

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 BORGONE

Relazione Geotecnica

SCALA:



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

NT01 05 D 26 RB FA0100 001 0

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
0	Emissione per commenti	S.Checchi	Gennaio 2020	A. Kraczyna	Gennaio 2020	F. Rettoni	Gennaio 2020	F. Rettoni	Gennaio 2020

File: NT01.0.5.D.26.RB.FA.01.0.0.001.0

n. Elab.:

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
F. Rettoni
Gen. 2020
Dot. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. A

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
2.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	5
3.1.	UBICAZIONE DEI SONDAGGI	5
3.2.	DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ DI INDAGINE	6
3.3.	SONDAGGIO GEOGNOSTICO E VALORI DI SPT	7
3.4.	INDAGINI SISMICHE	16
3.5.	PROVE DI PERMEABILITÀ	17
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
4.1.	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	18
4.2.	UNITÀ GEOTECNICA A₁	31
4.3.	UNITÀ GEOTECNICA A₂	31
5.	FALDA	32
6.	CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITÀ DEL SITO	33
6.1.	PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	33
6.2.	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	33
6.3.	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	34
6.4.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	35
7.	LIQUEFAZIONE	43
8.	CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE	50
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI E DEL MODULO DI REAZIONE K	70

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 Borgone. 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 2018 per conto di Italferr, nell'ambito del progetto definitivo delle opere finalizzate all'adeguamento della linea ferroviaria tra i comuni di Avigliana e Bussoleno –Lotto 4, inerenti la realizzazione delle nuove linee in adiacenza all'esistente nei siti di Condove e Bruzolo (prove penetrometriche statiche e indagini geofisiche). Sono stati inoltre considerati i risultati di sondaggi presenti negli archivi ARPA, prendendo in considerazione le verticali ricadenti in prossimità dell'area di intervento.

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

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo 'SCNT0IU04' (Italferr 2018) di profondità 20m, durante l'esecuzione del quale sono state condotte n.6 prove SPT (Standard Penetration Test);
- n. 1 prova di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile, alla profondità di 13m (SCNT0IU04);
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo '15-ARPA_A24' (Archivi ARPA) di profondità 22.5m, durante l'esecuzione del quale sono state condotte n.15 prove SPT (Standard Penetration Test);
- n. 2 prove geofisiche tipo MASW 'masw 13' – 'masw14'(Italferr 2018).

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 'SCNT0IU04' di profondità pari a 20m ed esecuzione delle seguenti prove in foro:
 - N.6 Standard Penetration Test (SPT)
 - Prelievo di N.6 campioni rimaneggiati
 - N.1 Prove di permeabilità Lefranc a carico variabile
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo '15-ARPA_A24' di profondità 22.5m ed esecuzione delle seguenti prove in foro:
 - N.15 Standard Penetration Test (SPT)
 - Prelievo di N.4campioni rimaneggiati

3.1. UBICAZIONE DEI SONDAGGI

Sulla carta riportata di seguito, si individuano i sondaggi stratigrafici di riferimento per il sito in esame (SCNT0IU04 - A24).



Figura 2: Ubicazione delle indagini geognostiche relative al sito di interesse

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 2018 per conto di Italferr, si fa riferimento al sondaggio a carotaggio continuo di profondità 20m, SCNT0IU04, posto in prossimità dell'area di intervento. Si fa inoltre riferimento al sondaggio a carotaggio continuo di profondità 22.5m, 15-ARPA_A24, presente negli archivi ARPA.

