



COMUNE DI POZZALLO

PROVINCIA DI RAGUSA



REGIONE
SICILIANA

LAVORI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO DA ESONDAZIONE. REGIMAZIONE ACQUE METEORICHE LUNGO LA VIA TORINO.



PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE

COD. PRATICA	SCALA	DESCRIZIONE ELABORATO	ELABORATO
2020-013	-	Relazione di Calcolo	DOC.04

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Salvatore DONZELLO

PROGETTAZIONE

Pro. System S.r.l.
Sistemi per la progettazione



Dir. Tec. Ing. Franco Verzaschi
Corso Trieste, 61 - 00198 Roma
Tel. 0685305488 - Fax 068549703
P.IVA 07480671002 PEC: prosystemsrl@pec.it

Consulenza geologica
Dott. Geol. Francesco ASCANIO

REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Aprile 2021			Ing. Franco VERZASCHI
01	Febbraio 2024			Ing. Franco VERZASCHI

INDICE

PREMESSA	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE DEL NUOVO MANUFATTO	4
DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE IN SITO	8
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E CALCOLO DEI PARAMETRI GEOTECNICI	12
MATERIALI DELLE OPERE DI PROGETTO	32
Calcestruzzo per uso strutturale – C32/40	32
Acciaio tondo per strutture in c.a. - B450C	33
Acciaio per uso strutturale S275	34
AZIONI SULLE COSTRUZIONI	35
Platee di fondazione:.....	35
Solaio 1 ^a camera – quota -2.69m:	35
Spinta del terreno statica e sismica	37
Carichi mobili	38
Azione sismica	38
COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	41
ANALISI STRUTTURALE	42
CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	45
VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	48

PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa alla realizzazione di una vasca interrata da realizzarsi nel Comune di Pozzallo (RG). Tale intervento si configura all'interno del progetto dei Lavori di mitigazione del rischio idrogeologico da esondazione lungo la Via Torino.



Area d'intervento



Area in cui si realizzerà la vasca interrata

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Al fine di relazionare sulla qualità e sulla dosatura dei materiali da impiegare per l'intervento in esame, sono state rispettate le prescrizioni ed indicazioni riportate nei seguenti riferimenti normativi:

- DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.);
- CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI - Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*

ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE DEL NUOVO MANUFATTO

L'opera è sita nel Comune di Pozzallo (RG), in corrispondenza di una piazza pedonale tra Via dell'Arno e Viale Papa Giovanni XXIII.

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 17.01.2018 (N.T.C.), in particolare si è individuata, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di $V_n=50$ anni per una classe d'uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (§2.4.3 – N.T.C.).

La struttura in esame è una struttura interrata caratterizzata dai seguenti componenti:

- Paratia secante composta da pali Ø800 e di lunghezza 16m per la delimitazione del vano interrato della vasca. La paratia sarà composta da un'alternanza di palo armato e palo non armato, compenetrati per garantire l'impermeabilizzazione della vasca sia nella fase di scavo sia nella fase finale. La paratia sarà sormontata da un muro in c.a. di altezza complessiva 2.41m sul quale verranno ancorati i solai della nuova vasca di laminazione.
- Platee di fondazione di spessore 50cm poste a quota -5.70m e -4.70m rispetto alla quota del piano campagna. Le platee poggeranno su uno strato di magrone non armato realizzato con calcestruzzo C12/15 ed avente altezza pari a 10 cm, il quale ha la funzione di omogeneizzare la superficie di posa del corpo di fabbrica. Le armature delle platee sono realizzate in acciaio B450C con una doppia rete di barre ø16mm/20.
- Pareti perimetrali verticali di spessore costante 25cm a partire dallo spiccato delle fondazioni. Alle pareti è affidato il sostegno dei carichi verticali gravanti sugli elementi strutturali interni della vasca.
- Pilastri di dimensione 50x80 inseriti all'interno della struttura per il sostegno degli orizzontamenti ai carichi verticali.
- Travi di dimensioni variabili inseriti all'interno della struttura per il sostegno degli orizzontamenti ai carichi verticali.
- Impalcati realizzati in lastre predalles di altezza complessiva 31cm e 36cm per la realizzazione del solaio intermedio a quota -2.32m e del solaio di copertura a quota -0.59m.

Tutte le quote citate sono espressamente riferite alla quota architettonica di progetto +/-0.00 m che coincide con un punto del rilievo avente quota +3.53 m specificatamente indicato sulle tavole progettuali.

Le altre opere strutturali realizzate sono dei pozzetti in c.a. gettati in opera composti da una platea di fondazione di 30cm, pareti in c.a. dello spessore di 25cm e una soletta di copertura dello spessore di 30cm. Data la forma e le dimensioni simili tra i vari pozzetti da realizzare in opera, è stato scelto il pozzetto P2 per effettuare l'analisi strutturale da cui poi verrà uniformata l'armatura dei vari pozzetti.

Il pozzetto P1 invece prevede la realizzazione di un grigliato superiore per il convogliamento delle acque meteoriche pertanto la sua struttura è stata studiata singolarmente prevedendo una copertura con travi in acciaio HEB200 in acciaio S275.

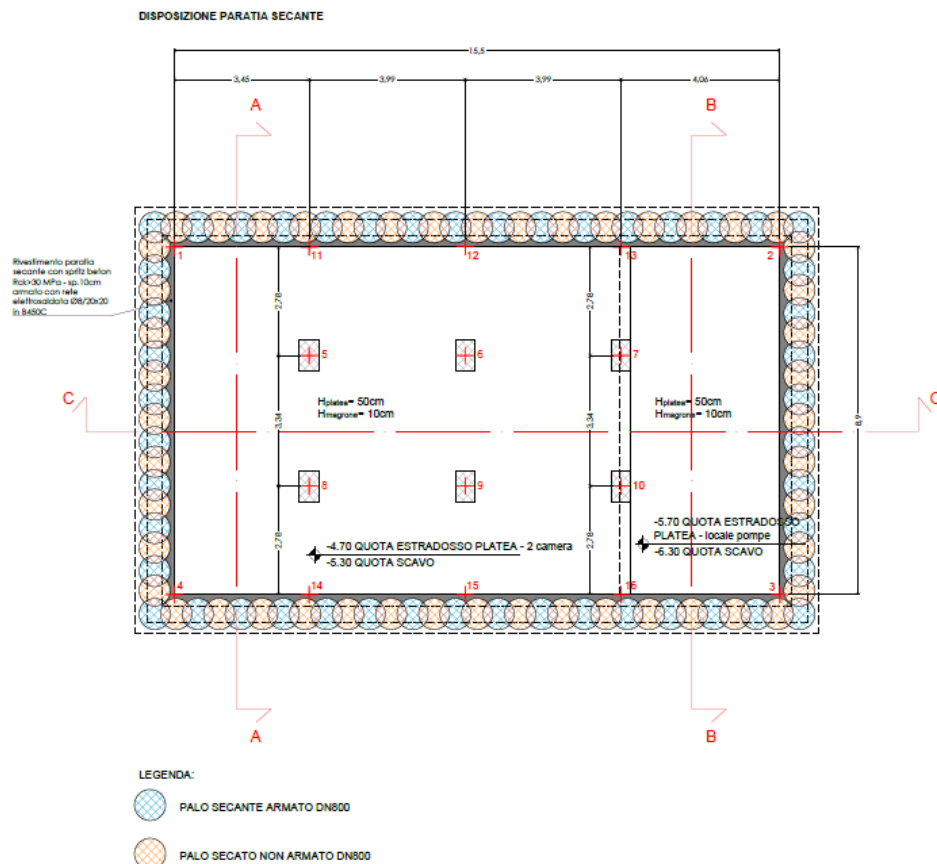
Si riportano le fasi esecutive della nuova vasca di laminazione:

- ❖ Scavo di sbancamento sino alla quota di -3.00m
- ❖ Realizzazione di cordolo guida per la realizzazione della successiva paratia secante
- ❖ Esecuzione dei pali DN800 non armati mediante perforazione ad elica continua con impiego di fanghi bentonitici

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		4 di 54

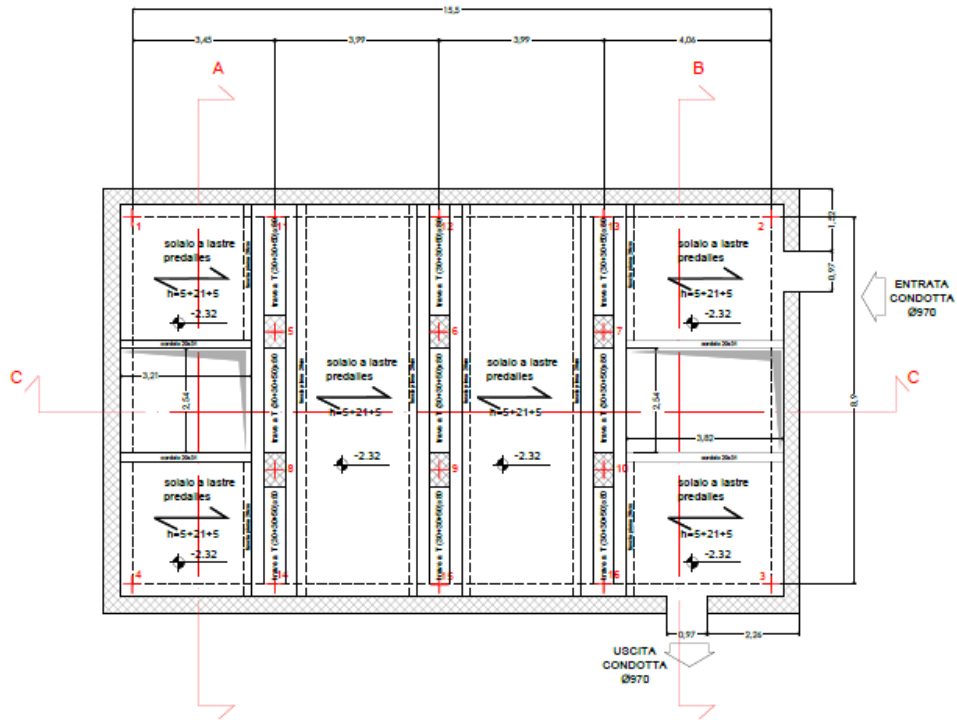
- ❖ Esecuzione dei pali DN800 armati mediante perforazione ad elica continua con impiego di fanghi bentonitici, compenetrando i pali precedentemente realizzati non armati nelle quote previste da progetto.
- ❖ Realizzazione cordolo sommitale 100x37, prevedendo ferri di ripresa per il successivo collegamento con le travi in c.a. del primo solaio a quota -2.32m
- ❖ Scavo fino a quota -5.30m per mezzo di rampa provvisoria di accesso da eseguire sul lato lungo della vasca; successiva approfondimento fino a quota -6.30m per la realizzazione della platea del locale pompe
- ❖ Getto del magrone sp.10cm per il successivo getto delle platee armate
- ❖ Rivestimento della paratia con spritz beton armato sp.10cm armato con rete elettrosaldata $\varnothing 8/20 \times 20$
- ❖ Realizzazione dei collegamenti platea-paratia per mezzo di barre inghisate DN24 come da particolare presente nelle tavole progettuali
- ❖ Realizzazione struttura in elevazione

NB: la realizzazione del muro perimetrale sopra la paratia dovrà avvenire contestualmente al getto del solaio intermedio e del solaio di copertura

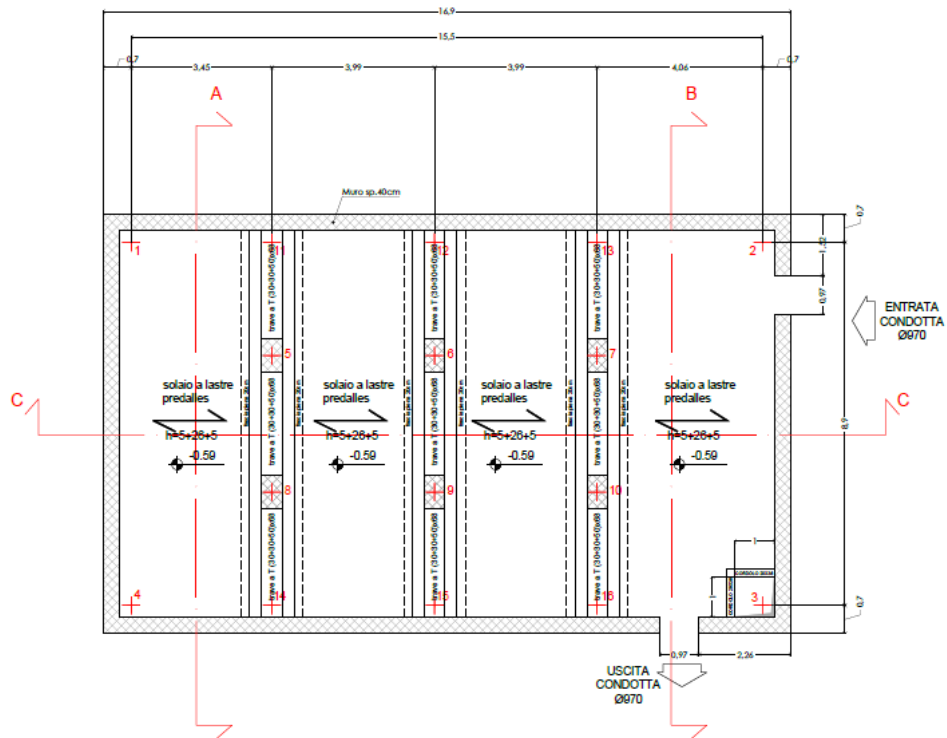


Disposizione pali secanti

<p style="font-size: small; margin: 0;">Pro. System S.r.l. Sistemi per la progettazione</p>	<p>PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it</p>	ELABORATO	REV.	PAG
	2020.013- DOC.04.		5 di 54	

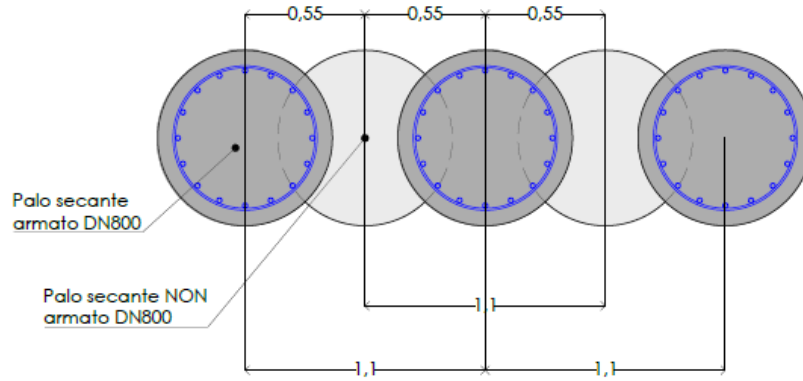


Carpenteria primo livello



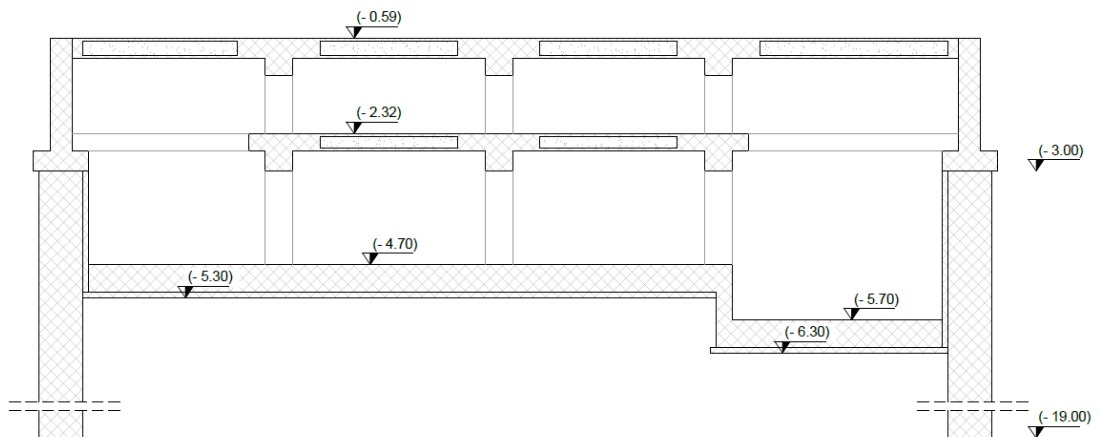
Carpenteria secondo livello

DISPOSIZIONE PALI SECANTI - 1:20



Particolare paratia secante

SEZIONE C-C



Sezione C-C vasca

DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE IN SITO

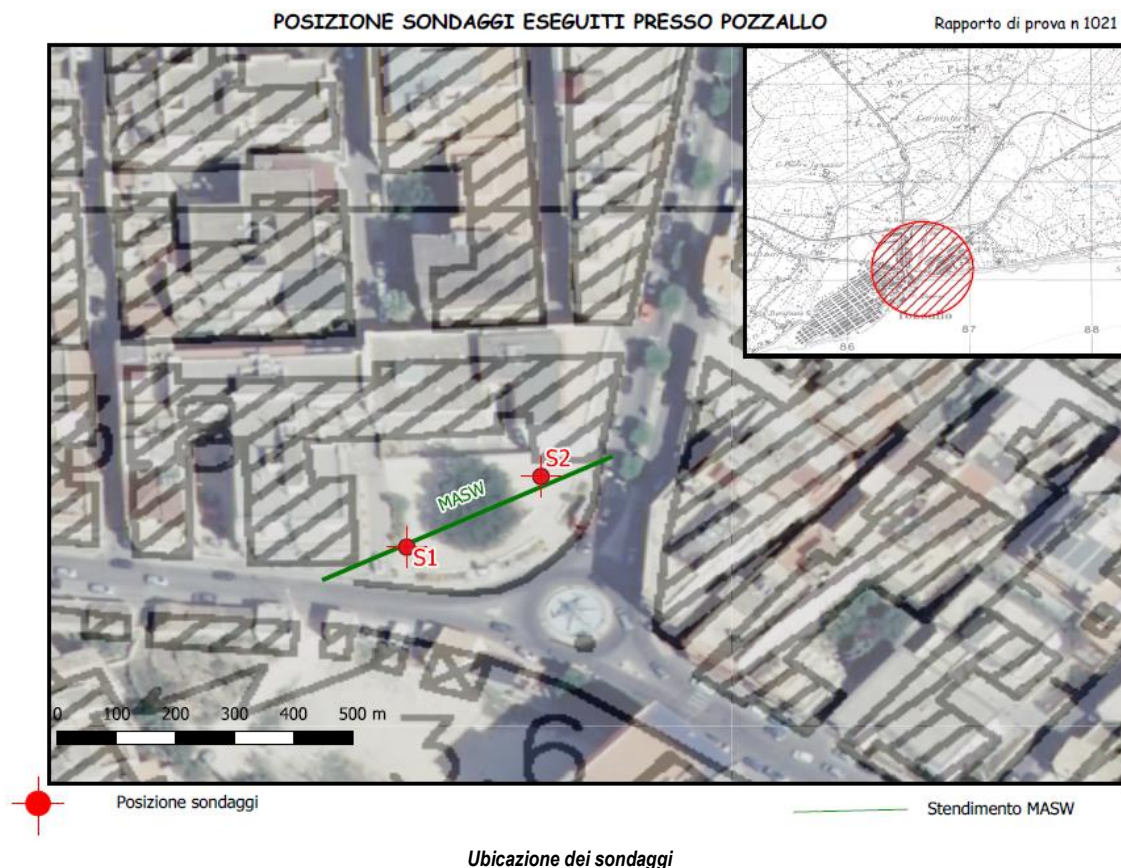
Le informazioni relative alla stratigrafia e alle caratteristiche meccaniche del sottosuolo sono definite in funzione della relazione geologica a firma del Dott. Geol. Francesco Ascanio.

