



Comune di TRAPANI

OGGETTO:

"EX MATTATOIO COMUNALE" DI TRAPANI CAMPUS del MEDITERRANEO

PROGETTO DI RECUPERO FUNZIONALE E RIUSO DI ALCUNI CAPANNONI DELL'EX MATTATOIO COMUNALE PER REALIZZARE LABORATORI ARTIGINALI E SPAZI FORMATIVI PER MIGRANTI REGOLARI - CUP: I98D20000050001

SEDE CENTRALE ED ISTITUZIONALE EUROPEA:
SAIR-EWIV D - 70178 STUTTGART ROTEBÜHLSTR, 66

SEDE LEGALE ED AMMINISTRATIVA IN ITALIA:
SAIR-GEIE I - FORLÌ VIALE ROMA, 58

tel.: +39. 0543 488000 fax: +39. 0543 559530
E-MAIL: info@saireurope.com mail PEC: sairgeie@pec.it



CAPO GRUPPO RESPONSABILE

FRANCESCO SINDONI

architetto

Piazza Villa Oliva, 190017 - SANTA FLAVIA (PA)
tel.: +39 091 932270 fax: +39 091 932741
mail: francesco.sindoni@saireurope.com

COORD. DELLE INTEGRAZIONI SPECIALISTICHE TRA LE PARTI

Responsabile: **Giuseppe BELLANCA** architetto

ARCHITETTURA (E.20)

Responsabile: **Carles GELPI** architetto

Giuseppe BELLANCA architetto
Agata BUXADE' architetto
Anna CALTAGIRONE architetto
Federica MORANA architetto
Esterina SINDONI architetto

STRUTTURE (S.03)

Responsabile: **Giovanni MARGIOTTA** ingegnere

Piercarlo MARGIOTTA ingegnere
Ramon FERRANDO architetto

IMPIANTI FLUIDI E TERMOFLUIDI (IA.01 - IA.02)

Responsabile: **Antonio SINDONI** ingegnere

Carmelo FILIPPINI ingegnere
Salvatore VENTO ingegnere

IMPIANTI ELETTRICI (IA.03)

Responsabile: **Sergio RAPPÀ** ingegnere

Giuseppe MIRELLI ingegnere

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA

Responsabile: **Daniele CARRUBA** ingegnere

Francesco CASTRONOVO architetto

GEOLOGIA E RILIEVI

aspetti geologici Daniele POLIZZI geologo
rilievi Luigi FONTANA geometra



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Antonino ALESTRA architetto

TITOLO	PROGETTAZIONE ESECUTIVA		
TIPOLOGIA	STRUTTURE		
ELABORATO	STRALCIO 1		
	RELAZIONE GEOTECNICA		
	DISEGNO SCALA		
	-		
	TITOLO	TIPOLOGIA	ELABORATO
	PE1	S03	007
ELABORATO REDATTO DA:	VERIFICATO da:	APPROVATO da:	AUTORIZZATO da:
PIERCARLO MARGIOTTA	GIOVANNI MARGIOTTA	FRANCESCO SINDONI	FRANCESCO SINDONI



SAIR - EWIV
Geschäftsführer und Generaldirektor
ARCHITETTO DR. FRANCESCO SINDONI
Amministratore Unico & Direttore Generale
SAIR - GEIE

ORDINE DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E CONSERVATORI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO
N° 3142
ARCHITETTO FRANCESCO SINDONI

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO
N° 2474
INGEGNERE GIOVANNI MARGIOTTA

CODICE DI RIFERIMENTO	DATA PROGETTO	REV	DATA
07.10 OM 182	15.APR.2021		

RELAZIONE GEOTECNICA

STRALCIO 1

SEDE CENTRALE ED ISTITUZIONALE EUROPEA: SAIR-EWIV D - 70178 STUTTGART
SEDE LEGALE ED AMMINISTRATIVA IN ITALIA: SAIR-GEIE I - 47121 FORLÌ

ROTEBÜHLSTR, 66
VIALE ROMA, 58

SEDI OPERATIVA CENTRALE PER L'ITALIA

I - 47121 FORLÌ VIA CUCCHIARI, 15
TEL: +39.0543.488000 FAX: +39 0543 559530
website: www.saireurope.com
mailpec: sairgeie@pec.it
mail: info@saireurope.com

Capo Gruppo Responsabile: arch. Francesco SINDONI

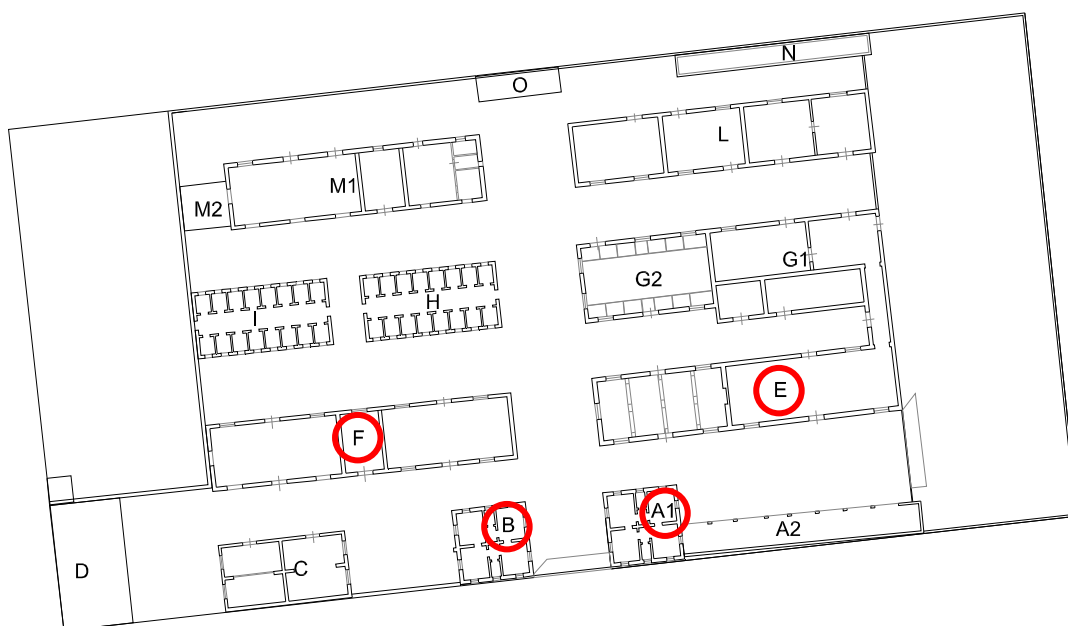
I - 90017 S. FLAVIA - PALERMO - P.zza VILLA OLIVA, 1
TEL: +39 091 932270 FAX: +39 091 932741
website: www.saireurope.com
mailpec: sairgeie@pec.it
mail: francesco.sindoni@saireurope.com



CERT. N°
020091426

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto la verifica geotecnica delle condizioni di fattibilità degli interventi previsti nell'ambito del primo stralcio del progetto di recupero dell'ex Mattatoio Comunale di Trapani. Tale progetto prevede il recupero dei fabbricati esistenti mediante il risanamento delle strutture murarie ed il rifacimento delle coperture a falde a struttura lignea, oltre alla demolizione e ricostruzione di alcuni muri di spina. Sono altresì previsti scavi di modesta entità (profondità massima pari a 50 cm) per la realizzazione dei pacchetti di pavimentazione e per la realizzazione degli impianti. Nella figura seguente, con le lettere A1, B, E ed F, sono individuati i fabbricati oggetto dagli interventi previsti nel primo stralcio.



2 Inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico ed assetto stratigrafico

L'edificio strutturale attualmente osservabile, nell'intorno in oggetto, deriva principalmente dalla deformazione miocenica delle successioni di piattaforme carbonatiche e di bacini pelagici, individuatesi durante le fasi di distensione mesozoiche e facenti parte, durante il Mesozoico-Terziario del margine continentale africano. Questi domini paleogeografici, sono stati progressivamente deformati a partire dal Miocene inf. dando luogo a diverse unità tettoniche, trasportate verso Est e Sud-Est, e successivamente impilate e messe in posto dopo il Tortoniano medio.

Dal punto di vista morfologico L'areale di cui fa parte la porzione del territorio oggetto della presente indagine, risulta monotono; esso costituisce una spianata che si imposta ad est della città di Trapani. Il sito oggetto del presente studio, ricade in una porzione dell'insediamento urbano di Trapani facente parte di una spianata di regressione, la cui superficie topografica, di quota attorno ai 2 metri s.l.m., declina lievemente verso nord-ovest, con dislivello massimo tra il punto più elevato e quello più depresso di ordine decimetrico. L'analisi geomorfologica effettuata, non ha messo in evidenza fenomeni di instabilità in atto o potenziali tali da pregiudicare l'equilibrio morfologico raggiunto dai luoghi; pertanto l'areale interessato risulta geomorfologicamente stabile e non é caratterizzato da fenomeni di dissesto attivi od incipienti che possono turbare l'attuale assetto di equilibrio morfologico.

La dinamica idrica sotterranea, direttamente influenzata dalla sovrapposizione di strati a diversa permeabilità e dai loro rapporti giacaturali, è da ricondurre alla natura degli acquiferi e a quella del substrato impermeabile che li delimita verso il basso. L'acquifero calcarenitico-sabbioso, che caratterizza tutta la piana costiera e che a luoghi presenta notevoli spessori, è impostato su terreni permeabili per porosità, in cui il grado di porosità varia in funzione del grado di cementazione o in relazione alla presenza di livelli argillo-limosi. In particolare, nel sito oggetto di studio, la falda freatica è stata riscontrata ad una profondità di 1,0 m dal piano campagna.

La serie stratigrafica della zona è costituita da depositi prevalentemente carbonatici e terrigeni e consente di classificare i diversi litotipi nel seguente modo ordinato dal più recente verso il più antico:

- Copertura superficiale a prevalente composizione sabbiosa

Gli spessori di questi litotipi raggiungono nella zona valori valutati intorno a 6 - 7 metri.

Il deposito risulta essere costituito da sabbia sciolta con discreta componente limosa contenente in diversa percentuale noduli calcarenitici che denotano condizioni di accumulo tipiche di alcune facies litoranee pertinenti ai cicli sedimentari del Pleistocene.

