

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J11H03000030008

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

#### LINEA MODANE-TORINO

Adeguamento linea storica tratta Bussoleno-Avigliana

Realizzazione Sottostazioni Elettriche nelle località di Borgone e Avigliana

OPERE CIVILI

FABBRICATO SSE DI AVIGLIANA

Relazione Geotecnica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NT01 05 D 26 RB FA0200 001 1

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
1	Emissione per commenti	S.Cecchi	Gennaio 2020	A. Kraczyna	Gennaio 2020	F. Perrone	Gennaio 2020		

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD  
F. Perrone  
Gen.  
Dot. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 2317/Sez. A

File: NT01.0.5.D.26.RB.FA.02.0.0.001.1

n. Elab.:

## INDICE

1.	<b>PREMESSA</b> .....	3
2.	<b>NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b> .....	4
2.1.	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	4
3.	<b>INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE</b> .....	5
3.1.	<b>UBICAZIONE DEI SONDAGGI</b> .....	5
3.2.	<b>DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ DI INDAGINE</b> .....	6
3.3.	<b>SONDAGGIO GEOGNOSTICO E VALORI DI SPT</b> .....	7
3.4.	<b>INDAGINI SISMICHE</b> .....	10
3.5.	<b>PROVE DI PERMEABILITÀ</b> .....	11
3.6.	<b>PROVE DI LABORATORIO</b> .....	13
4.	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	16
4.1.	<b>DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE</b> .....	16
4.2.	<b>UNITÀ GEOTECNICA R</b> .....	30
4.3.	<b>UNITÀ GEOTECNICA SB-1</b> .....	30
4.4.	<b>UNITÀ GEOTECNICA GH-1</b> .....	30
4.5.	<b>UNITÀ GEOTECNICA SB-2</b> .....	31
4.6.	<b>UNITÀ GEOTECNICA LI-1</b> .....	31
5.	<b>FALDA</b> .....	32
6.	<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITÀ DEL SITO</b> .....	33
6.1.	<b>PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO</b> .....	33
6.2.	<b>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</b> .....	33
6.3.	<b>CONDIZIONI TOPOGRAFICHE</b> .....	38
6.4.	<b>AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO</b> .....	38
7.	<b>LIQUEFAZIONE</b> .....	44
8.	<b>CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE</b> .....	46
9.	<b>CALCOLO DEI CEDIMENTI E DEL MODULO DI REAZIONE K</b> .....	66

## 1. *PREMESSA*

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica redatta nell'ambito del progetto di adeguamento della linea storica Modane-Torino, nella tratta Bussoleno-Avigliana di competenza del Lotto 5. In particolare, l'intervento riguarda l'area di costruzione di una nuova Sottostazione Elettrica, a servizio della linea ferroviaria, nel Comune di Avigliana. Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico con l'indicazione dell'area di intervento.



*Figura 1: Ubicazione del sito di intervento*

I dati geognostici a supporto del presente studio derivano dai risultati della campagna di indagini in sito realizzata nel 2015 per conto di Italferr, nell'ambito del progetto definitivo della tratta Avigliana-Orbassano sulla linea Torino-Modane (prove penetrometriche statiche e indagini geofisiche).

Per l'area di interesse, in particolare, si fa riferimento alle seguenti indagini geotecniche:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo M4 di profondità 30m; durante l'esecuzione del sondaggio sono state condotte dal sondaggio stratigrafico, SPT (Standard Penetration Test, 8);
- n. 1 piezometro (M4);

- n. 2 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile ed a carico costante, alle profondità di 10m e 25m (M4);
- n. 1 prova Pressiometrica alla profondità di 16.2m (M4);
- n. 2 pocket test (M4);
- prove geotecniche di laboratorio (granulometrie, limiti di Atterberg, prova edometrica, prove di taglio diretto).

## 2. **NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

### 2.1. **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2015;
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e-log p'), *Géotechnique* 29, 469-480.
- Bowles, J. (1998), “*Fondazioni progetto e analisi*”, Mc Graww-Hill.
- Lancellotta, R. (1987), “*Geotecnica*”, Zanichelli.
- Viggiani, C. (1999), “*Fondazioni*”, Hedilius.
- Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - Giugno 1977.
- Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio – Gennaio 1994.

### 3. INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Al fine di fornire la caratterizzazione del terreno presente nell'area di intervento, sono state condotte le seguenti indagini:

- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo di profondità pari a 30 m (M4) ed esecuzione delle seguenti prove in foro:
  - N.8 Standard Penetration Test (SPT)
  - Prelievo di N.1 campioni indisturbati – tipo Shelby
  - Prelievo di N.7 campioni rimaneggiati
  - N.2 Prove di permeabilità Lefranc a carico variabile ed a carico costante
  - N. 2 Pocket Penetrometer Test
  - N. 1 prova Pressiometrica

#### 3.1. UBICAZIONE DEI SONDAGGI

Sulla carta geologico-geomorfologica riportata di seguito, si individuano il sondaggio stratigrafico di riferimento per il sito in esame (M4).

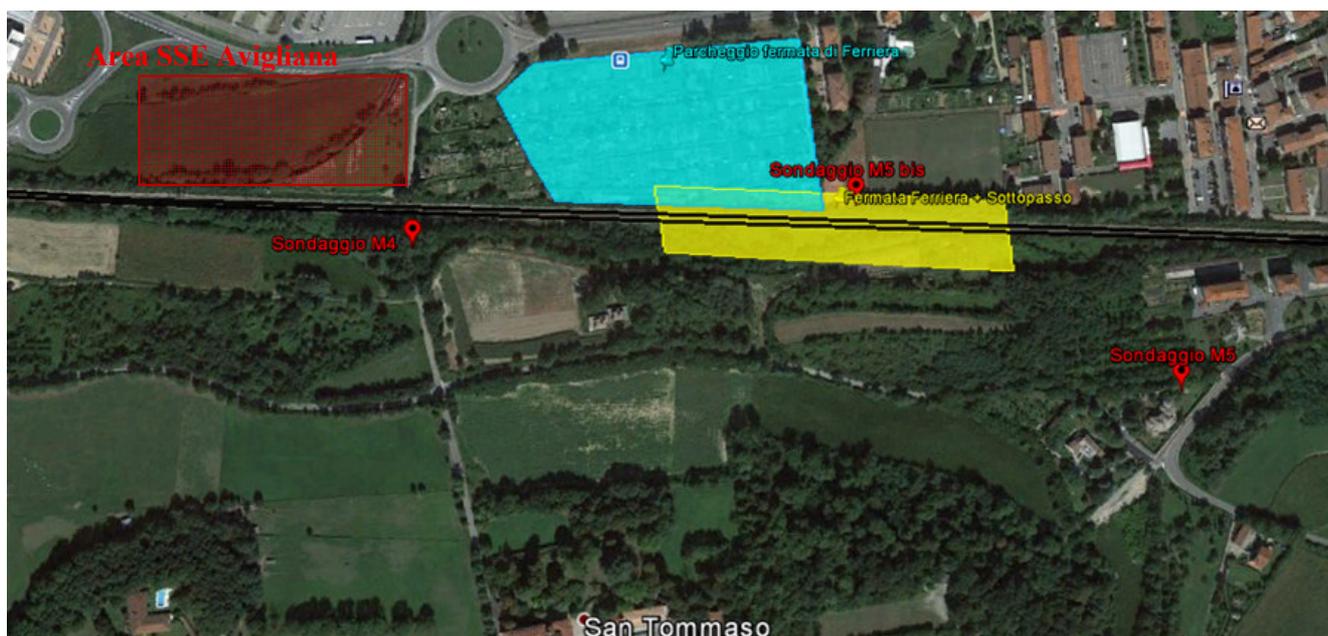


Figura 2: Ubicazione delle indagini geognostiche relative al sito (Sondaggio M4)

Si descrivono nei paragrafi successivi più dettagliatamente le indagini svolte e gli esiti ottenuti.

### 3.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ DI INDAGINE

Nell'ambito dei sondaggi effettuati durante la campagna di indagini in sito realizzata nel 2015 per conto di Italferr, si fa riferimento al sondaggio a carotaggio continuo di profondità 30m, M4, posto in prossimità dell'area di intervento.

Si forniscono nel prospetto di seguito, in forma sintetica, le caratteristiche dei sondaggi e delle prove in situ effettuate in corrispondenza dei sondaggi.

	M4
Profondità fondo foro (m)	30
Perforazione carotaggio continuo	✓
Esecuzione di Standard penetration test (SPT)	8
Prelievo di campioni indisturbati – tipo Shelby	1
Prelievo di campioni rimaneggiati	7
Prova permeabilità Lefranc	2
Installazione di Piezometro	1
Pocket Penetrometer Test	✓
Prova Pressiometrica	✓

Figura 3: Proprietà dei sondaggi geognostici e prove in situ effettuate

Per quanto concerne i livelli di falda, i valori di soggiacenza della falda registrati durante l'esecuzione delle prove (sondaggio M4) si riportano di seguito:

ID prova	Tipo di prova	Soggiacenza [m da p.c.]
----------	---------------	-------------------------

M4	Sondaggio	7.70
----	-----------	------

*Tabella 1 – Individuazione dei livelli di falda disponibili*

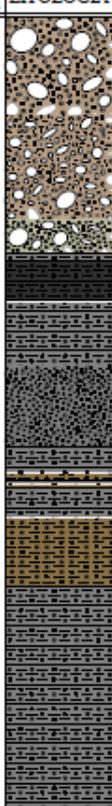
### 3.3. SONDAGGIO GEOGNOSTICO E VALORI DI SPT

Il sondaggio M4 ha evidenziato una stratigrafia di riferimento per il sito di progetto che può essere così schematizzata:

- 0.0÷1.5 m: Riporto costituito da sabbia eterometrica con ghiaia centimetrica, limosa. Presenza di frammenti di laterizi e calcestruzzo (**Unità R**).
- 1.5÷8.0 m: Sabbia fine passante a medio-fine, da limosa a con limo marrone, grigio (**Unità Sb-1**).
- 8.0÷14.0 m: Ghiaia eterometrica,  $\varnothing$  max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, con sabbia medio-grossa, limosa grigio-marrone (**Unità Gh-1**).
- 14.0÷22.9 m: Intercalazioni di livelli di sabbia medio-fine con limo e ghiaia eterometrica poligenica (**Unità Sb-2**).
- 22.9÷30.0 m: Limo argilloso marnoso grigio, con sabbia, localmente sabbioso medio-fine, alternati a livelli torbosi. Reagente HCl (**Unità Li-1**).

Di seguito il dettaglio della stratigrafia e i valori di SPT individuati.