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

Sigla	pk	Quota m s.l.m.	N	E	Strumentazione	Profondità m	Campioni	SPT	Lefranc/Lugeon
SCNT0IU04		393.2	4997515	362238	Non attrezzato	20	6	6	1
15-ARPA_A24	Km 38 S.S. 24 (TO) PK 33+873		-	-	Non attrezzato	22.5	4	15	-

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 al termine dell'esecuzione della prova (sondaggio SCNT0IU04) si riportano di seguito:

ID prova	Tipo di prova	Soggiacenza [m da p.c.]
SCNT0IU04	Sondaggio	2.80

Tabella 1 – Individuazione dei livelli di falda disponibili

3.3. SONDAGGIO GEOGNOSTICO E VALORI DI SPT

Sulla base di quanto deducibile dai sondaggi di riferimento ('SCNT0IU04' - '15-ARPA_A24') e dal profilo geotecnico realizzato per conto di Italferr, nell'ambito del progetto definitivo delle opere finalizzate all'adeguamento della linea ferroviaria tra i comuni di Avigliana e Bussoleno – Lotto 4, si individua una stratigrafia di riferimento per il sito di progetto, che può essere così schematizzata:

- 0.0÷5.0 m: Ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare in matrice sabbiosa, con ciottoli centimetrici localmente (**Unità A₁**).
- 5.0÷20.0 m: Sabbia grossolana con ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare, con ciottoli centimetrici localmente (**Unità A₂**).

Come evidente dal profilo geotecnico riportato di seguito, i depositi dell'unità A costituiscono il litotipo prevalente che caratterizza l'area di progetto.

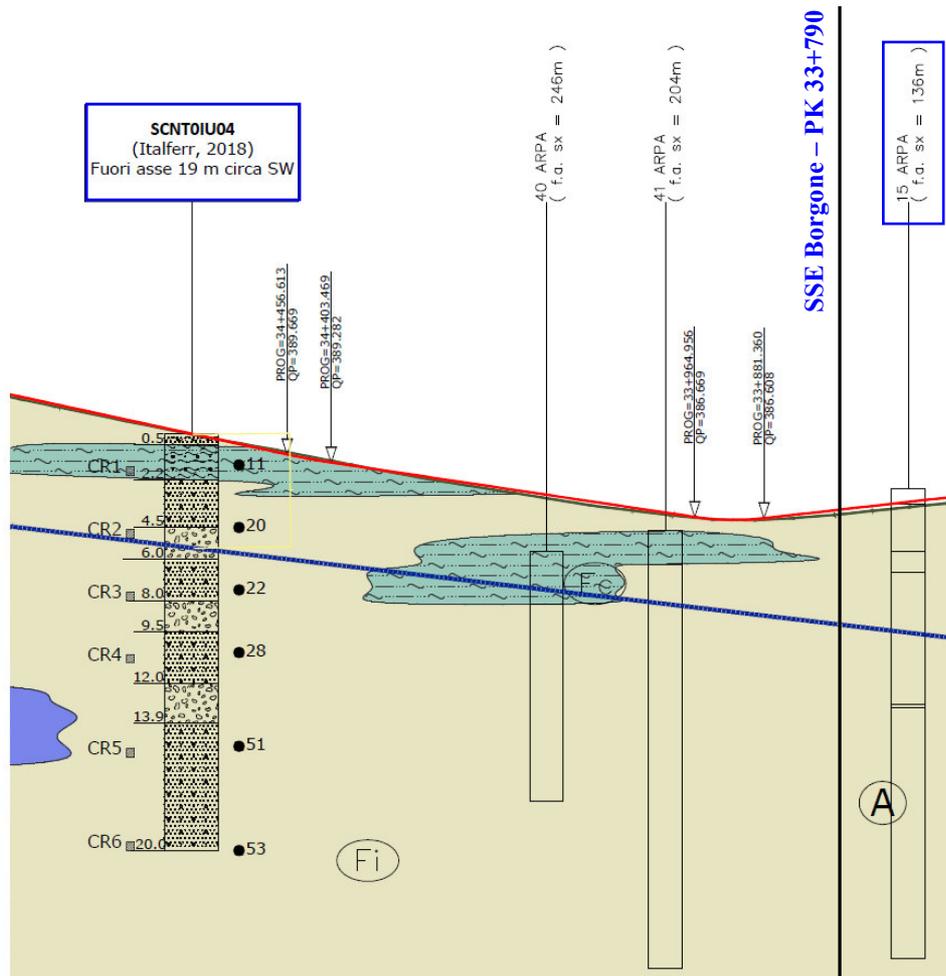


Figura 4: Profilo geotecnico di riferimento

Come è possibile riscontrare dal profilo geotecnico riportato nella Figura precedente, in cui i sondaggi di riferimento sono evidenziati da un riquadro blu, la stratigrafia del sondaggio fornito dagli archivi ARPA – sondaggio '15-ARPA_A24' risulta la più rappresentativa del sito di interesse per la caratterizzazione dei terreni di fondazione della nuova Sottostazione Elettrica di Borgone.