- Depositi sabbioso limosi di ambiente litoraneo

Le coperture sabbiose sopra descritte giacciono su un complesso di sedimenti alquanto esteso e potente, rappresentato da depositi anch'essi di ambiente litoraneo.

Le caratteristiche granulometriche sono variabili da luogo a luogo e restano definite nell'ambito delle tre classi granulometriche corrispondenti a limo, sabbia e ghiaia.

Nell'intorno dell'area interessata dai lavori è stato tuttavia osservato che la frazione corrispondente a quella del limo e della sabbia risulta quantitativamente preponderante rispetto alla frazione argillosa e ghiaiosa.

La calcarenite è presente in livelli il cui spessore può essere dell'ordine del decimetro, intercalata ai limi sabbiosi.

- Argille del complesso basale

Il locale substrato, sul quale è andato successivamente a disporsi per trasgressione il complesso dei sedimenti plio-quadernari, è costituito da argille sabbiose di colore grigio cupo molto consistenti, con alternanza di livelli di sabbia fina di colore grigiastro molto addensata.

Caratteristica delle argille del complesso basale è il valore piuttosto modesto del contenuto naturale d'acqua posseduto dai livelli inalterati e la tipica struttura a scaglie.

Per un maggiore dettaglio si rimanda alla Relazione geologica allegata a questo progetto.

3 Sviluppo e risultati delle indagini in sito

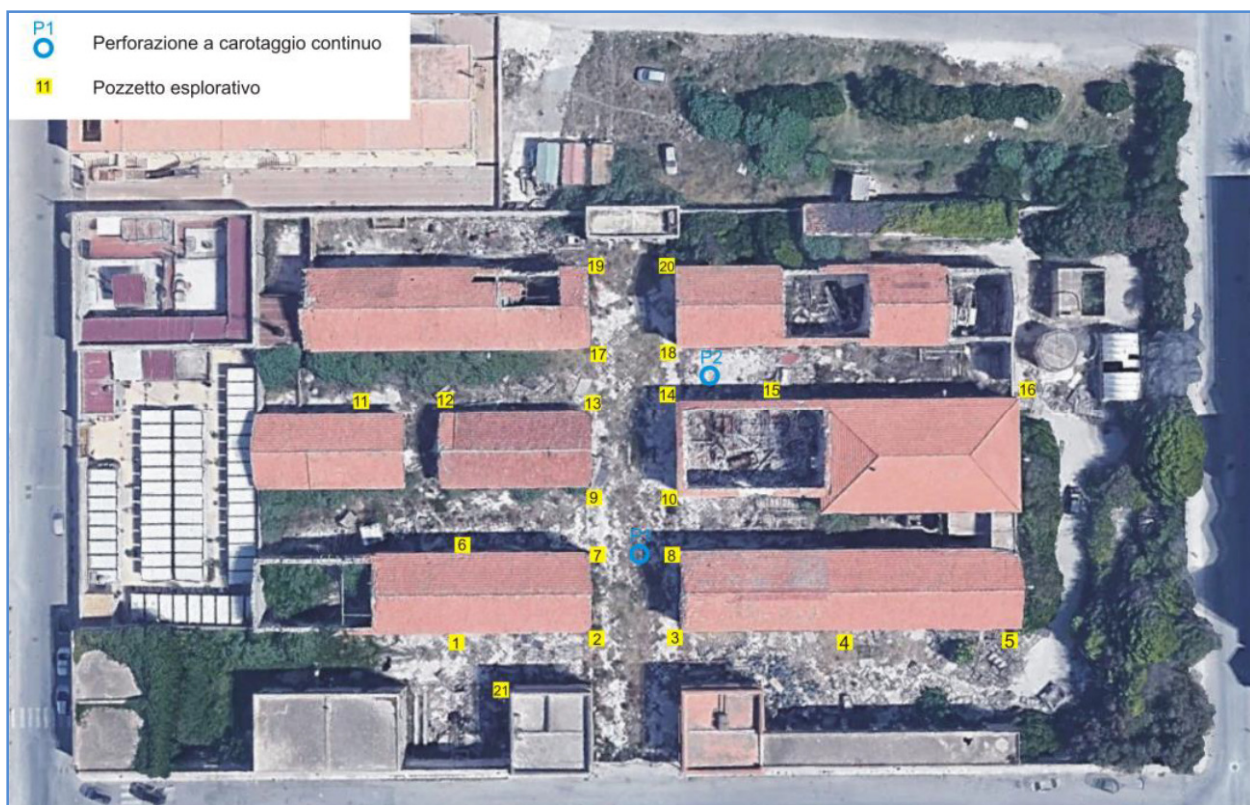
Per la definizione dell'assetto stratigrafico, dello spessore e delle caratteristiche litologiche e sismiche dei terreni presenti nel sottosuolo, l'Amministrazione Comunale ha eseguito una campagna di indagini

geognostiche e geofisiche a mezzo di incarico a ditte appositamente selezionate a mezzo indagine di mercato e ne ha trasmesso gli esiti al gruppo di progettazione.

Dette indagini, limitatamente alle problematiche geotecniche, hanno riguardato nello specifico:

- l'esecuzione di n.2 sondaggi meccanici a carotaggio continuo per complessivi 21,00 metri lineari di perforazione, comprensivi dell'esecuzione di n.6 prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT distribuite lungo le due verticali nonché del prelievo di n.6 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio;
- l'esecuzione di n.21 pozzetti stratigrafici spinti fino a profondità massima di 2,00 m;
- l'esecuzione di n.10 prove sismiche attive MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves);
- l'esecuzione di n.10 prove sismiche passive HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);

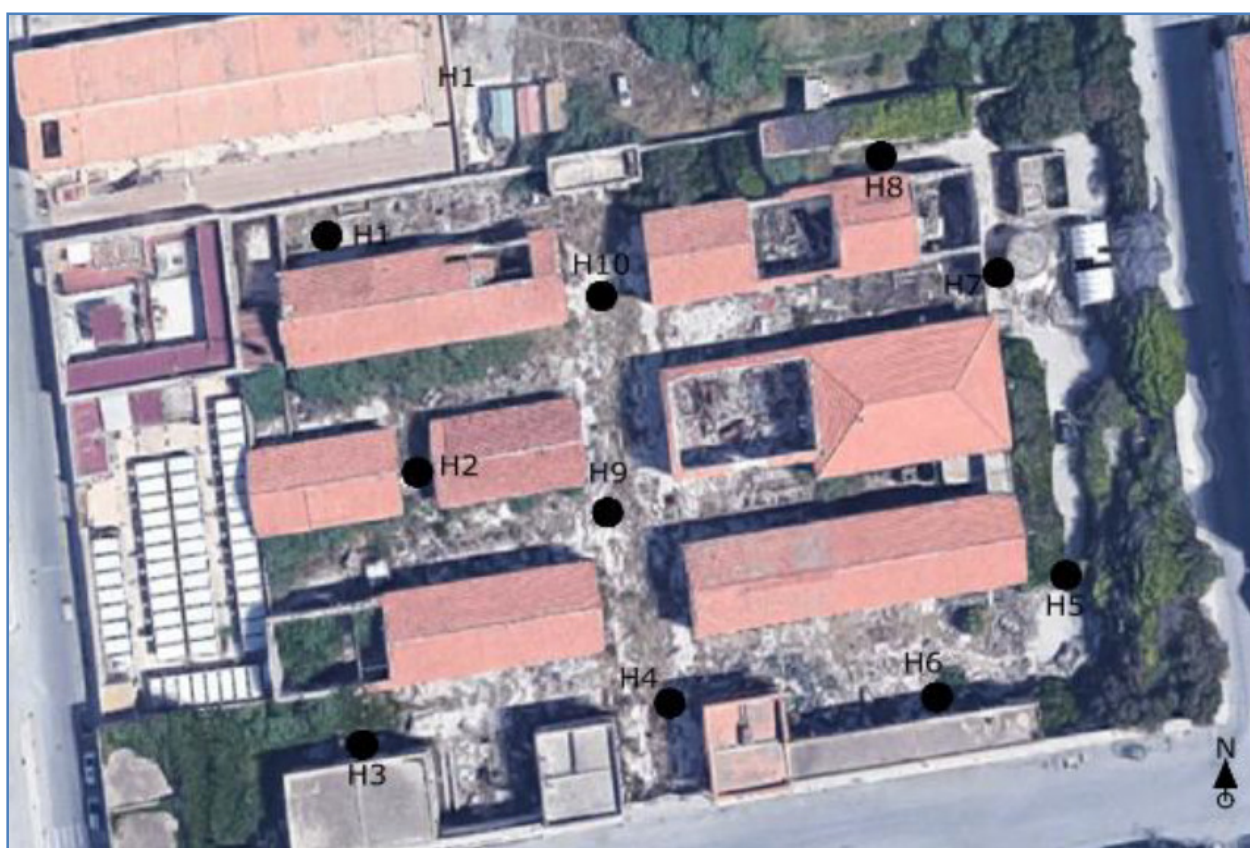
e sono state ubicate come nelle figure seguenti. I dati ottenuti da ogni singola tipologia di indagine effettuata sono compendati in apposite relazioni di impresa, alle quali si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.



Ubicazione sondaggi geognostici e pozzetti stratigrafici



Ubicazione indagini MASW



Ubicazione prove HVSR

3.1 Sondaggi geognostici e prove in foro

I sondaggi meccanici a carotaggio continuo eseguiti in questa fase, localizzati nell'area interessata dalle opere in progetto, indicati con le sigle S1 e S2, sono stati spinti a profondità rispettivamente di m 10,00 e m 11,00 dal p.c..

Nel sondaggio S1 è stata riscontrata la presenza di un livello di sabbie e noduli calcarenitici in matrice argilloso-limosa di colore grigio-beige, fino a 2,00 m dal p.c.. Oltre tale profondità e fino a 2,50 m p.c., il sondaggio ha quindi attraversato uno strato compatto (c.d. bancone calcarenitico) di sabbie medie e medie grossolane con scarsa componente limosa. Successivamente, e fino a fondo foro, è stato infine riscontrato un sedimento prevalentemente granulare costituito di argille limose alterate, di colore marrone giallastro, molto umide e poco plastiche.