Riferimento: ITALFERR		Sondaggio: M4											
Località: Avigliana (TO)		Quota:											
Impresa esecutrice: Eurogeo S.r.l.		Data: 18-21/09/2015											
Coordinate:		Redattore: Dott. Cristiano PRESTA											
Perforazione: carotaggio continuo													
Ø mm	R V	Pz	A r	LITOLOGIA	metri test	VT	RP	Standard Penetration Test m	S.P.T.	N	Campioni	prof. m	DESCRIZIONE
												0,2	Terreno vegetale, costituito da sabbia medio-fine, limosa grigio.
												0,5	Presenza di resti vegetali. (Riperto)
												1,5	Sabbia eterometrica, con ghiaia eterometrica, Ø max 5 cm, poligenica, da angolare ad arrotondata, limosa rossastro. Presenza di qualche frammento di mattone rosso (25%) e pochi frammenti di calcestruzzo (<25%). (Riperto).
												2,2	Sabbia fine, da limosa a con limo marrone chiaro. (Terreno).
												2,6	Sabbia fine, da limosa a con limo marrone rossastro scuro.
												3,0	Sabbia fine, da limosa a con limo marrone chiaro.
												3,4	Limo grigio-marrone, con sabbia fine e tracce di torba nerastra.
												4,3	Limo argilloso grigio-marrone, sabbioso fine e marrone nerastro torboso tra 3.2-3.4 m.
												4,50	Sabbia medio-fine, con limo grigio scuro, passante a limosa grigio.
												5,00	Sabbia fine, limosa grigio verdastro.
												6,0	
												6,0	5-6-7 13
												7,6	
												8,0	Sabbia fine, passante a medio-fine, limosa marrone rossastro scuro, debolmente ghiaiosa, medio-fine, Ø max 3 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, rara subangolare, localmente da alterata ad intensamente alterata.
												8,50	
												8,8	
												9,0	Ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, con sabbia medio-grossa, limosa grigio-marrone scuro.
												9,6	
												10,0	Sabbia fine, limosa marrone chiaro, debolmente ghiaiosa, eterometrica, Ø max 4 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata.
												11,2	Ghiaia medio-fine, Ø max 3 cm, poligenica, da arrotondata a subangolare, con sabbia medio-grossa, limosa marrone chiaro.
												11,2	Limo marrone chiaro, con ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, sabbioso medio-fine.
												12,0	Ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, localmente da alterata ad intensamente alterata, qualche ciottolo, pot. max 20 cm, con sabbia eterometrica, da limosa a debolmente limosa marrone-grigio chiaro.
												13,0	Ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, localmente alterata, rari ciottoli, Ø max 10 cm, con sabbia medio-grossa, debolmente limosa marrone-grigio chiaro.
												14,00	
												14,0	Limo marrone chiaro, con sabbia fine.
												14,4	
												15,0	Sabbia medio-fine, limosa marrone chiaro, ghiaiosa eterometrica, Ø max 5 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata.
												16,4	Sabbia medio-fine, da ghiaiosa a con ghiaia medio-fine, Ø max 4 cm, localmente da alterata ad intensamente alterata, limosa grigio-marrone scuro
												17,00	
												17,50	Ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, rara subangolare, con sabbia medio-grossa, debolmente limosa grigio-marrone scuro.
												17,5	Limo marrone chiaro, con sabbia fine.
												17,9	Limo argilloso grigio, con livelli centimetrici torbosi marrone nerastro, con sabbia fine, con ghiaia grossa tra 18.0-18.2 m, Ø max 6 cm, da arrotondata a subarrotondata.
												19,0	Sabbia fine, con limo marrone chiaro con un livello centimetrico grigio a 19.1 m.
												19,4	Ghiaia eterometrica, Ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, rari ciottoli, Ø max 8 cm, con sabbia medio-grossa, debolmente limosa grigio-marrone scuro.

Riferimento: ITALFERR										Sondaggio: M4			
Località: Avigliana (TO)										Quota:			
Impresa esecutrice: Eurogeo S.r.l.										Data: 18-21/09/2015			
Coordinate:										Redattore: Dott. Cristiano PRESTA			
Perforazione: carotaggio continuo													
Ø mm	R V	Pz	A F S	LITOLOGIA	metri test.	VT	RP	Standard Penetration Test m	S.P.T.	N	Campioni	prof. m	DESCRIZIONE
													
					21.0		21,0	34-50/11cm			6) Dis - 20,00 20,50		Ghiaia eterometrica, ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, rari ciottoli, ø max 8 cm, con sabbia medio-grossa, debolmente limosa grigio-marrone scuro.
					22.0							21,2	Sabbia medio-fine, ghiaiosa eterometrica, localmente con ghiaia, ø max 5 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, debolmente limosa grigio-marrone, localmente con laminazioni limose marrone chiaro.
					23.0							22,5	Ghiaia eterometrica, ø max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, con sabbia medio-grossa, debolmente limosa grigio-marrone con un livello centimetrico marrone rossastro tra 22.8-22.9 m.
					24.0	5 >5	24,4	37-50/9cm			7) She - 24,00 24,40	24,3	Limo argilloso marnoso grigio, torboso marrone nerastro tra 23.0-23.5 m. Reagente HCl.
					25.0	5						25,3	Sabbia eterometrica, limosa grigio.
					26.0	4 4,25 3,25 3,25 2,5 2,75						27,0	Limo argilloso marnoso grigio, da sabbioso a con sabbia medio-fine, alternato a livelli torbosi marrone-grigio scuro ( 25.6-25.7; 25.75-25.8 e 26.15-27.0 m). Presenza di frammenti millimetrici di conchiglie a 25.7 e 25.8 m. Reagente HCl.
					27.0	2	27,0	28-50/7cm				27,0	Limo argilloso marnoso grigio, sabbioso fine. Reagente HCl.
					28.0	>5 4,25 >5 >5 >5 4,25 4,25							
					29.0	4,0 4,5 4,25 4,25					8) Dis - 29,00 29,20		
13,1					30.0							30,0	

Installato piezometro a tubo aperto 3 pollici 30 m, fessurato 3.0-30.0 m;  
 Installato chiusino rosso con lucchetto;  
 Eseguite 2 prove Lefranc (10 e 25 m);  
 Eseguita prova pressiometrica a 16.2 m;  
 Livello falda - 7,70 m da p.c..

Si sintetizzano nel prospetto di seguito i risultati delle prove SPT per il sondaggio di interesse.

Campagna	Sondaggio	Prof. (m)	Quota (m s.l.m.)	Unità	N2 (-)	N3 (-)	Nspt (-)
2015	M4	3	-3.00	Sb-1	2	2	4
2015	M4	6	-6.00	Sb-1	6	7	13
2015	M4	9	-9.00	Gh-1	11	15	26
2015	M4	15	-15.00	Sb-2		100	100
2015	M4	18	-18.00	Sb-2	22	37	59
2015	M4	21	-21.00	Sb-2		100	100
2015	M4	24.4	-24.40	Li-1		100	100
2015	M4	27	-27.00	Li-1		100	100

### 3.4. INDAGINI SISMICHE

In corrispondenza del sito in esame, sono state condotte delle indagini geofisiche di tipo down-hole con lo scopo di determinare i valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,30}$  e la categoria di sottosuolo, in accordo con quanto previsto dal 3.2.2 del NTC 2008 "D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Si fa riferimento in particolare alla prova down-hole eseguita nel sondaggio geognostico M5bis, nelle vicinanze dell'area di interesse. Si faccia riferimento alla Figura 2 per l'ubicazione del sondaggio in esame.

### 3.5. PROVE DI PERMEABILITÀ

Si riporta il risultato delle prove di permeabilità Lefranc a carico costante (CC):



COMMITTENTE	ITALFERR
LOCALITA'	Avigliana (TO)
DATA	21/09/2015
SONDAGGIO	M4



PROVA DI PERMEABILITA' 1 (LIVELLO COSTANTE)

Pag 1 di 1

PROFONDITA' FORO DA P.C.:	m	10,50
PROFONDITA' RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	10,00
SPORGENZA TUBO RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	0,60
LIVELLO BASE DI MISURA DA P.C.:	-m	7,70
LIVELLO DINAMICO DURANTE LA PROVA DA P.C.:	+m	0,60
DIAMETRO DEL TRATTO DI FORO IN PROVA:	mm	152
COEFFICIENTE DI FORMA "C": (funzione della "tasca" di prova, in particolare del rapporto Diametro/Lunghezza)	cm	160,834

TABELLA DEI VALORI DI CAMPAGNA ED ELABORAZIONI

Tempo (m)	Letture	Differ.	Portate (l/sec)	K (cm/sec)
0	500,0			
1	650,0	150,0	2,5	0,018727706
2	800,0	150,0	2,5	0,018727706
5	1250,0	450,0	2,5	0,018727706
10	2000,0	750,0	2,5	0,018727706
15	2750,0	750,0	2,5	0,018727706
20	3500,0	750,0	2,5	0,018727706
25	4250,0	750,0	2,5	0,018727706
30	5000,0	750,0	2,5	0,018727706

Letture rispetto alla testa del rivestimento  
Dati scartati

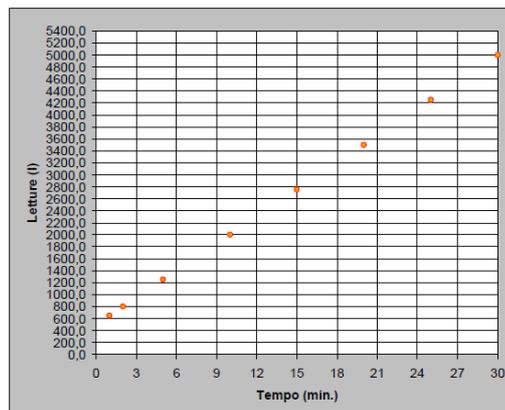
0,0187277061

Coefficiente di permeabilità relativo alla singola misurazione e calcolato mediante la formula  $k=Q/C^2h$ , ove h rappresenta il carico idraulico a regime

La misura della portata è stata eseguita con un fusto di 200 l

VALORE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' RICAVATO DALLA MEDIA ARITMETICA DEI VALORI RITENUTI ATTENDIBILI

K (cm/s)= 1,87E-02



**K = 1.87 E -02 cm/s (profondità 10.50m da PC); quota falda: 7.70 da PC**

Si riporta il risultato delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV):



COMMITTENTE	ITALFERR
LOCALITA'	Avigliana (TO)
DATA	21/09/2015
SONDAGGIO	M4



UNI EN ISO 9001:2008

PROVA DI PERMEABILITA' 2 (LIVELLO VARIABILE)

PROFONDITA' FORO DA P.C.:	m	25,50
PROFONDITA' RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	25,00
SPORGENZA TUBO RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	0,60
LIVELLO BASE DI MISURA DA P.C. (falda):	-m	7,70
LIVELLO DINAMICO DURANTE LA PROVA DA P.C.:	+m	0,60
DIAMETRO DEL TRATTO DI FORO IN PROVA:	mm	152
COEFFICIENTE DI FORMA "C":	cm	160,834

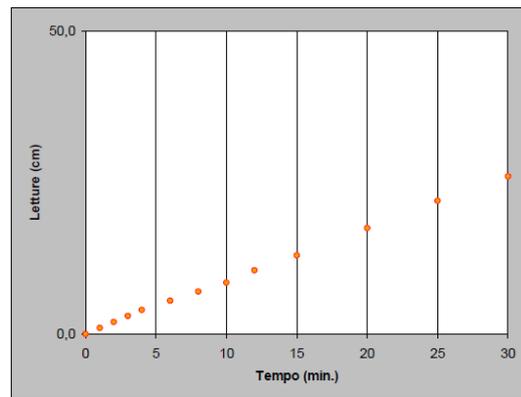
(funzione della "tasca" di prova, in particolare del rapporto Diametro/Lunghezza)

TABELLA DEI VALORI DI CAMPAGNA ED ELABORAZIONI

Tempo (m)	Lecture (cm)	Differenze (cm)	K (cm/sec)
0	0,0	0	0
1	1,0	1	0,00002264
2	2,0	1	0,00002264
3	3,0	1	0,00002264
4	4,0	1	0,00002264
6	5,5	1,5	0,00001708
8	7,0	1,5	0,00001985
10	8,5	1,5	0,00001698
12	10,5	2	0,00002264
15	13,0	2,5	0,00001887
20	17,5	4,5	0,00002038
25	22,0	4,5	0,00002038
30	26,0	4	0,00001812

Lecture rispetto alla testa del rivestimento  
Dati scartati

0,0000188369



Coefficiente di permeabilità relativo alla singola misurazione e calcolato mediante la formula  $k = A \times DH/C \times Dt \times h$ ; A rappresenta l'area di base della tasca filtrante, DH differenza di carico idraulico, Dt l'intervallo di tempo corrispondente a DH, h il carico idraulico corrispondente al tempo medio.

VALORE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' RICAVATO DALLA MEDIA ARITMETICA DEI VALORI RITENUTI ATTENDIBILI

K (cm/s)= 1,88E-05

**K = 1.88 E -05 cm/s (profondità 25.50m da PC); quota falda: 7.70 da PC**

### 3.6. PROVE DI LABORATORIO

Sono stati prelevati, in corrispondenza del sondaggio M4, 8 campioni, di cui 1 indisturbato e 7 rimaneggiati:

- CR1 a profondità 2.50-3.00 m (rimaneggiato);
- CR2 a profondità 4.50-5.00 m (rimaneggiato);
- CR3 a profondità 8.00-8.50 m (rimaneggiato);
- CR4 a profondità 13.50-14.00 m (rimaneggiato);
- CR5 a profondità 17.00-17.50 m (rimaneggiato);
- CR6 a profondità 20.00-20.50 m (rimaneggiato);
- CI1 a profondità 24.00–24.40 m (indisturbato);
- CR7 a profondità 29.00-29.20 m (rimaneggiato).

