.20

L'interpretazione stratigrafica di tali valori può essere condotta solo in presenza di verticali di indagine altrettanto profonde, di cui non si dispone. Tuttavia, almeno nei primi metri, si riconosce una favorevole corrispondenza, con velocità (ed addensamenti) modeste sui primi strati limoso-argillosi, plastici e debolmente consolidati, che tendono ad incrementarsi in profondità sino ad un picco oltre i 14 metri, presumibilmente riconducibile a sedimenti pliocenici ben cementati (arenarie/argilliti).

Per quanto riguarda la stima dalla Vs₃₀, è stata applicata l'equazione (1) al profilo di velocità completo dalla quale risulta **Vs₃₀ = 613.68 m/s** che inquadra il sedime nel substrato in **Categoria E**, come definita nel decreto attuativo n. 14 del 14/01/2008, illustrato in precedenza, ossia alluvioni simili alle categorie C e D, con spessore inferiore a 20 metri, poggianti su substrato rigido Vs₃₀ > 800 m/s).

Come sancito dai contenuti dell'allegato A dell'O.P.C.M. n.3274/2003, inoltre, tutti i comuni della Regione Sardegna sono classificati in Zona 4 la quale, nella zonazione sismica del territorio italiano, rappresenta quella a rischio sismico *molto basso*. In tutto il territorio regionale, pertanto, l'azione sismica di riferimento, ossia accelerazione orizzontale massima attesa "a_g" cui corrisponde la probabilità di eccedenza del 10% in un periodo di 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni) su suolo rigido di tipo A, è pari a 0,05g.

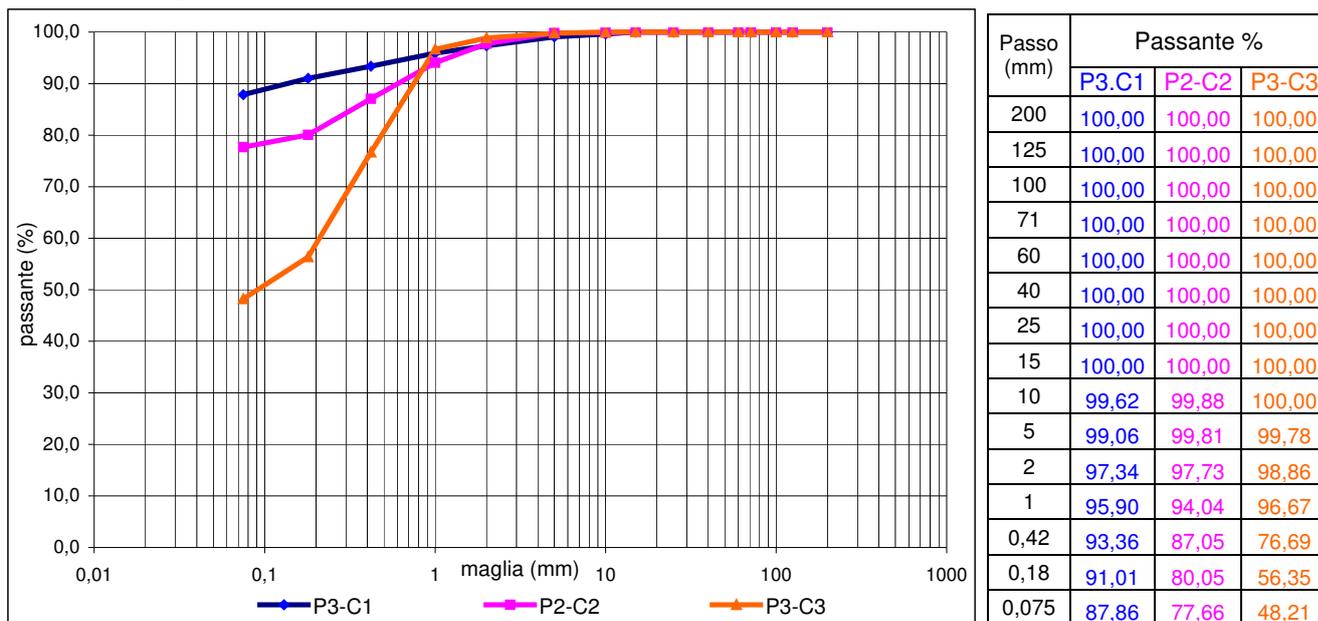
4.2 Prove di laboratorio

4.2.1 Analisi granulometrica per setacciatura (C.N.R. – anno V, n.23 Dic. 1971)

La prova consiste nella vagliatura del campione attraverso una pila di setacci (ASTM) con maglie a passo decrescente e la successiva pesatura del trattenuto di ciascun vaglio, che conduce alla determinazione del peso della frazione passante per il vaglio precedente espresso in percentuale. I risultati possono essere poi inseriti in un diagramma semilogaritmico (log Φ - % passante) dal quale si ricava una curva che esprime la distribuzione percentuale delle diverse frazioni granulometriche.

Nella fattispecie, l'analisi è stata condotta sui campioni P3-C1, P2-C2 e P3-C3 (Grafico 1), relativa ai litotipi superficiali, soprattutto per valutare il grado di assortimento e l'entità della frazione fine, la cui incidenza sul comportamento meccanico, in linea generale, comincia ad assumere un certo rilievo oltre il 10% (Lancellotta). Tale analisi, inoltre, è propedeutica all'applicazione della classificazione delle terre CNR UNI 10006.

Grafico 1. Curve granulometriche dei campioni prelevati.



Le curve ricavate dall'analisi per setacciatura, evidenziano una distribuzione granulometrica che rispecchia quanto osservato in fase di indagine. Il campione P3-C1 mostra un assortimento modesto che descrive quindi un litotipo fino e coerente (limo argilloso-sabbioso), composto per circa l'87,9% di limo e argilla e circa il 9,5% di sabbia eterometrica, mentre è trascurabile la frazione ghiaiosa (2,7%).

All'estremo opposto si colloca il campione P3-C3, proveniente dalla lente sabbiosa ritrovata nel P3: si caratterizza, infatti, per un assortimento leggermente migliore, che spazia dalle sabbie fini e finissime (28,5% di passante allo 0,42 mm, su un totale del 50,7% di sabbie) a limo ed argilla. L'insieme definisce un litotipo granulare fortemente matrice-sostenuto, con un'elevata frazione argillosa che spiega il comportamento semicoerente.

Tra i due precedenti, ma assai simile al P3-C1, si colloca il campione P2-C2, composto per il 20,1% di sabbia media e fina, e per oltre il 77,7% di limo e argilla, con prevalenza del primo: si tratta quindi di un limo argilloso-sabbioso.