Di seguito il dettaglio delle stratigrafie relative ai sondaggi di riferimento e i valori di SPT individuati.

STRATIGRAFIA SONDAGGIO '15-ARPA_A24'



Stratigrafia semplificata

I dati contenuti in questo servizio hanno finalità unicamente divulgativa e pertanto Arpa Piemonte non risponde di utilizzi impropri ad esempio derivanti da errata interpretazione o applicazione scorretta dei dati in ambiti differenti da quelli originali.

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
A24	Sant' Antonino di Susa	TO	Km 38 S.S. 24 cava in falda
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiliere
10/11/1986	11/11/1986	22.50	Viabilità: Collegamento tra Bardonecchia e Torino (tang. Nord-Rivoli) - V tronco

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
15	0.70	terreno vegetale limoso sabbioso
15	1.00	ghiaie piccole e medie in matrice sabbiosa
15	3.00	ghiaie medie e grosse in matrice sabbiosa con ciottoli
15	4.00	sabbie grossolane
15	10.30	ghiaie medie e grosse in matrice sabbiosa con ciottoli
15	10.50	livello sabbioso con ghiaietto
15	22.50	ghiaie grosse con ciottoli

PROVE SPT SONDAGGIO '15-ARPA_A24'

Prove SPT in foro

I dati contenuti in questo servizio hanno finalità unicamente divulgativa e pertanto Arpa Piemonte non risponde di utilizzi impropri ad esempio derivanti da errata interpretazione o applicazione scorretta dei dati in ambiti differenti da quelli originali.

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
A24	Sant' Antonino di Susa	TO	Km 38 S.S. 24 cava in falda
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
10/11/1986	11/11/1986	22.50	Viabilità: Collegamento tra Bardonecchia e Torino (tang. Nord-Rivoli) - V tronco

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
15	1.50	6	8	15	23
15	3.00	12	18	31	49
15	4.50	15	21	36	57
15	6.00	18	27	36	63
15	7.50	6	9	18	27
15	9.00	10	19	22	41
15	10.50	8	9	18	27
15	12.00	19	37	48	85
15	13.50	20	27	31	58
15	15.00	22	20	32	52
15	16.50	17	34	34	68
15	18.00	22	28	30	58
15	19.50	20	33	36	69
15	21.00	36	27	32	59
15	22.50	25	29	34	63

NOTA: il valore -999 indica un rifiuto.



LINEA MODANE-TORINO
Adeguamento linea storica tratta Bussoleno-Avigliana
Realizzazione Sottostazioni Elettriche nelle località di Borgone
e Avigliana

OPERE CIVILI
Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	05	D 26 RB	FA 01 00 001	0	10 di 72

STRATIGRAFIA SONDAGGIO 'SCNT0IU04'

Committente: ITALFERR SPA	Sondaggio: SCNT01U04
Riferimento: BORGONE DI SUSIA - PISTA CICLABILE	Data: 05.09.18
Coordinate: 45°7'3.64"N 7°14'54.62"E	Quota: 393.2m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO 152/131mm	