Sono state effettuate le seguenti prove:

- Sui campioni rimaneggiati CR1-CR6:
  - Analisi granulometrica.
  
- Sui campioni rimaneggiati CR7:
  - Determinazione del contenuto d'acqua naturale;
  - Determinazione del peso dell'unità di volume;
  - Determinazione del peso specifico dei grani;
  - Determinazione dei limiti di consistenza di Atterberg;
  - Analisi granulometrica;
  - Pocket Penetrometer;
  - Prova edometrica;
  - Classificazione USCS;
  - Classificazione UNI 10006.

➤ Sui campioni indisturbati CI1:

- Determinazione del contenuto d'acqua naturale;
- Determinazione del peso dell'unità di volume;
- Determinazione del peso specifico dei grani;
- Determinazione dei limiti di consistenza di Atterberg;
- Analisi granulometrica;
- Pocket Penetrometer;
- Prova di taglio triassiale;
- Classificazione USCS;
- Classificazione UNI 10006.

Nella tabella seguente si riassumono i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati lungo i sondaggi.



#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

Nel seguito vengono definite le unità geotecniche intercettate.

##### 4.1. DEFINIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE INTERCETTATE

Sulla base dei risultati delle indagini, si perviene ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni e quindi alla definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto.

Unità geotecniche:

- **Unità R - Riporto:** si tratta del terreno intercettato a partire da p.c.; si distinguono sabbia e ghiaia centimetrica con frammenti di laterizi e calcestruzzo.
- **Unità Sb-1 - Sabbia:** si tratta di sabbia fine passante a medio-fine, da limosa a con limo marrone, grigio.
- **Unità Gh-1 - Ghiaia:** si tratta di ghiaia eterometrica,  $\varnothing$  max 6 cm, poligenica, da arrotondata a subarrotondata, con sabbia medio-grossa, limosa grigio-marrone.
- **Unità Sb-2 – Sabbia/Ghiaia:** si tratta di intercalazioni di livelli di sabbia medio-fine con limo e ghiaia eterometrica poligenica.
- **Unità Li-1 – Limo argilloso:** si tratta di limo argilloso marnoso grigio, con sabbia, localmente sabbioso medio-fine, alternati a livelli torbosi.

Si elencano di seguito tutti gli esiti delle prove di cui si dispone, per ciascuna unità geotecnica individuata:

- **Unità R – Riporto (da 0.00 a 1.5 m)**
- **Unità Sb-1 - Sabbia (da 1.50 a 8.00 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
  - 2 valori di SPT;
  - Analisi granulometriche.
- **Unità Gh-1 - Ghiaia (da 8.00 a 14.00 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
  - 1 valore di SPT;

- Analisi granulometriche.

- **Unità Sb-2 – Sabbia/Ghiaia (da 14.00 a 22.90 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
  - 3 valori di SPT;
  - Analisi granulometriche.
  
- **Unità Li-1 – Limo argilloso (da 22.90 a 30.00 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
  - 3 valori di SPT;
  - Esiti delle Pocket Penetrometer;
  - Analisi granulometriche;
  - Contenuto d'acqua naturale;
  - Peso dell'unità di volume;
  - Peso specifico dei grani;
  - Limiti di Atterberg;
  - Taglio triassiale;
  - Prova edometrica.
  - Classificazione USCS;
  - Classificazione UNI 10006.

Si riportano di seguito i criteri di riferimento sfruttati per la determinazione dei parametri geotecnici per terreni incoerenti e coesivi.

### *Depositi incoerenti*

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità possono essere stimati sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

### Stato di addensamento

### **Correlazione di Skempton**

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

$A, B$  = costanti empiriche indicate in Tabella 2;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione;

$D_r$  = densità relativa (-).

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)sc}{1+2 \cdot (ko)nc}$

*Tabella 2 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)*

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

### **Correlazione di Gibbs e Holtz**

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma'_{vo})}}$$

### Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa  $D_R$  può essere correlata al valore NSPT con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

$D_R$  = densità relativa (-).

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT ( $\text{kg/cm}^2$ );

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione.

### Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate due diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann) di seguito illustrate.

### Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio ( $\varphi'$ ) stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo:  $D_R$  = densità relativa

### Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot Dl$$

$$Dl = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

Q = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$  kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume  $p'_f = 1.4 \cdot 272 = 380$  kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente (°). Nel nostro caso si assume m=3;

$D_r$  = densità relativa (-).

Condizioni di rottura	m
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma'_2 \neq \sigma'_3$ )	5
$\sigma'_2$ = tensione principale efficace intermedia $\sigma'_3$ = tensione principale efficace minore	

Tabella 3 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi'_{cv}$  sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di taglio diretto in laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'angolo di attrito  $\varphi'_{cv}$  si è assunto, cautelativamente:

$\varphi'_{cv} = 33^\circ$  per le sabbie con ghiaia;

$\varphi'_{cv} = 30^\circ$  per le sabbie.

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi'_{cv} = 38^\circ$	$\varphi'_{cv} = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi'_{cv} = 33^\circ$	$\varphi'_{cv} = 30^\circ$

*Tabella 4 Valori dell'angolo di attrito  $\phi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)*

### Correlazione Road Bridge Specification

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

Per sabbie e sabbie fini limose

### Correlazione De Mello (1971):

$$\phi' = 19 - 0.38\sigma'_v + 8.73 \log(N_{pt})$$

dove  $\sigma'_v$  è la pressione efficace in kg/cm<sup>2</sup> e  $N_{NSPT}$  il numero di colpi medio misurato.

La relazione è valida per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.). E' da considerarsi inattendibile però per valori di  $\phi'$  superiori a 38°.

### Correlazione di Meyerhof (1965)

$$\phi' = 23,7 + 0,57N_{spt} - 0,006 N_{spt}^2 \quad (>5\% \text{ limo})$$

$$\phi' = 29,47 + 0,46N_{spt} - 0,004 N_{spt}^2 \quad (<5\% \text{ limo})$$

### Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche;
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Il modulo di taglio iniziale ( $G_o$ ) e quello di Young iniziale ( $E_o$ ), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

$V_s$  = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

### Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT} / 50\%)^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C = 53.3$ ;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tabella 5);

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tabella 6).

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_G$	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 6 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della granulometrica del deposito)

### Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14} \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C=49$  per sabbie fini ;

$C=56$  per sabbie grosse con almeno il 25% di ghiaia;

C=60 per 50% di ghiaia.

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

### Correlazione di Schultze

$$E(\text{kg/cm}^2) = 5.27N_{spt} + 76 \text{ sabbie}$$

### Correlazione di Pasqualini (Politecnico di Torino, 1983)

$$E = B\sqrt{N_{SPT}}$$

Con B= 7 MPa

I moduli di deformabilità “operativi” ( $E'$ ) da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale ( $E_0$ ) oppure pari a quello desumibile dalle correlazioni empiriche.

### *Depositi coesivi*

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi.

#### Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg;

#### Caratteristiche di resistenza

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio non drenata dei depositi coesivi ci si è basati:

- sugli esiti delle prove speditive di Pocket Penetometer (PP), correlazione  $k$  pari a 0,5 secondo la seguente relazione:

$$c_u = k * p_p$$

- sugli esiti delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

In assenza di prove di laboratorio, una stima dell'angolo di resistenza al taglio per i depositi coesivi è data dalla correlazione di Flavigny in funzione dell'indice di plasticità del materiale:

$$\text{sen } \phi' = 0.58 - 0.0040 \text{ PI}$$

particolarmente adatta nel caso di argille normalconsolidate (si veda il grafico nella Figura seguente)

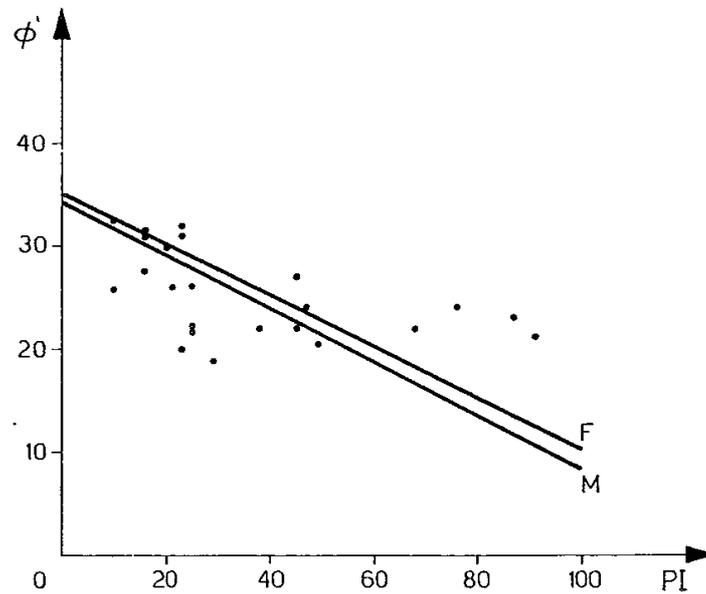


Figura 4: Andamento dell'angolo  $\phi'$  in funzione dell'indice di plasticità per un'argilla normalconsolidata

#### Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Dalle prove edometriche di laboratorio generalmente si ottengono bassi valori del modulo di deformazione, in quanto la prova di laboratorio può essere affetta da errori sistematici legati alla strumentazione, alla qualità del campionamento e/o al rimaneggiamento in fase di confezionamento provino. Quindi in linea generale, quando disponibili, si è dato maggior peso ai moduli derivanti da indagini sismiche (misure dirette ed in continuo, nel qual caso prove DH), o dall'interpretazione di prove SPT.

Il valore del modulo di deformazione elastico ( $E'_v$ ) per terreni coesivi sovraconsolidati può anche essere stimato con la seguente correlazione (Stroud, 1974):

$$E'_v = 130 \cdot c_u = 130 \cdot f_1 \cdot N \quad [\text{kPa}]$$

Dove:

$E'_v$  = modulo di deformazione operativo (kPa)

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata (kPa);

$f_1$  = fattore in funzione dell'indice di plasticità IP, (vedasi figura seguente), assunto pari a 5;

N = valori di  $N_{SPT}$ .

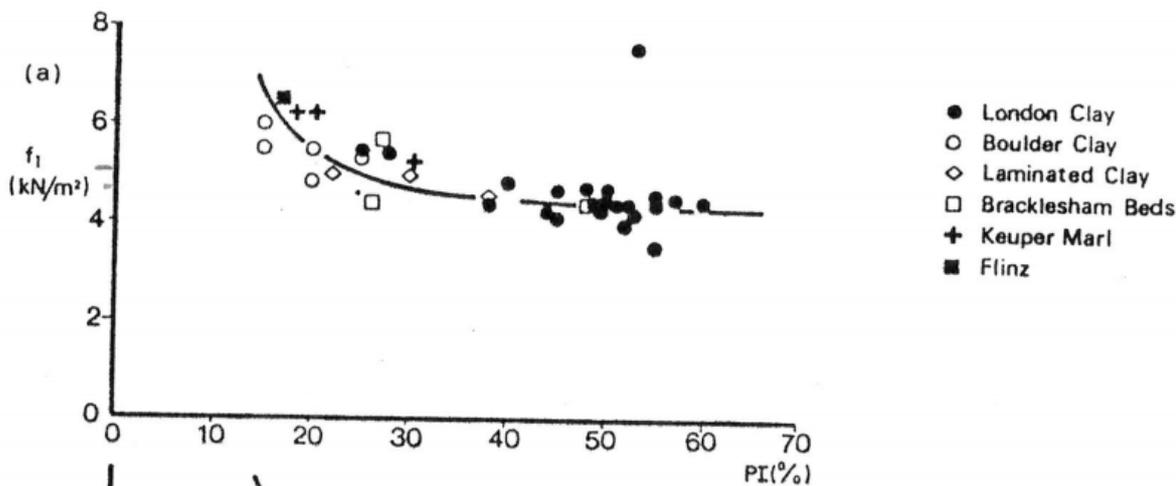


Figura 5 – Fattore  $f_1$  in funzione di  $IP$

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale ( $G_0$ ) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità “operativi” ( $E'$ ) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale ( $E_0$ ).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate ( $E_u$ ) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976)  $E_u = k \cdot c_u$ ; il coefficiente  $k$  è valutato con il grafico di figura seguente.