4.2.2 Limiti di Atterberg (C.N.R. – UNI 10014)

I limiti di consistenza o di Atterberg definiscono la variazione delle proprietà meccaniche di un terreno in funzione del suo contenuto d'acqua (w). Nella fattispecie, sono stati determinati, come richiesto dalla UNI-C.N.R. 10006, il limite liquido (W_L) ed il limite plastico (W_p) dei campioni.

Il primo segna il contenuto d'acqua al passaggio fra lo stato fluido e lo stato plastico del campione, il secondo fra lo stato plastico e quello semisolido o pulverulento. Entrambe le prove si compiono sul passante al setaccio 0,40 mm.

Il limite di liquidità si determina per mezzo dell'Apparecchio di Casagrande ed è il contenuto d'acqua per il quale il solco tracciato con apposita spatola sulla terra posta in un cucchiaio si richiude dopo 25 cadute. Il limite di plasticità viene determinato realizzando dei cilindri del diametro di 3 mm ed è il contenuto d'acqua corrispondente al formarsi delle prime screpolature.

La differenza tra i due limiti consente di ricavare l'indice di plasticità, il quale definisce l'intervallo di umidità entro cui il campione si mantiene plastico:

$$I_p = W_L - W_p$$

Di seguito si riportano i valori ottenuti per i due campioni:

Tabella 3. Limiti di Atterberg determinati per i 2 campioni.

Campione	WL (%)	WP (%)	IP
P3-C1	50	23	27
P2-C2	39	14	25

I valori ottenuti confermano una sostanziale similitudine tra i litotipi, con limiti plastici piuttosto contenuti a fronte di limiti di liquidità relativamente elevati. La plasticizzazione della frazione fina si ritrova quindi anche per contenuti d'acqua tutto sommato modesti, raggiungibili con relativa facilità soprattutto nelle coltri più superficiali. Ne consegue, inoltre, un valore non trascurabile dell'indice di plasticità, compreso tra 25 e 27, ossia un ampio intervallo di contenuto d'acqua in cui detti sedimenti fini permangono nello stato plastico.

Come anticipato, tuttavia, i limiti di Atterberg sono eseguiti solo sulla matrice fina di un campione rimaneggiato, per cui non possono fornire indicazioni *dirette* sul comportamento del corrispondente litotipo *in situ*, strettamente dipendente dal grado di consolidazione.

4.2.3 Classificazione delle terre (C.N.R. – UNI 10006)

Nella definizione delle caratteristiche delle terre nell'ambito della realizzazione di fondazioni stradali, è stata utilizzata la classificazione UNI-CNR 10006 la quale si fonda sull'analisi granulometrica e sulla determinazione dei limiti di consistenza del campione, sintetizzati attraverso l'indice di gruppo (I_G):

$$I_G = 0.2a + 0.005ac + 0,01bd$$

Dove:

- a = passante al setaccio 200 ASTM meno 35 (val. max = 40);
- b = passante al setaccio 200 ASTM meno 15 (val. max = 40);
- c = $W_L - 40$ (min = 0, max = 40);
- d = $I_p - 10$ (min = 0, max = 20).

Tabella 4. Classificazione delle terre CNR UNI 10006

Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa						Terre limo - argillose				Torbe e terre organiche palustri		
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%						Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 > 35%						
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7		A8	
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥ 80										
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 35	≥ 35	≥ 35	≥ 35		
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41		
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤ 10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11 (IP < LL-30)	≥ 11 (IP > LL-30)	

Indice di gruppo	0	0	0		≤4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone				Da mediocre a scadente						Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve		Media		media	elevata	Media	elevata	Media			
Ritiro o rigonfiamento	Nullo		Nullo o lieve		Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato			
Permeabilità	Elevata		Media o scarsa				Scarsa o nulla					
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista	Aspri al tatto Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento - Poveruli o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido		Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista		

La classe attribuita ai campioni è riportata nella Tabella 5.

Tabella 5. Classificazione dei due campioni.

Campione	Ig	Classe
P3-C1	17	A ₇₋₆
P2-C2	14	A ₆

I campioni P1-C3 e P2-C2 sono caratterizzati entrambi dalla netta preponderanza di matrice fina che, superando il limite del 35%, li inquadra nel gruppo delle terre limo-argillose, tendenzialmente soggette a cicli di rigonfiamento/ritiro e assai deformabili in presenza d'acqua.

In particolare, il P2-C2 ricade in classe A₆ ossia in litotipi con matrice consistente, ma comunque sensibili alla presenza d'acqua e fortemente plastici. Il P3-C1 ricade in classe A₇₋₆, ossia la penultima in termini di qualità geomeccaniche: risulta quindi fortemente compressibile e plastico, soggetto ad ampie variazioni di volume in funzione del contenuto d'acqua.

Detta distinzione, è bene ripeterlo, è compiuta su un campione rimaneggiato e privato dell'originario grado di consolidazione, che nel caso di litotipi fini e coerenti, costituisce un aspetto cruciale per definirne il comportamento in presenza di sollecitazioni meccaniche, specie in termini di compressibilità.

4.2.4 Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)

Allo scopo di rilevare i valori di angolo di resistenza al taglio ϕ' e coesione c' , il campione P2-C2 è stato sottoposto ad una prova di taglio diretto con Apparecchio di Casagrande. Nonostante la natura fine e classata del litotipo la prova è stata condotta su provini ricostruiti sul passante al setaccio 3 mm, data la presenza di ghiaia minuta che avrebbe potuto inficiare la prova. Tale pratica rende necessaria una fase di consolidazione dei provini che li riporti ad uno stato assimilabile a quello originario, sebbene sia di fatto un'operazione artificiosa.