SCALA 1:75

STRATIGRAFIA

Pagina 1/2

Profondità (m)	Standard Penetration Test (SPT)	Tipologia	Campioni	Spessore (m)	LITOLOGIA	DESCRIZIONE
0.5						Sabbia limosa sciolta asciutta con ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare (max 4cm) e rari ciottoli centimetrici di colore grigio-marroncino
1.5	4-5-5	11 A	1) Rim < 1.50 2.00			Limo debolmente sabbioso debolmente addensato asciutto con rara ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max 1cm) inclusa di colore grigio scuro
2.5						Limo sabbioso debolmente addensato da asciutto a umido con ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare (max 4cm) e rari ciottoli centimetrici inclusi di colore grigio scuro
3.5						Limo sabbioso debolmente addensato con rara ghiaia centimetrica poligenica (max 4cm) arrotondata e rari ciottoli centimetrici inclusi umido di colore grigio scuro
4.5	7-9-11	20 A	2) Rim < 4.50 5.00			Sabbia e ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare (max 5cm) e ciottoli centimetrici sciolta localmente in matrice debolmente limosa di colore grigio. Presenza di rare patine di alterazione giallastra
5.5						Ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare (max 6-7cm) con abbondanti ciottoli centimetrici in matrice debolmente sabbiosa sciolta di colore grigio scuro
7.5	11-9-13	22 A	3) Rim < 7.50 8.00			Sabbia grossolana con ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare (max 3cm) e rari ciottoli centimetrici sciolta di colore da grigio scuro a grigio-marrone
10.5	12-14-14	28 A	4) Rim < 10.50 11.00			Ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max 4cm) sciolta in matrice debolmente sabbiosa di colore grigio
12.5						Sabbia e ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max 5cm) sciolta con ciottoli centimetrici di colore da grigio scuro a grigio-marrone
13.5						Ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max 4cm) con abbondanti ciottoli centimetrici sciolta in matrice debolmente sabbiosa di colore grigio
15.0	19-24-27	51 A				Sabbia e ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max 4-5cm) sciolta con ciottoli centimetrici di colore grigio-marrone

Committente: ITALFERR SPA	Sondaggio: SCNT0IU04
Riferimento: BORGONE DI SUSA - PISTA CICLABILE	Data: 05.09.18
Coordinate: 45°7'3.64"N 7°14'54.62"E	Quota: 393.2m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO 152/131mm	

SCALA 1:75

STRATIGRAFIA

Pagina 2/2

o m	N 1	A F	Pz	metri m	Standard Penetration Test SPT	test N	Campione N	prof. in m	LITOLOGIA	DESCRIZIONE
131				15			5) Rim - 15,00 15,50			Sabbia e ghiaia centimetrica poligenica arrotondata (max4-5cm) sciolta con ciottoli centimetrici di colore grigio-marrone
				17						
				18						
				19						
				20	21-28-25	53	6) Rim - 19,50 20,00			

- Eseguito n° 1 prova lefranc a carico variabile alla profondità di 13,50m da p.c.
- Prelevato n° 6 campioni rimaneggiati in corrispondenza delle quote di esecuzione delle spt
- Quota falda misurata al termine della perforazione -2,80m da p.c.
- eseguito il sondaggio a carotaggio continuo con carotiere semplice diametro 131mm e corona in widia

PROVE SPT SONDAGGIO 'SCNT0IU04'

PROVE SPT											
Sondaggio	Quota s.l.m.	prof falda da p.c.	z inizio prova (m)	N2	N3	N=15+0.5(Nspt-15)	sigma	zw (m)	u	sigma'	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	1,5	6	5	11	29	0	0	28,5	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	4,5	9	11	17,5	86	1,7	17	68,5	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	7,5	9	13	18,5	143	4,7	47	95,5	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	10,5	14	14	21,5	200	7,7	77	122,5	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	15	24	27	33	285	12,2	122	163	
SCNT0IU04 (2018)	393,2	2,8	20	28	25	34	380	17,2	172	208	

Si riportano di seguito le foto delle cassette relative al sondaggio 'SCNT0IU04':

Committente: ITALFERR SPA	Sondaggio: SCNT0IU04
Riferimento: BORGONE DI SUSÀ - PISTA CICLABILE	Data: 05.09.18
Fotografie - Pagina 1/3	Pagina 1



Committente: ITALFERR SPA	Sondaggio: SCNT0IU04
Riferimento: BORGONE DI SUSÀ - PISTA CICLABILE	Data: 05.09.18
Fotografie - Pagina 2/3	Pagina 2