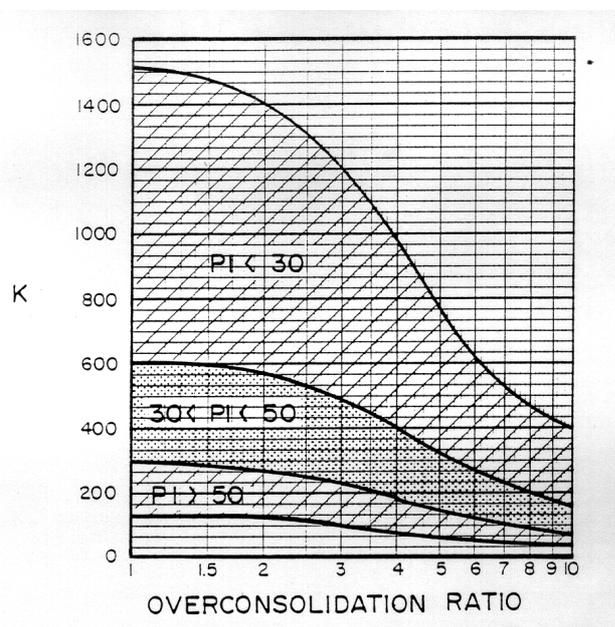


Figura 6 – Duncan & Buchigani

### Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e confrontati con i valori derivanti dalla seguente correlazione (manuale NAVFAC-DM 7.1. ,1971), in funzione del limite liquido (LL):

$$c_v = 0.009 (LL - 0.1) \quad [\text{cm}^2/\text{s}]$$

Il valore del coefficiente di consolidazione primaria assunto in progetto, andrà valutato tenendo conto che i risultati delle prove di laboratorio sono scarsamente rappresentativi del reale comportamento del terreno in quanto si tratta di prove eseguite su campioni di piccole dimensioni e quindi non tengono conto della eterogeneità nella composizione granulometrica dell'ammasso e dell'influenza delle condizioni del drenaggio, oltre che dal possibile disturbo del campione in fase di prelievo e/o confezionamento. A tal proposito si richiamano le esperienze di Bughignoli e Calabresi, 1975) mostrate in figura seguente.

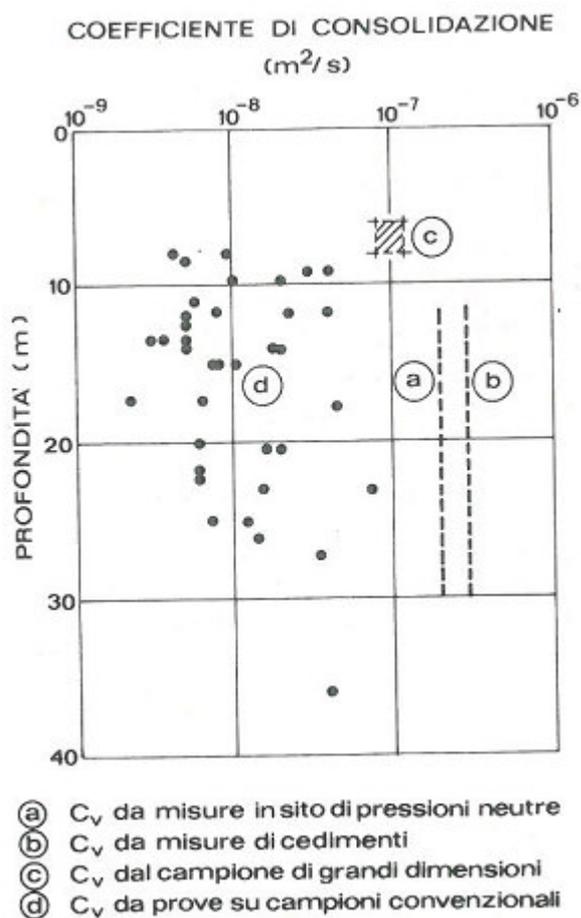


Figura 7 – Confronto tra valori di  $c_v$  ottenuti con diverse prove (Bughignoli e Calabresi, 1975)

Per quanto riguarda i coefficienti di consolidazione secondaria, si è fatto uso del metodo di determinazione proposto nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, Figura successiva), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua.

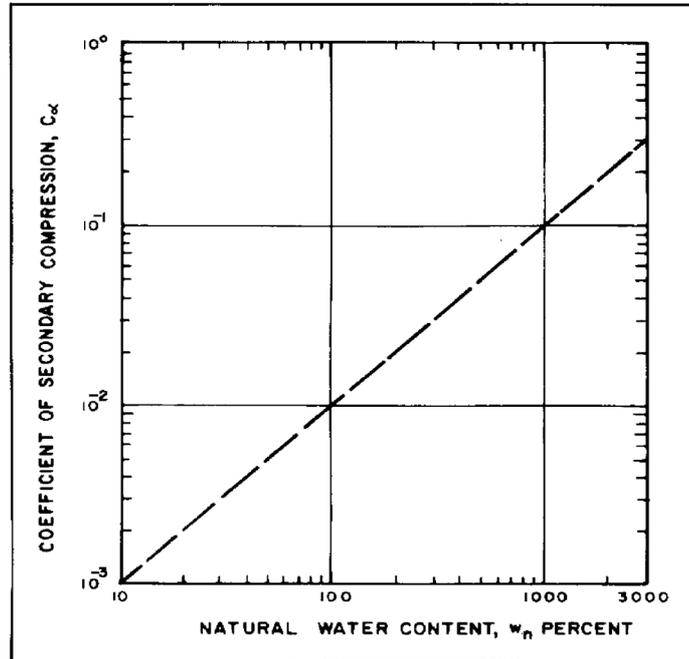


Figura 8: Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da  $w_n$  (NAVFAC, 1982)

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti vengono riassunti nei paragrafi di seguito i parametri caratteristici dedotti per le diverse unità geotecniche.

#### **4.2. UNITÀ GEOTECNICA R**

Tale unità si rinviene nel sondaggio dal p.c. a 1.50 m. Sulla base di dati da letteratura, si assumono cautelativamente i seguenti valori per la caratterizzazione geotecnica del terreno di riporto:

##### **UNITÀ R:**

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale;

$\phi' = 28\text{-}30^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c' = 0 \text{ KPa}$  coesione drenata;

$E' = 5\text{-}10 \text{ MPa}$  modulo elastico

#### **4.3. UNITÀ GEOTECNICA Sb-1**

Tale unità si rinviene nel sondaggio da 1.50 m a 8.00 m.

##### **UNITÀ Sb-1:**

$\gamma = 18\text{-}19 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale;

$\phi' = 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c' = 0 \text{ KPa}$  coesione drenata;

$E' = 5\text{-}10 \text{ MPa}$  modulo elastico

#### **4.4. UNITÀ GEOTECNICA Gh-1**

Tale unità si rinviene nel sondaggio da 8.00 m a 14.00 m.

##### **UNITÀ Gh-1:**

$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale;

$\phi' = 30-35^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c' = 0 \text{ KPa}$  coesione drenata;

$E' = 20-30 \text{ MPa}$  modulo elastico

#### 4.5. UNITÁ GEOTECNICA Sb-2

Tale unità si rinviene nel sondaggio da 14.00 m a 22.90 m.

##### UNITÁ Sb-2:

$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale;

$\phi' = 35^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c' = 10-15 \text{ KPa}$  coesione drenata;

$E' = 40-50 \text{ MPa}$  modulo elastico

#### 4.6. UNITÁ GEOTECNICA Li-1

Tale unità si rinviene nel sondaggio da 22.90 m a 30.00 m.

##### UNITÁ Li-1:

$\gamma = 20-25 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale;

$\phi' = 30-35^\circ$  angolo di resistenza al taglio;

$c' = 5-10 \text{ KPa}$  coesione drenata;

$E' = 40-50 \text{ MPa}$  modulo elastico

Nella tabella seguente, si riassumono le caratteristiche geotecniche di progetto:

UNITÁ	Profondità [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$E'$ [MPa]
<b>R</b>	0.00-1.50	19.0	28-30°	0	-	5-10
<b>Sb-1</b>	1.50-8.00	18.0÷19.0	30°	0	-	5-10
<b>Gh-1</b>	8.00-14.00	19.0÷20.00	30-35°	0	-	20-30
<b>Sb-2</b>	14.00-22.90	19.0÷20.00	35°	10-15	-	40-50
<b>Li-1</b>	22.90-30.00	20.0÷25.00	30-35°	5-10	-	40-50

## 5. FALDA

Relativamente al sito oggetto di indagine si registra, come condizione normale, la presenza di un livello freatico posto ad una profondità di 7.7 m circa rispetto al piano campagna.

## 6. CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITA' DEL SITO

Per quanto concerne la classificazione sismica del territorio in esame si è fatto riferimento a quanto previsto dalle NTC 2008 "D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

### 6.1. PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Ai sensi del D.M. 14/01/2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e geomorfologiche locali, determinando quindi la corrispondente categoria (o tipo) di sottosuolo nonché le condizioni topografiche del sito di interesse.

### 6.2. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

La determinazione del tipo di suolo, secondo normativa, può essere basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,30}$  entro i primi 30 metri di profondità ovvero sul numero medio di colpi NSPT<sub>30</sub> ottenuti da prove penetrometriche dinamiche nei terreni ovvero sulla coesione non drenata media  $c_{u,30}$ .

In corrispondenza del sito in esame, sono state condotte delle indagini geofisiche di tipo down-hole con lo scopo di determinare i valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,30}$  e la categoria di sottosuolo, in accordo con quanto previsto dal 3.2.2 del NTC 2008 "D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Si fa riferimento in particolare alla prova sismica down-hole eseguita nel sondaggio geognostico M5bis, nelle vicinanze dell'area di interesse.

Le  $V_{s,30}$  sono state calcolate secondo la formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove n=numero degli strati sismici considerati,  $h_i$ =spessore dello strato sismico i-esimo e  $V_{si}$ =velocità  $V_s$  del medesimo.

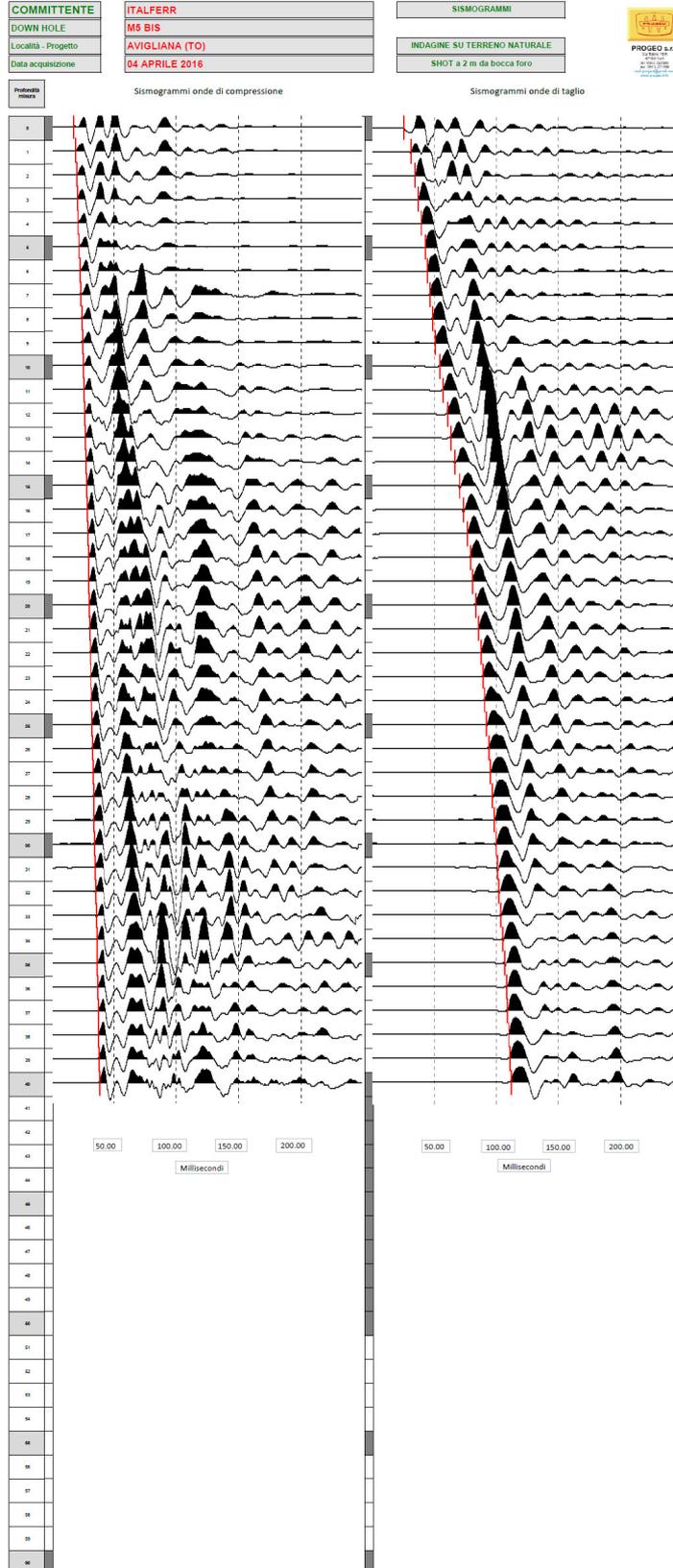
I valori di  $V_{s,30}$  ottenuti sono:

$$V_{s,30} (S23a) = 306 \text{ m/s}$$

a cui corrisponde una **categoria di sottosuolo di tipo C**.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fine).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fine).
D	D) Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fine).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

Si riporta di seguito il certificato della prova down-hole eseguita.