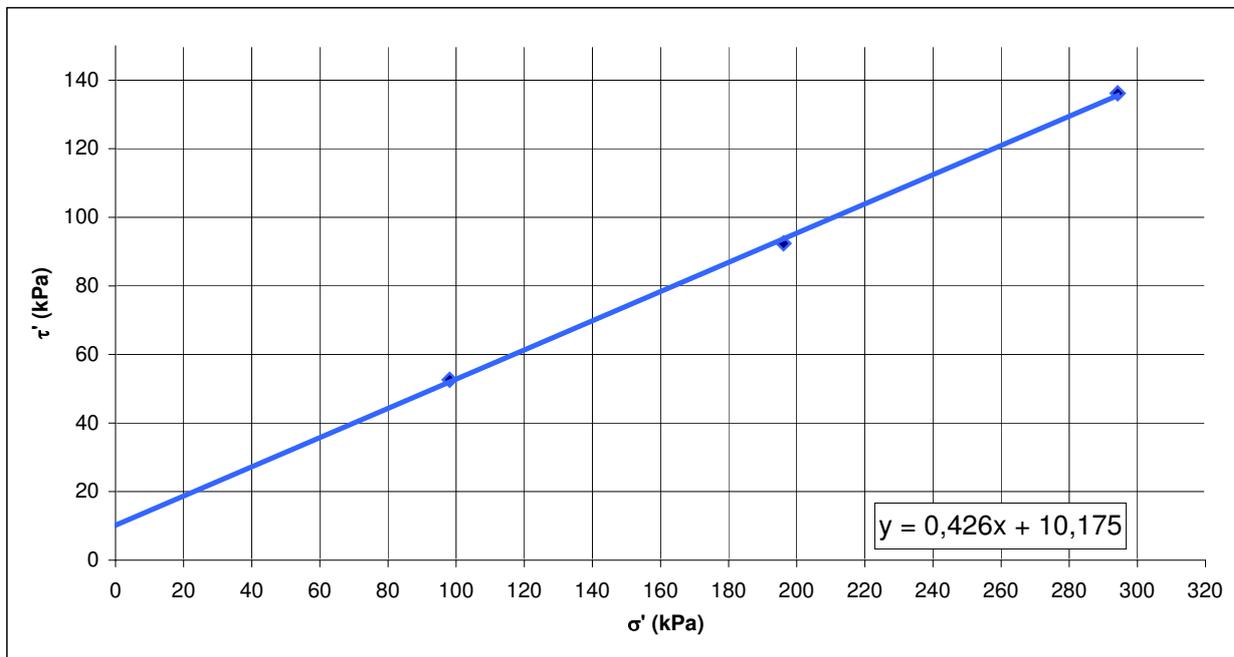
La prova si svolge in condizioni di saturazione, su tre gradini di pressione verticale (σ') crescente, pari a 100, 200 e 300 kPa, registrando per ognuno il picco dello sforzo di taglio (τ_{max}). Detti valori, tratti dal certificato di prova (in allegato), sono stati interpolati sul piano di Mohr-Coulomb allo scopo di visualizzare

l'involuppo di rottura ed i corrispondenti valori di c e ϕ , secondo la retta $\tau_{\max} = c + \sigma' \tan \phi$.

Tale prova, di norma, si interpreta nel campo delle tensioni efficaci (ϕ' e c'), tuttavia, nel caso di litotipi coerenti, la netta prevalenza della frazione fine esercita comunque un'influenza non trascurabile sui tempi di dissipazione delle pressioni neutre, difficilmente quantificabili in condizioni intermedie di consolidazione: in questo caso il fenomeno è, comunque, piuttosto contenuto, avendo impostato una velocità di esecuzione della prova assai ridotta (0,02 mm/min).

Nel Grafico 2 è riportato l'involuppo di rottura da cui sono stati ricavati i valori nominali di resistenza al taglio, la quale mostra un valore decisamente modesto nel dominio attritivo ($\phi' = 23,1^\circ$) ed una coesione tutto sommato compatibile con la condizione drenata ($c' = 10,17$ kPa), riconducibile all'elevata frazione argillosa del litotipo: si tratta quindi di valori interpretabili con ragionevole sicurezza nel campo delle tensioni efficaci.

Grafico 2. Involuppo di rottura ottenuto dalla prova di taglio eseguita sul campione P2-C2.



5 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

La determinazione dei parametri sui campioni conferiti in laboratorio ha posto le basi per la definizione dei *parametri nominali e caratteristici* delle unità geotecniche (Litotipi) ricomprese nel volume significativo. Queste ultime, in definitiva, ricalcano quanto osservato su basi qualitative e prettamente stratigrafiche (Fig.12), già sufficientemente distinte da costituire unità a sé stanti anche sotto l'aspetto geotecnico.

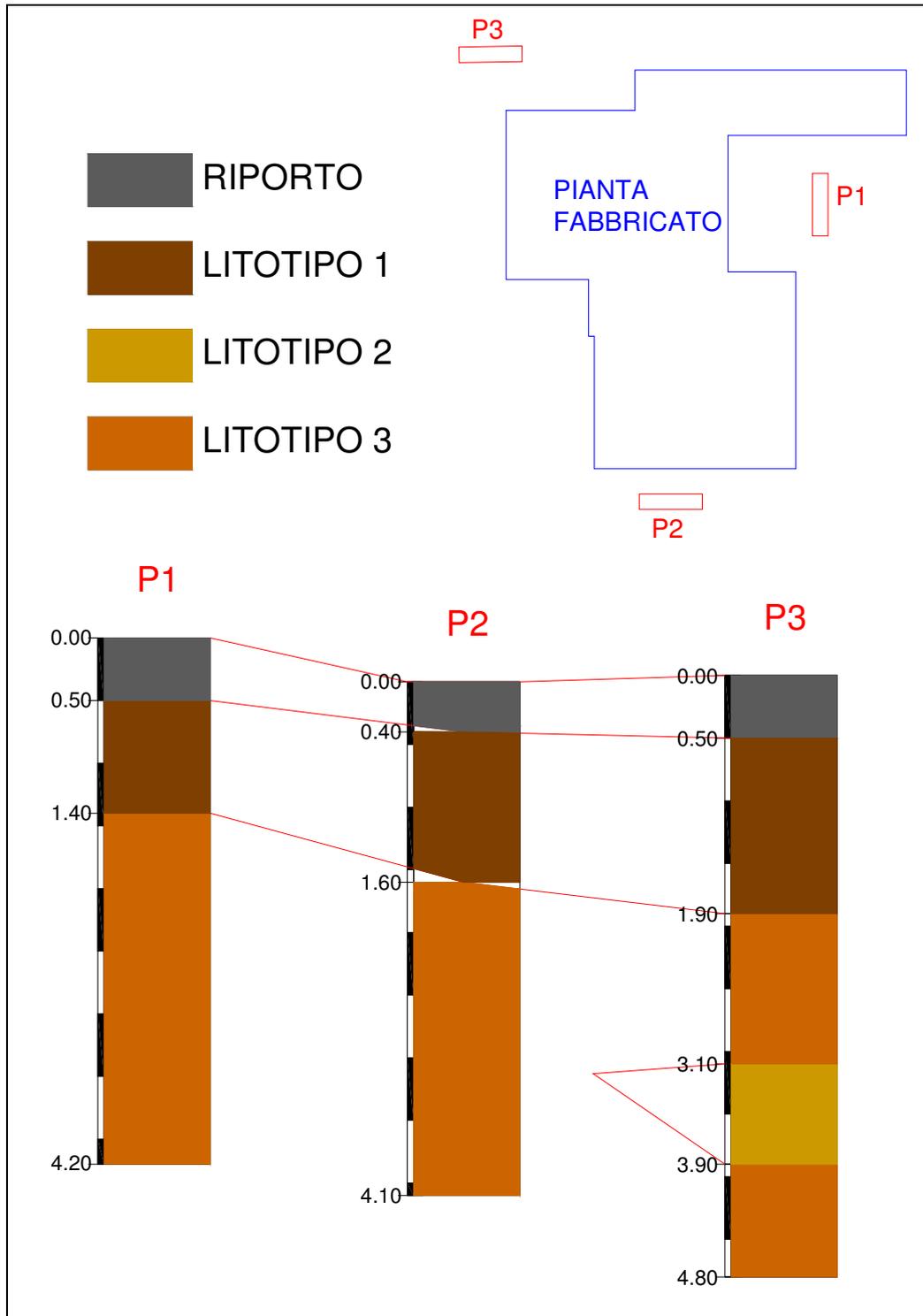


Figura 12. Correlazione dei Litotipi principali.