Il sito oggetto dell'intervento non rientra tra le aree critiche ai sensi delle strumentazioni paesaggistiche, quali PAI e PDSA, come si evince dagli elaborati specialistici corredati alla presente relazione.

Al fine di definire il modello geotecnico del sottosuolo dell'area oggetto dei lavori, la caratterizzazione geotecnica, e quindi la definizione dei parametri geotecnici delle litologie presenti, è stata sviluppata sulla base dei risultati di una campagna di indagine che, vista l'importanza dell'opera, ha previsto l'esecuzione delle seguenti prove geognostiche, geofisiche, in situ e di laboratorio:

- ✓ n° 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, fino alla profondità di 25 m;
- ✓ n° 1 prova sismica tipo MASW;
- ✓ prelievo di n°2 campioni, uno alla profondità da 12,0 a 12,5 m dal p.c. (C1) ed uno alla profondità da 0 a 4,6 m (C2).
- ✓ n. 1 prova di taglio diretto su n. 3 provini ;
- ✓ n. 1 prova triassiale non consolidata e non drenata (TRX-UU) su n. 3 provini;
- ✓ n. 1 prova edometrica di n. 3 provini.

L'ubicazione delle suddette indagini è riportata di seguito:




Le caratteristiche geologiche dell'area in esame, nonché la successione litostratigrafica dei terreni condizionanti il sottosuolo e di quelli interessati dalle opere in progetto, sono state ipotizzate attraverso l'analisi e l'elaborazione dei dati di letteratura ed attraverso un opportuno rilevamento geologico dei luoghi. Si riporta il profilo litostratigrafico rappresentativo dell'area indagata.

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		8 di 54

Sondaggio N°		Rapporto di Prova n. 1021		Oggetto: Sondaggi e installazione di strumentazione geotecnica.		GEOGAV s.r.l.											
S01		Cantiere: Esecuzione urgente di sondaggi geognostici, indagini geofisiche e relative prove di laboratorio.		Località: In. Via dell'Arno e V.le Papa Pio. XXIII		Via dei Gelosetti, 1 - 01026 Farni (Pg) tel 0739/3011 - 30120001 Tel/Fax 0673/37159 P.C.F. ET32300030847											
Pagina n° 1 di 1		da metri 0,00 a metri 25,00		Profondità del Sondaggio m 25,00		Coordinate WGS84 N:46°45'48.06" E:14°50'55.99" H: 3 m(ellissoide)											
Allegati: Documentazione Fotografica n° 3 Pag.		Prelievi di Campioni n° 1		Prove SPT n° /		Prove permeabilità n° /											
Profondità	Spessore	Stratigrafia	Descrizione e Classificazione del Terreno AGI 77 Cap. 4		Recupero Carota %	R.Q.D. %	Compos. Carotte	Compos. Metodo Tipo	Spessore in mm	Profilo Parete	Profilo Parete	Profilo Parete	Profilo Parete	Profilo Parete	Profilo Parete	Note	
m	m	AGI 77			30 60 90	30 60 90	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
-0,20	0,20		Pavimentazione														
1,00	0,8		Riparto costituito da ghiaia e sabbia acuta, biancastra, con elementi di varia forma.														
4,10	3,10		Argille e limi marnosi di colore variabile da bruno a bruno rossastro a bruno rossastro scuro, umide, da consistenti a dure, con presenza talora di inclusi carbonatici biancastri centimetrici.														
15,00	10,90		Alternanza da decimetrica a metrica di marne limose biancastre, dure, umide e calcareniti biancastre, umide, da debolmente moderatamente cementate.														
			Presenza di cavità da m 21,00 a m 21,50														
25,00			-Fine Sondaggio -														

Responsabile Sito: Geol. Salvatore Ognibene Il Direttore del Laboratorio: Dott. Geol. Giuseppe Alba Data Inizio 25/02/2021 Data Fine 26/02/2021
 Abbrev.: Compensatore: F: Shelby; D: Densim; O: Osterberg; C: Cripps; A: Altri; Carotiere: A: Semplice B: Doppio E: Ambientale C: Altri; Metodo di Perforazione: C: Carotaggio Continuo DN: Distribuzione di Nucleo Corona W: Wielda b: Diamante S.P.T. Punta A: Aperta C: Chiusa
 Tipo attrezzatura: EST MD 710


PQ75-01CSTR Rev 02 del 26-01-2018

 <p>PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it</p>	ELABORATO	REV.	PAG
	2020.013- DOC.04.		9 di 54

Sondaggio N°		Rapporto di Prova n. 1021		Oggetto: Sondaggi e installazione di strumentazione geotecnica.		GEOGAV s.r.l.						
502		Cantiere: Esecuzione urgente di sondaggi geognostici, indagini geofisiche e relative prove di laboratorio.		Località: In. Via dell'Arno e V.le Papa Gio. XXIII		Via dei Galassini, 1 - 92026 Favara (Ag) tel.0934311111 - www.geogav.it fax.0934312159 - PEC: IT22300032847						
Pagina n° 1 di 1		da metri 0,00 a metri 25,00		Profondità del Sondaggio m. 25,00		Coordinate WGS84 N:46°43'48.63" E:14°50'56.90" H: 3 m(ellissoide)						
Allegati: Documentazione Fotografica n° 3 Pag.		Prelievo di Campioni n° 1		Prove SPT n° / /		Prove permeabilità n° / /						
Profondità m	Spessore m	Stratigrafia AGI 77	Descrizione e Classificazione del Terreno AGI 77 Cap. 4	Recupero Carota %	R.Q.D. %	Campione Casette m / n°/m	Carote Metodo Tipo Carotere	Intervallo m	Prova m	Prova m	Prova m	Note
-0,20	0,20		Pavimentazione				CC W A 201					
-0,70	0,50		Riparto costituito da ghiaia e sabbia sciolta, biancastra, con elementi di varia forma.									
	3,90		Argille e limi marnosi di colore variabile da bruno a bruno rossastro a bruno rossastro scuro, umide, da consistenti a dure, con presenza talora di inclusi carbonatici biancastri centimetrici.			1 -3,00	CC W B 201					Misurato il 30/11/2019
-4,60			Alternanza da decimetrica a metrica di marne limose biancastre dure, umide e sabbie con limo debolmente marnosi biancastri da consistenti a dure.			2 -5,00	CC W B 201					
	8,40		Alternanza da decimetrica a metrica di marne limose biancastre dure, umide e calcareniti biancastre, umide, da debolmente a moderatamente cementate.			3 -8,00	CC W B 201					
-13,00						4 -10,00	CC W B 201					
						5 -15,00	CC W A 201					
-25,00			-Fine Sondaggio -									

Responsabile Sito: Geol. Salvatore Ogibone Il Direttore del Laboratorio: Dott. Geol. Giuseppe Alba Data Inizio 26/02/2021 Data Fine 01/03/2021
 Abbreviazioni: F=Fishley, D=Demson, O=Osterberg, C=Croci, A=Altri, Carotiere. A=Simplex B=Doppio E= Ambientale C=Altri. Metodo di Perforazione: CC=Carotaggio Continuo DN=Distribuzione di Nucleo Corona W=Wida D=Diamante S.P.T. Punta A=Aperta C=Chiusa
 Tipo attrezzatura: EGT MD 710

PQ75-01CSTR Rev 02 del 26-01-2018

 <p>Pro. System S.r.l. Sistemi per la progettazione</p>	<p>PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it</p>	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		10 di 54

Si è pertanto ricavato un profilo litostratigrafico rappresentativo dell'area indagata. Tale modello risulta caratterizzato dalla presenza di:

1. primo strato di argille e limi marnosi di colore variabile da bruno a bruno rossastro, di spessore pari a circa 3,40 m;
2. sottostante strato di marne limose biancastre dure, umide e sabbie con limo debolmente marnosi biancastri, da consistenti a dure, di spessore circa 4,50 m;
3. sottostante strato marne limose biancastre dure, umide e calcareniti biancastre, umide, da debolmente a moderatamente cementate.

La definizione di una corretta progettazione delle indagini geognostiche è passata attraverso l'analisi del modello geologico del sottosuolo ed in particolare delle informazioni morfologiche e morfometriche emerse durante la fase di studio geologico preliminare dell'area.

Nei campioni prelevati sono stati misurati il contenuto d'acqua, il peso dell'unità di volume, il peso specifico dei grani, i limiti di consistenza (limite liquido, limite plastico, indice plastico, l'umidità naturale e l'indice di consistenza) e per quantificare i valori dei parametri geotecnici si è provveduto a sottoporre il campione C1-S2 ad una prova edometrica, una prova triassiale non consolidata non drenata (UU) ed una prova di taglio, mentre per il campione CR1 si è eseguita una prova ad espansione laterale libera (ELL).

Il programma di indagini su descritto risulta essere adeguato e sufficiente per l'esecuzione delle opere in progetto, in relazione anche alla rilevanza dell'intervento e alle condizioni geologiche e geotecniche osservate.

Le indagini geognostiche sono state eseguite dalla ditta GEOGAV S.r.l., rappresentata dal Geol. Giuseppe Alba, la progettazione delle indagini, nonché il prelievo dei campioni indisturbati è stata curata dalla D.L., mentre le prove di laboratorio sono state eseguite dalla GEOSERVICE.

Nella definizione del modello geotecnico sono rientrate anche le ispezioni inerenti scavi adiacenti al sito, e analisi di tipo sismico dell'aerea in cui deve sorgere l'opera in progetto. In particolare:

- il sondaggio a carotaggio continuo eseguito ha permesso di determinare l'esatta successione stratigrafica del sottosuolo interessato al progetto;
- con la prova simica in foro si è identificata la categoria di sottosuolo;
- infine con le prove di laboratorio i parametri geotecnici del sottosuolo.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E CALCOLO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Per la caratterizzazione geotecnica del sito oggetto di studio si è proceduto mediante la rielaborazione dei dati contenuti nel "Rapporto di Prova Indagini Geognostiche e Geofisiche" (rapporto di prova 1021 e verbale di prova n. 1440) fornito dall'Impresa Geo Gav srl incaricata e allegato alla presente relazione.

Sono state eseguite prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici, quali contenuto d'acqua, Limiti di Atterberg e peso specifico, oltre che una prova edometrica, una prova di taglio diretto e una triassiale del tipo UU per la valutazione dei parametri di resistenza.

In questo paragrafo si riassume l'interpretazione delle misure in sito e di laboratorio sui cui risultati delle elaborazioni si è basata la scelta dei parametri fisico-meccanici adottati nei calcoli di verifica.

Lo studio delle carote di terreno, recuperate durante la perforazione a carotaggio continuo, ha permesso di evidenziare due unità litotecniche di terreni a granulometria fine, costituiti essenzialmente da limo argilloso nell'unità superiore (S1-C2) e da argille marnose nell'unità inferiore (S2-C1).

Ai fini della caratterizzazione geotecnica i terreni vengono raggruppati in due unità geotecniche:

- **unità A**, costituita da limo argilloso sabbioso;
- **unità B**, costituita da argilla marnosa.

UNITA' A - Campione C1 sondaggio S2 (profondità prelievo 12,00 m)

Prove eseguite: *misura del contenuto d'acqua;*

peso dell'unità di volume;

peso specifico dei grani;

limiti di consistenza (limite liquido, limite plastico, indice plastico, umidità naturale e indice di consistenza);

prova di taglio diretto;

prova triassiale non consolidata non drenata (UU);

prova edometrica.

UNITA' B - Campione CR1 sondaggio S2 (profondità prelievo 2,40 m)

Prove eseguite: *misura del contenuto d'acqua;*

peso dell'unità di volume;

peso specifico dei grani;

limiti di consistenza (limite liquido, limite plastico, indice plastico, umidità naturale e indice di consistenza);

prova ad espansione laterale libera (ELL).

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		12 di 54

UNITA' A - Campione C1 sondaggio S2 (profondità prelievo 12,00 m)

Sondaggio 2	Campione 1	Profondità 12,00 m	Contenitore M
--------------------	-------------------	---------------------------	----------------------

Grandezze indice

Contenuto d'acqua 1 ^a determ.	24,30	%
Contenuto d'acqua 2 ^a determ.	24,36	%
Contenuto d'acqua media	24,33	%
Peso specifico 1 ^a determ.	26,301	kN/m ³
Peso specifico 2 ^a determ.	26,323	kN/m ³
Peso specifico media	26,312	kN/m ³

Peso di volume	18,410	kN/m ³
Peso di volume secco	14,808	kN/m ³
Grado di saturazione	82,39	%
Indice dei vuoti	0,777	
Porosità	0,437	

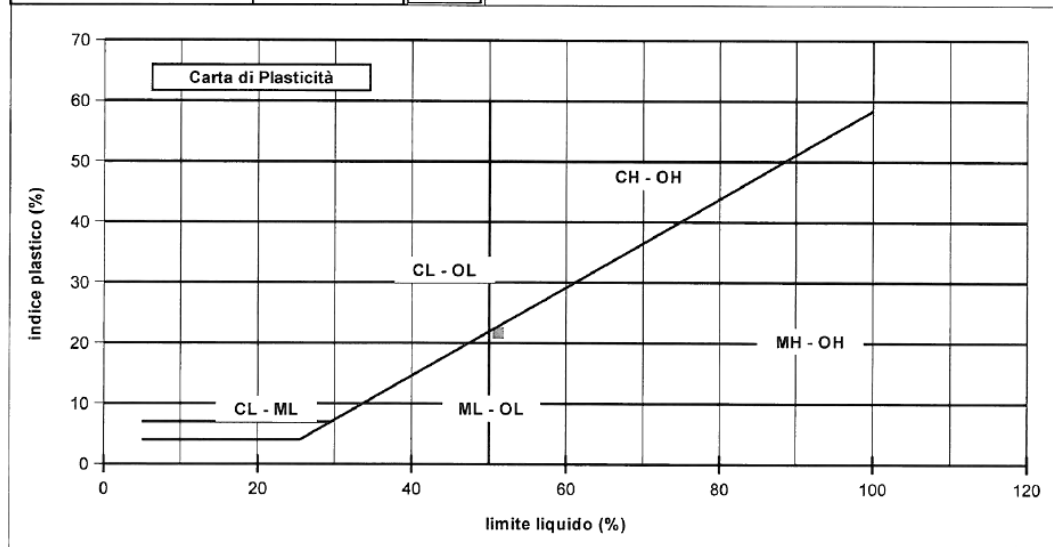
Limite Liquido	%	51,21
----------------	---	-------

Indice plastico	22
-----------------	----

Limite Plastico	%	29,57
-----------------	---	-------

Ind. di consistenza	1,24
---------------------	------

Limite Ritiro	%	21,71
---------------	---	-------



Osservazioni:

- il contenuto d'acqua media naturale per l'unità A è risultato pari a $w_n = 24,33\%$;
- il limite liquido ottenuto per l'unità A è di $LL = 51,21\%$;
- il limite plastico ottenuto per l'unità A è di $LP = 29,57\%$;
- il valore dell'indice di plasticità per l'unità A è $IP = 22$, identificando un terreno plastico;
- indice di consistenza per l'unità A è di $IC = 1,24$, il cui valore identifica una consistenza semisolida;
- l'indice di liquidità per l'unità A è risultato $IL = -0,23$.

Dal valore dell'indice liquido del campione analizzato si evince la non sensitività in cui un rimaneggiamento non comporta una riduzione della coesione non drenata.