Sond. SCNT0IU04 cassa 3 da 10,00 a 15,00m



Sond. SCNT0IU04 cassa 4 da 15,00 a 20,00m

Committente: ITAFERR SPA	Sondaggio: SCNT0IU04
Riferimento: BORGONE DI SUSÀ - PISTA CICLABILE	Data: 05.09.18
Fotografie - Pagina 3/3	Pagina 3



Posizionamento su sondaggio SCNT0IU04



sistemazione piazzola al termine della perforazione

3.4. INDAGINI SISMICHE

In corrispondenza del sito in esame, sono state condotte, nell'ambito della campagna di indagini in sito realizzata nel 2018 per conto di Italferr per la progettazione definitiva delle opere finalizzate all'adeguamento della linea ferroviaria tra i comuni di Avigliana e Bussoleno – Lotto 4, delle indagini geofisiche di tipo MASW-HVSR 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 alle prove MASW13-14, nelle vicinanze dell'area di interesse. Si faccia riferimento alla Figura di seguito per l'ubicazione delle prove in esame.

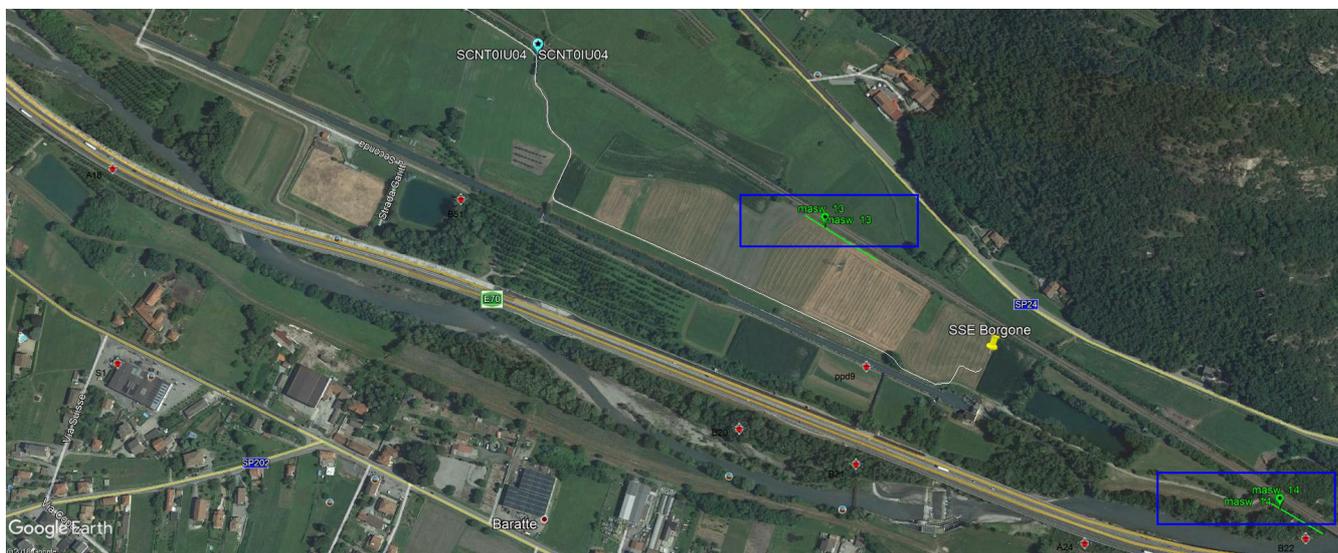


Figura 5: Ubicazione delle indagini geofisiche relative al sito di interesse

3.5. PROVE DI PERMEABILITÀ

Si riporta di seguito il risultato delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) disponibili tra i sondaggi di riferimento:

PROVE LEFRANC SONDAGGIO 'SCNT01U04'



COMMITTENTE	ITALFERR SPA
LOCALITA'	BORGONE DI BUSA - PISTA CICLABILE
DATA	05.09.18
SONDAGGIO	SCNT01U04



UNI EN ISO 9001:2008

PROVA DI PERMEABILITA' 1 (LIVELLO VARIABILE)