L'approccio rigoroso, con le prove in situ e in laboratorio illustrate in precedenza, è stato riservato a quei terreni che, nell'ambito dell'intervento, saranno sollecitati in modo significativo da strutture e opere di urbanizzazione e completamento: i parametri relativi al suolo, pertanto, sono stati attribuiti su basi bibliografiche e cautelative. Per i valori relativi alla resistenza al taglio sono riportati i parametri caratteristici, ottenuti, in assenza di una popolazione sufficiente per l'analisi statistica, mediante parzializzazione lineare assai cautelativa.

RIPORTO

Sabbie fini e medie sciolte, alternate alla massicciata in pietrame grossolano debolmente costipato. Scarso autosostegno degli scavi.

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 18.00 \text{ kN/m}^3 \\ \phi' &= 30^\circ \\ c' &= 0,00 \text{ kPa}\end{aligned}$$

LITOTIPO 1

Limi argilloso-sabbiosi nerastri, pedogenizzati, ricchi in matrice organica vegetale e frustoli. Litotipo coerente, con matrice plastica e debolmente consistente, è accreditabile di una modesta resistenza al taglio, e di un'elevata compressibilità. Plastico e rigonfiante anche per contenuti d'acqua moderati.

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 18.50 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 19.90 \text{ kN/m}^3 \\ \phi'_k &= 20^\circ \\ c'_k &= 4,00 \text{ kPa} \\ \text{CNR UNI 10006} &= A_{7-6}\end{aligned}$$

LITOTIPO 2

Sabbie fini e medie limoso-argillose. Mediamente attritive e perlopiù semicoerenti, ricche in matrice limoso-argillosa di media plasticità. Litotipo sovraconsolidato e accreditabile di permeabilità media. Colore verde-nocciola. I parametri sono tratti da studi su aree limitrofe, parzializzati.

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 18,80 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 19,50 \text{ kN/m}^3 \\ \phi'_k &= 27^\circ \\ c'_k &= 2,00 \text{ kPa} \\ E_i &= 70 \text{ MPa}\end{aligned}$$

LITOTIPO 3

Limi sabbioso-argillosi, con matrice plastica e mediamente consistente. Litotipo coerente e scarsamente attritivo, con resistenza al taglio prevalentemente nel dominio coesivo. Moderatamente sovraconsolidato con compressibilità contenuta per le tensioni in progetto.

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 18.62 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 19.27 \text{ kN/m}^3 \\ \phi'_k &= 23^\circ \\ c'_k &= 5,00 \text{ kPa} \\ S_{uk} &= 69,00 \text{ kPa} \\ E_{ed} &= 4950 \text{ kPa} \\ \text{CNR UNI 10006} &= A_6\end{aligned}$$

6 MODELLI PER LA DETERMINAZIONE DEL Q_u E LA STIMA DEI CEDIMENTI

6.1 Carico limite secondo la formula di Brinch-Hansen

I principali studi teorici da cui deriva la teoria di calcolo utilizzata nel presente lavoro, sono stati condotti da Prandtl (1920) e da Terzaghi (1943), utilizzando l'equilibrio limite e semplificando il problema al caso piano di una fondazione nastriforme su terreno a comportamento rigido-plastico (criterio di rottura di Mohr-Coulomb), omogeneo ed isotropo.

In particolare nella soluzione definita da Terzaghi, la sollecitazione prodotta dalla struttura sul terreno di fondazione può evolvere in rottura, secondo la geometria riprodotta nello schema in Figura 13, se vengono superati i fattori di resistenza al taglio del terreno che dipendono dalla coesione, dall'angolo di attrito e dal carico litostatico derivante dall'eventuale incastro della fondazione.

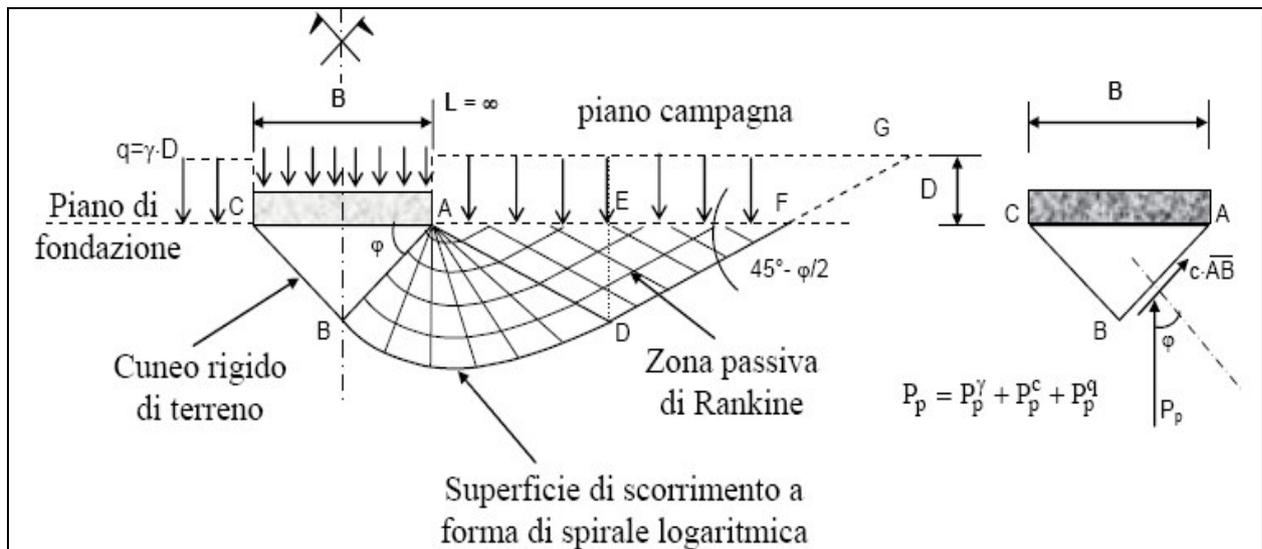


Figura 13. Fondazione nastriforme: superficie di rottura secondo la soluzione di Terzaghi (da Dispense di Geotecnica - J. Facciorusso, C. Madiati, G. Vannucchi, 2006).