UNITA' B - Campione CR1 sondaggio S2 (profondità prelievo 2,40 m)

Sondaggio 2	Campione R1	Profondità 2,40 m	Contenitore P
--------------------	--------------------	--------------------------	----------------------

Grandezze indice

Contenuto d'acqua 1^ determ.	21,96	%
Contenuto d'acqua 2^ determ.	21,76	%
Contenuto d'acqua media	21,86	%
Peso specifico 1^ determ.	26,561	kN/m³
Peso specifico 2^determ.	26,603	kN/m³
Peso specifico media	26,582	kN/m³

Peso di volume	19,667	kN/m³
Peso di volume secco	16,139	kN/m³
Grado di saturazione	89,80	%
Indice dei vuoti	0,647	
Porosità	0,393	

Sondaggio 2	Campione R1	Profondità 2,40 m
--------------------	--------------------	--------------------------

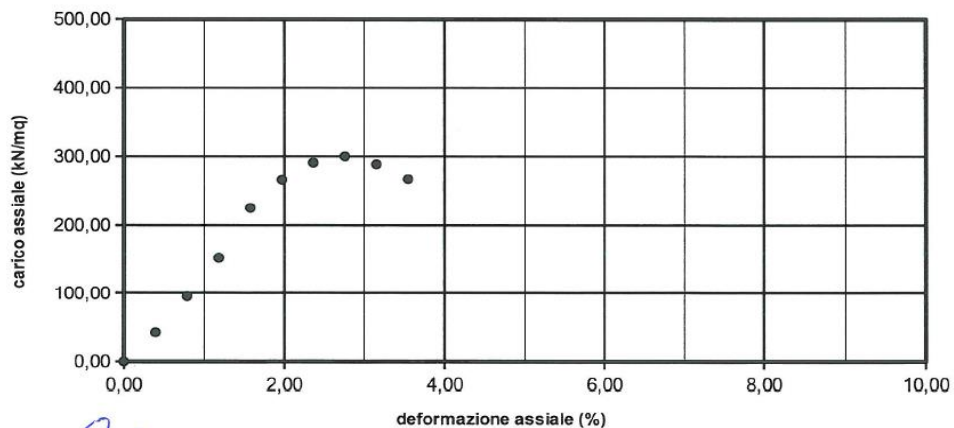
Diametro provino	38,10	mm
Altezza provino	76,20	mm
Velocità di prova	0,76	mm/min
Costante di carico assiale	0,6182	kg/divis
Angolo di rottura		gradi

Letture di prova DESCRIZIONE: limo argilloso, sabbioso

Dh	NL	Dh	NL
mm	div	mm	div
0,00	0		
0,30	8		
0,60	18		
0,90	29		
1,20	43		
1,50	51		
1,80	56		
2,10	58		
2,40	56		
2,70	52		

Dh	NL	Dh	NL
mm	div	mm	div

Resistenza massima 300,11 kN/m²



Osservazioni:

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		14 di 54

- il contenuto d'acqua media naturale per l'unità B è risultato pari a $w_n = 21,86\%$;
- il limite liquido ottenuto per l'unità B è di $LL = 47,08\%$;
- il limite plastico ottenuto per l'unità B è di $LP = 29,38\%$;
- il valore dell'indice di plasticità per l'unità B è $IP = 18$, identificando un terreno plastico;
- indice di consistenza per l'unità B è di $IC = 1,42$, il cui valore identifica una consistenza semisolida;
- l'indice di liquidità per l'unità B è risultato $IL = -0,42$.

Pertanto, dall'analisi delle colonne stratigrafiche, dei parametri indice su riportati e dei diagrammi risultanti dalle prove di laboratorio riportati nel suddetto allegato di prova, considerando un terreno costituito da un'alternanza di marne limose biancastre, si è proceduto al calcolo dei parametri geotecnici caratteristici secondo i principi della Geotecnica.

➤ **Prova di taglio diretto – richiami teorici**

Per le verifiche di resistenza delle opere geotecniche è necessario valutare gli stati di tensione massimi sopportabili dal terreno in condizioni di incipiente rottura. La resistenza al taglio di un terreno in una direzione è la massima tensione tangenziale, τ_f , che può essere applicata alla struttura del terreno in quella direzione, prima che si verifichi la "rottura", ovvero quella condizione in cui le deformazioni sono inaccettabilmente elevate. Nella Meccanica dei Terreni si parla di resistenza al taglio, perché in tali materiali, a causa della loro natura particellare, le deformazioni (e la rottura) avvengono principalmente per scorrimento relativo fra i grani.

Le tensioni che interessano il continuo solido sono le tensioni efficaci, definite dalla differenza tra le tensioni totali e le pressioni interstiziali: $\sigma' = \sigma - u$.

A queste, in base al principio delle tensioni efficaci, è legata la resistenza al taglio dei terreni. Secondo il su citato principio, "Ogni effetto misurabile di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio è attribuibile esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci". Dunque la resistenza del terreno, che a causa della natura particellare del mezzo, è una resistenza al taglio, deve essere espressa da una relazione (criterio di rottura) del tipo: $\tau_f = f(\sigma')$.

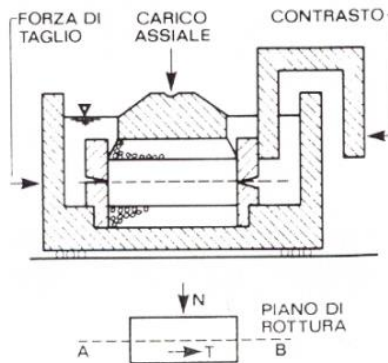
Il più semplice ed utilizzato criterio di rottura per i terreni, è il criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan(\varphi') \quad \text{per } \sigma' > 0$$

in base al quale la tensione tangenziale limite di rottura in un generico punto P di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di due termini: il primo, detto coesione c' , è indipendente dalla tensione efficace normale alla superficie agente in quel punto, ed il secondo è ad essa proporzionale attraverso un coefficiente d'attrito ($\tan\varphi'$). L'angolo φ' è detto angolo di resistenza al taglio.

La prova di taglio diretto è la più antica e la più semplice fra le prove di laboratorio per la determinazione della resistenza al taglio dei terreni. Essa può essere eseguita su campioni ricostituiti di materiali sabbiosi e su campioni indisturbati o ricostituiti di terreni a grana fine. Una rappresentazione schematica della cella dell'apparecchiatura è mostrata nella seguente figura:

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		15 di 54



La prova si esegue su almeno tre provini, che in genere hanno sezione quadrata di lato $60 \div 100$ mm e altezza $20 \div 40$ mm. La dimensione massima dei grani di terreno deve essere almeno 6 volte inferiore all'altezza del provino, per cui sono escluse le ghiaie e i ciottoli.

Il provino è inserito in un telaio metallico a sezione quadrata diviso in due parti da un piano orizzontale in corrispondenza della semialtezza, ed è verticalmente compreso tra due piastre metalliche nervate e forate, oltre ciascuna delle quali vi è una carta filtro ed una piastra di pietra porosa molto permeabile. Attraverso una piastra di carico è possibile distribuire uniformemente sulla testa del provino una forza verticale di compressione. Il tutto è posto in una scatola piena d'acqua che può essere fatta scorrere a velocità prefissata su un'apposita rotaia. La metà superiore del telaio metallico è impedita di traslare da un contrasto collegato ad un anello dinamometrico (per la misura delle forze orizzontali T applicate), cosicché il movimento della scatola produce la rottura per taglio del provino nel piano orizzontale medio.

La prova si esegue in due fasi. Nella prima fase viene applicata in modo istantaneo e mantenuta costante nel tempo una forza verticale N che dà inizio ad un processo di consolidazione edometrica. Durante la prima fase si misurano gli abbassamenti nel tempo del provino, controllando in tal modo il processo di consolidazione e quindi il raggiungimento della pressione verticale efficace media $\sigma'_{n} = N/A$, essendo A la sezione orizzontale del provino. La durata della prima fase dipende dalla permeabilità del terreno e dall'altezza del provino. Nella seconda fase si fa avvenire lo scorrimento orizzontale relativo, δ , a velocità costante fra le due parti del telaio producendo il taglio del provino nel piano orizzontale medio. Durante la fase di taglio si controlla lo spostamento orizzontale relativo e si misurano la forza orizzontale $T(\delta)$, che si sviluppa per reazione allo scorrimento, e le variazioni di altezza del provino.

La velocità di scorrimento deve essere sufficientemente bassa da non indurre sovrappressioni interstiziali. A tal fine la velocità può essere scelta in modo inversamente proporzionale al tempo di consolidazione della prima fase.

La prova va continuata fino alla chiara individuazione della forza resistente di picco (T_f) o fino ad uno spostamento pari al 20% del lato del provino, quando non si possa individuare chiaramente un valore di picco della resistenza.

La tensione efficace normale a rottura $\sigma'_{n,f} = \sigma'_n$ e la tensione tangenziale media a rottura sul piano orizzontale, $\tau_f = T_f/A$, sono le coordinate di un punto del piano di Mohr appartenente alla linea involuppo degli stati di tensione a rottura. Ripetendo la prova con differenti valori di N (almeno tre) si ottengono i punti sperimentali che permettono di tracciare la retta di equazione: $\tau_f = c' + \sigma' \tan(\varphi')$, e quindi di determinare i parametri di resistenza al taglio c' e φ' .

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		16 di 54

➤ **Prova di taglio diretto – risultati rielaborazione e parametri geotecnici**

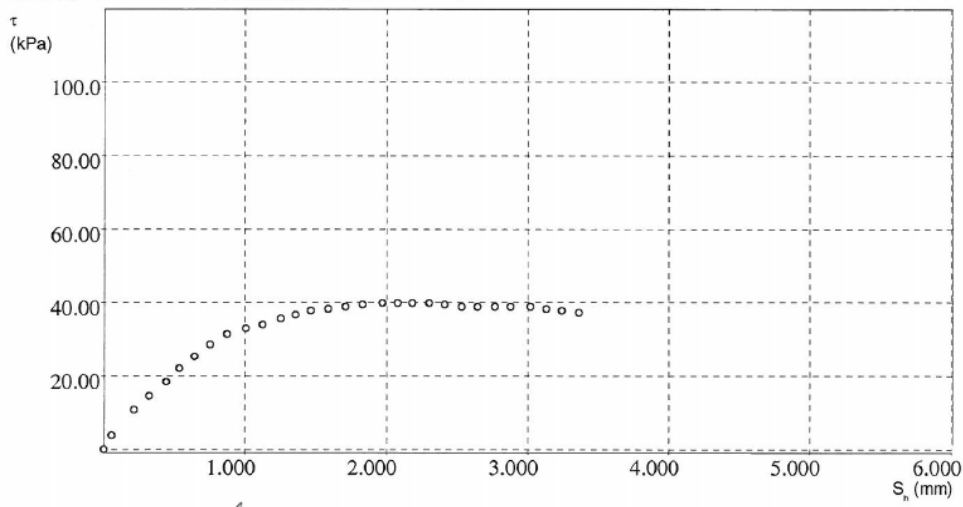
Per quanto esposto, i tre provini prelevati in situ e sottoposti a prova di taglio diretto presentano le seguenti caratteristiche:

Dati del provino n°1 (100 kPa) - Vr 0.002 mm/min

Descrizione provino	Argilla marnosa	Densità umida iniziale	16,808 kN/m ³	γ_n
Sezione	36,000 cm ²	Densità umida finale	17,673 kN/m ³	γ_f
Altezza iniziale	20,000 mm	Densità secca	12,337 kN/m ³	γ_s
Altezza finale	19,650 mm	Umidità iniziale	36,234 %	W_i
No. tara 1	11	Umidità finale	40,740 %	W_f
Massa tara 1	104,990 g	Saturazione iniziale	85,580 %	S_o
Massa tara 1 + massa umida iniz.	228,35 g	Saturazione finale	99,492 %	S_f
No. tara 2	177	Indice dei vuoti iniziale	1,139	e_o
Massa tara 2	37,400 g	Indice dei vuoti finale	1,101	e_f
Massa tara 2 + massa umida fin.	164,840 g	Densità secca finale	12,557 kN/m ³	γ_s
Massa tara 2 + massa secca	127,950 g			
Peso specifico dei grani	26,39 kN/m ³			

Risultati della fase di rottura Provino n°1 (100 kPa) - Vr 0.002 mm/min

dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa	dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1020,00	0,22	1,97	143,85	39,96
60,00	0,04	0,06	13,61	3,78	1080,00	0,23	2,08	143,85	39,96
120,00	0,04	0,21	38,88	10,80	1140,00	0,23	2,18	143,85	39,96
180,00	0,07	0,32	52,49	14,58	1200,00	0,23	2,30	143,85	39,96
240,00	0,09	0,45	66,09	18,36	1260,00	0,23	2,41	141,90	39,42
300,00	0,11	0,54	79,70	22,14	1320,00	0,23	2,53	139,96	38,88
360,00	0,12	0,64	91,36	25,38	1380,00	0,24	2,65	139,96	38,88
420,00	0,13	0,75	103,03	28,62	1440,00	0,24	2,77	139,96	38,88
480,00	0,14	0,87	112,75	31,32	1500,00	0,25	2,88	139,96	38,88
540,00	0,14	1,00	118,58	32,94	1560,00	0,25	3,02	139,96	38,88
600,00	0,15	1,12	122,47	34,02	1620,00	0,25	3,13	138,02	38,34
660,00	0,17	1,25	128,30	35,64	1680,00	0,25	3,24	136,07	37,80
720,00	0,20	1,36	132,19	36,72	1740,00	0,25	3,36	134,13	37,26
780,00	0,20	1,47	136,07	37,80	1800,00	0,25	3,47	134,13	37,26
840,00	0,22	1,59	138,02	38,34					
900,00	0,21	1,71	139,96	38,88					
960,00	0,22	1,83	141,90	39,42					



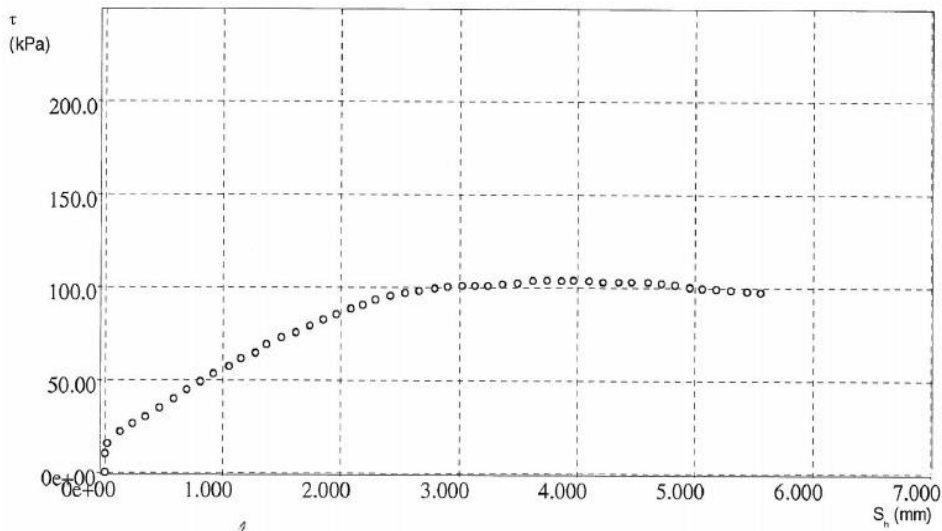
Inviluppo di rottura – provino 1

Dati del provino n°2 (200 kPa) - Vr 0.002 mm/min

Descrizione provino	Argilla marnosa		
Sezione	36,000 cm ²	Densità umida iniziale	19,127 kN/m ³ γ_n
Altezza iniziale	20,000 mm	Densità umida finale	19,906 kN/m ³ γ_i
Altezza finale	19,330 mm	Densità secca	15,532 kN/m ³ γ_s
No. tara 1	11	Umidità iniziale	23,140 % W_i
Massa tara 1	104,990 g	Umidità finale	23,866 % W_f
Massa tara 1 + massa umida iniz.	245,37 g	Saturazione iniziale	89,059 % S_o
No. tara 2	177	Saturazione finale	99,993 % S_i
Massa tara 2	37,400 g	Indice dei vuoti iniziale	0,699 e_o
Massa tara 2 + massa umida fin.	178,607 g	Indice dei vuoti finale	0,642 e_i
Massa tara 2 + massa secca	151,400 g	Densità secca finale	16,071 kN/m ³ γ_d
Peso specifico dei grani	26,39 kN/m ³		

Risultati della fase di rottura Provino n°2 (200 kPa) - Vr 0.002 mm/min

dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa	dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa	dt min	dH mm	Sh mm	F N	kPa
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1020,00	0,43	1,62	272,15	75,60	2040,00	0,60	3,62	373,23	103,67
60,00	0,03	-0,05	14,29	3,97	1080,00	0,43	1,74	285,75	79,38	2100,00	0,60	3,74	375,17	104,21
120,00	0,02	0,00	36,56	10,15	1140,00	0,43	1,85	297,42	82,62	2160,00	0,62	3,86	373,23	103,67
180,00	0,02	0,02	56,37	15,66	1200,00	0,46	1,96	307,14	85,32	2220,00	0,62	3,96	375,17	104,21
240,00	0,04	0,13	79,70	22,14	1260,00	0,47	2,08	318,80	88,56	2280,00	0,62	4,09	373,23	103,67
300,00	0,10	0,23	95,25	26,46	1320,00	0,53	2,18	326,58	90,72	2340,00	0,62	4,21	371,28	103,13
360,00	0,14	0,34	108,86	30,24	1380,00	0,53	2,28	336,29	93,42	2400,00	0,62	4,34	371,28	103,13
420,00	0,17	0,46	126,35	35,10	1440,00	0,53	2,41	344,07	95,58	2460,00	0,62	4,46	371,28	103,13
480,00	0,20	0,58	143,85	39,96	1500,00	0,53	2,53	349,90	97,20	2520,00	0,62	4,59	371,28	103,13
540,00	0,23	0,70	161,34	44,82	1560,00	0,55	2,65	353,79	98,27	2580,00	0,62	4,72	369,34	102,59
600,00	0,25	0,81	176,89	49,14	1620,00	0,56	2,78	357,68	99,35	2640,00	0,64	4,83	365,45	101,51
660,00	0,27	0,92	192,45	53,46	1680,00	0,56	2,90	361,57	100,43	2700,00	0,64	4,96	361,57	100,43
720,00	0,30	1,05	206,05	57,24	1740,00	0,56	3,02	363,51	100,97	2760,00	0,64	5,06	359,62	99,89
780,00	0,32	1,15	221,60	61,56	1800,00	0,56	3,13	363,51	100,97	2820,00	0,64	5,18	357,68	99,35
840,00	0,36	1,27	233,27	64,80	1860,00	0,60	3,24	363,51	100,97	2880,00	0,64	5,30	355,73	98,81
900,00	0,36	1,36	248,82	69,12	1920,00	0,60	3,36	367,40	102,05	2940,00	0,64	5,44	353,79	98,27
960,00	0,38	1,49	262,43	72,90	1980,00	0,60	3,49	369,34	102,59	3000,00	0,64	5,55	351,85	97,74
										3060,00	0,67	5,62	328,52	91,26