### 6.3. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 14/01/2008 in Tabella 3.2.IV.

In particolare, i siti in oggetto possono essere classificati di categoria T1, “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”, caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

#### Categorie Topografiche:

		St	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2	valore alla sommità del pendio
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2	valore della cresta del rilievo
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4	valore della cresta del rilievo

Le sovraespresse categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 6.4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

L'azione sismica di riferimento è individuata in termini di:

$a_g$ : accelerazione massima su suolo tipo A;

S: fattore di amplificazione che dipende dalla categoria del suolo e dalla superficie topografica;

$F_0$ : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

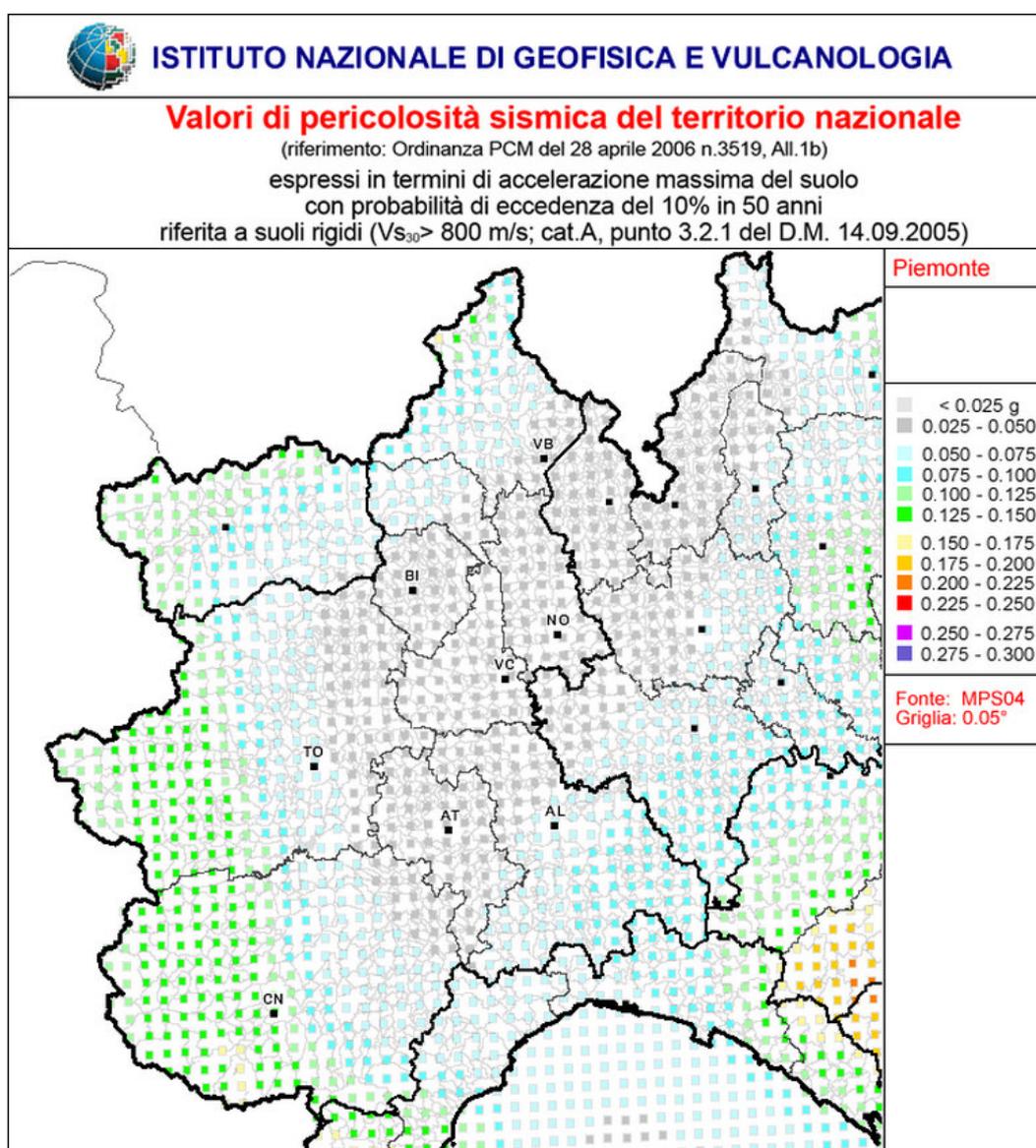
$T_{C^*}$ : periodo di riferimento che consente di calcolare il periodo  $T_C$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Di seguito si presentano i valori dell'azione sismica di riferimento:

- Vita Nominale  $V_N$                       50 anni
- Classe d'uso                                      III
- Coefficiente d'uso  $C_U$                       1.5
- Periodo di riferimento  $V_R$                 75 anni

La classificazione sismica attualmente in vigore in Piemonte è quella richiamata nella DGR n. 65-7656 del 21 maggio 2014, che riprende quanto già individuato con le precedenti DDGR n. 4-3084 del 12.12.2011 e n. 11-13058 del 19.01.2010.

Come stabilito dal D.G.R. n. 11-13058, il comune di Avigliana risulta classificato in zona sismica di categoria "3". Rispetto alla classificazione sismica del comune ed in base alla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (O.P.C.M. 28/04/2006 n.3519), il range di accelerazione massima del suolo, con probabile eccedenza del 10% in 50 anni, nell'area in studio è compresa tra 0.05 e 0.15 g.



*Figura 9: Mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo ( $a_{max}$ ) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s) – da INGV*

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale. L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, in base alle norme adottate dal progettista, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

A partire dai vertici del reticolo si può operare una media del valore dei parametri pesata sulla distanza dei vertici dal punto considerato.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, inoltre, ha messo a disposizione un programma sperimentale "Spettri di risposta" che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. Mediante questo programma è possibile, inserendo le coordinate e le caratteristiche progettuali del sito, visualizzare e stampare grafici e tabelle relativi al computo dell'azione sismica di progetto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008.

Nella Tabella successiva vengono forniti, per il Comune di Avigliana e per periodi di ritorno TR di 30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni, i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_{c^*}$  da utilizzare per definire l'azione sismica nei diversi stati limite considerati.

Nel dettaglio:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito su suolo tipo A;

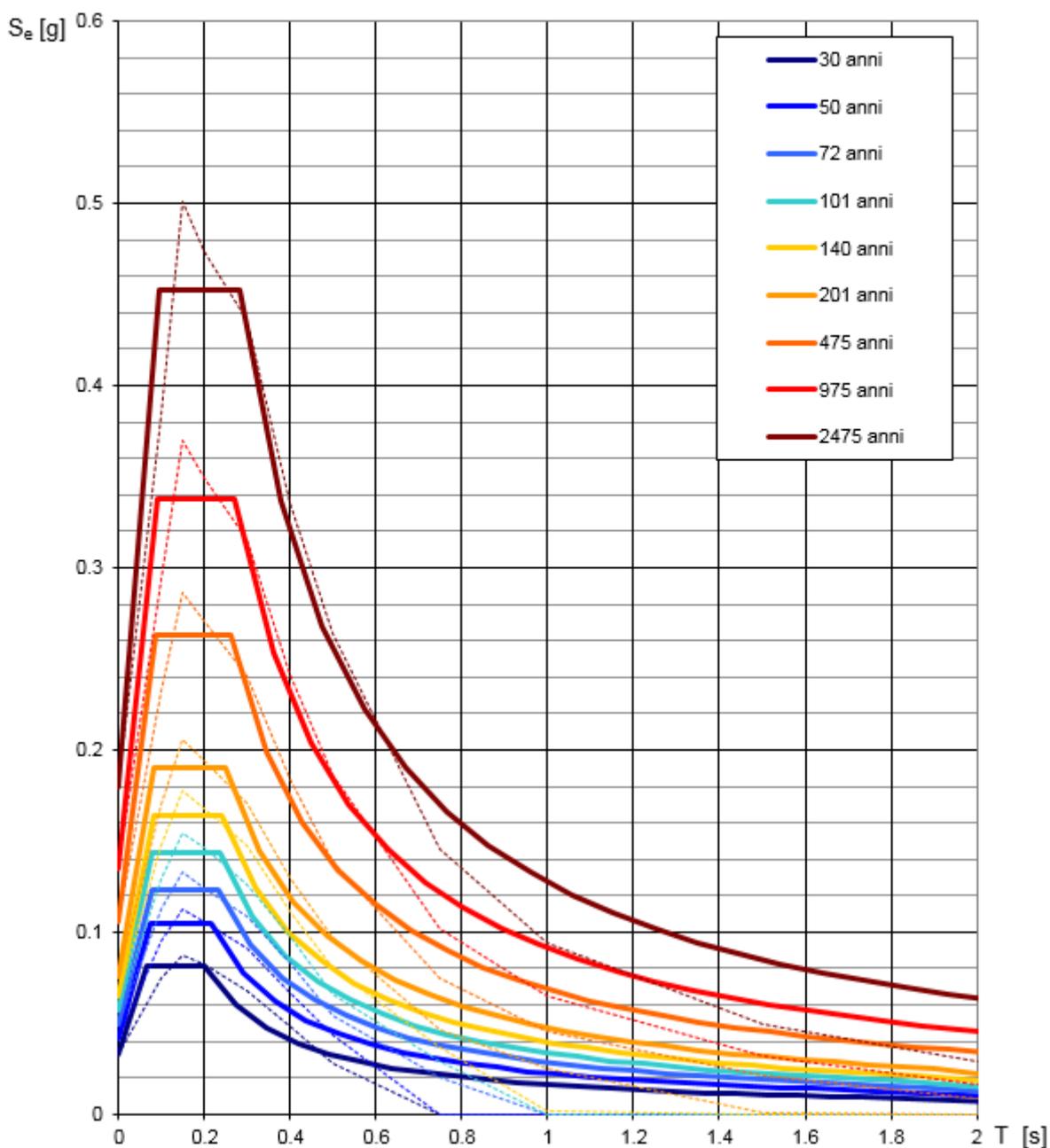
$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_{c^*}$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