Tali *fattori di portanza*, denominati N_{q_r} , N_c e N_{γ_r} , sono stati determinati da vari Autori sia analiticamente (N_q e N_c), sia per via empirica (N_{γ}). Quelli utilizzati nel seguente studio sono stati calcolati come segue:

- $N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} K_p$
- $N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$
- $N_{\gamma} = 2.0(N_q - 1) \text{tg} \phi$

Essi sono a loro volta dipendenti dall'angolo di attrito interno e dalla superficie di rottura considerata. La formula elementare per il calcolo del carico limite in condizioni drenate, elaborata da Terzaghi, è la seguente:

$$1) \quad q_u = c'N_c + \gamma DN_q + 0.5B\gamma N_{\gamma_r}$$

dove c' è la coesione efficace, D la profondità di incastro della fondazione e B il lato di quest'ultima. Tale espressione, tutt'ora la più utilizzata, evidenzia lo stretto legame tra il carico limite e la geometria del problema, che rende assolutamente scorretto definire la capacità portante come semplice "attributo" del terreno.

L'espressione (1) di Terzaghi per il calcolo del carico ultimo, nel tempo, è stata oggetto di integrazioni che ne hanno ampliato il campo di utilizzo a svariate condizioni al contorno. In particolare, l'espressione

generale di Brinch-Hansen (2) introduce fattori correttivi relativi alla diversa geometria della fondazione e del piano di posa, che la rendono particolarmente versatile e adatta ai diversi contesti rilevati nel presente studio.

$$2) \quad q_u = c' N_{cs} d_c i_c g_c b_c + q N_{qs} d_q i_q g_q b_q + 0.5 B_{\gamma} N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

in cui

- $d_{\alpha} \quad d_{q\alpha} \quad d_{\gamma\alpha}$ = fattori di incastro;
- $s_{\alpha} \quad s_{q\alpha} \quad s_{\gamma\alpha}$ = fattori di forma;
- $i_{\alpha} \quad i_{q\alpha} \quad i_{\gamma\alpha}$ = fattori di inclinazione del carico;
- $b_{\alpha} \quad b_{q\alpha} \quad b_{\gamma\alpha}$ = fattori di inclinazione del piano di posa;
- $g_{\alpha} \quad g_{q\alpha} \quad g_{\gamma\alpha}$ = fattori legati alla pendenza del versante su cui si intesta la fondazione.

Nel calcolo della resistenza in presenza di sisma, inoltre, sono state considerate le seguenti correzioni di Paolucci e Pecker (1997) da applicare al fattore N_{γ} :

$$z_{\gamma} = z_q = (1 - kh/tg\phi)^{0.35} \quad \text{con } kh \text{ coefficiente sismico orizzontale.}$$

$$z_c = 1 - 0.32 kh$$

Nella fattispecie, nei calcoli eseguiti è stato omissso il contributo derivante dal peso dei terreni al di sopra del piano di fondazione (γ^*D). Alle profondità previste in progetto, infatti, esso costituisce spesso il più elevato dei tre contributi e, in assenza di elementi certi sull'ampiezza degli sbancamenti e sui materiali di rinterro, potrebbe essere soggetto a sovrastime assai rischiose.

6.1.1 Verifica allo scorrimento

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante F_r delle forze resistenti allo scorrimento e la risultante F_s delle forze agenti sulla fondazione risulta maggiore del fattore di sicurezza $\eta_s \geq 1$ richiesto dalla Normativa.

La F_s è la risultante della componente della spinta parallela al piano di fondazione e della componente delle forze d'inerzia, anch'essa parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e per adesione lungo la base della fondazione, eventualmente ridotta in funzione dell'eccentricità del carico. Detta N la risultante delle azioni normali al piano di fondazione, indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente rimane così determinata:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta passiva derivante dal terreno di incastro della fondazione, purché tale valore non superi il 30% del totale e venga opportunamente rimodulato il fattore di sicurezza. Nelle elaborazioni compiute nel presente studio tale contributo è stato trascurato cautelativamente, non avendo certezza dell'ampiezza degli sbancamenti e della tipologia dei rinterri.

6.1.2 Calcolo delle tensioni indotte e stima dei cedimenti

6.1.2.1 Metodo di Boussinesq

La determinazione delle tensioni indotte dai carichi di progetto è stata ricavata utilizzando la teoria dell'elasticità, assumendo il terreno come un mezzo omogeneo, elastico ed isotropo. In particolare, si è ricorsi alla soluzione di Boussinesq, relativa a carichi puntuali applicati in superficie. La relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove $R = \sqrt{(x^2+y^2+z^2)}$.

La soluzione per carichi estesi su aree finite si ottiene integrando la suddetta equazione la quale, tuttavia, si presenta estremamente complessa nel caso di distribuzioni non uniformi (Poulos e Davis, 1974).

Si procede, quindi, con metodi numerici basati sulla scomposizione dell'area di carico in elementi più semplici, costituiti di solito da areole di forma rettangolare (graficamente si può utilizzare la Carta di Newmark) su cui grava il carico elementare dQ . La discretizzazione del carico e la successiva integrazione consentono di ricavare la tensione indotta in un punto P a profondità z .

6.1.2.2 Stima dei cedimenti della fondazione con il metodo dell'elasticità (cedimenti immediati)

Benché implementi alcune semplificazioni rispetto al comportamento dei terreni reali (assimilati ad un mezzo omogeneo ed isotropo), l'impiego di tale teoria ha il vantaggio di considerare la natura del problema in forma tridimensionale (Lancellotta, 1987). Nella sua forma più complessa, il calcolo fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita (w_{imp})
- uno in condizioni di deformazione laterale libera (w_{lib})

L'espressione di w_{imp} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i (1 - \nu - 2\nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta\sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E è il modulo elastico relativo allo strato i -esimo;
- Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;
- ν è il coefficiente di Poisson.

L'espressione di w_{lib} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono quelli descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto. I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo w_{imp} e un valore massimo w_{lib} del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata. Il coefficiente di influenza i , in particolare, dipende da fattori geometrici quali forma della fondazione e profondità del piano di posa.

Tale metodo stima esclusivamente i cedimenti in campo elastico, ossia immediati e reversibili, e si adatta principalmente a terre granulari, incoerenti o semicoerenti, o comunque a substrati rigidi e scarsamente deformabili.