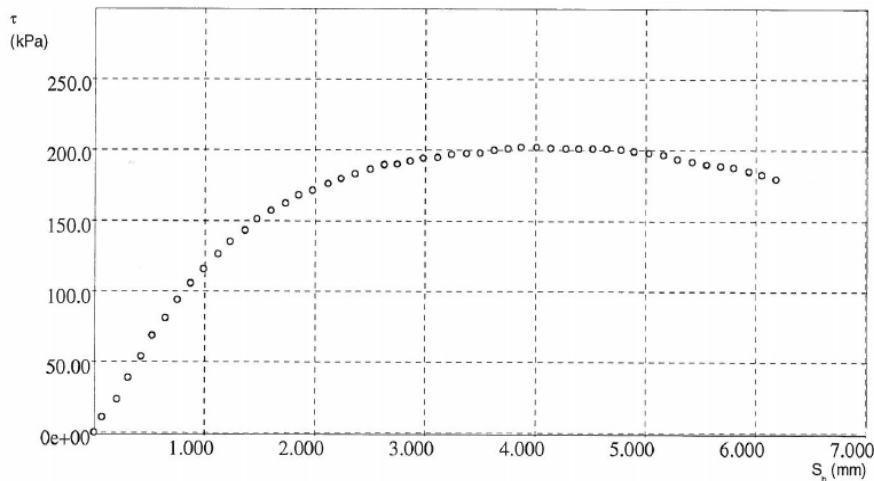
Inviluppo di rottura – provino 2

Dati del provino n°3 (400 kPa) - Vr 0.002 mm/min

Descrizione provino	Argilla marnosa		
Sezione	36,000 cm ²	Densità umida iniziale	17,608 kN/m ³ γ_n
Altezza iniziale	20,000 mm	Densità umida finale	18,212 kN/m ³ γ_f
Altezza finale	19,120 mm	Densità secca	12,797 kN/m ³ γ_d
No. tara 1	11	Umidità iniziale	37,596 % W_i
Massa tara 1	104,990 g	Umidità finale	36,060 % W_f
Massa tara 1 + massa umida iniz.	234,22 g	Saturazione iniziale	95,212 % S_o
No. tara 2	175	Saturazione finale	99,854 % S_f
Massa tara 2	38,170 g	Indice dei vuoti iniziale	1,062 e_o
Massa tara 2 + massa umida fin.	165,958 g	Indice dei vuoti finale	0,971 e_f
Massa tara 2 + massa secca	132,090 g	Densità secca finale	13,386 kN/m ³ γ_w
Peso specifico dei grani	26,39 kN/m ³		

Risultati della fase di rottura Provino n°3 (400 kPa) - Vr 0.002 mm/min

dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa	dt min	dH mm	Sh mm	F N	τ kPa	dt min	dH mm	Sh mm	F N	kPa
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1020,00	0,38	1,97	616,76	171,32	2040,00	0,50	4,13	725,71	201,59
60,00	0,04	0,07	40,86	11,35	1080,00	0,38	2,11	634,27	176,19	2100,00	0,52	4,27	723,77	201,05
120,00	0,06	0,21	85,61	23,78	1140,00	0,38	2,23	647,89	179,97	2160,00	0,52	4,39	723,77	201,05
180,00	0,09	0,31	140,08	38,91	1200,00	0,40	2,36	659,56	183,21	2220,00	0,51	4,52	723,77	201,05
240,00	0,11	0,42	194,56	54,04	1260,00	0,40	2,50	671,24	186,45	2280,00	0,51	4,64	723,77	201,05
300,00	0,11	0,52	247,09	68,64	1320,00	0,40	2,62	682,91	189,70	2340,00	0,51	4,77	721,82	200,51
360,00	0,24	0,64	291,84	81,07	1380,00	0,42	2,74	684,85	190,24	2400,00	0,53	4,89	717,93	199,43
420,00	0,24	0,75	338,54	94,04	1440,00	0,42	2,86	692,64	192,40	2460,00	0,53	5,03	714,04	198,34
480,00	0,29	0,87	381,34	105,93	1500,00	0,43	2,98	700,42	194,56	2520,00	0,53	5,16	708,20	196,72
540,00	0,33	0,99	416,36	115,66	1560,00	0,44	3,11	702,37	195,10	2580,00	0,53	5,29	698,47	194,02
600,00	0,33	1,11	455,27	126,46	1620,00	0,44	3,23	710,15	197,26	2640,00	0,53	5,42	690,69	191,86
660,00	0,35	1,22	486,40	135,11	1680,00	0,44	3,37	712,09	197,80	2700,00	0,54	5,55	684,85	190,24
720,00	0,37	1,36	515,59	143,22	1740,00	0,44	3,49	714,04	198,34	2760,00	0,54	5,68	680,96	189,16
780,00	0,37	1,47	544,77	151,33	1800,00	0,44	3,62	719,88	199,97	2820,00	0,54	5,80	677,07	188,08
840,00	0,38	1,60	566,17	157,27	1860,00	0,50	3,75	723,77	201,05	2880,00	0,55	5,94	667,34	185,37
900,00	0,38	1,73	583,68	162,13	1920,00	0,50	3,87	727,66	202,13	2940,00	0,56	6,06	657,62	182,67
960,00	0,38	1,84	605,08	168,08	1980,00	0,50	4,00	727,66	202,13	3000,00	0,55	6,18	647,89	179,97
										3060,00	0,56	6,25	599,25	166,46



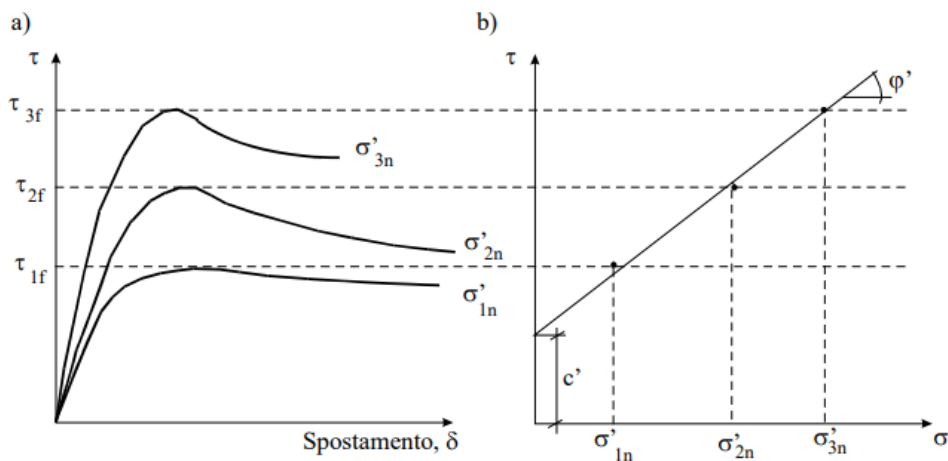
Inviluppo di rottura – provino 3

Dall'analisi e rielaborazione dei dati su riportati, si osserva che le tensioni di picco riscontrate nelle 3 prove sono le seguenti:

$$\text{prova 1: } \sigma'_1 = 100 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{p1} = 39,96 \text{ kPa}$$

$$\text{prova 2: } \sigma'_2 = 200 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{p2} = 103,13 \text{ kPa}$$

$$\text{prova 3: } \sigma'_3 = 400 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{p3} = 201,05 \text{ kPa}$$



Grafici tipologici: determinazione della resistenza a rottura (diagr. a) e dei parametri di resistenza al taglio (diagr. b)

Pertanto si sono ricavati i seguenti valori di coesione e angolo di attrito efficaci:

$$c' = 9,15 \text{ kPa}; \quad \varnothing' = 26^\circ$$

Applicando una covarianza del 25% per la coesione e una legge probabilistica per "grandi volumi di rottura e distribuzione log-normale", si ottengono i parametri di resistenza caratteristici:

$$c'_k = 5,92 \text{ kN/mq} \rightarrow c'_k \approx 6,00 \text{ kN/mq}$$

Applicando una covarianza del 5% per l'angolo di attrito e una legge probabilistica per "grandi volumi di rottura e distribuzione normale", si ottengono i parametri di resistenza di progetto:

$$\varnothing'_k = 24^\circ$$

➤ **Prova triassiale non consolidata non drenata UU – richiami teorici**

Le prove triassiali standard sono eseguite, con modalità diverse, su campioni ricostituiti di materiali sabbiosi e su campioni indisturbati o ricostituiti di terreni a grana fine per determinarne le caratteristiche di resistenza al taglio e di rigidità.

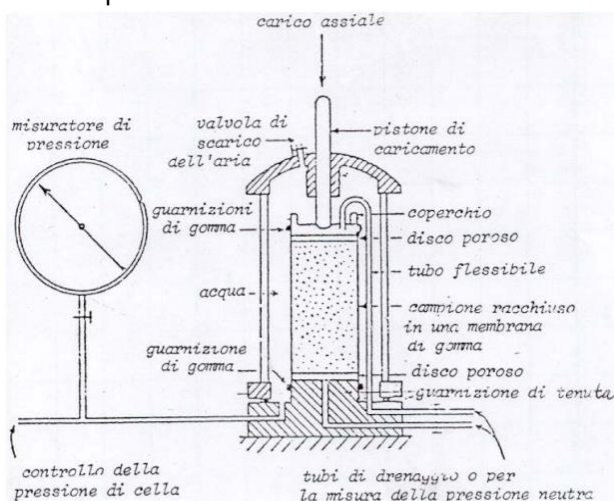
I provini di terreno hanno forma cilindrica con rapporto altezza/diametro generalmente compreso tra 2 e 2,5. Il diametro è di norma 35 o 50 mm. Poiché il diametro deve essere almeno 10 volte maggiore della dimensione massima dei grani, prove triassiali su terreni contenenti ghiaie o ciottoli non sono possibili salvo disporre di apparecchiature speciali di grandi dimensioni.

Lo stato tensionale a cui è soggetto un provino durante una prova triassiale è di tipo assiale-simmetrico e rimane tale durante tutte le fasi della prova, quindi le tensioni principali agiscono sempre lungo le direzioni assiale e radiali del provino. Il provino, la cui preparazione richiede procedure diverse a seconda della natura del terreno, è appoggiato su un basamento metallico all'interno di una cella di perspex.

Tra il basamento e il provino è posto un disco di materiale poroso molto permeabile, protetto da un disco di carta filtro che evita l'intasamento dei pori. Anche superiormente al provino è posto un disco di carta filtro ed una pietra porosa, sopra la quale è appoggiata una piastra circolare di carico. La superficie laterale del provino è rivestita con una membrana di lattice di gomma, molto flessibile ed impermeabile, stretta con guarnizioni di gomma (Oring) al basamento inferiore ed alla piastra di carico superiore.

Talvolta tra la superficie laterale del provino e la membrana di lattice di gomma sono poste strisce verticali di carta filtro. La cella di perspex è riempita d'acqua che può essere messa in pressione esercitando così uno stato di compressione isotropa sul provino. Il provino risulta idraulicamente isolato dall'acqua interna alla cella di perspex, ma in collegamento idraulico con l'esterno, poiché sia il basamento che la piastra di carico sono attraversati da condotti collegati con sottili e flessibili tubi di drenaggio.

La carta filtro disposta sulla superficie laterale del provino ha la funzione di facilitare il flusso dell'acqua dal provino all'esterno. I tubi di drenaggio possono essere anche utilizzati per mettere in pressione l'acqua contenuta nel provino (contropressione interstiziale o back pressure), o possono essere chiusi e collegati a strumenti di misura della pressione dell'acqua. Il tetto della cella è attraversato da un'asta verticale scorrevole (pistone di carico) che può trasmettere un carico assiale al provino attraverso la piastra di carico. Il provino posto nella suddetta cella e sottoposto a prova triassiale non consolidata non drenata (prova UU) è inizialmente saturato mediante la contemporanea applicazione di una tensione isotropa di cella e di una poco minore contropressione dell'acqua interstiziale. In tal modo le bolle d'aria eventualmente presenti nel provino tendono a sciogliersi nell'acqua interstiziale.



Schema tipo – cella di compressione triassiale

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		21 di 54

La prova si svolge in due fasi. Nella prima fase, dopo avere chiuso i drenaggi, il provino è sottoposto a compressione isotropa portando in pressione il fluido di cella al valore assegnato di pressione totale σ_c . Se il provino è saturo, e quindi il coefficiente B di Skempton è pari ad 1, il volume del provino non varia e l'incremento della pressione di cella (totale) comporta un uguale aumento della pressione interstiziale, mentre le tensioni efficaci non subiscono variazioni e quindi non varia la pressione efficace, σ'_c . Nella seconda fase, a drenaggi ancora chiusi, si fa avanzare la pressa su cui si trova la cella triassiale a velocità costante, anche piuttosto elevata. Durante la seconda fase è controllata la variazione nel tempo dell'altezza del provino, ΔH , ed è misurata la forza assiale esercitata sul provino, F, mentre di norma non è misurato l'incremento di pressione interstiziale. Tali misure permettono di calcolare, al variare del tempo, fino ed oltre la rottura del provino:

- la deformazione assiale media, $\epsilon_a = \Delta H/H_0$;
- la tensione deviatorica media, $F/A = \sigma_a - \sigma_r = \sigma'_a - \sigma'_r$, essendo σ_r la pressione radiale.

La prova viene eseguita su almeno tre provini a differenti pressioni totali di cella. Poiché la pressione efficace di consolidazione dei tre provini è la stessa, i cerchi di Mohr a rottura dei tre provini nel piano delle tensioni totali avranno lo stesso diametro e quindi saranno involuppati da una retta orizzontale di equazione:

$$\tau = c_u$$

➤ **Prova triassiale non consolidata non drenata UU – risultati rielaborazione e parametri geotecnici**

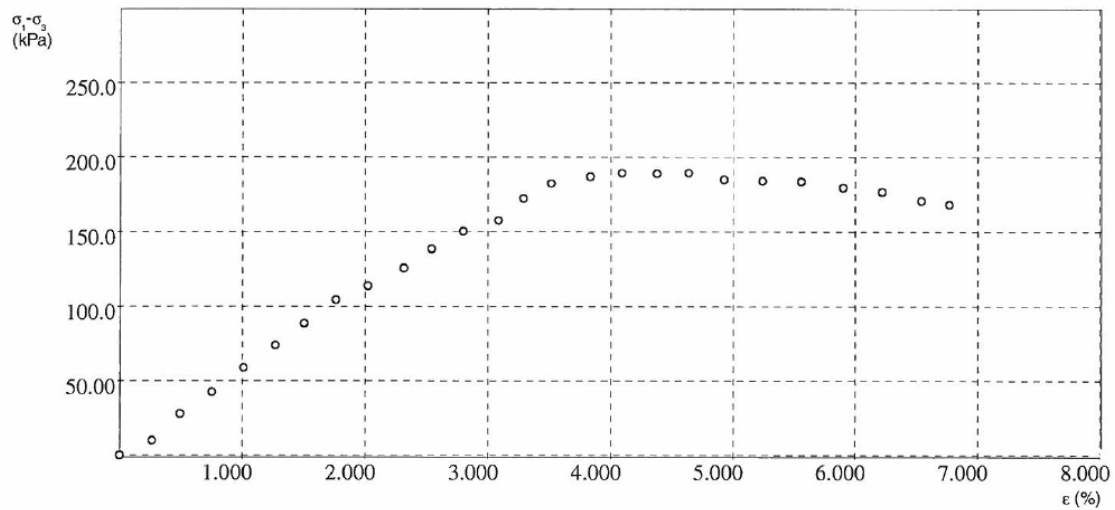
Per quanto esposto, i tre provini prelevati in situ e sottoposti a prova triassiale UU presentano le seguenti caratteristiche:

Dati del provino N°1 - Vr 0.38 mm/min

Sezione provino	11,33 cm ²	Densità umida iniziale	19,52 kNm ³	γ_n
Altezza iniziale	76,00 mm	Densità umida finale	21,01 kNm ³	γ_t
Altezza finale	70,62 mm	Densità secca	15,28 kNm ³	γ_s
No. Tara 1	0	Umidità iniziale	27,74 %	W_0
Massa tara 1	0,00 g	Saturazione iniziale	98,26 %	S_0
Tara + massa umida iniziale	171,36 g	Indice dei vuoti iniziale	0,785	e_0
No. Tara 2	0	Densità secca finale	16,45 kNm ³	γ_{d1}
Massa tara 2	0,00 g			
Tara + massa umida finale	171,36 g			
Tara + massa secca	134,15 g			
Peso specifico dei grani	27,28 kNm ³			

Elaborazione dati acquisiti

Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa	Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa
0,00	11,33	0,00	6,54	12,12	170,96
0,26	11,36	9,90	6,77	12,15	168,23
0,49	11,39	27,70	7,08	12,19	166,12
0,75	11,42	42,68			
1,01	11,45	58,94			
1,27	11,48	73,75			
1,50	11,50	88,51			
1,76	11,53	104,53			
2,02	11,56	113,70			
2,31	11,60	125,49			
2,54	11,62	138,62			
2,80	11,66	150,31			
3,08	11,69	157,88			
3,28	11,71	172,22			
3,52	11,74	182,45			
3,83	11,78	187,15			
4,09	11,81	189,71			
4,38	11,85	189,14			
4,64	11,88	189,42			
4,92	11,92	184,92			
5,24	11,96	184,30			
5,56	12,00	183,69			
5,90	12,04	179,90			
6,22	12,08	176,97			



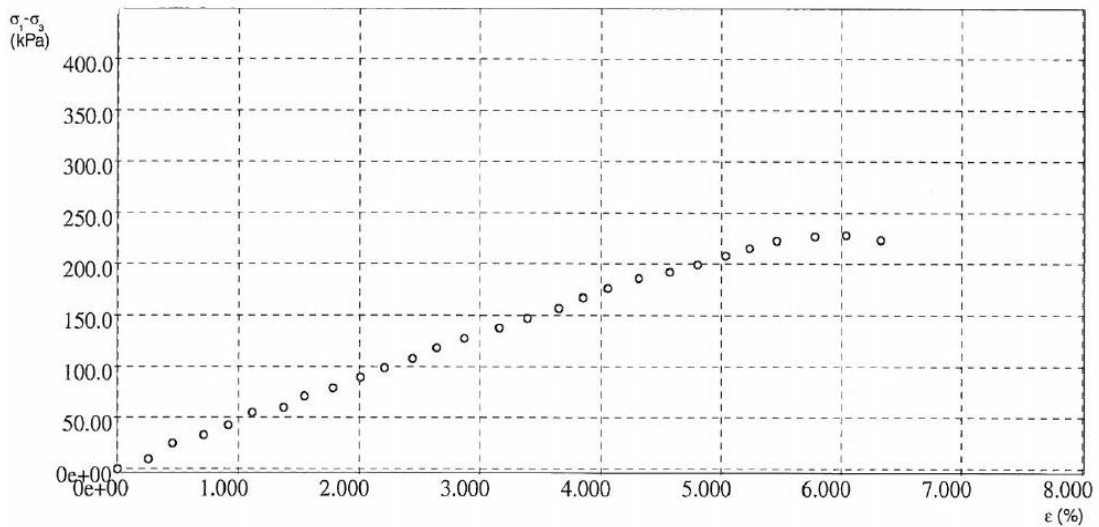
Inviluppo – provino 1

Dati del provino N°2 - Vr 0.38 mm/min

Sezione provino	11,33 cm ²	Densità umida iniziale	19,51 kNm ⁻³ γ_n
Altezza iniziale	76,00 mm	Densità umida finale	20,88 kNm ⁻³ γ_i
Altezza finale	71,02 mm	Densità secca	15,65 kNm ⁻³ γ_d
No. Tara 1	0	Umidità iniziale	24,70 % W_0
Massa tara 1	0,00 g	Saturazione iniziale	92,41 % S_0
Tara + massa umida iniziale	171,29 g	Indice dei vuoti iniziale	0,743 e_0
No. Tara 2	0	Densità secca finale	16,75 kNm ⁻³ γ_d'
Massa tara 2	0,00 g		
Tara + massa umida finale	171,29 g		
Tara + massa secca	137,36 g		
Peso specifico dei grani	27,28 kN/m ³		