STRATIGRAFIA Sondaggio S1 - Progetto di ristrutturazione dell'ex mattatoio comunale originariamente destinato a "CAMPUS DEL MEDITERRANEO"									
- Servizio per l'esecuzione delle indagini geognostiche necessarie per l'esecuzione della progettazione esecutiva delle opere da realizzare.									
Modalità di perforaz.	Profon. dal P.C.	Spessore	Rif.	Sondaggio	Descrizione litologica	Campioni		Falda Acq. if.	SPT
						Indist.	Romani.		
ROTAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO - CAROTIERE SEMPLICE Ø 101/82					Orizzonte a struttura, tessitura e granulometria eterogenea, rappresentato da sabbie, sabbie limose colore beige, con intercalati sottili livelli arenacei.	1.40 m		1.00 m	
	2,00 m	2,00 m				1.80 m			
	2,50 m	0,50 m			Bancone calcarenitico compatto	2.60 m			
						3.20 m			3.20m (4/7/12)
					Sedimento prevalentemente granulare costituito da sabbie medie, sabbie medio fini e in subordine limi e da elementini più grossolani in circoscritti livelletti decimetrici. Saltuariamente distribuiti vi si riscontrano frammenti di volumetria più consistente. Sedimento umido ed a luoghi fortemente umido scarsamente addensato. Il colore è beige-bruno con modesta pigmentazione più scura.	5.60 m			
						6,00 m			6.00m (3/6/6)
						8,00 m			8.00m (7/12/16)
						8,40 m			
	10,00 m	7,50 m							
						Note: Durante il sondaggio sono stati utilizzati 6,00 ml di rivestimento metallico a recupero.			

Colonna stratigrafica sondaggio S1

Nel sondaggio S2 è stata riscontrata la presenza di un livello di sabbie e noduli calcarenitici in matrice argilloso-limosa di colore grigio-beige, fino a 2,50 m dal p.c.. Oltre tale profondità e fino a 3,00 m p.c., il sondaggio ha quindi attraversato uno strato compatto (c.d. bancone calcarenitico) di sabbie medie e medie grossolane con scarsa componente limosa. Successivamente, e fino alla profondità di m 10,00 dal p.c., è stato riscontrato un sedimento prevalentemente granulare costituito di argille limose alterate, di colore marrone giallastro, molto umide e poco plastiche. Al di sotto di tale strato, e fino a fondo foro, è stato infine riscontrato un livello di argille limose plastiche, di colore grigio verdastro.

STRATIGRAFIA Sondaggio S2 - Progetto di ristrutturazione dell'ex mattatoio comunale originariamente destinato a "CAMPUS DEL MEDITERRANEO" - Servizio per l'esecuzione delle indagini geognostiche necessarie per l'esecuzione della progettazione esecutiva delle opere da realizzare.							
Modalità di perforaz.	Profon. dal P.C.	Spessore	Rif.	Sondaggio	Descrizione litologica	Campioni Indist. Roman.	Falda Acquif.
ROTAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO - CAROTIERE SEMPLICE Ø 101/82	2,50 m	2,50 m			Orizzonte a struttura, tessitura e granulometria eterogenea, rappresentato da sabbie, sabbie limose colore beige, con intercalati sottili livelli arenacei.		1,00 m
	3,00 m	0,50 m			Bancone calcarenitico compatto	2,60 m 3,40 m	3,00m (2/10/17)
					Sedimento prevalentemente granulare costituito da sabbie medie, sabbie medio fini e in subordine limi e da elementini più grossolani in circoscritti livelletti decimetrici. Saltuariamente distribuiti vi si riscontrano frammenti di volumetria più consistente. Sedimento umido ed a luoghi fortemente umido scarsamente addensato. Il colore è beige-bruno con modesta pigmentazione più scura.	6,30 m 6,70 m	6,80m (20/5/6) 8,00m (2/3/3)
	11,00 m	8,00 m			<i>Note: Durante il sondaggio sono stati utilizzati 4,00 ml di rivestimento metallico a recupero.</i>		

Colonna stratigrafica sondaggio S2

In entrambe le verticali, alla profondità di 1,00 m dal piano campagna, è stata rinvenuta la presenza della falda idrica.

Nel sondaggio S2, a differenza del precedente, lo spessore del primo strato interessa una profondità di m 2,50 dal p.c.

Nel corso dei sondaggi geognostici sopra descritti sono state effettuate complessivamente, a diverse quote lungo ogni verticale indagata, n.6 prove geotecniche in sito di tipo SPT, i cui risultati sono riportati nella tabella seguente:

Sondaggio e numero della prova	Intervallo di prova (profondità in m p. c.)	Numero dei colpi (per ogni tratto 15 cm)	N _{SPT} (N ₃₀)
S1 – SPT1	3.00 ÷ 3.45	4/7/12	19
S1 – SPT2	6.00 ÷ 6.45	3/6/6	12
S1 – SPT3	8.00 ÷ 8.45	7/12/16	28
S2 – SPT1	3.00 ÷ 3.45	2/10/17	27
S2 – SPT2	6.80 ÷ 7.25	20/5/6	11
S2 – SPT3	8.00 ÷ 8.45	2/3/3	6

Quadro riepilogativo delle prove SPT eseguite

Sono stati inoltre prelevati n.6 campioni indisturbati da sottoporre ad analisi e prove geotecniche di laboratorio, le cui quote di prelievo sono riassunte nella tabella di seguito riportata:

Sondaggio e sigla campione	Quota di prelievo (profondità in m p. c.)
S1 – C1	1.40 ÷ 1.80
S1 – C2	2.60 ÷ 3.20
S1 – C3	5.60 ÷ 6.00
S1 – C4	8.00 ÷ 8.40
S2 – C1	3.00 ÷ 3.50
S2 – C2	6.30 ÷ 6.80

Quadro riepilogativo dei campioni indisturbati

3.2 Pozzetti stratigrafici in fondazione

Nel corso delle indagini sono stati eseguiti n.21 pozzetti stratigrafici che, a partire dal p.c., si sono spinti sino alla profondità massima di m 2,00 circa.

La stratigrafia è risulta abbastanza omogenea e concorde con quanto indicato dalle colonne stratigrafiche dei sondaggi (tranne che nei pozzetti n.8 e n.20 dove lo scavo si è interrotto ad una profondità, rispettivamente, di m 1,20 e m 0,80 per la presenza – a tali quote – del c.d. bancone calcarenitico). In particolare, dopo circa 0,30 m dello strato di basole calcaree e del letto di posa, si rinviene in tutti i pozzetti la presenza di uno strato di sabbie in matrice limosa con intercalazione di noduli calcarenitici fino alla profondità massima indagata.

In tutti i pozzetti è stata rinvenuta la presenza della falda idrica a m 1,00 di profondità dal p.c.

L'indagine a mezzo dei pozzetti ha consentito altresì di indagare la geometria e la consistenza della fondazione che risulta avere un piano di posa a m 1,20 di profondità al di sotto del p.c. e spessore e consistenza pari a quelli della muratura in elevazione.

3.3 MASW

Nel corso delle indagini sono state eseguite n.10 prove sismiche attive MASW (Multichannel Analysis of Surface Wave) per la determinazione di curve di dispersione delle onde superficiali di tipo Rayleigh; l'indagine geofisica, dettagliatamente descritta nello specifico elaborato, ha consentito di ricostruire da tre a cinque orizzonti sismici a velocità crescente con la profondità secondo la seguente tabella riepilogativa:

N. prova	Sismostrato									
	Primo		Secondo		Terzo		Quarto		Quinto	
	Spessore (m)	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Spessore (m)	Vs (m/s)
1	2,0	211,9129	6,8	189,5740	6,6	360,8202		550,5686		
2	1,5	235,6290	3,0	213,6532	4,6	373,8736	5,8	395,8027		728,2045
3	1,6	209,2990	4,4	265,3801	5,1	376,9925	4,0	521,5276		707,5751
4	1,6	249,2866	7,2	315,0110	9,5	482,4413		770,0000		

5	2,1	205,4734	6,3	351,4951	7,7	498,2579		688,5789		
6	1,5	160,0393	2,7	226,2398	4,4	195,3725	4,3	213,7081		550,0000
7	1,3	167,3444	3,4	189,6091	4,3	447,2109	7,5	495,6918		780,5564
8	1,8	133,1164	8,0	261,2160		665,3605				
9	1,0	173,5591	4,4	356,1317		661,2100				
10	1,0	165,1540	6,3	397,1772	6,7	420,6031		700,0788		

Quadro riepilogativo delle indagini MASW

definendo una velocità media delle onde di propagazione compresa tra un minimo di 316 m/s (MASW S6) ad un massimo di 540 m/s (MASW S9).

Pertanto, ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo secondo la tabella 3.2.II delle N.T.C. 2018, è possibile definire il substrato presente sul lotto di progetto come appartenente alla categoria “B” nei sondaggi MASW nn.2, 3, 4, 5, 7, 8, 9 e 10 ed alla categoria “C” nei sondaggi MASW nn.1 e 6, come meglio descritto nella Relazione sulle indagini sismiche.

4 Risultati delle indagini in laboratorio

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio presso il laboratorio specializzato CON.GEO. s.r.l. di Palermo. I risultati sperimentali delle prove sono raccolti in un apposito elaborato predisposto dallo stesso laboratorio, allegato al presente progetto ed al quale si rimanda per ulteriori dettaglio.

Nella tabella seguente si riporta l’elenco delle principali prove eseguite sui campioni.