7 VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di sicurezza del fabbricato sono state condotte agli stati limite, in ottemperanza a quanto disposto dalle N.T.C. 2008 ed illustrato nella citata Circolare n.617 del CNLP. In particolare, viene definito il grado di sicurezza delle costruzioni in funzione dello stato limite, inteso come frontiera che separa il dominio **di stabilità** da quello **di instabilità**, ossia la condizione oltre la quale l'opera non rispetta le necessità per cui è stata progettata.

Nel caso in specie si farà riferimento a Stati Limite Ultimi (**SLU**) e Stati Limite di Esercizio (**SLE**): i primi definiscono le frontiere oltre le quali l'opera perde completamente di funzionalità (crollo, cedimento, perdita di equilibrio, etc.) ed hanno quindi carattere *irreversibile*, mentre i secondi definiscono la capacità di garantire nel tempo le prestazioni previste (cedimenti) e possono avere carattere *reversibile* o *irreversibile*.

Definite:

- **Ed** = valore di progetto dell'effetto delle azioni (DOMANDA);
- **Rd** = resistenza di progetto del sistema geotecnico (CAPACITÀ).

Nella verifica di sicurezza agli stati limite ultimi deve essere:

$$Ed \leq Rd$$

Nel caso degli stati limite di esercizio, la problematica viene affrontata sulla base di una casistica più ampia che tiene conto del grado di funzionalità dell'opera e del corrispondente stato tensionale. L'approccio è di tipo semi-probabilistico con coefficienti di sicurezza parziali applicati alle azioni e alle resistenze, sia alternativamente (*Approccio 1 (DA1), combinazioni 1 (STR) e 2 (GEO)*) sia contemporaneamente *Approccio 2, combinazione 1 (STR + GEO)*.

7.1 Azioni di progetto (A1)

Nella definizione dei carichi agenti sulle fondazioni si è fatto riferimento agli elaborati forniti dal Progettista calcolatore delle strutture (Fig.14). In sede di verifica di sicurezza agli SLU, le suddette azioni sono state maggiorate o ridotte in funzione dei coefficienti parziali previsti alla tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 in Fig.15.

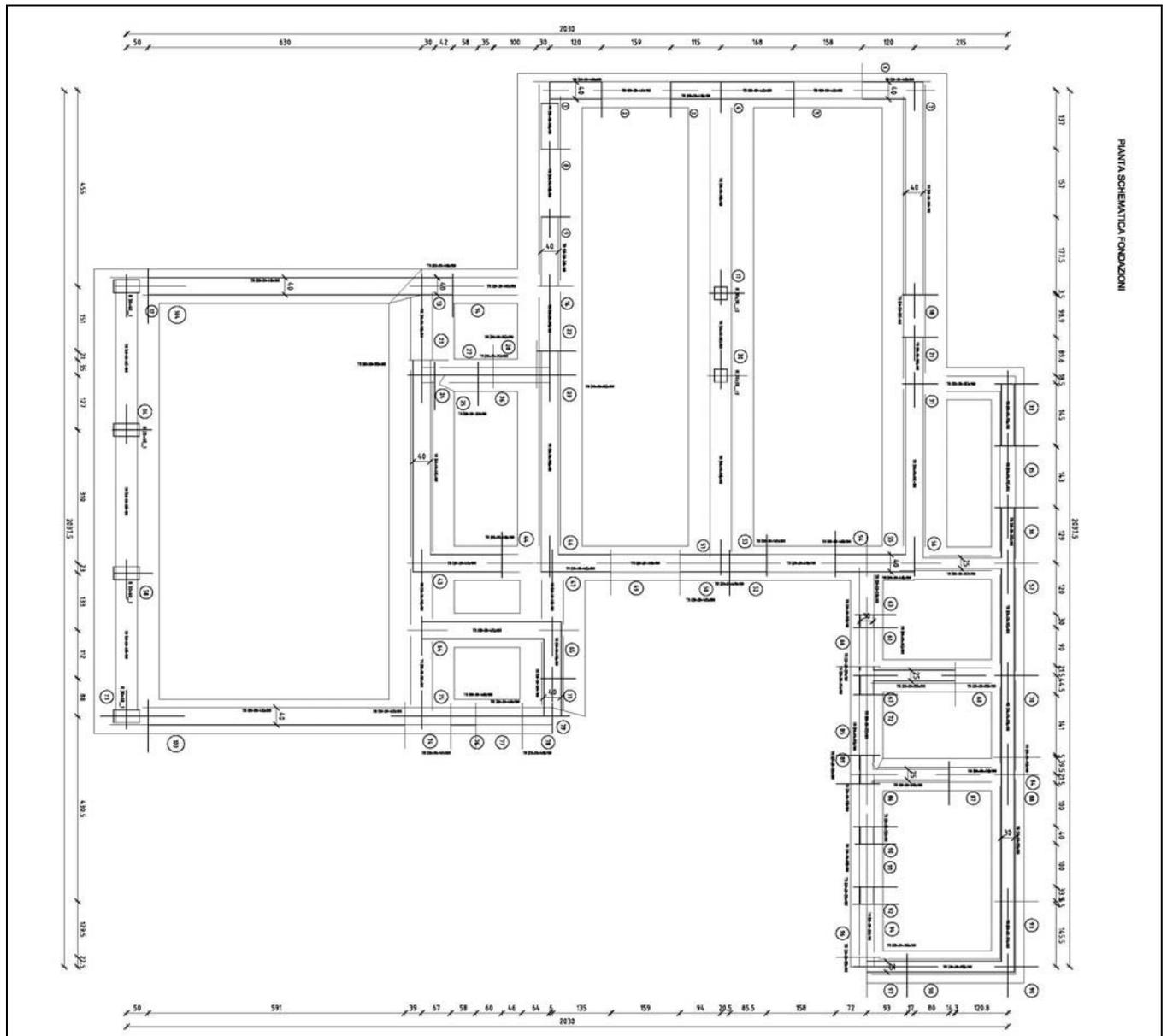


Figura 14. Schema delle fondazioni dell'attuale struttura.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Figura 15. Tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008 con i valori dei coefficienti parziali delle azioni di progetto.

La suddetta verifica è stata eseguita basandosi sulle dimensioni della trave di fondazione maggiormente sollecitata e sui carichi ad essa associati (per metro lineare), considerando lo stato attuale e quello di progetto (Tabella 6). La trave è stata considerata alla stregua di una fondazione nastriforme di lunghezza infinita, pertanto i carichi sono espressi per unità di lunghezza.

Tabella 6. Quadro dei carichi.