Elaborazione dati acquisiti

Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa	Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa
0,00	11,33	0,00	5,47	11,99	223,05
0,25	11,36	9,90	5,78	12,03	227,50
0,45	11,38	24,97	6,04	12,06	228,17
0,71	11,41	33,12	6,33	12,10	223,60
0,91	11,43	42,61	6,56	12,13	221,76
1,12	11,46	54,79			
1,38	11,49	60,08			
1,55	11,51	70,83			
1,78	11,54	78,79			
2,01	11,56	89,41			
2,21	11,59	98,66			
2,44	11,61	107,84			
2,64	11,64	118,35			
2,87	11,67	127,44			
3,16	11,70	137,74			
3,39	11,73	146,73			
3,65	11,76	156,96			
3,85	11,78	167,23			
4,05	11,81	176,14			
4,31	11,84	186,21			
4,57	11,87	192,28			
4,80	11,90	199,69			
5,03	11,93	208,37			
5,24	11,96	215,76			



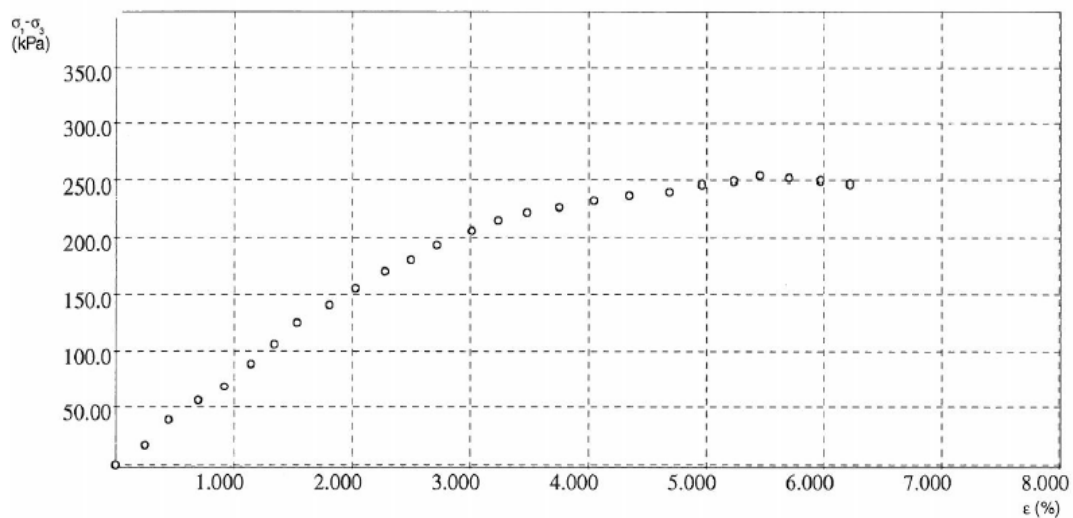
Inviluppo – provino 2

Dati del provino N°3 - Vr 0.38 mm/min

Sezione provino	11,33 cm ²	Densità umida iniziale	19,65 kNm ⁻³ γ_u
Altezza iniziale	76,00 mm	Densità umida finale	21,02 kNm ⁻³ γ_f
Altezza finale	71,07 mm	Densità secca	15,55 kNm ⁻³ γ_s
No. Tara 1	0	Umidità iniziale	26,39 % W_0
Massa tara 1	0,00 g	Saturazione iniziale	97,28 % S_0
Tara + massa umida iniziale	172,51 g	Indice dei vuoti iniziale	0,754 e_0
No. Tara 2	0	Densità secca finale	16,63 kNm ⁻³ γ_{sf}
Massa tara 2	0,00 g		
Tara + massa umida finale	172,51 g		
Tara + massa secca	136,49 g		
Peso specifico dei grani	27,28 kNm ⁻³		

Elaborazione dati acquisiti

Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa	Epsilon %	A cm2	s1-s3 kPa
0,00	11,33	0,00	5,97	12,05	250,37
0,25	11,36	16,77	6,22	12,08	247,13
0,45	11,38	38,69	6,49	12,12	242,55
0,70	11,41	56,39			
0,92	11,43	68,55			
1,14	11,46	88,84			
1,34	11,48	106,34			
1,53	11,51	125,12			
1,80	11,54	141,02			
2,03	11,56	155,55			
2,27	11,59	169,98			
2,50	11,62	180,34			
2,72	11,65	193,34			
3,01	11,68	206,12			
3,23	11,71	214,98			
3,48	11,74	222,42			
3,75	11,77	227,10			
4,05	11,81	233,01			
4,34	11,84	237,57			
4,69	11,89	240,65			
4,96	11,92	246,51			
5,23	11,96	249,73			
5,45	11,98	254,36			
5,70	12,01	252,39			



Inviluppo – provino 3

Pertanto si sono ricavati i seguenti valori di coesione non drenata:

$$\text{prova 1: } q_f = 189,71 \text{ kPa} \rightarrow c_u = 94,85 \text{ kPa}$$

$$\text{prova 2: } q_f = 228,17 \text{ kPa} \rightarrow c_u = 114,08 \text{ kPa} \rightarrow c_{u,media} = 112,04 \text{ kPa}$$

$$\text{prova 3: } q_f = 254,36 \text{ kPa} \rightarrow c_u = 127,18 \text{ kPa}$$

Applicando una covarianza del 20% per la coesione non drenata media su riportata e una legge probabilistica per “grandi volumi di rottura e distribuzione log-normale”, si ottengono i parametri di resistenza di progetto:

$$c_{u,k} = 79,30 \text{ kPa}$$

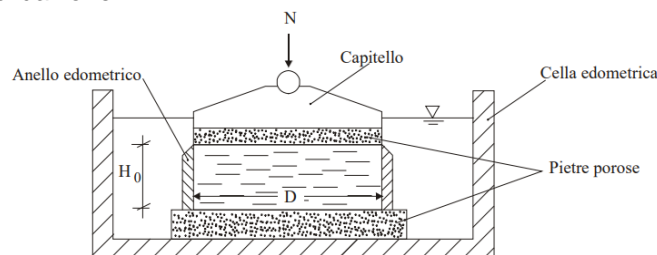
➤ Prova edometrica – richiami teorici

La compressibilità di un terreno viene spesso valutata in condizioni di carico assiale uniformemente distribuito e di assenza di deformazioni laterali; tali condizioni sono dette “edometriche”.

Per studiare in laboratorio la compressibilità con le ipotesi di condizioni di carico verticale infinitamente esteso, strati orizzontali, filtrazione e deformazioni solo verticali, viene impiegata una prova di compressione a espansione laterale impedita, detta prova edometrica.

La prova viene di norma eseguita su provini di terreno a grana fine (argille e limi) indisturbati.

I provini, di forma cilindrica e rapporto diametro/altezza (D/H_0) compreso tra 2,5 e 4 (molto spesso $D = 6 \text{ cm}$, $H_0 = 2 \text{ cm}$), durante la prova sono lateralmente confinati da un anello metallico, di rigidità tale da potersi considerare indeformabile. L'assenza di deformazioni radiali è garantita dal vincolo meccanico costituito dall'anello. La forma schiacciata del provino è motivata dalle necessità di ridurre al minimo le tensioni tangenziali indesiderate di attrito e di aderenza con la parete dell'anello (che a tal fine viene lubrificata), e di contenere i tempi di consolidazione.



Schema della cella edometrica

Sulle basi inferiore e superiore del provino vengono disposti un disco di carta da filtro e uno di pietra porosa, per favorire il drenaggio. L'insieme provino+anello rigido+pietre porose è posto in un contenitore (cella edometrica) pieno d'acqua, in modo da garantire la totale saturazione del provino durante la prova.

Le modalità standard di esecuzione della prova prevedono l'applicazione del carico verticale N per successivi incrementi, ciascuno dei quali è mantenuto il tempo necessario per consentire l'esaurirsi del cedimento di consolidazione primaria.

Quindi nella prova edometrica standard la tensione verticale totale è applicata per gradini, con discontinuità. Durante la permanenza di ciascun gradino di carico, viene misurata la variazione di altezza del provino, ΔH , nel tempo (tale informazione consente di studiare l'evoluzione nel tempo dei cedimenti, ovvero il processo di consolidazione).

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		26 di 54

Nota il valore di ΔH è possibile calcolare le deformazioni assiali (e volumetriche):

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0}$$

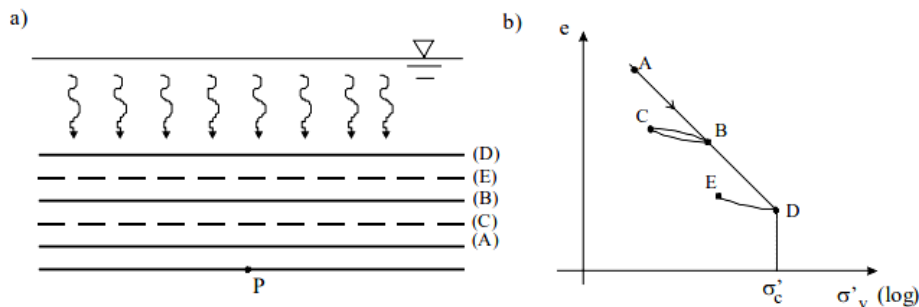
e le variazioni di indice dei vuoti:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_0} \cdot (1 + e_0)$$

I valori della deformazione assiale e/o dell'indice dei vuoti corrispondenti al termine del processo di consolidazione primaria per ciascun gradino di carico vengono diagrammati in funzione della corrispondente pressione verticale media efficace:

$$\sigma'_v = \frac{N}{A} = \frac{4 \cdot N}{\pi \cdot D^2}$$

Collegando fra loro i punti sperimentali si disegnano le curve di compressibilità edometrica.



Schema tipo: sedimentazione in ambiente lacustre con più cicli di carico e scarico (a) e variazione dell'indice dei vuoti con la pressione verticale efficace (b): A→B: compressione vergine, B→C: decompressione, C→B: ricompressione, B→D: compressione vergine, D→E: decompressione.

Per effetto dell'incremento di tensioni efficaci, il terreno subisce deformazioni volumetriche, ε_v , le quali, non essendo possibili deformazioni orizzontali, sono eguali alle deformazioni verticali (assiali), ε_a :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \varepsilon_a$$

essendo V_0 e H_0 il volume e l'altezza iniziale di un elemento di volume nell'intorno del punto P considerato, ΔV e ΔH le relative variazioni di volume e di altezza.

Rappresentando in un diagramma l'indice dei vuoti del terreno in funzione della pressione verticale efficace, riportata in scala logaritmica, nel caso in cui il deposito sia soggetto a più cicli di carico e scarico, ad esempio sedimentazione (A-B), seguita da erosione (B-C), di nuovo sedimentazione (C-D), fino a superare lo strato eroso, poi di nuovo erosione (DE), si ottiene l'andamento qualitativamente rappresentato nel grafico su riportato.

In particolare, trascurando il piccolo ciclo di isteresi formato dai tratti BC (scarico) e CB (ricarico), si può osservare che:

- nelle fasi di primo carico (compressione vergine, tratti AB e BD) il comportamento deformativo del terreno è elasto-plastico, poiché nella successiva fase di scarico solo una parte delle variazioni di indice dei vuoti (e quindi delle deformazioni) viene recuperata;
- i tratti di primo carico appartengono alla stessa retta; - nelle fasi di scarico e ricarico (tratti BC, CB e DE) il comportamento deformativo è elastico ma non elastico-lineare (il grafico di Figura 7.1b è in scala semilogaritmica);

- sia in fase di carico vergine che in fase di scarico e ricarico, essendo la relazione $e-\sigma'v$ rappresentata da una retta in scala semilogaritmica, per ottenere un assegnato decremento dell'indice dei vuoti, Δe , occorre applicare un incremento di tensione verticale efficace $\Delta\sigma'v$ tanto maggiore quanto più alto è il valore di tensione iniziale, ovvero la rigidezza del terreno cresce progressivamente con la tensione applicata.

La massima pressione verticale efficace sopportata dall'elemento di terreno considerato è detta pressione di consolidazione (o di preconsolidazione), $\sigma'c$, rappresentata dall'ascissa del punto D del grafico suddetto.

In conclusione, si può affermare che in condizioni edometriche il comportamento del terreno segue, con buona approssimazione, un modello elastico non lineare – plastico ad incrudimento positivo.

➤ **Prova edometrica – risultati rielaborazione e parametri geotecnici**

Dati del provino

Descrizione	Argilla marnosa	Densità umida iniziale	17,768 kN/m ³ γ_u
Sezione	19,625 cm ²	Densità umida finale	19,693 kN/m ³ γ_{u_i}
Altezza iniziale	20,000 mm	Densità secca iniziale	13,584 kN/m ³ γ_s
Altezza finale	17,200 mm	Umidità iniziale	30,800 % W_0
No. Tara 1	6	Umidità finale	24,673 % W_i
Massa tara 1	54,020 g	Saturazione iniziale	88,244 % S_0
Tara + massa umida iniz.	125,11 g	Saturazione finale	99,516 % S_i
No. Tara 2	6	Indice dei vuoti iniziale	0,935 e_0
Massa tara 2	54,020 g	Indice dei vuoti finale	0,664 e_i
Tara + massa umida fin.	121,780 g	Densità secca finale	15,795 kN/m ³ γ_{s_i}
Tara + massa secca finale	108,370 g		
Peso specifico dei grani	26,29 kN/m ³		

Gradino	P' kPa	ϵ %	e	M MPa	Cv cm ² /s	K m/s	Metodo
1	25,0	0,703	0,922				
2	50,0	1,945	0,898	2,01	4,953e-003	2,412e-009	Casagrande
3	100,0	3,277	0,872	3,75	1,982e-003	5,181e-010	Casagrande
4	200,0	5,138	0,836	5,37	4,930e-004	9,004e-011	Casagrande
5	400,0	7,404	0,792	8,83	3,570e-004	3,968e-011	Casagrande
6	800,0	10,577	0,731	12,61	1,020e-004	7,938e-012	Casagrande
7	1600,0	13,878	0,667	24,23	1,330e-004	5,373e-012	Casagrande
8	3200,0	17,812	0,591	40,67	9,900e-005	2,382e-012	Casagrande
9	800,0	16,751	0,611				
10	200,0	15,333	0,639				
11	50,0	14,039	0,664				

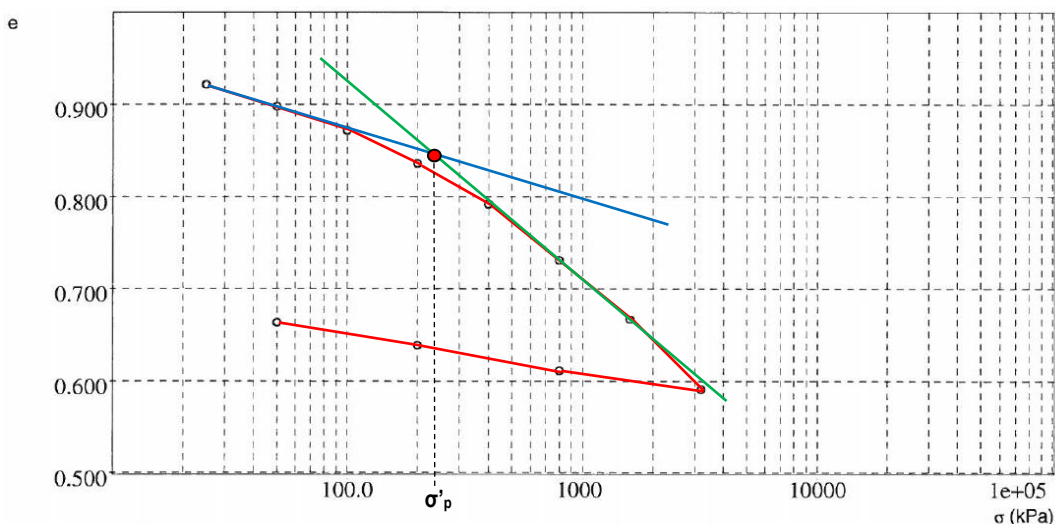


Diagramma $\varepsilon-\sigma'$

Dal diagramma $\varepsilon-\sigma'$ su riportato si osservano, rispettivamente, i rami di carico e scarico relativi ai gradini di carico applicati durante la prova edometrica. In particolare, dal primo tratto del ramo di ricompressione si ricava l'indice di ricompressione (R_R) con la seguente relazione empirica:

$$C_R = (e_1 - e_2) / (\log 10 \sigma'_{v,2} - \log 10 \sigma'_{v,1}) = 0,08$$

Allo stesso modo, dal ramo di compressione, si ricava l'indice di compressione (C_C) con la seguente relazione empirica:

$$C_C = (e_7 - e_8) / (\log 10 \sigma'_{v,8} - \log 10 \sigma'_{v,7}) = 0,25$$

Analogamente, dal ramo di scarico, si ricava l'indice di rigonfiamento (C_S) con la seguente relazione empirica:

$$C_S = (e_{10} - e_{11}) / (\log 10 \sigma'_{v,11} - \log 10 \sigma'_{v,10}) = 0,042$$

Inoltre, per ogni step di carico e successivo scarico, è stato calcolato il valore del coefficiente di consolidazione primaria (C_v) e la permeabilità (K) con il metodo di Casagrande.

In particolare, con riferimento allo specifico caso in esame, si ha:

- coeff. di consolidazione primaria (C_v) = 0,00123 cm²/sec;
- permeabilità (K) = 3,04 · 10⁻¹⁰ m/sec.