Sondaggio e sigla campione	Analisi granulometrica	Peso u.v.	Cont. nat. d’acqua w_n	Limiti di Atterberg	Prova di taglio CD	Prova edometrica
S1 – C1 1.40 ÷ 1.80	x	x	x	x	x	x
S1 – C2 2.60 ÷ 3.20	x	x	x	x	x	x
S1 – C35.60 ÷ 6.00	x	x	x	x	x	x
S1 – C48.00 ÷ 8.40	x	x	x	x	x	x
S2 – C1 3.00 ÷ 3.50	x	x	x	x	x	x
S2 – C26.50 ÷ 6.80	x	x	x	x	x	x

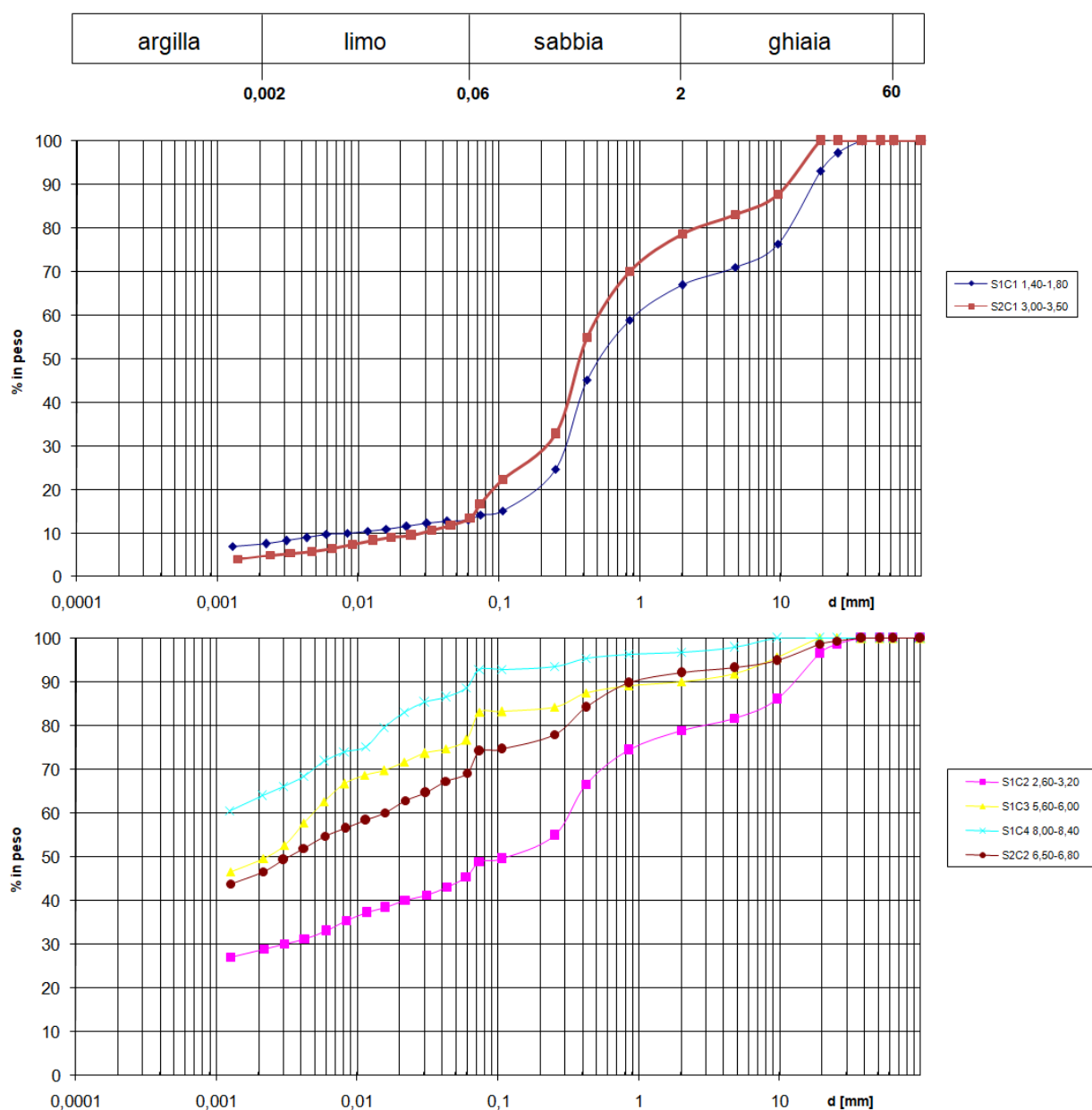
Quadro riepilogativo delle prove di laboratorio

Nella tabella seguente si sintetizzano le caratteristiche fisiche dei campioni analizzati.

Campione	Litotipo	γ [kN/m ³]	w_n [%]
S1C1	SAL	17,44	33,27
S1C2	AL	18,00	29,91
S1C3	AL	17,99	26,60
S1C4	AL	20,14	21,50
S2C1	AL	19,78	19,88
S2C2	AL	18,77	20,62

Riepilogo caratteristiche fisiche

Dall'analisi delle curve granulometriche sotto riportate si osserva come i campioni S1C1 e S2C1 sono classificabili come sabbia con ghiaia debolmente limosa mentre tutti gli altri campioni analizzati (S1C2, S1C3, S1C4, S2C2) presentano una composizione granulometrica compresa in un campo di variabilità dalla sabbia con argilla, per il campione più superficiali (S1C2), fino alla argilla con limo debolmente sabbiosa, per i campioni più profondi (S1C3, S1C4, S2C2).

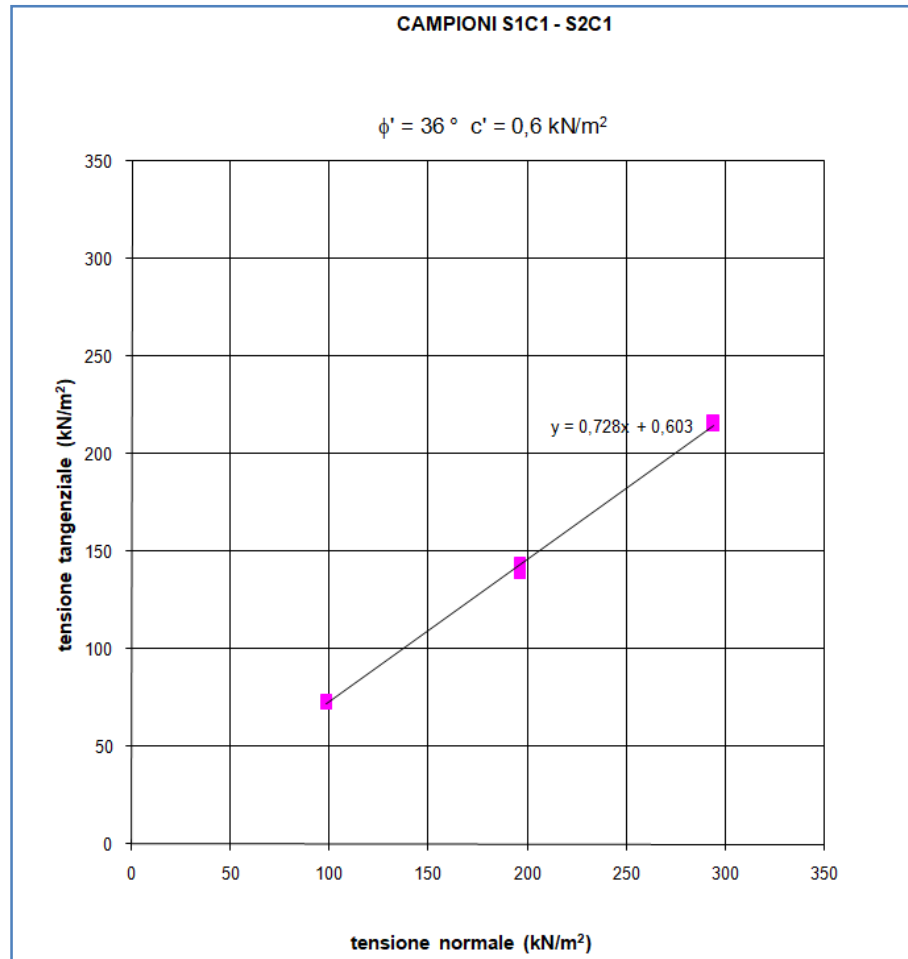


Curve granulometriche

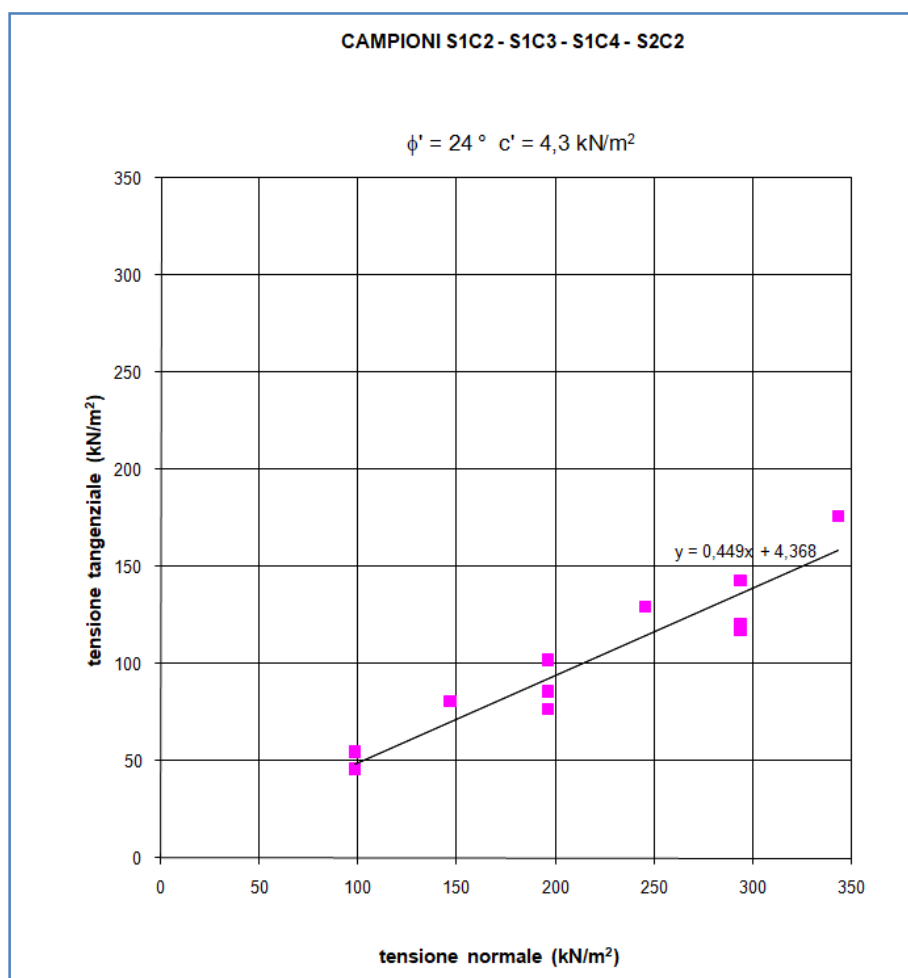
I risultati delle prove di rottura per taglio diretto del tipo consolidato drenato CD sono state elaborate suddividendo i campioni in relazione alla composizione granulometrica riscontrata. In particolare sono stati elaborati su uno stesso grafico i campioni S1C1 e S2C1 appartenenti al complesso sabbioso e su un secondo grafico i campioni S1C2, S1C3, S1C4 e S2C2 appartenenti al complesso argilloso.