AZIONI NORMALI	Ex-ante (kN/m)	Ex-post (kN/m)
PERMANENTI	89,30	93,36
ACCIDENTALI	40,19	42,01

7.2 Pericolosità sismica - Approccio semplificato

Nella definizione della *pericolosità sismica di base*, relativa ad uno specifico sito, occorre innanzitutto determinare il periodo di riferimento V_r , ossia l'intervallo di tempo per il quale è definita la probabilità che si verifichi un evento sismico di entità prestabilita (*Probabilità di eccedenza o superamento nel periodo di riferimento - P_{vr}*). Tale parametro si ricava con il semplice prodotto della vita nominale dell'opera (V_n - Tab.2.4.I NTC) e del coefficiente della classe d'uso (C_u - Tab.2.4.II NTC):

$$1) \quad V_r = V_n \times C_u$$

Nella fattispecie, la vita nominale di riferimento è definita pari a 100 anni (Fig.16).

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

Figura 16. NTC 2008: tabella di definizione degli intervalli di vita nominale cui riferire le tipologie costruttive, classi d'uso delle opere definite nell'ambito delle NTC 2008.

In presenza di azioni sismiche, le classi d'uso sono definite in base all'interruzione di operatività o collasso delle strutture, come riportato nella tabella seguente:

Tabella 7. Definizione delle classi d'uso degli edifici in presenza di azioni sismiche.

<p>❑ Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.</p>
<p>❑ Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.</p>
<p>❑ Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.</p>
<p>❑ Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al 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.</p>

Sulla base delle indicazioni progettuali, la classe d'uso di riferimento è la **III**, cui la Tabella 2.4.II delle NTC 2008 (Fig.17) associa un coefficiente di classe d'uso pari a **1,50**.

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

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

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

Figura 17. NTC 2008: tabella di definizione dei coefficienti relativi alle 4 classi d'uso.

Applicando la 1), quindi, si ottiene un **periodo di riferimento $V_r = 150$ anni**.

La pericolosità sismica e le relative azioni in un determinato sito sono definite in base ai seguenti parametri (NTC 2008 - 3.2):

1. *accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale;*
2. *ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_r .*

Considerato il sito di riferimento rigido e a giacitura orizzontale, per ogni probabilità di superamento del P_{VR} , le forme spettrali sono definite considerando i seguenti parametri:

- a_g - accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale.

Per la determinazione di tali parametri, dipendenti dalla posizione del sito di intervento, si ricorre ad una griglia di 10751 punti, cui è associata la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi di ritorno T_r .

Il territorio regionale è associato ad un'unica terna riportata nella *Tabella 2* dell'Allegato B alle NTC 2008 (Fig.18).

TABELLA 2: Valori di a_g , F_0 , T^*C per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_r=30$			$T_r=50$			$T_r=72$			$T_r=101$			$T_r=140$			$T_r=201$			$T_r=475$			$T_r=975$			$T_r=2475$		
	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C	a_g	F_0	T^*C
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,40
Ventotene, Santo Stefano	0,239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0,429	2,50	0,400	0,554	2,50	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,50	0,400	1,967	2,50	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi,	0,350	2,70	0,400	0,558	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0,618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

Figura 18. Tabella 2 - Allegato B delle NTC 2008. Terne $a_g - F_0 - T^*C$ per 9 tempi di ritorno relativi alle isole, compresa la Sardegna.

Per ottenere le forme spettrali relative a ciascuna probabilità di superamento, sono stati dapprima ricavati i tempi di ritorno specifici riferiti ai valori di P_{VR} e alle prestazioni attese riportati nelle NTC 2008 - Tabella 3.2.I (Fig.19), con la seguente formula:

$$2) \quad -V_r / \ln(1 - P_{VR})$$

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Figura 19. Tabella di riferimento NTC 2008 per la definizione delle probabilità di superamento in riferimento alla prestazione attesa (stato Limite) e al periodo di riferimento P_{VR} .

Interpolando tali valori mediante l'espressione seguente:

$$3) \quad \log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

sono state quindi ricavate le terne di valori $a_g - F_0 - T^*C$ relative ad ogni Stato Limite (Tabella 8).

Tabella 8. Forme spettrali associate ai tempi di ritorno per ogni stato limite.

Stato Limite	T_r (anni)	a_g (g)	F_0	Tc^* (s)
Operatività (SLO)	90	0,030	2,720	0,306
Danno (SLD)	151	0,036	2,788	0,315
Salvaguardia Vita (SLV)	1424	0,066	3,024	0,384
Collasso (SLC)	2475	0,075	3,090	0,401

A partire dai valori di accelerazione massima su sito di riferimento rigido, si può ricavare l'accelerazione massima attesa sul sito (a_{max}) per ogni stato limite, con l'espressione seguente:

$$4) \quad a_{max} (m/s^2) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \cdot g$$

dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica, dipendente dalla classe del sottosuolo;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, dipendente dall'orografia del sito.

Detti coefficienti sono riportati, rispettivamente, nelle tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle NTC 2008 (Figg.20 e 21): nel primo caso sono calcolati mediante espressioni legate a F_0 , mentre nel secondo sono semplici fattori numerici crescenti da 1,0 a 1,4 in ragione di 4 categorie di amplificazione topografica (T1-T4).

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 20. NTC 2008: coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) riferiti alle cinque categorie di sottosuolo.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 21. NTC 2008: coefficienti di amplificazione topografica (S_T) riferiti alle quattro categorie topografiche.

In entrambi i casi i parametri hanno valore unitario, trovandosi nelle condizioni meno complesse, sia dal punto di vista stratigrafico (Categoria E), sia dal punto di vista topografico (Categoria topografica T1), data l'orografia sub-pianeggiante del sito di intervento.

Mediante la 4) sono stati quindi ricavati i valori di accelerazione massima attesa per il sito, che coincidono con quello di riferimento (per via del valore unitario dei coefficienti stratigrafici e topografici), corrispondono (espressi in m/s^2) all'accelerazione orizzontale massima a_g (Tabella 9):

Tabella 9. Valori di a_{max} calcolati mediante l'espressione 4

Stato Limite	S_S	S_T	a_{max} (m/s^2)
Operatività (SLO)	1.60	1	0,294
Danno (SLD)	1.60	1	0,353
Salvaguardia vita (SLV)	1.60	1	0,647
Collasso (SLC)	1.60	1	0,736

Dai valori di a_{max} , si possono ricavare i parametri k_h e k_v mediante le seguenti espressioni (7.11.3 e 7.11.4 delle NTC 2008):

$$5) \quad k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g)$$

$$6) \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_v$$

I valori di β_s , variabili in funzione dell'accelerazione orizzontale massima al sito e della categoria del sottosuolo in cui esso ricade, sono riportati nella tabella 7.11.I delle NTC 2008 (Fig.22):

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Figura 22. NTC 2008: elenco dei coefficienti β_s di riduzione di a_{max} .