Inoltre, con il suddetto metodo, è stata valutata la tensione di preconsolidazione, pari a: $\sigma'_p \approx 210$ kPa. Considerata l'opera in progetto, si è valutata la pressione di compressione sul piano di fondazione della stessa e si è osservato come la massima variazione dello stato tensionale corrisponda a circa 150 kPa, pertanto un valore compreso tra il III° e il IV gradino di carico riportato nella prova edometrica effettuata. Pertanto il valore del modulo edometrico considerato è il valor medio tra:

$$E_{ed(3)} = 3,75 \text{ MPa}; E_{ed(4)} = 5,37 \text{ MPa} \rightarrow E_{ed(\text{medio})} = 4,56 \text{ MPa}$$

a cui corrisponde, mediante correlazione empirica e considerando un coefficiente di Poisson pari a 0.45, un modulo di Young pari a:

$$E_{ed} = [E \cdot (1 - \nu)] / (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) \rightarrow E = 1,20 \text{ MPa}$$

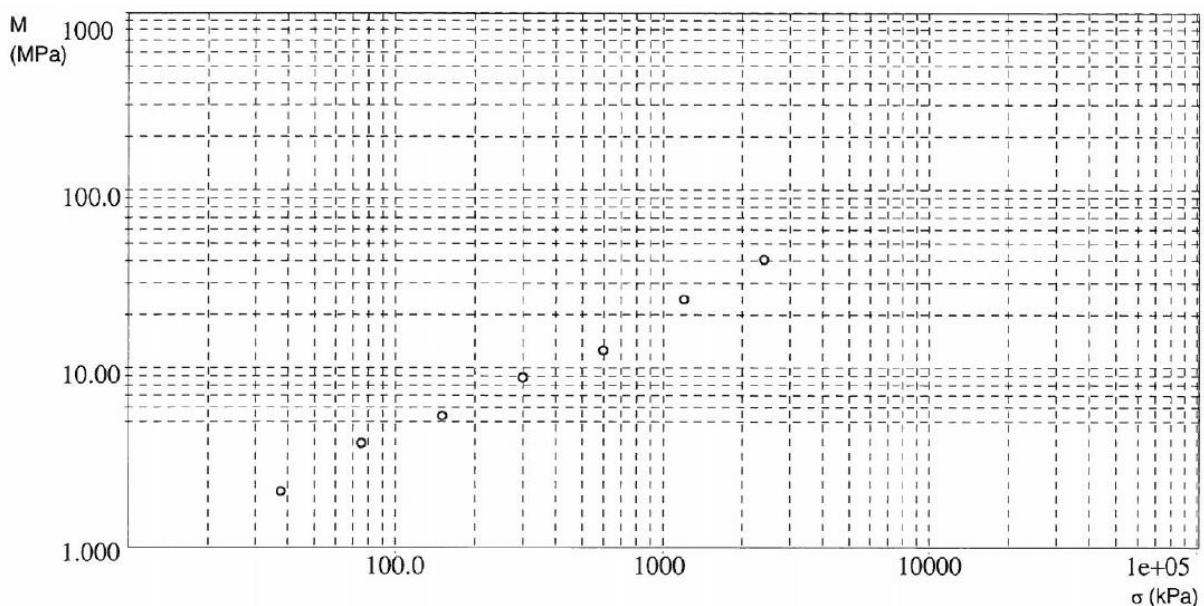


Diagramma M - σ'

*** **

Pertanto, dall'analisi delle colonne stratigrafiche, dei parametri indice e dei diagrammi risultanti dalle prove di laboratorio riportati nell'allegato "Rapporto di Prova Indagini Geognostiche e Geofisiche (rapporto di prova 1021)" alla presente relazione, considerando un terreno costituito da un'alternanza di limo argilloso sabbioso e argille marnose, si è proceduto al calcolo dei parametri geotecnici caratteristici secondo i principi della Geotecnica. Per ulteriori informazioni specifiche inerenti la caratterizzazione dei parametri geotecnici si rimanda all'elaborato "DOC.04.1.1 – Relazione sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica". Si riporta di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

UNITÀ B: LIMO ARGILLOSO SABBIOSO	TIPO DI DISTRIBUZIONE (PDF)	COV (%)	VALORI CARATTERISTICI		
	N	5	$\gamma_k = 16,00 \text{ kN/m}^3$		
N	20	$\varphi_{uk} = 0^\circ$		ND*	
LN	20	$c_{uk} = 106 \text{ kPa}$			
N	10	$IP_k = 15\%$		D*	
N	10	$\varphi'_k = 33^\circ$			
LN	10	$c'_k = 6,7 \text{ kPa}$			
UNITÀ A: ARGILLE MARNOSE	N	10	$\gamma_k = 15,41 \text{ kN/m}^3$		
	N	20	$\varphi_{uk} = 0^\circ$		ND*
	LN	20	$c_{uk} = 79,30 \text{ kPa}$		
	N	30	$E_{uk} = 1094 \text{ kPa}$		
	N	30	$G_{uk} = G' = 365 \text{ kPa}$		
	N	5	$\varphi'_k = 24^\circ$		D*
	LN	25	$c'_k = 6 \text{ kPa}$		
	LN	20	$E'_k = 820 \text{ kPa}$		
	N	30	$E_{edk} = 2310 \text{ kPa}$		
	N	20	$e_{0k} = 1$		
	LN	30	$c_{rk} = 0,05$		
	LN	30	$c_{ck} = 0,15$		
	LN	30	$c_{sk} = 0,02$		
	LN	50	$c_{vk} = 0,0007 \text{ cm}^2/\text{sec}$		


*ND = condizioni non drenate - D = condizioni drenate
N = distribuzione normale; LN = distribuzione lognormale

Inoltre, dai risultati delle indagini MASW si evince quanto segue:

Strato	Profondità	Spessore	Vs
1	0,0-2,4 m	2,4 m	176 m/s
2	2,4-17,9 m	15,5 m	267m/s
3	>27,7	--	1985 m/s

$$V_{s, eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Vs equi. = 250 m/s (categoria di suolo NTC 2018= C)

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		30 di 54

Il suolo di fondazione, pertanto, rientra all'interno della **Categoria C**, congruentemente alla Tab. 3.2.II delle N.T.C., e presenta una discriminante morfologica descrivibile con una **categoria topografia T1**.

MATERIALI DELLE OPERE DI PROGETTO

I materiali impiegati nelle opere di progetto sono:

- calcestruzzo strutturale elementi strutturali paratia: classe di resistenza C32/40;
- acciaio tondo per strutture in c.a.: acciaio B450C.
- acciaio strutturale da carpenteria: S275

Per garantire la durabilità della struttura sono stati presi in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali sia, nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione si considerano gli elementi strutturali in ambiente con **Condizioni Aggressive** corrispondente ad un **Gruppo di Esigenza B**.

Calcestruzzo per uso strutturale – C32/40

Il calcestruzzo che dovrà essere impiegato per la realizzazione degli elementi strutturali della paratia dovrà rispettare le caratteristiche che di seguito verranno esplicitate. Il calcestruzzo da impiegare è di **classe C32/40** ed il quantitativo di **cemento deve essere non inferiore a 340 kg/m³**. Il contenuto d'acqua è fissato in rapporto alla quantità di cemento nel **rapporto massimo di 0.50**; mentre la composizione granulometrica è stabilita in modo da garantire la resistenza meccanica richiesta, tenendo conto che la dimensione massima dell'inerte **deve essere non maggiore di 55 mm**.

Il copriferro è stato definito nella misura di 50mm per tutti gli elementi strutturali.

Qualora, il conglomerato cementizio fosse preparato in centrali di betonaggio esterne al cantiere particolare attenzione deve essere rivolta al trasporto:

- si deve conservare l'omogeneità del cls eliminando il rischio di segregazione dei componenti;
- il tempo di trasporto deve essere il minimo possibile in modo da consentire la posa in opera prima che inizi la presa (entro 25 minuti), altrimenti si dovranno impiegare opportuni ritardanti.

In caso del getto di cls con autopompa, **si prescrive** una classe di consistenza **S4**, verificata col cono di Abrams. Il getto del cls deve avvenire in modo da evitare la separazione degli aggregati, ovvero deve essere eseguito ad una distanza non superiore a 50 cm dall'estradosso dei casseri. Si dovrà procedere al disarmo dei diversi elementi strutturali nel rispetto dei seguenti tempi minimi di stagionatura, avendo cura di procedere per gradi e in modo da evitare azioni dinamiche, ovvero non prima di 7 giorni dal getto per le sponde dei casseri. Durante i giorni in cui la temperatura dovesse superare i 30°C si dovrà proteggere la superficie dei getti con provvedimenti adeguati, almeno nei primi tre giorni dopo il getto.

Proprietà reologiche

$$E = 33300 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.1$$

$$G = 15738 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$P_s = 2.5e-005 \text{ [N/mm}^3\text{]}$$

$$\alpha = 1e-005 \text{ [1/}^\circ\text{C]}$$

Parametri di verifica

$$\gamma_{M,c} = 1.5$$


$$\gamma_{M,t} = 1.5$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$f_{ck} = 32 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		32 di 54

Acciaio tondo per strutture in c.a. - B450C

Gli acciai per calcestruzzo armato devono essere obbligatoriamente dotati del requisito di saldabilità. Oltre che qualificati, nel rispetto delle procedure riportate al §11.3.1.2 del D.M. 17 gennaio 2018 e della relativa circolare esplicativa n.7/19 C.S.LL.PP. Le caratteristiche chimiche degli acciai devono essere conformi al §11.3.2.7 della norma citata. Devono essere utilizzati solo acciai ad aderenza migliorata.

Al momento della posa le armature devono presentarsi non affette da un avanzato stato di ossidazione e prive di piegature anomale, oltre che di gravi difetti superficiali, visibili ad occhio nudo.

Per l'opera in oggetto è previsto l'impiego di un solo tipo di acciaio per cemento armato, ovvero il B450C. Le armature possono essere fornite in barre o sotto forma di rotoli, per questi ultimi la normativa fissa un limite superiore del diametro che non può essere maggiore di 16 mm.

Possono essere utilizzati solo acciai dotati di marcatura CE, secondo quanto previsto dalla UNI EN 10080:2005. Le barre, i rotoli ed i fili per calcestruzzo armato devono inoltre essere conformi alle disposizioni riportate nella UNI EN ISO 15630-1:2004.

Se la fornitura di elementi sagomati o assemblati proviene da un Centro di trasformazione, il prelievo dei provini può essere effettuato all'interno di questa struttura dal Direttore Tecnico del Centro, secondo le indicazioni del Direttore dei Lavori che deve essere presente al momento del campionamento. La procedura da rispettare è perfettamente analoga ai criteri per i controlli di accettazione in cantiere.

Le reti ed i tralicci elettrosaldati, eventualmente utilizzabili in cantiere devono rispettare tutte le prescrizioni contenute al §11.3.2.5 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare, per le staffe dei tralicci si può derogare all'obbligo di impiego di acciai ad aderenza migliorata.

Il diametro delle barre che costituiscono le reti ed i tralicci elettrosaldati non può essere minore di 6mm e superate i 16 mm; è inoltre fissato un limite del rapporto tra il diametro minimo e quello massimo, pari a 0.6.

L'interasse delle barre, per reti e tralicci, non deve essere maggiore di 330mm.

I nodi delle reti devono resistere ad una sollecitazione di distacco pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore, sulla tensione di snervamento pari a 450 MPa.

Per le reti saldate valgono inoltre le prescrizioni contenute all'interno della UNI EN ISO 15630-2:2004 e nella relativa errata corrige del 2008.

Proprietà reologiche

$$E = 2e+005 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 76923 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$P_s = 7.85e-005 \text{ [N/mm}^3\text{]}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ [1/}^\circ\text{C]}$$

Parametri di verifica

$$f_{yk} = 450 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M,c} = 1.15$$

$$\gamma_{M,t} = 1.15$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$f_{uk} = 540 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.0675$$

$$f_{cd} = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctd} = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Gli acciai per strutture in c.a. devono rispettare le prescrizioni degli aggiornamenti per le Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con il D.M. 17 gennaio 2018.

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		33 di 54

L'appaltatore non deve porre in opera armature ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne riducano la resistenza o che siano ricoperte da sostanze che riducono sensibilmente l'aderenza al conglomerato cementizio.

Particolare attenzione va posta alla lavorazione delle armature: il diametro del mandrino, su cui avviene la piegatura, deve essere maggiore di **6 volte** il diametro della barra.

Occorre garantire un adeguato **interferro tra le barre**, con un **minimo di 2,5 cm**, qualora se ne ravvisi la necessità, il direttore dei lavori ordinerà il **raggruppamento delle barre a coppie** garantendo un **interferro minimo di 4 cm, oppure si disporranno più registri**.

Il **copriferro minimo** non deve essere inferiore a **5 cm per tutti gli elementi strutturali**.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la UNI EN 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee disponibili EN 10080, EN 10138, EN 10025, EN 10210, EN 10219. Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del D.P.R. n. 246/1993 di recepimento della Direttiva 89/106/CE, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti del §11.3 del D.M. 17 gennaio 2018 non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Acciaio per uso strutturale S275

Per la realizzazione di strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

(per temperature fino a $100 \text{ }^\circ\text{C}$)

densità = 7850 kg/m^3

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		34 di 54

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi adottati per il dimensionamento della struttura. Si precisa come per l'orizzontamento posto a quota -0.59m esso sia catalogabile alla categoria C "Ambienti suscettibili di affollamento" con un carico variabile $q=5 \text{ kN/m}^2$. Tuttavia tale carico è stato incrementato a 20 kN/m^2 per consentire la sosta di un mezzo pesante come camionette ed autobotti dei VV.FF.

Platee di fondazione:

G1 - permanenti strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
Platea $s=50\text{cm}$	0,5	25	12,5
TOTALE G1			12,5
G2 - permanenti non strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
massetti per le pendenze $H_{medio}= 20\text{cm}$ - platea seconda camera	0,2	18	3,6
massetti per le pendenze $H_{medio}= 10\text{cm}$ - platea locale pompe	0,1	18	1,8
Q - carichi accidentali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
<i>Pressione idrostatica - considerato rimpimento fino a 80%H LOCALE</i>			
seconda camera	1,7	10	17
locale pompe	2,5	10	25

Solaio 1^a camera – quota -2.69m:

G1 - permanenti strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
Solaio a predalles $H=31\text{cm}$			5,88
TOTALE G1			4,84

G2 - permanenti non strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
massetti per le pendenze $H_{medio}= 10\text{cm}$	0,1	18	1,8
TOTALE G2			1,8

Q - carichi accidentali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m^3	kN/m^2
<i>Pressione idrostatica - considerato riempimento fino a 80%H LOCALE</i>			
prima camera	1	10	10
TOTALE Q			10

Solaio Estradosso – quota -0.59m:

G1 - permanenti strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m ³	kN/m ²
<i>Solaio a predalles H=36cm</i>			5,23
TOTALE G1			5,23

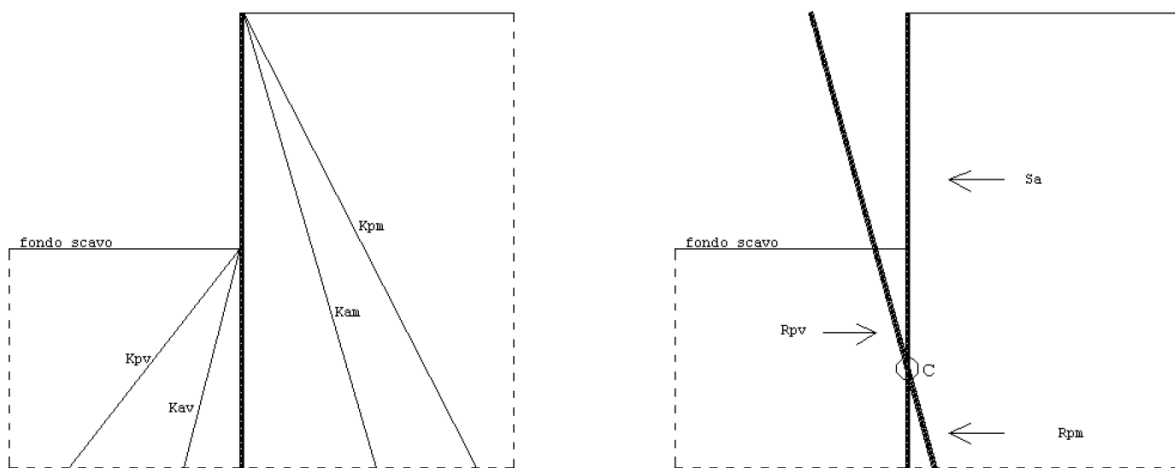
G2 - permanenti non strutturali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m ³	kN/m ²
<i>misto granulare stabilizzato H_{medio}=40cm</i>	0,4	16	6,4
<i>massetto pendenze H_{medio}=10cm</i>	0,1	18	1,8
<i>Pavimentazione</i>	0,01	20	0,2
TOTALE G2			8,4

Q - carichi accidentali			
	s	γ	$\gamma_{tot.}$
	m	kN/m ³	kN/m ²
Mezzo pesante VVFF	-	-	20
TOTALE Q			20

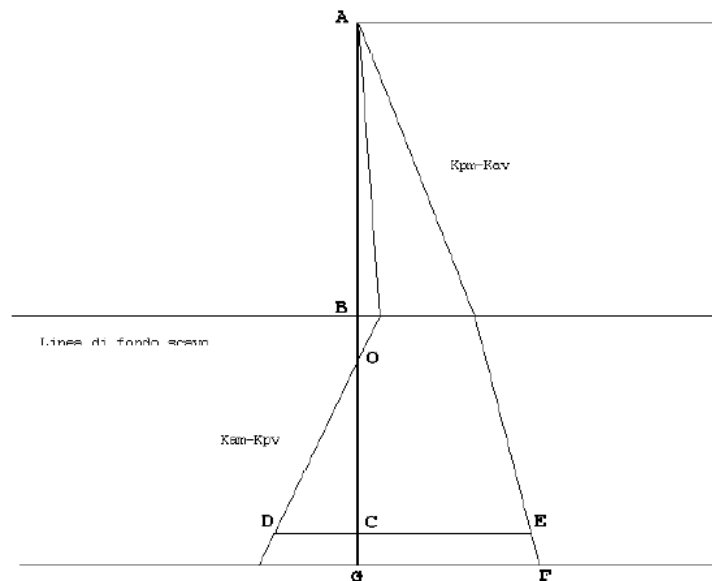
Spinta del terreno statica e sismica

Nel caso di una paratia a mensola l'equilibrio è assicurato dal gioco fra spinta attiva, agente da monte sulla parte fuori terra, spinta passiva, agente da valle sulla parte antistante la paratia, e dalla contropinta, agente da monte sulla parte interrata.