PROFONDITA' FORO DA P.C.:	m	13,50
PROFONDITA' RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	13,00
SPORGENZA TUBO RIVESTIMENTO DA P.C.:	m	0,50
LIVELLO BASE DI MISURA DA P.C.:	-m	2,80
LIVELLO DINAMICO DURANTE LA PROVA DA P.C.:	+m	0,50
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)	Letture (cm)	Differenze (cm)	K (cm/sec)
0	0	0	0
0,5	85	85	0,00592222
1	115	30	0,00341738
1,5	163	38	0,00433877
2	182	25	0,00330360
3	221	39	0,00679413
4	247	26	0,00212481
6	271	24	0,00069346
8	277	6	0,00017987
10	279	2	0,00005556
12	279	0	0,00000000
15	279	0	0,00000000

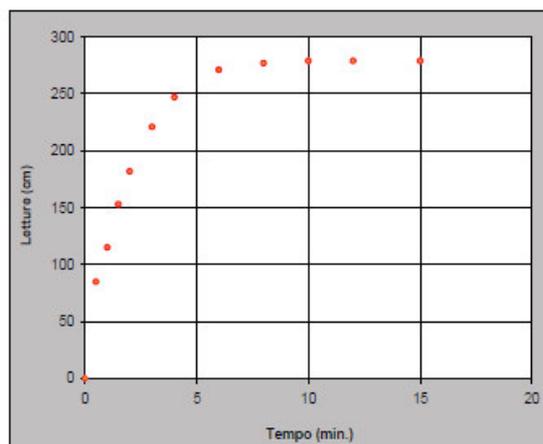
Letture rispetto alla testa del rivestimento
Dati scarsi

0,0032746877

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' RICALCATO DALLA MEDIA ARITMETICA DEI VALORI RITENUTI ATTENDIBILI

K (cm/s) = 3,27E-03



K = 3.27 E -03 cm/s (profondità 13.50m da PC)

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 A₁ – Ghiaia/Sabbia:** si tratta del terreno intercettato a partire da p.c.; si distinguono ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare in matrice sabbiosa, con ciottoli centimetrici localmente.
- **Unità A₂ – Sabbia/Ghiaia:** si tratta di sabbia grossolana con ghiaia centimetrica poligenica da arrotondata ad angolare, con ciottoli centimetrici localmente.

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

- **Unità A₁ – Ghiaia/Sabbia (da 0.00 a 5.00 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
 - 3+2 valori di SPT;
- **Unità A₂ – Sabbia/Ghiaia (da 5.00 a 20.00 m):** per l'unità geotecnica in oggetto si dispone degli esiti di:
 - 12+4 valori di SPT;

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;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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 (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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 (φ') 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 φ' 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:

φ' = 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
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

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

I valori dell'angolo di attrito φ'_{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 φ'_{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 ϕ_{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 σ'_v è la pressione efficace in kg/cm² 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 ϕ' 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_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno;

ν = 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.

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

Correlazione di Schultze

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

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)

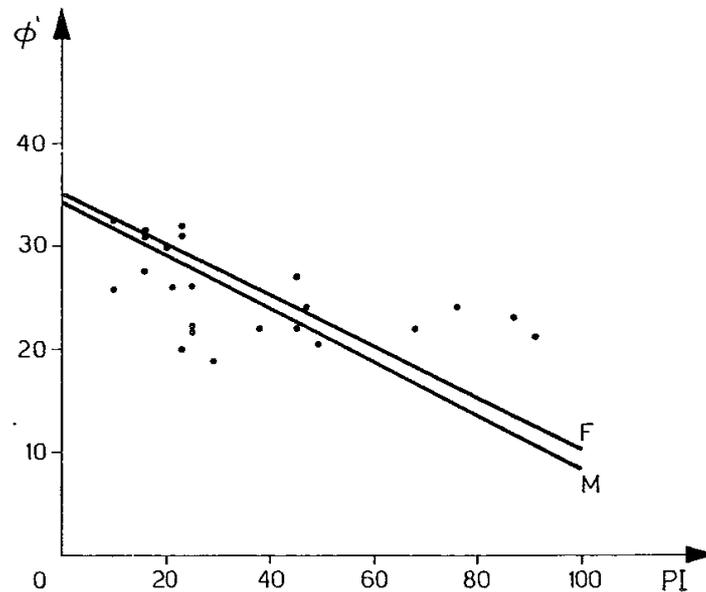


Figura 6: Andamento dell'angolo ϕ' in funzione dell'indice di plasticità per un'argilla normalconsolidata