Nel caso in oggetto il valore di β_s è pari a 0,20 che, introdotto nella 5) e nella 6), ha consentito di ricavare k_h e k_v per ogni stato limite (Tabella 10):

Tabella 10. Valori di k_h e k_v ottenuti per il sito in studio.

Stato Limite	k_h	k_v
Operatività (SLO)	0,010	0,005
Danno (SLD)	0,012	0,006
Salvaguardia vita (SLV)	0,021	0,011
Collasso (SLC)	0,024	0,012

7.3 Verifiche agli SLU

Nella verifica di sicurezza è stato adottato l'Approccio 2 e la relativa combinazione unica A1+M1+R3 (con R3=R1 per STR) con la quale sono stati verificati i seguenti stati limite ultimi:

- collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

Nella determinazione delle azioni, in condizioni statiche, è stata utilizzata la seguente combinazione:

Combinazione fondamentale statica (SLU):

$$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \dots$$

Collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Considerando i coefficienti parziali per le azioni permanenti/quasi-permanenti (solo combinazione statica) e accidentali (rispettivamente 1,3 e 1,5), in assenza di traslazione e di momenti e relativa eccentricità del carico, si ottiene una **pressione di progetto (Q_d)** sul piano fondale pari a circa **135,4 kPa**, corrispondenti ad un'azione verticale di circa **184,4 kN/m**.

La verifica, basata sulla stratigrafia di riferimento riprodotta in precedenza, ha preso in considerazione sia la *condizione non drenata*, in realtà riferibile ai soli carichi aggiuntivi e non a quelli pregressi, ormai ricadenti nel campo delle tensioni efficaci, sia la *condizione drenata* considerando il completo esaurimento delle sovrappressioni neutre.

Considerando che nell'Approccio 2 si utilizzano i coefficienti parziali unitari M1 per la riduzione dei parametri geotecnici, R_d in condizioni statiche si ricava mediante:

$$R_d \text{ (kN)} = (c'N_{c_s}d_{i_c}g_{c_b} + qN_{q_s}d_{i_q}g_{q_b} + 0.5B\gamma_{\gamma_s}d_{i_g}g_{\gamma_b}) \cdot A_p = (N_c + N_q + N_\gamma) \cdot B \cdot 1,00$$

Di seguito si riporta il consuntivo delle verifiche:

SLU - CONDIZIONE NON DRENATA								
TRAVE	N_c (kPa)	N_q (kPa)	N_γ (kPa)	$N_c+N_q+N_\gamma$ (kPa)	R_d (kN)	R_d/R_3 (kN)	$R_d/R_3(2,3)>Ed$	η
P2	647	59	0	706	1059	460	VERIFICATO	5,74

SLU - CONDIZIONE DRENATA								
TRAVE	N_c (kPa)	N_q (kPa)	N_γ (kPa)	$N_c+N_q+N_\gamma$ (kPa)	R_d (kN)	R_d/R_3 (kN)	$R_d/R_3(2,3)>Ed$	η
P2	120	330	115	565	848	368	VERIFICATO	4,60

Come era lecito attendersi entrambe le verifiche risultano soddisfatte, sia per il modesto incremento dei carichi di progetto, sia per la dimensione e la profondità di incastro della trave rovescia.

7.4 Verifiche agli SLE – stima dei cedimenti di consolidazione

Nell'ambito dei carichi di esercizio sono stati *stimati* i cedimenti di consolidazione secondo le teorie di calcolo illustrate in precedenza. Le azioni di progetto sono state determinate mediante la combinazione

quasi permanente:

$$SLE \quad G1 + G2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

Data la vetustà della struttura esistente, si può ragionevolmente presumere che i cedimenti edometrici siano completamente esauriti. La verifica pertanto è stata eseguita sul differenziale tra i nuovi carichi permanenti e quelli pre-esistenti, pari a circa 2,71 kN/m.

I cedimenti sono stati ricavati mediante il metodo edometrico che, è bene ricordarlo, fornisce una stima dei cedimenti di consolidazione, ossia per deformazioni in campo elasto-plastico. È stata omessa la verifica di quelli immediati, trattandosi di un'aliquota trascurabile dei primi.

I valori ottenuti sono inferiori a 1 mm, ossia sostanzialmente trascurabili, ma sono suscettibili di incrementi notevoli qualora si aumentasse anche moderatamente l'aliquota di sovraccarico di progetto rispetto a quanto prospettato ed in relazione ai carichi attualmente associati alla struttura.

8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E PRESCRIZIONI

L'area di sedime, posta ad una quota media di circa 10,00 metri, è stata indagata mediante tre pozzetti geognostici, che hanno consentito di ricostruirne nel dettaglio l'assetto litotecnico, il quale si compone di 2 Litotipi (L1 e L3) prevalenti ed uno subordinato (L2). Detti litotipi, da semicoerenti a coerenti, si caratterizzano per una forte componente limoso-argillosa, plastica e compressibile, che tuttavia si addensa in modo apprezzabile all'aumentare della profondità.

Sulla base di tale assetto litostratigrafico e considerando la presenza del fabbricato nella condizione attuale, sono state eseguite le verifiche di sicurezza sulla capacità portante e sui cedimenti dell'insieme terreno-fondazione, con approccio agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), così come previsto dalla normativa.

Dette verifiche hanno dato esito soddisfacente e congruo con l'intervento previsto in progetto, anche per quanto attiene ai cedimenti, elemento di notevole criticità in tali contesti. Occorre comunque considerare che, data la notevole compressibilità dei litotipi limoso-argillosi, anche un lieve incremento di carico rispetto all'assetto prospettato in progetto, specie se fortemente decentrato, può determinare cedimenti non trascurabili e potenzialmente dannosi.

Ogni eventuale opera aggiuntiva esterna al fabbricato dovrà necessariamente fondarsi sul Litotipo 2 o Sul Litotipo 3.

Si rammenta che il modello geotecnico descritto nella presente relazione è frutto di indagini puntuali che, per quanto approfondite, incorporano per loro stessa natura approssimazioni ed errori non prevedibili e quindi difficilmente quantificabili. La definizione del suddetto modello, pertanto, andrà continuamente affinata in corso d'opera adottando, se necessario, correttivi e varianti al progetto che possano concorrere a migliorarne l'efficacia e l'aderenza al contesto che si andrà a rilevare a cantiere aperto.

Cagliari, 25/06/2017

Il geologo

dott. Angelo Vigo