La paratia, supposta rigida, ruota intorno ad un centro di rotazione disposto al di sotto della linea di fondo scavo. Nel ruotare la paratia incontra la resistenza del terreno antistante posto al di sotto della linea di fondo scavo ed al di sopra del centro di rotazione (spinta passiva) e la resistenza del terreno a monte nel tratto posto al di sotto del centro di rotazione (contropinta) fino all'estremità inferiore della paratia.



A partire dai diagrammi di spinta sopra indicati e, tenendo conto del cinematico ipotizzato (rotazione rigida rispetto al centro di rotazione C), si ricavano i diagrammi risultanti agenti sulla paratia. In particolare, indicato con K_a e K_p i coefficienti di spinta attiva e passiva e con γ il peso specifico del terreno interessato dall'opera (considerando per semplicità il mezzo omogeneo, anche se gli stessi diagrammi sono validi anche nel caso di terreno stratificato) i diagrammi si presentano come nella figura riportata sotto.



In particolare, l'espressione del diagramma nel tratto **AB** (dalla testa della paratia fino alla linea di fondo scavo) è quella della spinta attiva :

$$\sigma_a = \gamma K_a \cdot j$$

Alla spinta in condizioni statiche si aggiunge in condizioni sismiche un incremento dinamico della spinta valutato, in accordo con la normativa vigente per le opere interrato, facendo riferimento al metodo pseudo-statico secondo la formulazione di Mononobe-Okabe. In entrambe i casi l'incremento dipende dai coefficienti sismici orizzontali e/o verticali (k_h e k_v) definiti nell'analisi:

$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

In particolare dipendono dal rapporto a_g/g previsto, valutato per lo stato SLV, dal fattore di amplificazione S e dal coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m assegnato. Il fattore S rappresenta una amplificazione in funzione della localizzazione stratigrafica su cui è posta l'opera, mentre il fattore β_m riduce la spinta effettiva agente considerando le capacità dissipative del complesso muro/terreno per piccoli spostamenti.

Carichi mobili

Essi sono stati considerati esclusivamente per la verifica degli elementi strutturali dei nuovi pozzetti in c.a. Come azioni da traffico veicolare si assume lo schema di carico 1, composto da un carico distribuito di 9 kN/mq e dal carico concentrato del mezzo convenzionale da 600kN, a due assi da 300 kN con interasse 1,2m. Vista la limitata larghezza dei pozzetti esso è stato ripartito in direzione trasversale per la larghezza dell'intero pozzetto e in direzione longitudinale considerando una diffusione del carico a 45° fino al piano medio della soletta di copertura.

La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pari a 100kN/mq posizionata in mezzeria della soletta di copertura per massimizzare le sollecitazioni flettenti della soletta.

In ogni caso si è ipotizzata anche una condizione di carico con carico distribuito sull'intera soletta di copertura pari a 20kN/mq.

Azione sismica

Le condizioni stratigrafiche e topografiche del volume di terreno interessato dall'opera e concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale. Gli effetti stratigrafici sono legati alla stratigrafia, alla meccanica dei terreni, alla geometria tra i diversi strati di terreno e roccia. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari, quali possono essere pendii e creste.

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in situ e considerando le condizioni topografiche locali (§3.2.2 delle N.T.C.). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo del terreno sottostante la struttura consente di identificare il sottosuolo nella **categoria C**, secondo le Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III delle N.T.C..

Le componenti dell'azione sismica verranno descritte mediante la massima accelerazione attesa in superficie (P.G.A.). Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è definito dalle N.T.C. così come di seguito riportato:

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		38 di 54

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	(3.2.4)
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$	
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$	

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T \quad 3.2.5$$

essendo:

- S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.V delle N.T.C.) e S_T in coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 3.2.VI delle N.T.C.);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionale ϵ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \zeta)} \geq 0,55 \quad 3.2.6$$

dove ζ (espresso in %) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo (Tabella 3.2.V delle N.T.C.);

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

dove T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, ma in tale situazione per la definizione della stessa si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione dei categoria del sottosuolo di riferimento (Tabella 3.2.II delle N.T.C.).

Tab. 3.2.IV - 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	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$

Parametri delle categorie di sottosuolo

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Categorie di sottosuolo che permettono l'approccio semplificato

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica S_T , vista l'orografia della zona, si è attribuita la categoria **T₁** "**Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$** ".

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Valori del coefficiente di amplificazione topografica

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni sono quelle di normativa che di seguono sono esposte:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	
Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.	
- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_F \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:	$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:	$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:	$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:	$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:	
$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$ [2.5.7]	

Combinazione di carico

dove:

- G_1 (azioni permanenti) indica il valore pesi propri degli elementi strutturali;
- G_2 (azioni permanenti) indica il valore dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- Q_K azioni variabili che agiscono sulla struttura (neve- vento- ecc.)
- E azione sismica, le cui masse sono date dalla relazione $G_1 + G_2 + \Sigma(\Psi_{2i} + Q_{ki})$.

Nelle verifiche agli stati limiti si distinguono:

- Lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**;
- Lo stato limite di resistenza della struttura: **STR**;
- Lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**.

Si riporta la tabella 2.6.I delle NTC che individua i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali di sicurezza

ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale della nuova vasca interrata si è articolata in due distinte fasi: la prima fase ha riguardato lo studio del comportamento della paratia mediante due modelli bidimensionali volti a rappresentare i principali punti caratteristici, in quanto ad essa è affidato il compito di sostenere l'azione statica e sismica dovuta alla spinta del terreno. L'analisi è stata effettuata con il metodo pseudo-statico come indicato dalle NTC18.

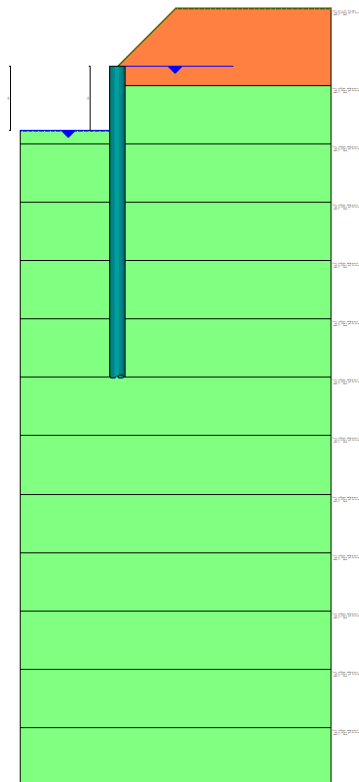
La modellazione della paratia è stata eseguita sia nella condizione finale, dove si è tenuto conto dell'effetto benefico stabilizzante della presenza dei solai e delle platee di fondazione interne come punti di vincolo rigido in grado di limitare la deformabilità della paratia, sia nella condizione iniziale di scavo in assenza di tale effetti benefici. La paratia secante è stata modellato solo per i pali armati DN800 posti ad interasse 1,10m.

La seconda fase ha riguardato invece l'analisi strutturale per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali interni della vasca, tenendo in conto nel modello di calcolo degli effetti derivanti dalla modellazione della paratia. In particolare è stato modellato il muro in testa la paratia, sul quale scaricano i nuovi solai interpiano e di copertura. Per tenere conto del vincolo esercitato dalla paratia sulle platee di fondazione, dove si prevede un collegamento con barre inghisate, sono stati modellati dei muri equivalenti la paratia secante fino alla quota di fondo scavo delle platee; da tale quota sono stati modellati dei pali intesi come pali di fondazione.


Per questa fase lo schema statico adottato, e successivamente implementato all'interno del calcolatore elettronico, è il classico comportamento spaziale delle strutture a pareti portanti e telaio, caricate ai livelli dei piani con carichi superficiali e lineari dei solaio.

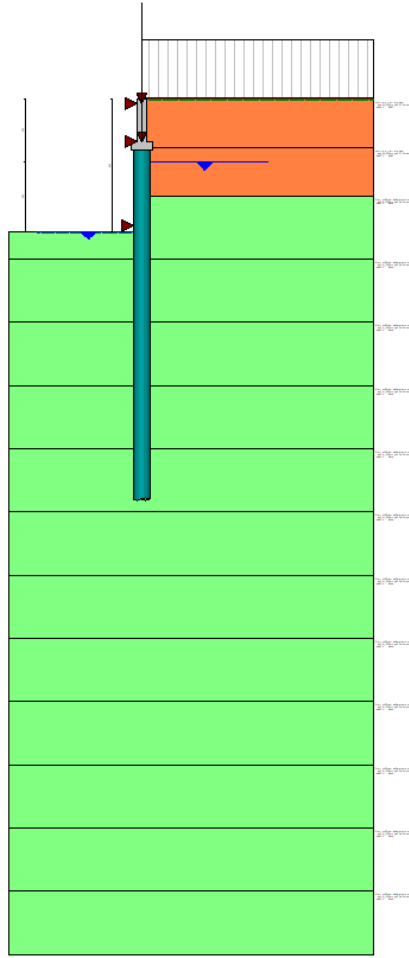
Le strutture a pareti e piastre sono state modellate come elementi bidimensionali mentre le strutture in elevazione quali travi e pilastri sono state considerate come elementi monodimensionali.

Si riportano alcune viste dei principali modelli di calcolo realizzati:

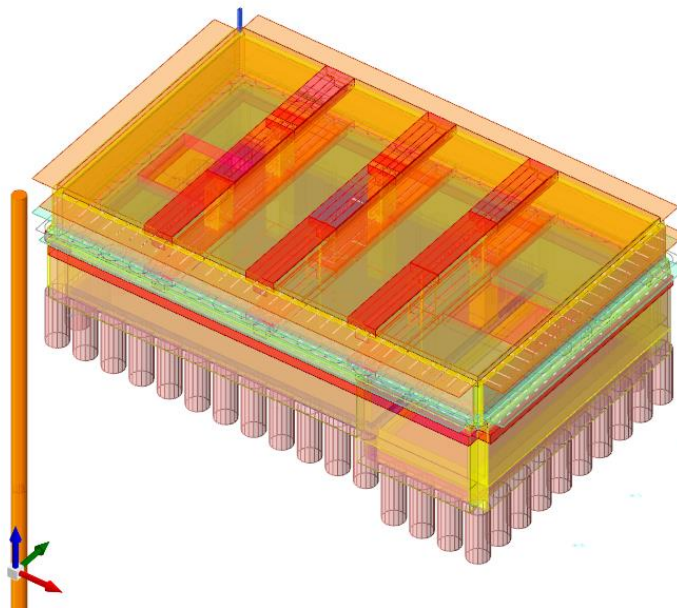


Vista modello paratia fase di scavo

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		42 di 54

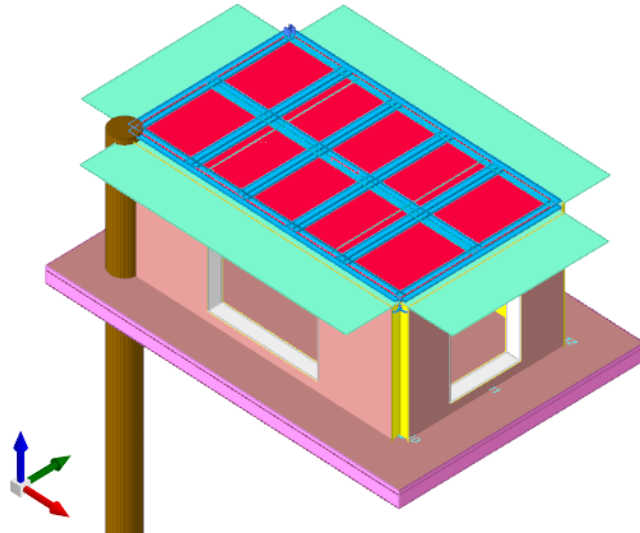


Vista modello paratia fase finale

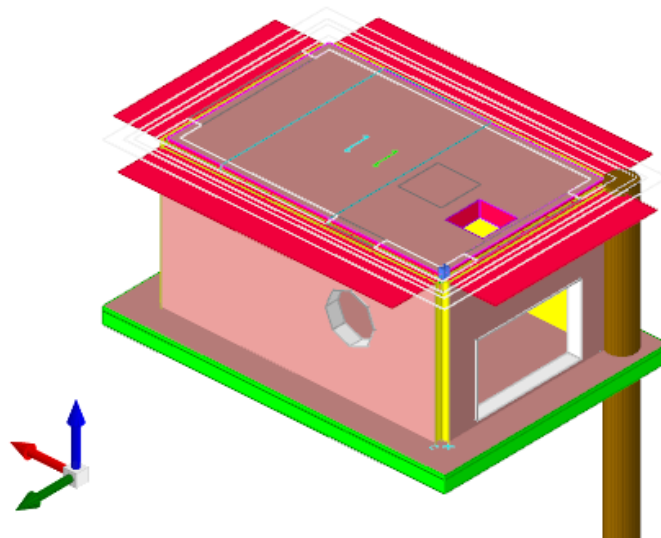


Vista modello vasca

Per quanto riguarda i pozzetti gettati in opera sono stati realizzati due diversi modelli di calcolo per le due diverse tipologie di pozzetti previsti dal progetto.
Si riportano le viste dei modelli realizzati:



Vista modello 1 – pozzetti



Vista modello 2 – pozzetti

CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	PRO.SYSTEM srl
Licenza	AIU4507SS

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12
Produttore del software: Concrete
Concrete srl, via della Pieve, 19, 35121 PADOVA - Italy
Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.0498754720
Versione: 12.22

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di

 Pro. System S.r.l. Sistemi per la progettazione	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		45 di 54


eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastrati posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta

	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		46 di 54

la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

 Pro. System S.r.l. <small>Sistemi per la progettazione</small>	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		47 di 54

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica di sicurezza nei confronti degli Stati Limiti Ultimi di resistenza si effettua con il metodo “dei coefficienti parziali di sicurezza” espresso dalla seguente espressione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto e E_d è il valore di progetto delle azioni.

I calcoli delle caratteristiche di sollecitazione e delle deformazioni sugli elementi della struttura oggetto della presente relazione di calcolo sono stati eseguiti con l'ausilio del software Sismicad 12.17 con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Scienza delle Costruzioni.

Le combinazioni di carico allo S.L.U. statiche sono ottenute da D.M. 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni. Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

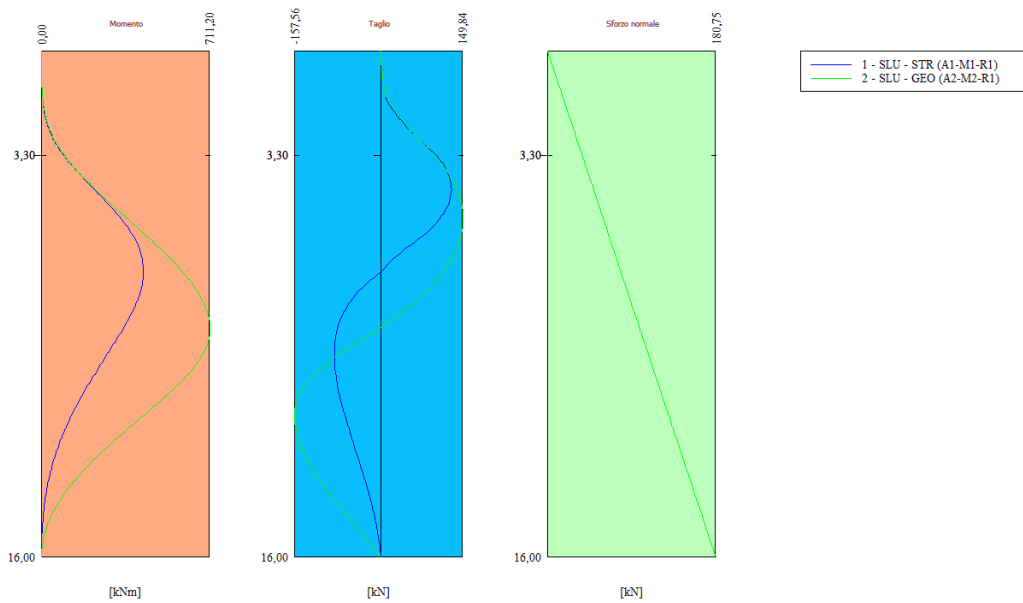
Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Nel presente elaborato si riportano delle estrapolazioni di carattere grafico delle verifiche e delle caratteristiche delle sollecitazioni e degli spostamenti propri della struttura progettata. Inoltre si riportano i principali dati sulle verifiche e sul comportamento della struttura.

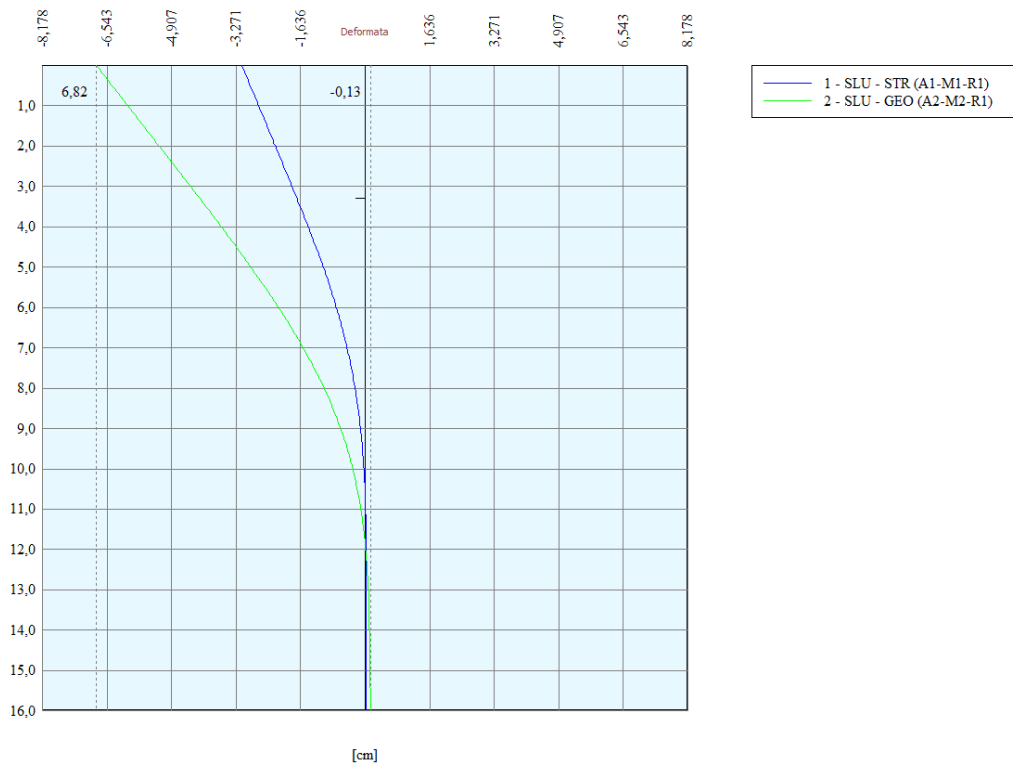
I risultati relativi alle verifiche previste dalle NTC 2018 sono definiti e descritti all'interno dell'elaborato denominato “Fascicolo di calcolo”.