Tali prove hanno fornito, adottando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, i valori sperimentali riportati

nei grafici seguenti; in tale rappresentazione sono riportati tutti assieme i punti sperimentali ottenuti sui provini considerati e la retta di interpolazione, nonché i valori caratteristici dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione drenata.

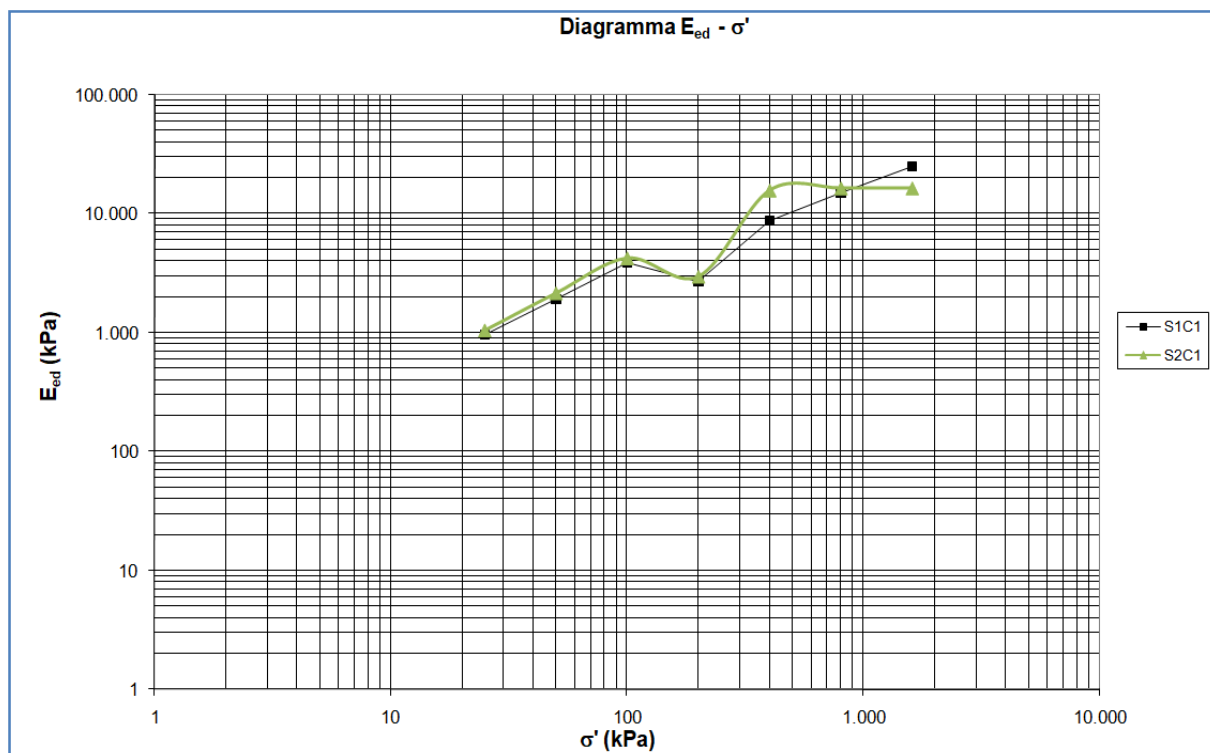


Elaborazione per terreni sabbiosi

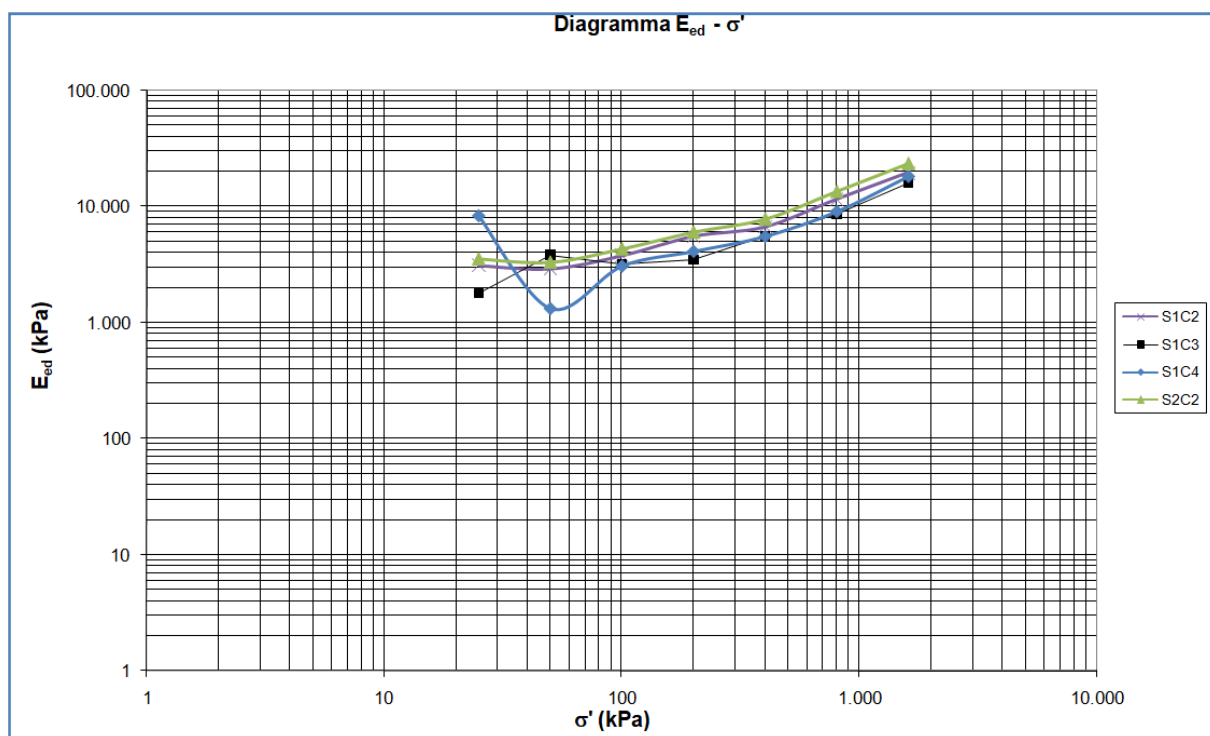


Elaborazione per terreni argillosi

Anche i risultati delle prove di consolidazione edometrica sono stati elaborati suddividendo i campioni in relazione alla composizione granulometrica riscontrata. In particolare si osserva come, in generale, i terreni presenti siano caratterizzati da elevata comprimibilità con valori variabili mediamente tra 1,0 e 20,0 MPa.



Elaborazione per terreni sabbiosi



Elaborazione per terreni argillosi

5 Caratterizzazione sismica dell'area

Al fine di procedere alla classificazione sismica dell'area in studio secondo le NTC 2018 e di ricostruire l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio in funzione della profondità (V_s - z), sono state eseguite: n.10 prove sismiche attive MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e n.10 misure di "noise" sismico-ambientale.

Il dettaglio dei risultati dell'indagine geofisica sono riportati nello specifico elaborato ed al quale si rimanda per ogni ulteriore dettaglio.

Le prove MASW, caratterizzate da valori medi delle velocità delle onde di taglio variabili da un minimo di 330 m/s ad un massimo di 540 m/s, hanno permesso di classificare il sottosuolo come appartenente alla categoria "B" nei sondaggi MASW n°. 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9 e 10 e alla categoria "C" nei sondaggi MASW numero 1 e 6.

Tale classificazione è stata confermata dalle prove sismiche passive, con misura del microtremore sismico, condotte nell'area di progetto.

6 Modellazione geotecnica dei terreni

Ai fini dei calcoli geotecnici in seguito riportati, la caratterizzazione meccanica dei terreni è stata effettuata sia con riferimento ai risultati delle prove in sito ed in laboratorio compendiate nelle relazioni di impresa allegate al presente progetto esecutivo.

6.1 Prove SPT

Le prove in foro di tipo SPT sono state eseguite in numero di una con riferimento al litotipo SG (prova S2-SPT1) ed in numero di cinque con riferimento al litotipo ALS.

Per la determinazione dei parametri di resistenza meccanica si è fatto ricorso all'uso di alcune correlazioni empiriche con il valore N_{spt} . Nelle formule utilizzate nel seguito si è fatto riferimento al valore medio delle prove N_{spt} , corretto per tenere conto della presenza della falda.

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno sabbioso si è fatto riferimento alla correlazione di Sowers (1961), valida per le sabbie in genere che trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 7 m per terreni in falda. La relazione è la seguente:

$$\varphi = 0,28N_{spt} + 28$$

nella quale il valore di N_{spt} è pari a 21, tale prova ha quindi determinato il seguente parametro di resistenza meccanica:

Litotipo	Angolo di resistenza al taglio ϕ' [°]
SG	33,88

Angolo di resistenza al taglio desunto da prove SPT

L'elaborazione delle restanti cinque prove, riferite al litotipo ALS, ha consentito invece la determinazione della coesione non drenata c_u utilizzando il metodo di Terzaghi & Peck, valido per argille

di media plasticità e che si basa sulla seguente relazione:

$$c_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,067 N_{spt}$$

nella quale il valore di N_{spt} è pari a 13,3, tale prova ha quindi determinato il seguente parametro di resistenza meccanica:

e pertanto, tale prova ha determinato il seguente valore medio di resistenza meccanica:

Litotipo	$c_u \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
ALS	0,8911

Coesione non drenata desunta da prove SPT

6.2 MASW

I risultati delle prove MASW, limitatamente al primo sismostrato, hanno consentito di valutare l'angolo di resistenza al taglio del litotipo SG calcolando il valore di N_{spt} a partire dalla correlazione di Seed (1983):

$$V_s = 56 N_{spt}^{0,5}$$

e, da questo, determinando il valore dell'angolo di resistenza al taglio, utilizzando la correlazione di Sowers già descritta in precedenza.