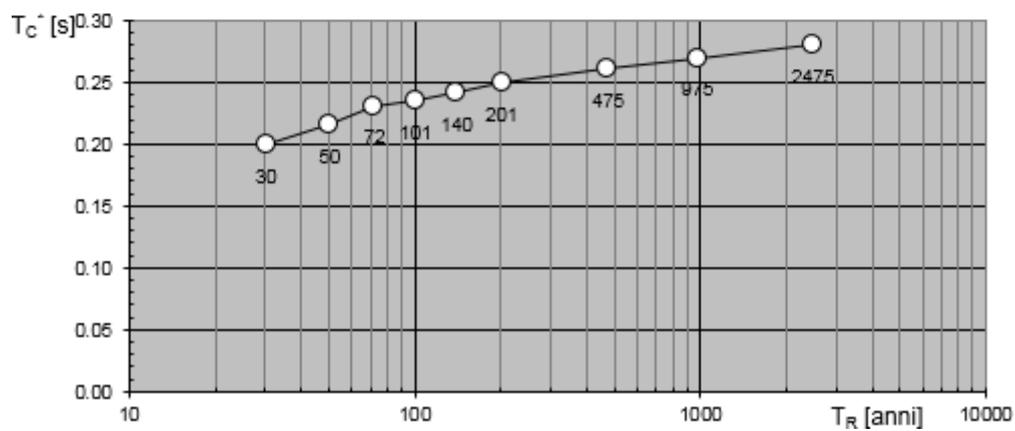
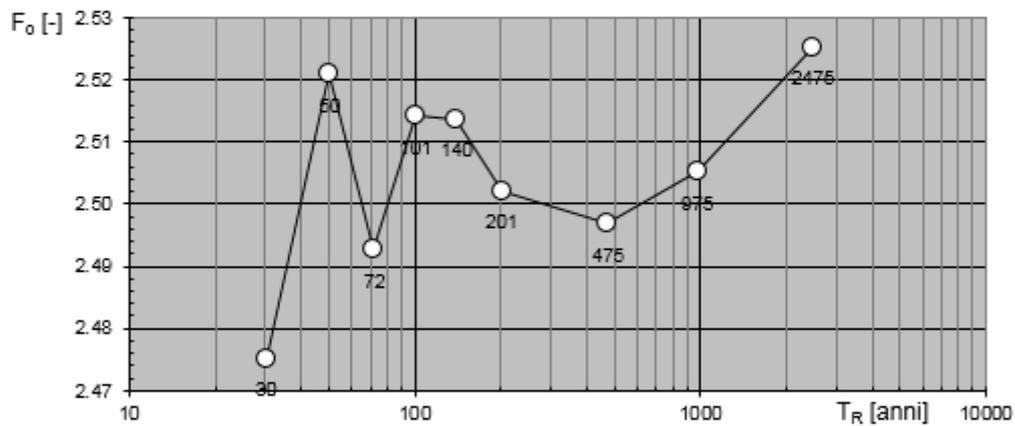
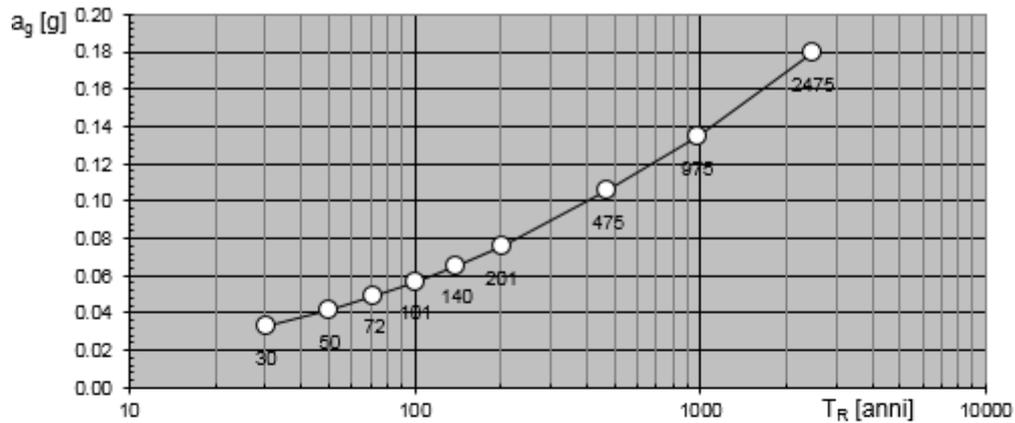
$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	0.033	2.475	0.200
50	0.041	2.521	0.216
72	0.049	2.493	0.231
101	0.057	2.514	0.235
140	0.065	2.514	0.241
201	0.076	2.502	0.250
475	0.105	2.497	0.261
975	0.135	2.505	0.270
2475	0.179	2.525	0.281

Tabella 7 – Valori dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento

### Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento



**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$ : variabilità col periodo di ritorno  $T_R$**



## 7. LIQUEFAZIONE

In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base ad D.M. 14/01/2008, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanza:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite, con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{cIN} > 180$ , dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{cIN}$  è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche statiche (CPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

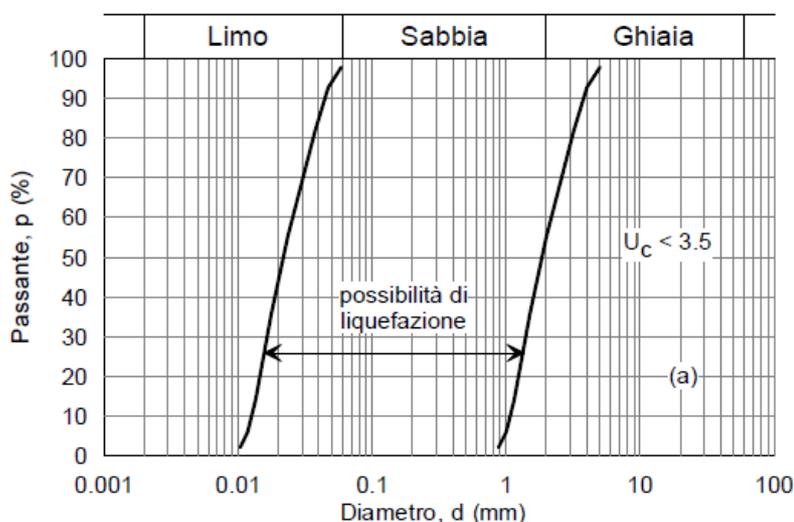


Figura 10: grafico a) per terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$

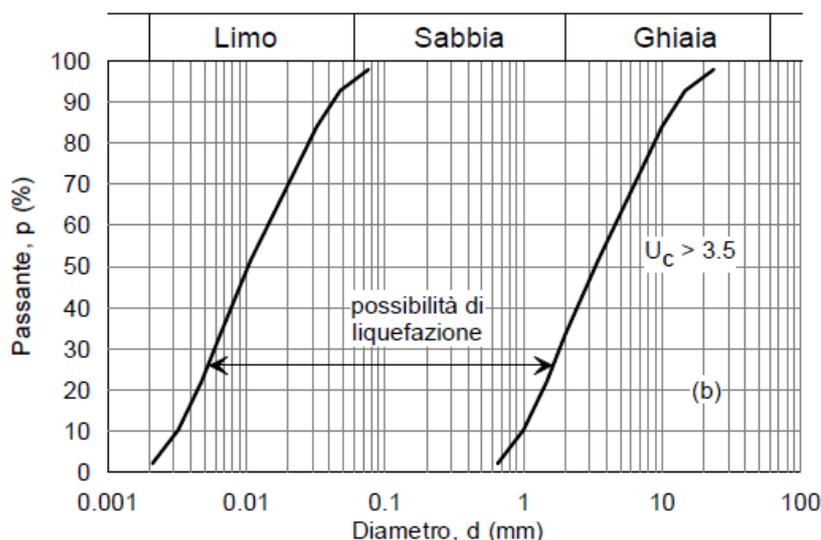


Figura 11: gráfico 6) per terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

#### - Metodologie di analisi

Quando nessuna delle precedenti condizioni viene soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Per quanto riguarda l'intervento in questione, la verifica a liquefazione può essere omessa in quanto, come indicato al punto 1, nell'area di interesse non si sono mai verificati terremoti con magnitudo superiore a 5.

### 8. CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE

La fondazione della sottostazione in oggetto è una fondazione diretta su travi rovesce, disposte con interasse longitudinale pari a 6.8m (6.95m tra la trave perimetrale e quella interna adiacente) e trasversale pari a 7.3m.

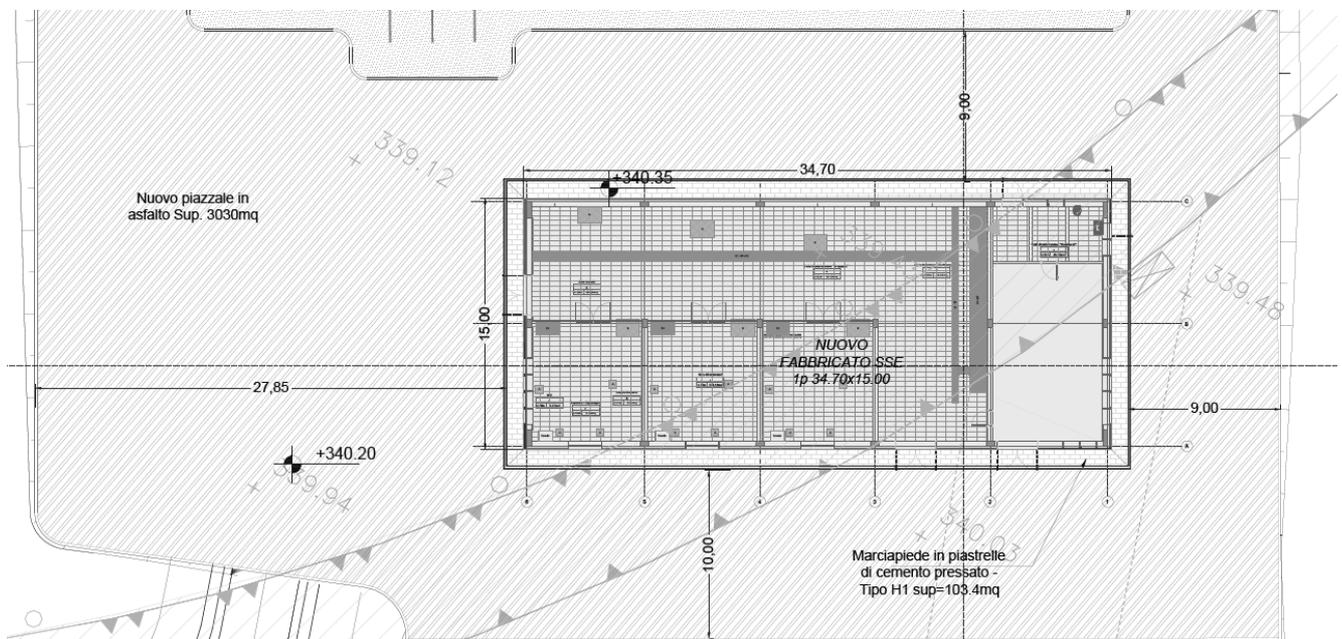
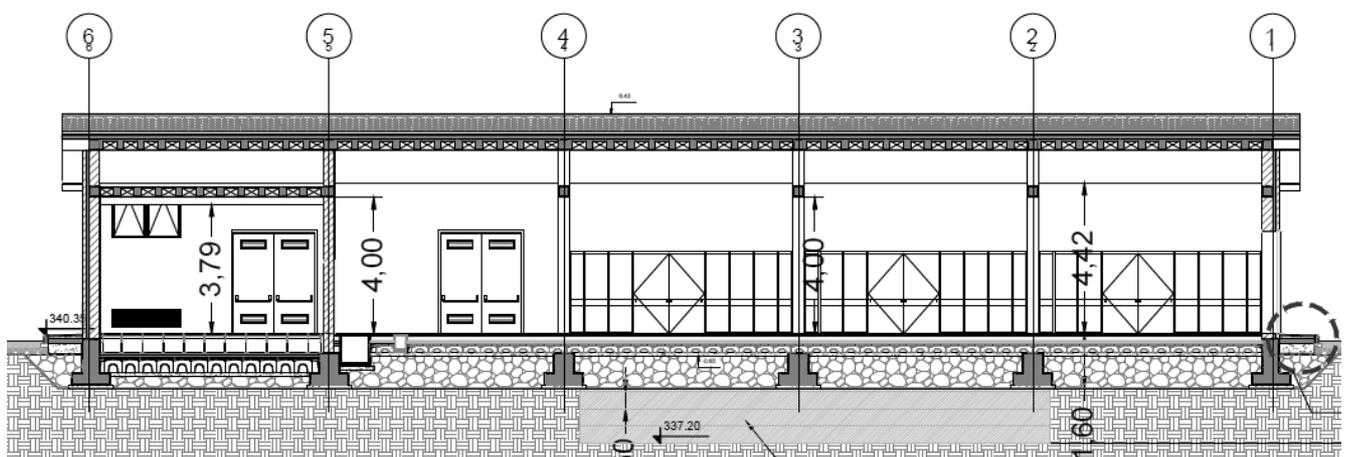


Figura 12: Planimetria del fabbricato



**Figura 13:** Sezione longitudinale del fabbricato

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno va effettuata confrontando la pressione limite sul terreno con la pressione massima agente derivante dalle azioni di progetto.