Di seguito si riportano i principali risultati ottenuti e la verifica degli elementi strutturali più significativi della struttura.

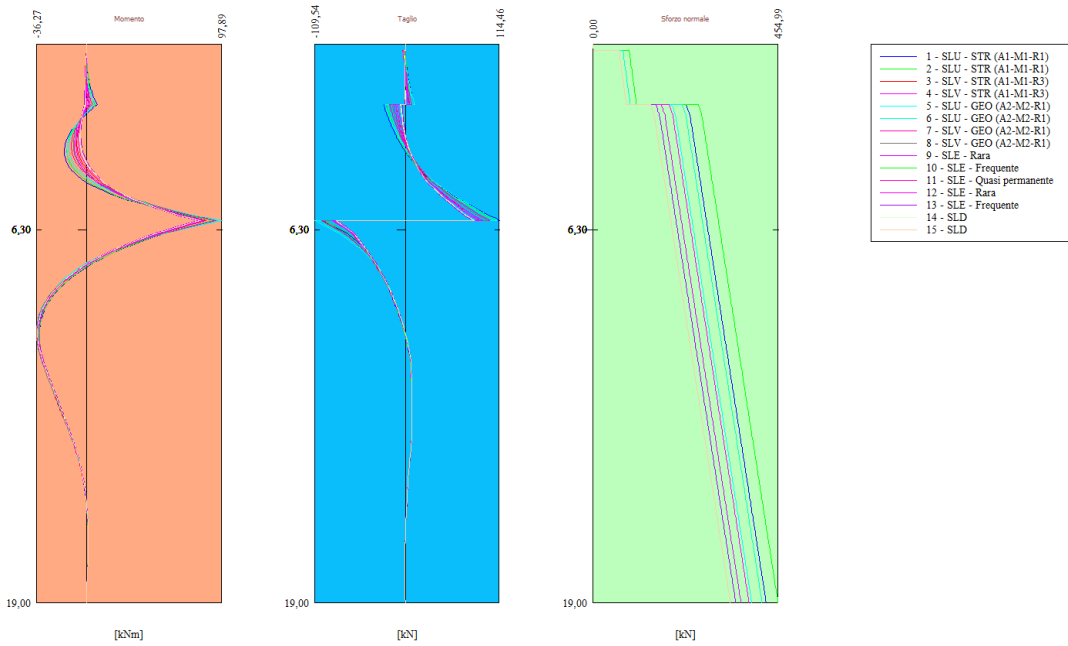
 Pro. System S.r.l. Sistemi per la progettazione	PRO.SYSTEM s.r.l. Corso Trieste, 61 - 00198 ROMA Tel. 0685305488 - Fax 068549703 f.verzaschi@gmail.com - francoverzaschi@pec.it	ELABORATO	REV.	PAG
		2020.013- DOC.04.		48 di 54



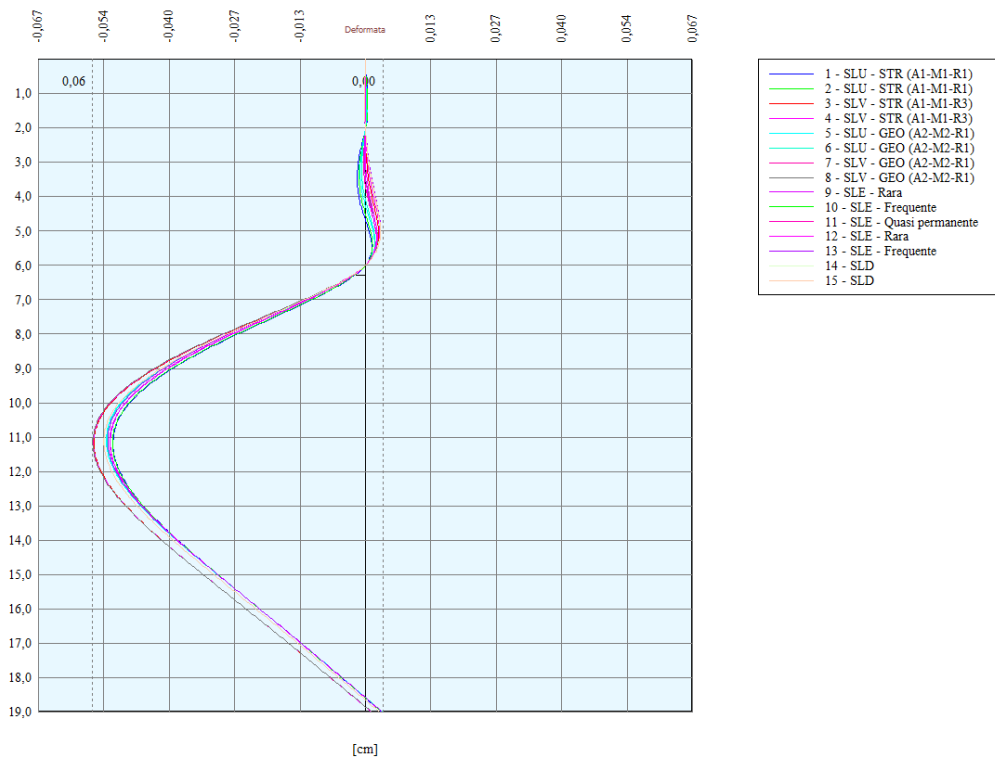
Principali Sollecitazioni – modello paratia fase di scavo



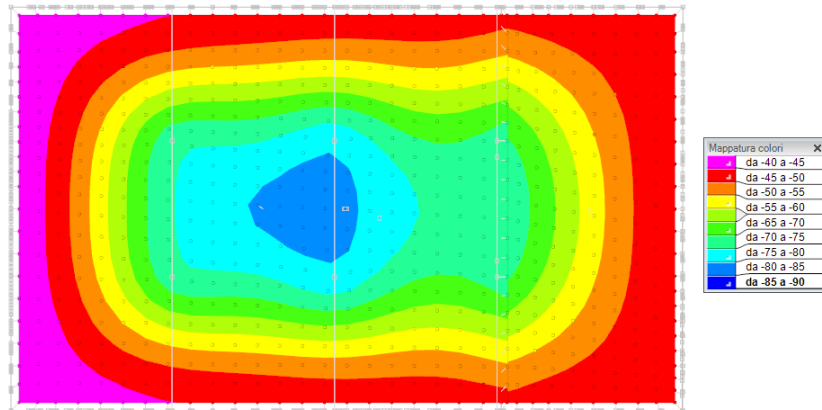
Principali Spostamenti – modello paratia fase di scavo



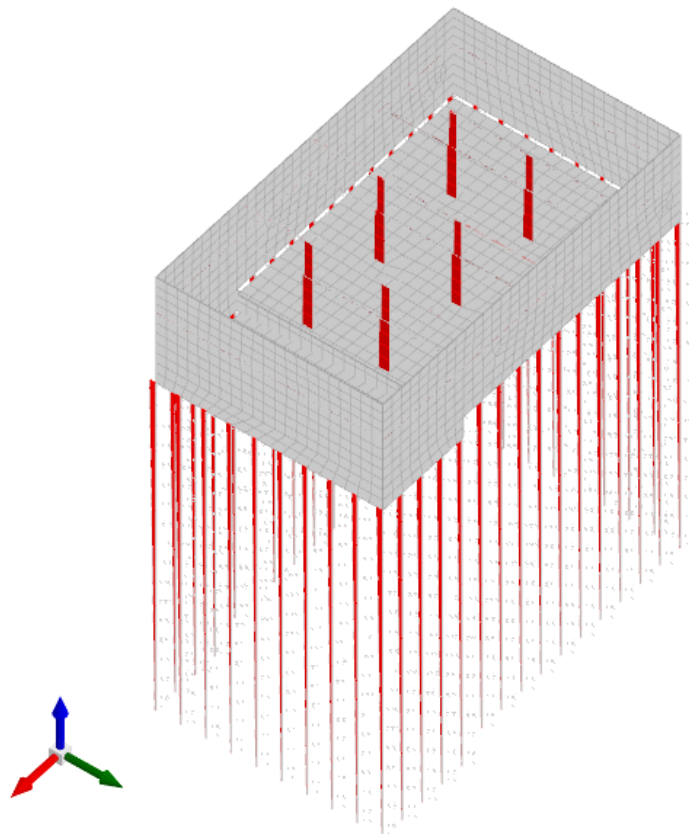
Principali Sollecitazioni – modello paratia fase finale



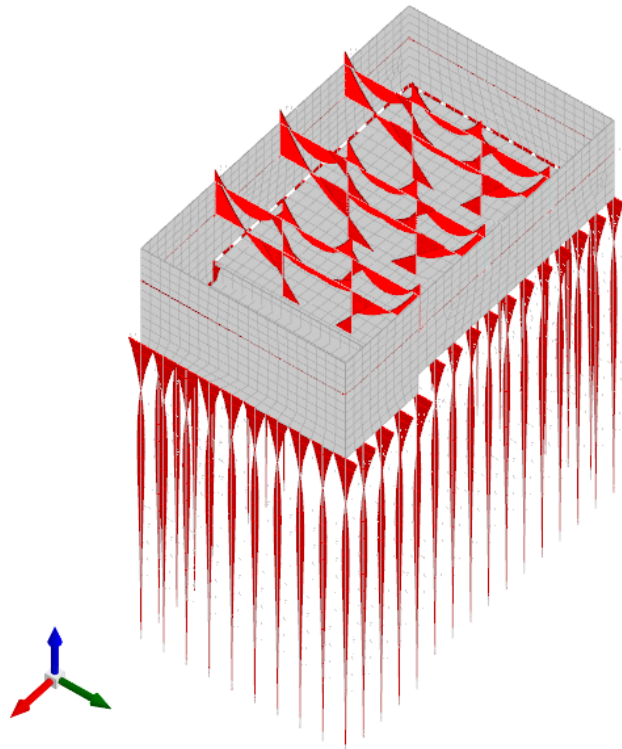
Principali Spostamenti – modello paratia fase finale



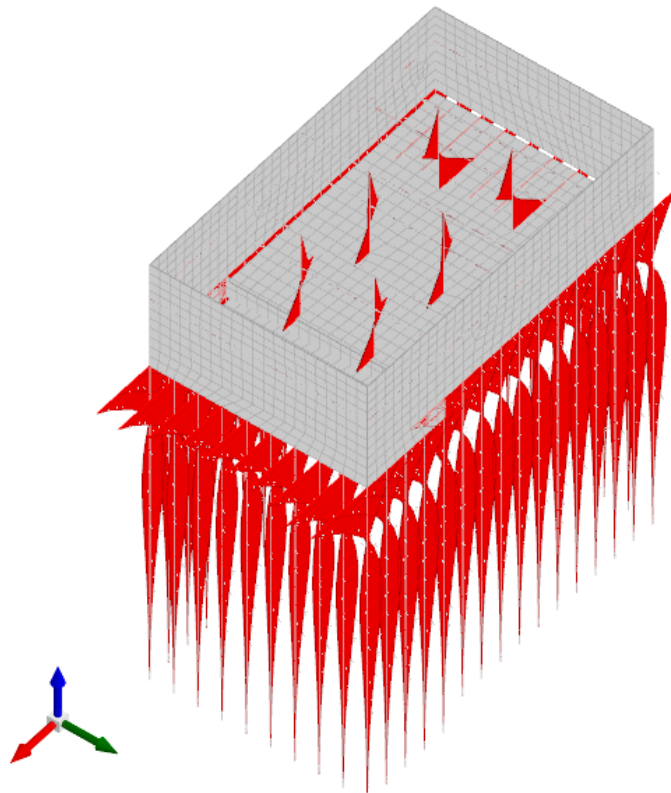
Principali pressioni sul terreno – kN/m^2



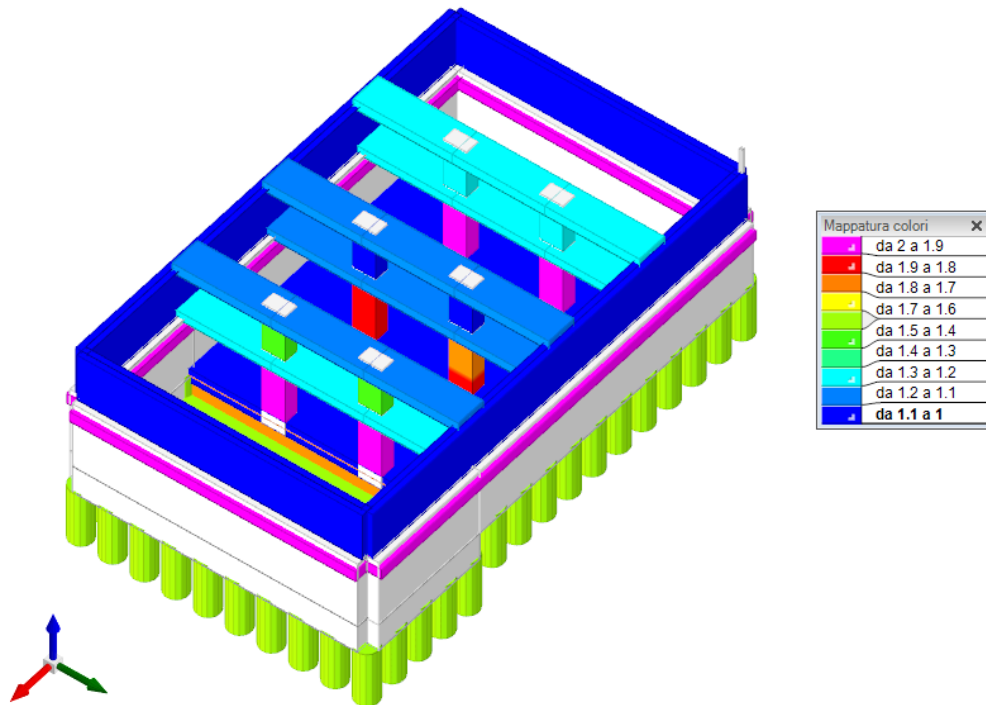
Principali sollecitazioni flettenti N - involuppo



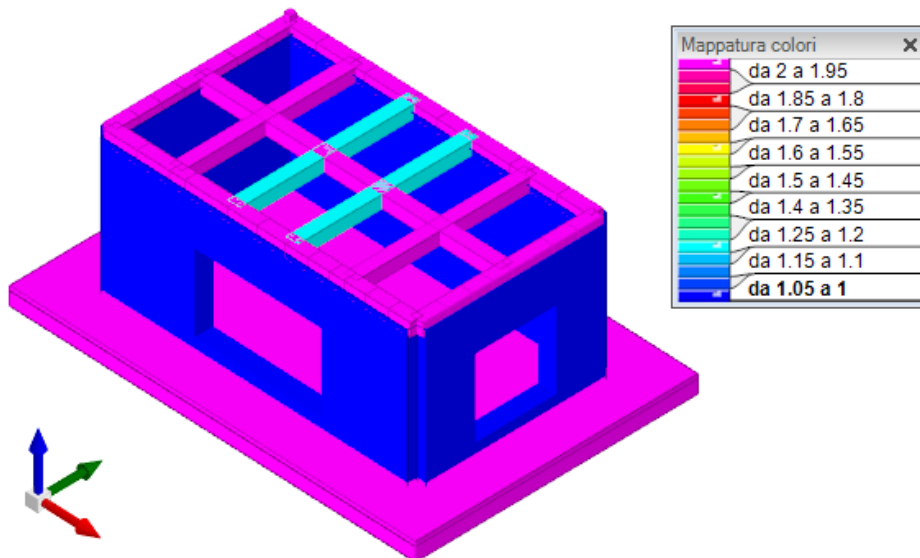
Principali sollecitazioni flettenti M3 - involucro



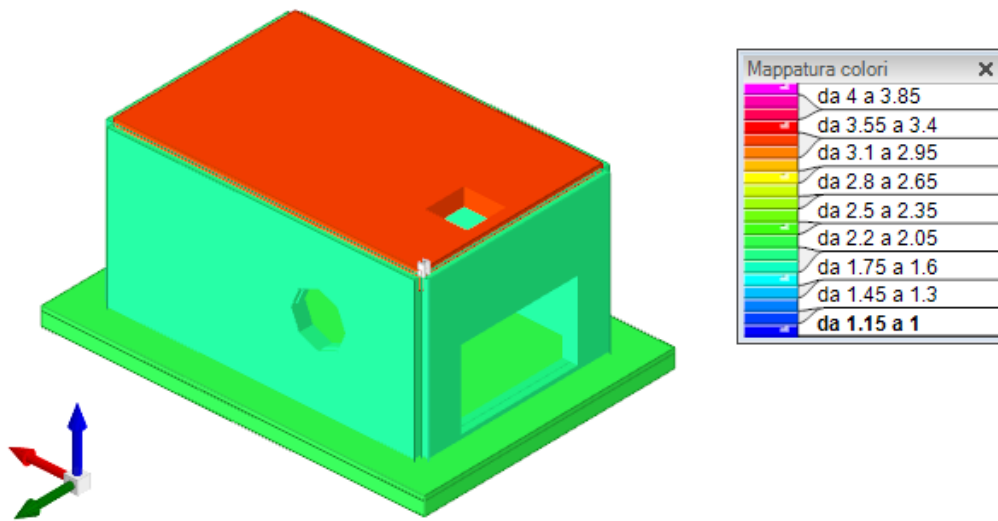
Principali sollecitazioni flettenti M2 - involucro



Risultati verifiche strutturali elementi vasca



Risultati verifiche strutturali del pozzetto 1



Risultati verifiche strutturali del pozzetto 2