N. prova MASW	Profondità sismostrato [m]	Litotipo	$V_s \text{ [m/s]}$	N_{spt}	Angolo di resistenza al taglio $\phi' \text{ [}^\circ\text{]}$
1	2,0	SG	212	14,3	32,0
2	1,5	SG	235	17,6	32,6
3	1,6	SG	209	13,9	31,9
4	1,6	SG	249	19,8	32,9
5	2,1	SG	205	13,4	31,8
6	1,5	SG	160	8,2	30,3
7	1,3	SG	167	8,9	30,5
8	1,8	SG	133	5,6	29,6
9	1,0	SG	173	9,5	30,7
10	1,0	SG	165	8,7	30,4
Valore medio					31,3

Angolo di resistenza al taglio desunto da prove MASW

6.3 Prove di laboratorio

Dall'esame delle colonne stratigrafiche, integrate dalle analisi granulometriche sui campioni prelevati, è possibile definire un modello geotecnico del sottosuolo schematizzabile, a vantaggio di sicurezza, con la seguente successione litostratigrafica:

Litotipo	Profondità [m]	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$w_n \text{ [%]}$	$w_p \text{ [%]}$	$w_l \text{ [%]}$
SG	0,00 – 3,00	18,41	27,69	7,35	34,93
ALS	3,00 – 11,00	18,97	22,91	20,55	51,98

Riepilogo caratteristiche fisiche e limiti

In particolare le prove di taglio diretto di tipo C-D, elaborate per gruppi omogenei di campioni, hanno restituito i seguenti parametri

Litotipo	Angolo di resistenza al taglio ϕ' [°]	Coesione drenata c' [kN/m ²]
SG	36	0,6
ALS	24	4,3

Parametri di resistenza meccanica desunti da prove di taglio C-D

Le prove di consolidazione edometrica, elaborate per gruppi omogenei di campioni, hanno restituito i seguenti parametri :

Litotipo	Modulo di compressione edometrica E_{ed} [MPa]
SG	1 ÷ 20
ALS	1 ÷ 20

Parametri elastici desunti da prove di consolidazione edometrica

6.4 Modello geotecnico di riferimento

Nella definizione del modello geotecnico del sottosuolo, a vantaggio di sicurezza, non si è tenuto conto della presenza dello strato di 50 cm costituente il bancone calcarenitico rinvenuto ad una quota variabile da 0,80 m fino ad un massimo di 2,50 m.

Dunque, tenuto conto quanto sopra, il modello geotecnico di riferimento utilizzato per le verifiche è caratterizzabile, cautelativamente, con i seguenti valori delle caratteristiche fisico-meccaniche e dei parametri di resistenza e di elasticità:

Profondità [m]	Litotipo	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio ϕ' [°]	Coesione drenata c' [kN/m ²]	Coesione non drenata c_u [kN/m ²]	Modulo di compressione edometrica E_{ed} [MPa]	Coefficiente di Poisson ν
0,00 – 3,00	SG	18,50	19,50	30	0,0	-	1÷20	0,35
3,00 – 10,00	ALS	19,00	20,00	24	4,0	8,0	1÷20	0,35

Modello geotecnico di riferimento

7 Problematiche geotecniche e considerazioni progettuali

Tenuto conto che nel sito in esame sono presenti terreni incoerenti sotto falda, è stato valutato il potenziale rischio liquefazione verificando che il sito in esame ricade nella prima circostanza di esclusione prevista al § 7.11.3.4.2 - “Esclusione della verifica a liquefazione” delle NTC 2018 (Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g), come si evince dall’immagine seguente e come meglio specificato nella *Relazione di calcolo strutturale*:

Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N =$

Classe d'uso: Classe II (normali affollamenti)

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 50$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)
Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale								Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	
SLO	30	0.015	1.500	1.500	2.507	0.097	0.291	1.660	0.015	1.000	0.415	0.050	0.150	1.000	
SLD	50	0.020	1.500	1.500	2.521	0.104	0.313	1.680	0.020	1.000	0.481	0.050	0.150	1.000	
SLV	475	0.051	1.500	1.500	2.467	0.163	0.489	1.804	0.051	1.000	0.752	0.050	0.150	1.000	
SLC	975	0.064	1.500	1.500	2.541	0.170	0.510	1.856	0.064	1.000	0.868	0.050	0.150	1.000	

Parametri dello spettro elastico di risposta

Escluso il rischio legato alla liquefazione dei terreni, la realizzazione dell'intervento in progetto presenta comunque alcune problematiche di tipo geotecnico che riguardano, in particolare:

- la verifica al carico limite del piano di posa delle fondazioni esistenti;
- la verifica al carico limite del piano di posa delle fondazioni delle nuove murature in elevazione;
- la verifica dei cedimenti.

La verifica al carico limite delle fondazioni, come esplicitato nei calcoli al capitolo successivo, è stata condotta con riferimento a quanto prescritto dalle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008. In particolare si è tenuto conto della natura e classe dell'opera secondo quanto prescritto dalle nuove norme, nella fattispecie classe 2: *“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”*, delle caratteristiche del sito e della classe del suolo.

Per quanto attiene alla valutazione dei cedimenti attesi occorre esporre alcune considerazioni preliminari. In particolare si ricorda che il cedimento totale a tempo infinito è somma di due diversi contributi, secondo la formula:

$$St = Si + Sc$$

nella quale Si rappresenta il cedimento immediato mentre Sc rappresenta il cedimento di consolidazione secondario.

Considerato che: 1) gli interventi in progetto prevedono il recupero dei fabbricati esistenti, senza aumento dei carichi; 2) il sottosuolo che costituisce il piano di posa delle fondazioni, seppur costituito da sabbie caratterizzate da modesti valori del modulo di deformazione edometrica, è posto al di sopra di un bancone calcarenitico compatto incompressibile; 3) il banco di terreno suscettibile di cedimenti è lo

strato di sabbie, privo quindi della componente legata al cedimento secondario.

Pertanto, alla luce delle considerazioni di cui sopra, non si prevedono variazioni dello stato tensionale al di sotto del piano di posa delle fondazioni esistenti e, conseguentemente, non si temono cedimenti indotti dagli interventi di risanamento.

Per quanto attiene invece alla realizzazione delle nuove strutture di fondazione destinate a sostenere due nuovi muri di spina, al fine di eliminare qualsiasi pericolo legato all'insorgere di possibili cedimenti anche solo di tipo immediato, si prevede di eseguire una bonifica del piano di posa fino alla quota del bancone calcarenitico sostituendo il materiale in posto con tout-venant di cava.

8 Calcoli

I calcoli geotecnici eseguiti in questa fase riguardano le opere di fondazione:

- delle strutture murarie esistenti dei corpi “A₁”, “B”, “E”, “F”;
- delle nuove strutture murarie (nuovi muri di spina) dei fabbricati “E”, “F”.

8.1 Verifica al carico limite

Con riferimento alla verifica del complesso fondazione terreno delle opere in progetto secondo i principi delle nuove NTC 2018, sono stati valutati gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali con riferimento allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche sono state effettuate accertando che la condizione [6.2.1] delle NTC ($E_d \leq R_d$) nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Per la determinazione del carico limite, poiché è coinvolta la resistenza offerta del terreno, i calcoli sono stati svolti, secondo l'Approccio tipo 2 utilizzando il gruppo di coefficienti (A1 + M1 + R3) (verifica GEO) delle norme (paragrafo 6.4.2.1), riportati nelle seguenti tabelle.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

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

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

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia di Meyerhof (1951,1963):

$$Q_{lim} = B \cdot L (c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

che fa riferimento al meccanismo di rottura rappresentato nella figura seguente e nella quale i simboli riportati hanno il seguente significato:

B = larghezza della fondazione;

L = lunghezza della fondazione;

c = coazione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico sul piano di posa della fondazione;

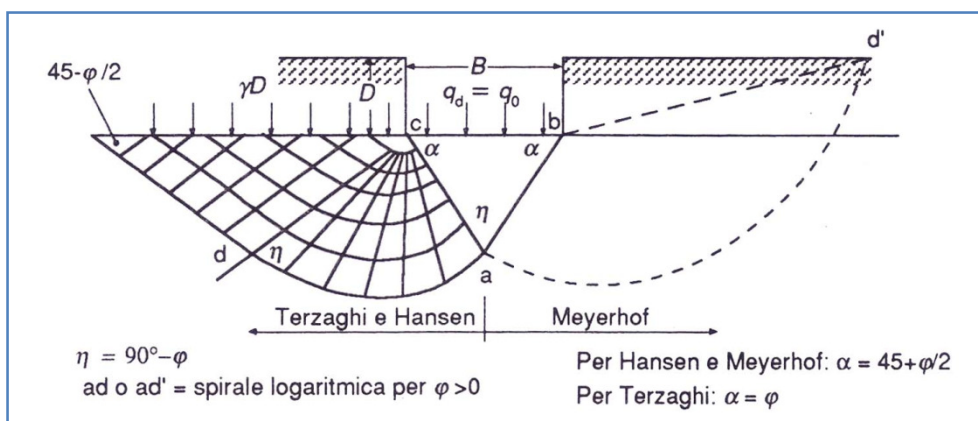
γ = peso dell'unità di volume del terreno di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = coefficienti di portata;

s_c, s_q, s_γ = coefficienti di forma;

d_c, d_q, d_γ = coefficienti di profondità;

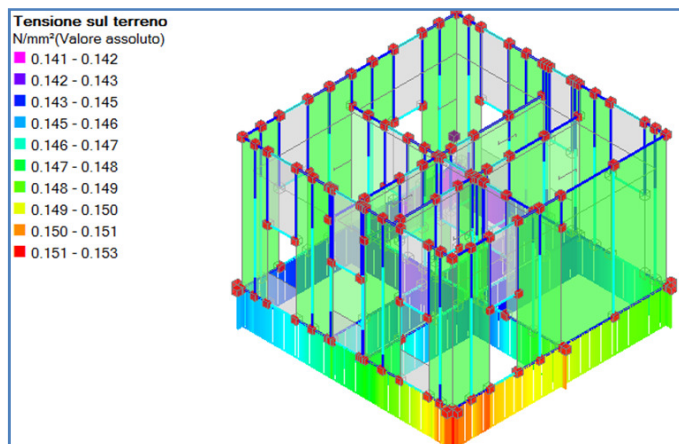
i_c, i_q, i_γ = coefficienti di inclinazione del carico.