La verifica va effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I dell'NTC08 e seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Per le combinazioni dell'Approccio 1, i coefficienti  $\gamma_R$  sono riportati nella seguente tabella (6.4.I dell'NTC08)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{valida in condizioni drenate})$$

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q \quad (\text{valida in condizioni non drenate})$$

essendo:

$N_q, N_c, N_\gamma$  i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

$N_c^*$  il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_\gamma, s_q, s_c$  i fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma, i_q, i_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_q, b_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma, g_q, g_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_q, d_c$  i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^*, i_c^*, s_c^*, b_c^*, g_c^*$  i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\pi * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_q = i_c = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_y = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_y = g_q = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2 \eta \operatorname{tg} \phi)}$$

$$b_y = e^{(-2.7 \eta \operatorname{tg} \phi)}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[ 1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\operatorname{tg}^{-1} D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g^*_c = \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b^*_c = \eta^{\circ}/147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

q =  $\gamma^*D$  = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

$\gamma$  = peso di volume naturale del terreno;

$c_u$  = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

ove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e  $e_x$  e  $e_y$  sono le eccentricità.

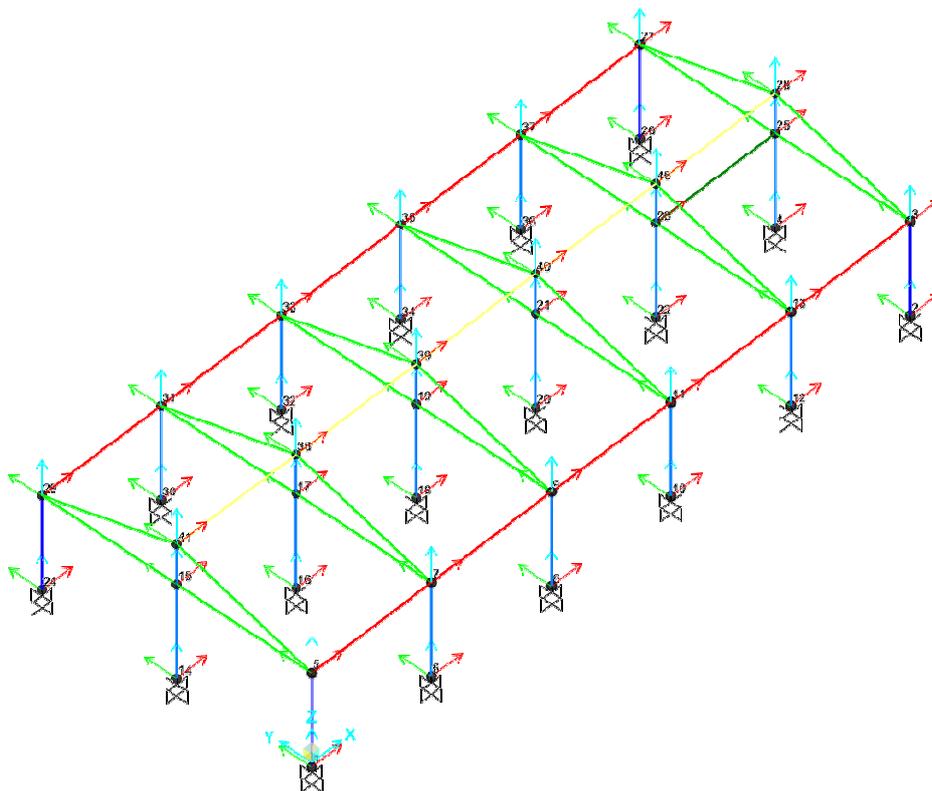
Si riportano a seguire gli scarichi dei pilastri in fondazione, nelle combinazioni più sfavorevoli per la verifica della capacità portante; per il calcolo di tali azioni si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche:

**TABLE: Joint Reactions**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLU_TOT_A1	Combination	Max	34	67	211	97	34	-7
2	SLU_TOT_A1	Combination	Max	10	66	286	101	-17	0
4	SLU_TOT_A1	Combination	Max	-9	9	406	23	-12	0
6	SLU_TOT_A1	Combination	Max	2	4	396	4	7	2
8	SLU_TOT_A1	Combination	Max	8	5	365	3	17	0
10	SLU_TOT_A1	Combination	Max	5	5	358	3	12	1
12	SLU_TOT_A1	Combination	Max	15	4	493	4	26	0
14	SLU_TOT_A1	Combination	Max	8	9	280	23	18	0
16	SLU_TOT_A1	Combination	Max	-1	8	600	21	-1	0
18	SLU_TOT_A1	Combination	Max	3	8	548	21	6	0
20	SLU_TOT_A1	Combination	Max	1	8	568	21	4	0
22	SLU_TOT_A1	Combination	Max	13	9	678	22	21	0
24	SLU_TOT_A1	Combination	Max	34	74	211	126	34	10
26	SLU_TOT_A1	Combination	Max	9	75	286	119	-18	0

30	SLU_TOT_A1	Combination	Max	2	1	396	10	7	-1
32	SLU_TOT_A1	Combination	Max	8	0	365	10	17	1
34	SLU_TOT_A1	Combination	Max	5	0	358	10	12	1
36	SLU_TOT_A1	Combination	Max	15	1	493	9	26	0
1	SLU_TOT_A2	Combination	Max	29	58	168	85	28	-6
2	SLU_TOT_A2	Combination	Max	10	56	226	88	-12	0
4	SLU_TOT_A2	Combination	Max	-7	8	320	20	-9	0
6	SLU_TOT_A2	Combination	Max	2	3	318	4	7	2
8	SLU_TOT_A2	Combination	Max	7	4	292	3	15	0
10	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	4	287	3	11	1
12	SLU_TOT_A2	Combination	Max	12	3	393	4	22	0
14	SLU_TOT_A2	Combination	Max	7	8	224	20	15	0
16	SLU_TOT_A2	Combination	Max	-1	7	481	18	-1	0
18	SLU_TOT_A2	Combination	Max	2	7	439	18	5	0
20	SLU_TOT_A2	Combination	Max	1	7	455	18	3	0
22	SLU_TOT_A2	Combination	Max	10	8	540	19	17	0
24	SLU_TOT_A2	Combination	Max	29	65	168	107	28	8
26	SLU_TOT_A2	Combination	Max	9	66	226	102	-13	0
30	SLU_TOT_A2	Combination	Max	2	1	318	8	7	-1
32	SLU_TOT_A2	Combination	Max	7	1	292	9	15	1
34	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	1	287	8	11	0
36	SLU_TOT_A2	Combination	Max	12	1	393	8	22	0
1	SLV_TOT	Combination	Max	64	133	190	518	145	-2
2	SLV_TOT	Combination	Max	43	184	233	739	113	1
4	SLV_TOT	Combination	Max	19	62	294	154	53	0
6	SLV_TOT	Combination	Max	77	15	249	36	181	2
8	SLV_TOT	Combination	Max	79	18	232	40	184	1
10	SLV_TOT	Combination	Max	76	19	228	43	180	1
12	SLV_TOT	Combination	Max	87	18	349	43	196	0
14	SLV_TOT	Combination	Max	17	42	197	106	47	0
16	SLV_TOT	Combination	Max	12	49	367	121	36	1
18	SLV_TOT	Combination	Max	14	53	339	132	40	0
20	SLV_TOT	Combination	Max	13	56	351	140	39	0
22	SLV_TOT	Combination	Max	37	59	440	147	79	0
24	SLV_TOT	Combination	Max	64	121	190	542	145	9
26	SLV_TOT	Combination	Max	43	174	233	753	113	1
30	SLV_TOT	Combination	Max	77	12	249	41	181	0
32	SLV_TOT	Combination	Max	79	14	232	47	184	1
34	SLV_TOT	Combination	Max	76	15	228	49	180	1
36	SLV_TOT	Combination	Max	87	14	349	48	196	0

I nodi riportati nel prospetto precedente fanno riferimento ai nodi di base dei pilastri del modello di calcolo, di cui se ne riporta uno schema di seguito. Si faccia riferimento alla Relazione di calcolo strutturale, per ulteriori dettagli.



Per quanto riguarda i carichi trasferiti dai solai di terra alle travi di fondazione, se ne individuano i valori nei prospetti di seguito:

$G_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	H11 - SOLAIO SOTTOTETTO	3,83
	H12 - SOLAIO COPERTURA	3,83
$G_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	H9 - SOLAIO A TERRA SALA ALIMENTATORI, CELLE RADDRIZZATORI E WC	9,61
	H10 - SOLAIO A TERRA PAVIMENTO GALLEGGIANTE E IGLOO	8,40
	<del>H11 - SOLAIO SOTTOTETTO</del>	<del>0,21</del>
	H12 - SOLAIO COPERTURA	1,07
Q [kN/m <sup>2</sup> ]	Q NEVE	1,40
	Q MANUTENZIONE - CAT. H2	0,50
	<del>Q SALA ALIMENTATORI / CELLE DEI RADDRIZZATORI - CAT. E2</del>	<del>15,00</del>
	Q SALA QUADRI - CAT. E2	4,00

Per la determinazione del massimo carico lineare agente sulle travi di fondazione, si procede secondo quanto indicato di seguito. Si individuano gli scarichi massimi verticali dei pilastri per ciascun gruppo di combinazioni (SLU-A1;SLU-A2;SLV), evidenziati nella rispettiva Tabella; si ricava il carico al metro lineare sulla trave di fondazione su cui insiste il pilastro più sollecitato (pilastro interno), considerando quale lunghezza di calcolo, la lunghezza di 'influenza' del pilastro; a tale contributo si aggiunge quello dovuto agli scarichi dei solai di terra sulla trave.

Il calcolo è sintetizzato nei prospetti di seguito:

<b>SLU TOT A1</b>			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:22)	F3	678	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:22)	L	7.3	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	92.9	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1_A1	13	kN/m <sup>2</sup>
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2_A1	22.5	kN/m <sup>2</sup>
Pressione totale solai	ptot	35.5	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza base trave trasversale interna	l	1.1	m
Carico al metro lineare di trave dato dai solai	q2	39.1	kN/m
Massimo carico lineare trave di fondazione	q=q1+q2	131.9	kN/m

<b>SLU TOT A2</b>			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:22)	F3	540	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:22)	L	7.3	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	74.0	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1_A2	10	kN/m <sup>2</sup>

Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2_A2	19.5	kN/m <sup>2</sup>
Pressione totale solai	ptot	29.5	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza base trave trasversale interna	l	1.1	m
Carico al metro lineare di trave dato dai solai	q2	32.5	kN/m
Massimo carico lineare trave di fondazione	q=q1+q2	106.4	kN/m

<b>SLV_TOT</b>			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:22)	F3	440	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:22)	L	7.3	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	60.3	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1	10	kN/m <sup>2</sup>
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2	12	kN/m <sup>2</sup>
Pressione totale solai	ptot	22.0	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza base trave trasversale interna	l	1.1	m
Carico al metro lineare di trave dato dai solai	q2	24.2	kN/m
Massimo carico lineare trave di fondazione	q=q1+q2	84.5	kN/m
Massima azione orizzontale espletata dai pilastri (dir.2)	F2	184	kN
Azione orizzontale (dir.1) concomitante con la massima (dir.2)	F1	43	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno	L	7.3	m
Azione orizzontale al metro lineare di trave (dir.2)	qh2	25.2	kN/m
Azione orizzontale al metro lineare di trave (dir.1)	qh1	5.9	kN/m

Si procede ad una verifica in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci.