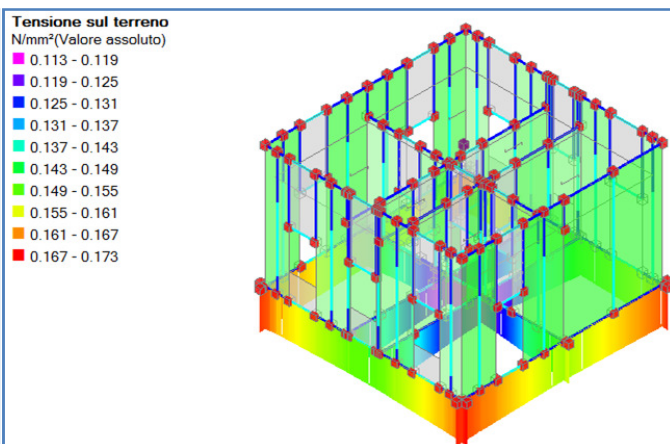
Meccanismo di rottura del terreno di fondazione secondo lo schema adottato da Meyerhof

Nel seguito si riportano, per ogni situazione verificata, i diagrammi di sollecitazione in corrispondenza del piano di posa, estratti dalla relazione strutturale, e la relativa verifica geotecnica.

8.1.1 Corpo A₁



Pressioni sul terreno in condizioni statiche



Pressioni sul terreno in condizioni sismiche

CORPO A1

(compilare i campi in arancione)

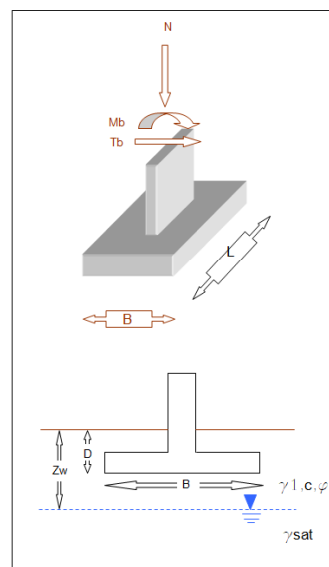
TERRENO				ATTENZIONE	
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	
$\gamma 1$	=	17,00	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	10,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0,00	0,00 kN/mq	coesione c'	
φ	=	30	30,00 °	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'
Z_w	=	1,00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	45	cm	lati fondazione	$b_b = 0,00 \text{ m} \rightarrow B' = 0,45 \text{ m}$
L	=	10000	cm	lunghezza fondazione	$l_l = 0,00 \text{ m} \rightarrow L' = 100,00 \text{ m}$
H	=	120	cm	altezza suola fondazione	
D	=	120	cm	profondità di posa	

AZIONI				SCEGLI la combinazione	
N	=	7800,00	kN	1350,00	1,00 0,00
Mb	=	0,00	kNm	0,00	0,00 0,00
MI	=	0,00	kNm	0,00	0,00 0,00
Tb	=	0,00	kN	0,00	0,00 0,00
TI	=	0,00	kN	0,00	0,00 0,00
Ht	=	0,00	kN		

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS		R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3	
q _{lim}	=	508,55	kN/mq	q=	173,33	kN/mq	2,93 verificato
		5,09	kg/cm ²		1,73	kg/cm ²	

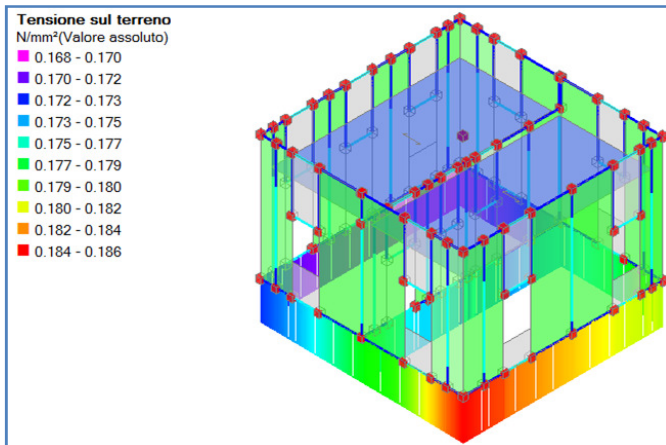
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd	assente	OK verificato
--	---------	---------------



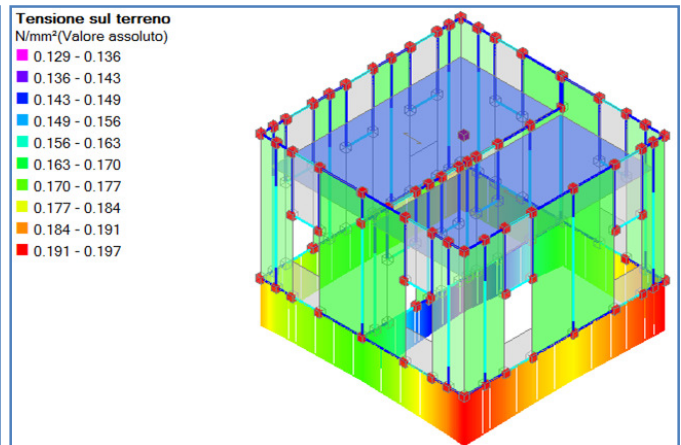
Carico limite q_{lim} [kg/cm ²]	Coefficiente parziale γ_R	Massima pressione ammissibile q_{lim} / γ_R [kN/cm ²]	Massima pressione agente q_{max} [kN/cm ²]
5,09	2,3	2,21	1,73

Riepilogo della verifica a carico limite – corpo A₁

8.1.2 Corpo B



Pressioni sul terreno in condizioni statiche



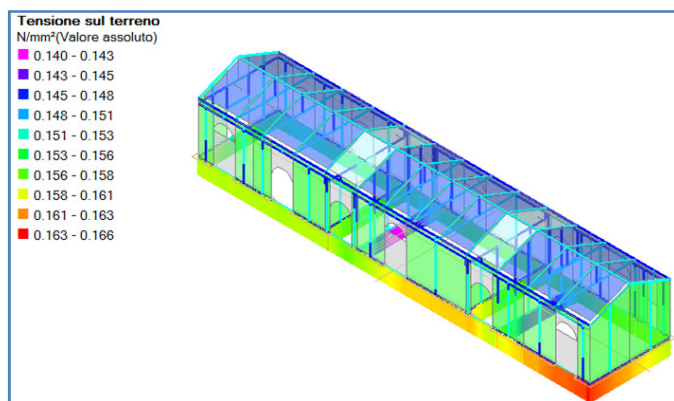
Pressioni sul terreno in condizioni sismiche

CORPO B									
(compilare i campi in arancione)									
TERRENO									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$				
$\gamma 1$	=	17,00	kN/mc	peso specifico efficace					
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	10,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	coesione c'					
φ	=	30	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'				
Z_w	=	1,00	m	profondità falda					
GEOMETRIA FONDAZIONE									
B	=	50	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA				
L	=	10000	cm	lunghezza fondazione	e_b	=	0,00	m	$B' =$ 0,50 m
H	=	120	cm	altezza suola fondazione	e_l	=	0,00	m	$L' =$ 100,00 m
D	=	120	cm	profondità di posa					
AZIONI									
N	=	9850,00	kN	Gkfond	Gk	=	1500,00	Qk	
Mb	=	0,00	kNm		Gk	=	1,00	Qk	
MI	=	0,00	kNm		Gk	=	0,00	Qk	
Tb	=	0,00	kN		Gk	=	0,00	Qk	
TI	=	0,00	kN		Gk	=	0,00	Qk	
Ht	=	0,00	kN		Gk	=	0,00	Qk	
SCEGLI la combinazione									
<input type="radio"/> A1+M1+R 3 2,3 <input type="radio"/> A2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3									
CARICO LIMITE									
qlim	=	510,73	kN/mq	q	=	197,00	kN/mq	FS	2,59 verificato
		5,11	kg/cmq			1,97	kg/cmq		
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd									
assente OK verificato									

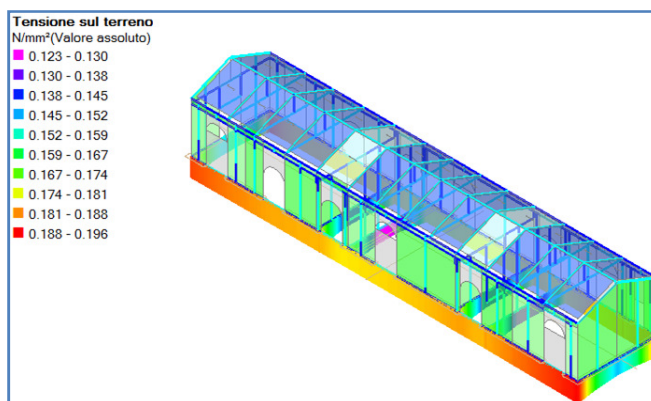
Carico limite q_{lim} [kg/cm ²]	Coefficiente parziale γ_R	Massima pressione ammissibile q_{lim} / γ_R [kN/cm ²]	Massima pressione agente q_{max} [kN/cm ²]
5,11	2,3	2,22	1,97

Riepilogo della verifica a carico limite – corpo B

8.1.3 Corpo E



Pressioni sul terreno in condizioni statiche



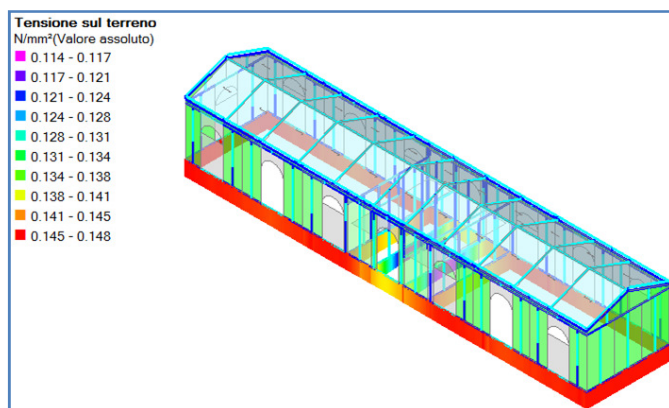
Pressioni sul terreno in condizioni sismiche

CORPO E									
(compilare i campi in arancione)									
TERRENO									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$				
$\gamma 1$	=	17,00	kN/mc	peso specifico efficace					
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	10,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del glim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	coesione c'					
φ	=	30	30,00	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'				
Z_w	=	1,00	m	profondità falda					
GEOMETRIA FONDAZIONE					FONDAZIONE RIDOTTA				
B	=	60	cm	lato fondazione	eb=	0,00 m	→	B'=	0,60 m
L	=	24000	cm	lunghezza fondazione	el=	0,00 m	→	L'=	240,00 m
H	=	120	cm	altezza suola fondazione					
D	=	120	cm	profondità di posa					
AZIONI					SCEGLI la combinazione				
N	=	28200,00	kN	Gkfond	Gk	1,00	0,00	Qk	
Mb	=	0,00	kNm			0,00	0,00		
MI	=	0,00	kNm			0,00	0,00		
Tb	=	0,00	kN			0,00	0,00		
TI	=	0,00	kN			0,00	0,00		
Ht	=	0,00	kN			0,00	0,00		
					<input type="radio"/> A1+M1+R <input type="radio"/> A2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3				
CARICO LIMITE					PRESSIONE AGENTE				
qlim	=	514,58	kN/mq	q=	195,83	kN/mq	FS	2,63	verificato
	=	5,15	kg/cmq		1,96	kg/cmq			
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd					assente OK verificato				

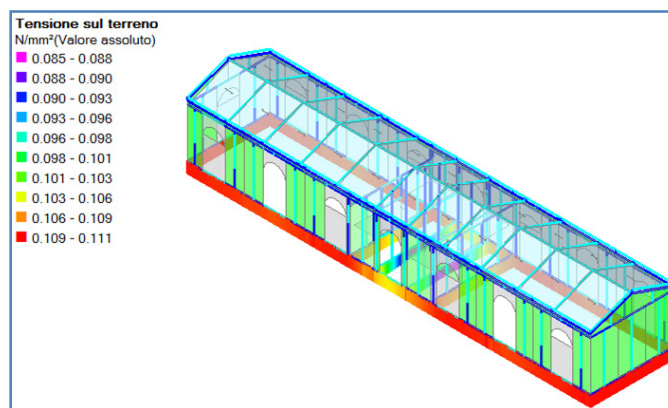
Carico limite q_{lim} [kg/cm ²]	Coefficiente parziale γ_r	Massima pressione ammissibile q_{lim} / γ_r [kN/cm ²]	Massima pressione agente q_{max} [kN/cm ²]
5,15	2,3	2,24	1,96

Riepilogo della verifica a carico limite – corpo E

8.1.4 Corpo F



Pressioni sul terreno in condizioni statiche



Pressioni sul terreno in condizioni sismiche

CORPO F									
(compilare i campi in arancione)									
TERRENO									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$				
$\gamma 1$	=	17,00	kN/mc	peso specifico efficace					
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	10,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Zw < D$ o $Zw > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'				
φ	=	30	30,00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'			
Zw	=	1,00	m	profondità falda					
GEOMETRIA FONDAZIONE									
B	=	50	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA				
L	=	1800	cm	lunghezza fondazione	eb= 0,00 m ----> B'= 0,50 m				
H	=	120	cm	altezza suola fondazione	el= 0,00 m ----> L'= 18,00 m				
D	=	120	cm	profondità di posa					
AZIONI									
N	=	1335,00	kN	Gkfond	Gk	1,00	0,00	Qk	
Mb	=	0,00	kNm			0,00	0,00		
MI	=	0,00	kNm			0,00	0,00		
Tb	=	0,00	kN			0,00	0,00		
TI	=	0,00	kN			0,00	0,00		
Ht	=	0,00	kN			0,00	0,00		
SCEGLI la combinazione									
<input type="radio"/> A1+M1+R 3 2,3 <input type="radio"/> A2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3									
CARICO LIMITE									
qlim	=	516,18	kN/mq		q=	148,33	kN/mq	FS	3,48
		5,16	kg/cmq			1,48	kg/cmq	verificato	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd									
assente OK verificato									

Carico limite q_{lim} [kg/cm ²]	Coefficiente parziale γ_R	Massima pressione ammissibile q_{lim} / γ_R [kN/cm ²]	Massima pressione agente q_{max} [kN/cm ²]
5,16	2,3	2,24	1,48

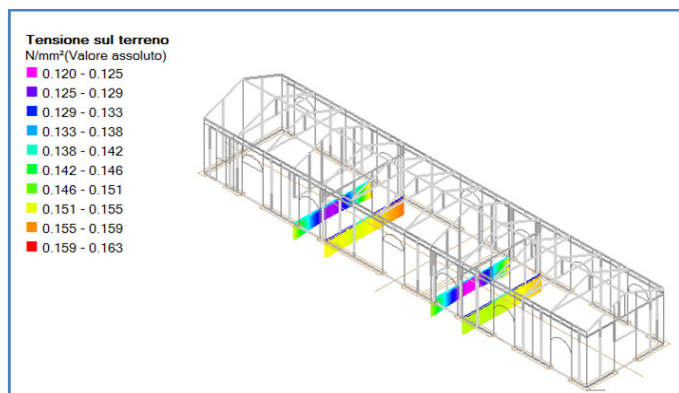
Riepilogo della verifica a carico limite – corpo F

8.1.5 Nuove travi di fondazione

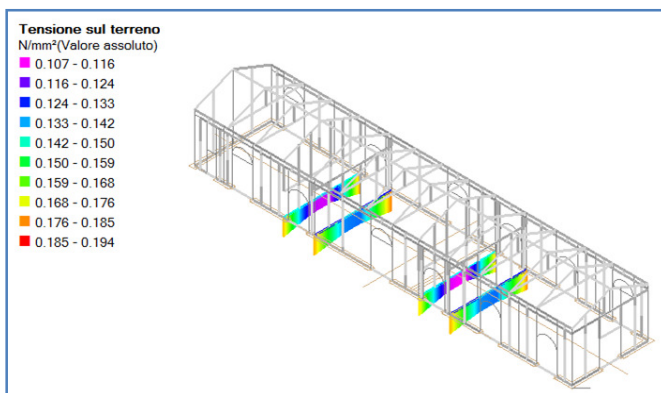
Per la verifica al carico di limite delle travi di fondazione previste al di sotto dei nuovi muri di spina è necessario considerare che, preliminarmente alla realizzazione delle nuove strutture, sarà effettuata una bonifica del piano di posa da eseguirsi con scavo a sezione obbligata, a cassa chiusa, fino al raggiungimento del bancone calcarenitico per un'altezza massima di scavo prevista di m 2,0.

Il volume scavato, fino al raggiungimento della quota di progetto prevista per il piano di posa delle fondazioni, sarà ricolmato con tout-venant di cava di idonea pezzatura.

Pertanto, nel calcolo appresso riportato, si è fatto riferimento in via cautelativa ad un materiale caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio pari a 32° ed un peso dell'unità di volume pari a $19,0 \text{ kN/m}^3$



Pressioni sul terreno in condizioni statiche



Pressioni sul terreno in condizioni sismiche

NUOVE TRAVI DI FONDAZIONE									
(compilare i campi in arancione)									
TERRENO									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$				
$\gamma 1$	=	18,50	kN/mc	peso specifico efficace					
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	13,33	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	coesione c'					
φ	=	32	32,00	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'				
Z_w	=	1,00	m	profondità falda					
GEOMETRIA FONDAZIONE									
B	=	60	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA				
L	=	800	cm	lunghezza fondazione	eb=	0,00 m	---	B'=	0,60 m
H	=	80	cm	altezza suola fondazione	el=	0,00 m	---	L'=	8,00 m
D	=	80	cm	profondità di posa					
AZIONI									
N	=	930,00	kN	Gkfond	Gk	96,00	Qk	550,00	0,00
Mb	=	0,00	kNm					0,00	0,00
MI	=	0,00	kNm					0,00	0,00
Tb	=	0,00	kN					0,00	0,00
TI	=	0,00	kN					0,00	0,00
Ht	=	0,00	kN					0,00	0,00
SCEGLI la combinazione									
<input type="radio"/> A1+M1+R1 3 2,3 <input type="radio"/> A2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3									
CARICO LIMITE									
qlim	=	568,28	kN/mq	q=	193,75	kN/mq	FS	2,93	verificato
		5,68	kg/cm²		1,94	kg/cm²			
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd									
assente OK verificato									

Carico limite q_{lim} [kg/cm ²]	Coefficiente parziale γ_r	Massima pressione ammissibile q_{lim} / γ_r [kN/cm ²]	Massima pressione agente q_{max} [kN/cm ²]
5,68	2,3	2,47	1,94

Riepilogo della verifica a carico limite – nuove travi di fondazione

9 Conclusioni

Alla luce delle considerazioni espresse nei precedenti capitoli, nulla osta dal punto di vista geotecnico alla realizzazione delle opere previste in progetto.

Particolare attenzione dovrà comunque essere prestata durante l'esecuzione degli scavi in prossimità delle murature, necessari per la posa dei sottoservizi, anche procedendo per cantieri successivi.

Per la realizzazione delle nuove travi di fondazione si dovrà procedere al blindaggio dello scavo e, in corrispondenza dell'innesto con le strutture murarie longitudinali, ad un intervento di sottomurazione delle fondazioni esistenti.

Nel caso di lavorazioni da doversi effettuare al di sotto della quota della falda esistente, al fine di non indurre cedimenti durante le fasi lavorative, in nessun caso dovranno si dovrà emungere acqua dal fondo scavo.

1	Premessa	1
2	Inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico ed assetto stratigrafico	1
3	Sviluppo e risultati delle indagini in sito	2
3.1	Sondaggi geognostici e prove in foro	5
3.2	Pozzetti stratigrafici in fondazione	7
3.3	MASW	7
4	Risultati delle indagini in laboratorio	8
5	Caratterizzazione sismica dell'area	13
6	Modellazione geotecnica dei terreni	13
6.1	Prove SPT	13
6.2	MASW	14
6.3	Prove di laboratorio	14
6.4	Modello geotecnico di riferimento	15
7	Problematiche geotecniche e considerazioni progettuali	15
8	Calcoli	17
8.1	Verifica al carico limite	17
8.1.1	Corpo A ₁	19
8.1.2	Corpo B	20
8.1.3	Corpo E	21
8.1.4	Corpo F	22
8.1.5	Nuove travi di fondazione	22
9	Conclusioni	23