### Combinazione A1+M1+R1

#### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

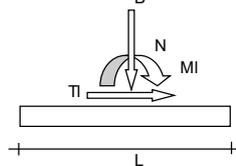
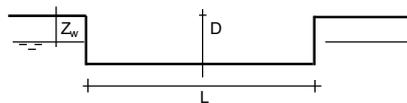
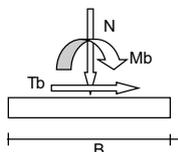
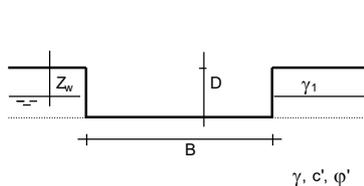
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

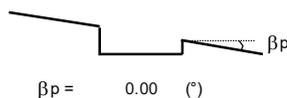
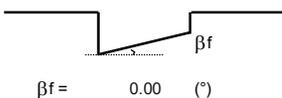
#### coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	1.10	(m)
L	=	100.00	(m)
D	=	1.30	(m)



#### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	132.00		132.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**Peso unità di volume del terreno**

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

**Valori di progetto**

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 7.70 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 23.40 \quad (\text{kN/mq})$$

 **$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 **$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

 **$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

$$i_q = 1.00$$

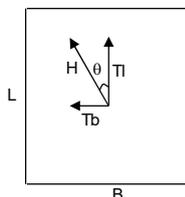
$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_p \sin^2\theta + m_c \cos^2\theta)$  in tutti gli altri casi)


**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 745.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 120.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 745.96 \geq q = 120.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**FS = 6.22**

**Combinazione A2+M2+R2**
**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

 $e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

 $e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

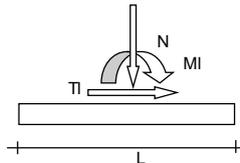
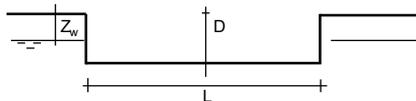
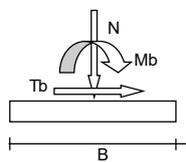
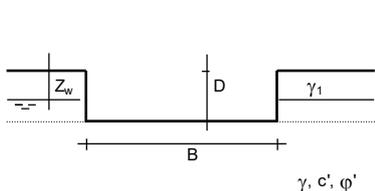
 $B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

 $L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

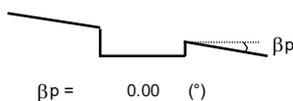
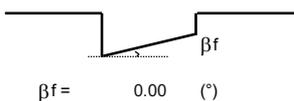
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo						
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00


 (Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B	=	1.10	(m)
L	=	100.00	(m)
D	=	1.30	(m)


**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	107.00		107.00
M <sub>b</sub> [kNm]	0.00		0.00
M <sub>l</sub> [kNm]	0.00		0.00
T <sub>b</sub> [kN]	0.00		0.00
T <sub>l</sub> [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 30.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 24.79 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 7.70 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 23.40 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$$

$$N_q = 10.43$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

$$N_c = 20.42$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 10.56$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi))^m$$

$$i_q = 1.00$$

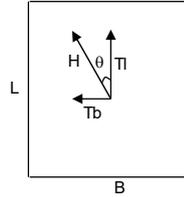
$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_c \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)


**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 408.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 97.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 227.05 \geq q = 97.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS = 2.33$$

## Combinazione sismica

### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

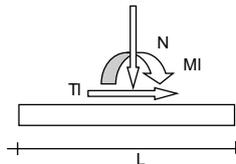
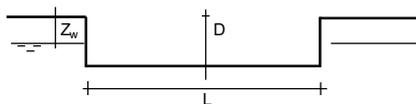
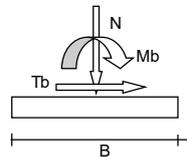
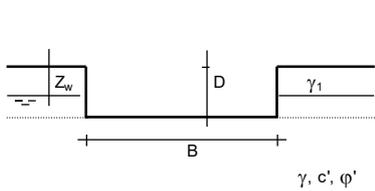
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

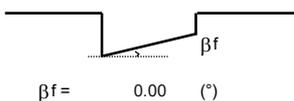
#### coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 1.10 (m)  
 L = 100.00 (m)  
 D = 1.30 (m)



#### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	85.00		85.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	6.00		6.00
TI [kN]	26.00		26.00
H [kN]	26.68	0.00	26.68

**OPERE CIVILI**  
**Relazione geotecnica**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	05	D 26 RB	FA 02 00 001	1	62 di 69

**Peso unità di volume del terreno**

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

**Valori caratteristici di resistenza del terreno**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Valori di progetto**

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 7.70 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 23.40 \quad (\text{kN/mq})$$

 **$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 **$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 22.40$$

 **$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

$$i_q = 0.47$$

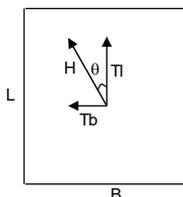
$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.44$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.32$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2\theta + m_c \cos^2\theta)$  in tutti gli altri casi)


**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 321.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 77.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 139.71 \geq q = 77.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\mathbf{FS = 1.81}$$

OPERE CIVILI  
Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	05	D 26 RB	FA 02 00 001	1	64 di 69

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 26.68 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 49.07 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 44.61 \geq H_d = 26.68 \quad (\text{kN})$$

$$FS = 1.67$$

L'analisi a scorrimento riportata è cautelativa poiché non tiene conto della presenza delle travi perimetrali longitudinali e del cordolo longitudinale di collegamento delle travi trasversali.

Si riportano nella tabella seguente la sintesi dei coefficienti di sicurezza desunti per le combinazioni più significative:

Tipo di combinazione	Combinazione da NTC08	FS a carico limite
SLU (A1)	A1 + M1+R1	6.22
SLU (A2)	A2 + M2+R2	2.33
SISMICA	Comb. Sismica	1.81

## 9. CALCOLO DEI CEDIMENTI E DEL MODULO DI REAZIONE K

Per il calcolo dei cedimenti sotto la fondazione è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per applicazione del carico. Si fa riferimento al semispazio elastico, omogeneo e isotropo, con cui è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per lo schema di carico assegnato, il valore delle tensioni indotte.

Ricavati ad ogni profondità  $z$  il corrispondente valore di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$ , si ricava il corrispondente valore di  $\varepsilon_z$  attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

Si riportano gli scarichi massimi dei pilastri nelle combinazioni SLE. Per il calcolo di tali azioni si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche:

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLE_f_TOT	Combination	Max	13	14	139	3	17	-5
2	SLE_f_TOT	Combination	Max	-9	13	195	7	-18	0
4	SLE_f_TOT	Combination	Max	-9	1	279	3	-13	0
6	SLE_f_TOT	Combination	Max	-2	2	250	-2	-3	1
8	SLE_f_TOT	Combination	Max	1	2	233	-2	2	0
10	SLE_f_TOT	Combination	Max	-1	2	227	-2	-1	0
12	SLE_f_TOT	Combination	Max	7	2	324	-2	10	0
14	SLE_f_TOT	Combination	Max	4	1	182	3	9	0
16	SLE_f_TOT	Combination	Max	-1	1	381	3	-3	0
18	SLE_f_TOT	Combination	Max	1	1	350	3	1	0
20	SLE_f_TOT	Combination	Max	0	1	364	3	0	0
22	SLE_f_TOT	Combination	Max	9	1	446	3	13	0
24	SLE_f_TOT	Combination	Max	13	5	139	26	17	6
26	SLE_f_TOT	Combination	Max	-9	5	195	22	-18	0
30	SLE_f_TOT	Combination	Max	-2	-1	250	4	-3	-1
32	SLE_f_TOT	Combination	Max	1	-2	233	4	2	0
34	SLE_f_TOT	Combination	Max	-1	-2	227	4	-1	0
36	SLE_f_TOT	Combination	Max	7	-1	324	3	10	0
1	SLE_qp	Combination	Max	10	6	135	-12	15	-5
2	SLE_qp	Combination	Max	-13	5	191	-7	-20	0
4	SLE_qp	Combination	Max	-9	0	273	0	-14	0
6	SLE_qp	Combination	Max	-3	2	240	-3	-5	1
8	SLE_qp	Combination	Max	0	2	224	-3	0	0
10	SLE_qp	Combination	Max	-2	2	218	-3	-3	0

12	SLE_qp	Combination	Max	6	2	314	-2	8	0
14	SLE_qp	Combination	Max	4	0	176	0	8	0
16	SLE_qp	Combination	Max	-1	0	366	0	-3	0
18	SLE_qp	Combination	Max	0	0	337	0	1	0
20	SLE_qp	Combination	Max	0	0	351	0	0	0
22	SLE_qp	Combination	Max	8	0	432	0	12	0
24	SLE_qp	Combination	Max	10	-6	135	12	15	5
26	SLE_qp	Combination	Max	-13	-5	191	7	-20	0
30	SLE_qp	Combination	Max	-3	-2	240	3	-5	-1
32	SLE_qp	Combination	Max	0	-2	224	3	0	0
34	SLE_qp	Combination	Max	-2	-2	218	3	-3	0
36	SLE_qp	Combination	Max	6	-2	314	2	8	0
1	SLE_r_TOT	Combination	Max	24	46	157	63	24	-5
2	SLE_r_TOT	Combination	Max	5	45	214	66	-13	0
4	SLE_r_TOT	Combination	Max	-7	6	303	15	-10	0
6	SLE_r_TOT	Combination	Max	1	3	291	2	4	2
8	SLE_r_TOT	Combination	Max	6	3	269	2	11	0
10	SLE_r_TOT	Combination	Max	3	3	263	2	8	0
12	SLE_r_TOT	Combination	Max	10	3	365	2	18	0
14	SLE_r_TOT	Combination	Max	6	6	207	15	13	0
16	SLE_r_TOT	Combination	Max	-1	6	441	14	-1	0
18	SLE_r_TOT	Combination	Max	2	5	403	14	4	0
20	SLE_r_TOT	Combination	Max	1	5	419	14	2	0
22	SLE_r_TOT	Combination	Max	10	6	502	15	16	0
24	SLE_r_TOT	Combination	Max	24	48	157	85	24	7
26	SLE_r_TOT	Combination	Max	5	49	214	80	-14	0
30	SLE_r_TOT	Combination	Max	1	0	291	7	4	-1
32	SLE_r_TOT	Combination	Max	6	0	269	7	11	1
34	SLE_r_TOT	Combination	Max	3	0	263	7	8	0
36	SLE_r_TOT	Combination	Max	10	0	365	7	18	0

Per quanto riguarda i carichi trasferiti dai solai di terra alle travi di fondazione, se ne individuano i valori nei prospetti inseriti nel capitolo precedente.

Per la determinazione del massimo carico lineare agente sulle travi di fondazione, si procede secondo quanto indicato nel capitolo precedente.

Il calcolo è sintetizzato nel prospetto di seguito:

<b>SLE TOT</b>			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:22)	F3	502	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:22)	L	7.3	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	68.8	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1	10	kN/m <sup>2</sup>
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2	15	kN/m <sup>2</sup>
Pressione totale	ptot	25.0	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza base trave trasversale interna	l	1.1	m
Carico al metro lineare di trave dato dai solai	q2	27.5	kN/m
Massimo carico lineare trave di fondazione	q=q1+q2	96.3	kN/m

Di seguito, il calcolo dei cedimenti delle travi di fondazione in esame.

**DATI DI INPUT:**

B = 1.10 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 105.90 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 96.3 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 4 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Sb1	6.50	0.0	6.5	1.0	10000	0.30	<b>1.69</b>
2	Gh1	6.00	6.5	12.5	1.0	20000	0.30	<b>0.21</b>
3	Sb2	8.90	12.5	21.4	1.0	40000	0.30	<b>0.09</b>
4	Li1	7.10	21.4	28.5	1.0	40000	0.30	<b>0.04</b>
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 2.03 \text{ (cm)}$$

Il valore massimo totale del cedimento della trave di fondazione è pari a **2.03 cm**.

Data la natura dei terreni in esame, la totalità dei cedimenti si esaurisce entro il tempo di realizzazione della struttura.

A tal punto si valuta il Modulo di reazione sulla fondazione, dato dal rapporto tra pressione e cedimento:

$$K = q/\delta t = 96.3/0.0169 \approx 5700 \text{ KN/m}^3.$$

Poiché una correlazione tipicamente adottata per il calcolo di K è:

$$K \approx 0.7 E' \approx 3500 \text{ KN/m}^3.$$

Si conclude affermando che è possibile un modulo di reazione compreso in un range tra 3.500 e i 5500KN/ m<sup>3</sup>.