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):

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

Dove:

E'_v = modulo di deformazione operativo (kPa)

cu = 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} .

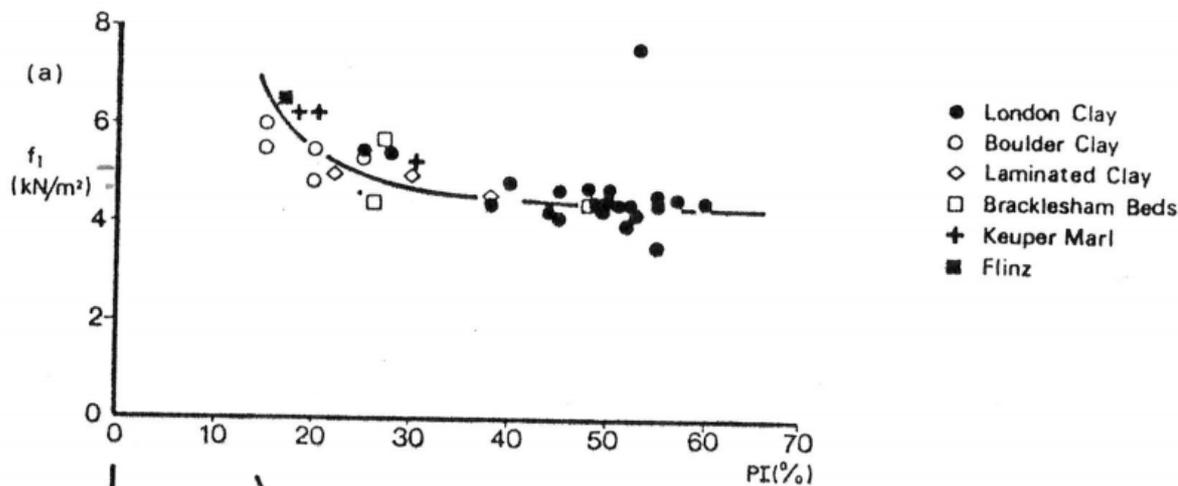


Figura 7 – Fattore f_1 in funzione di IP

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.

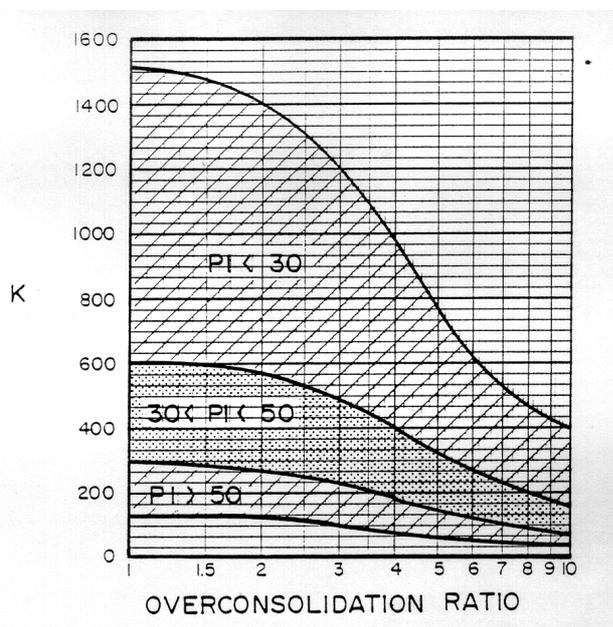


Figura 8 – Duncan & Buchigani

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.

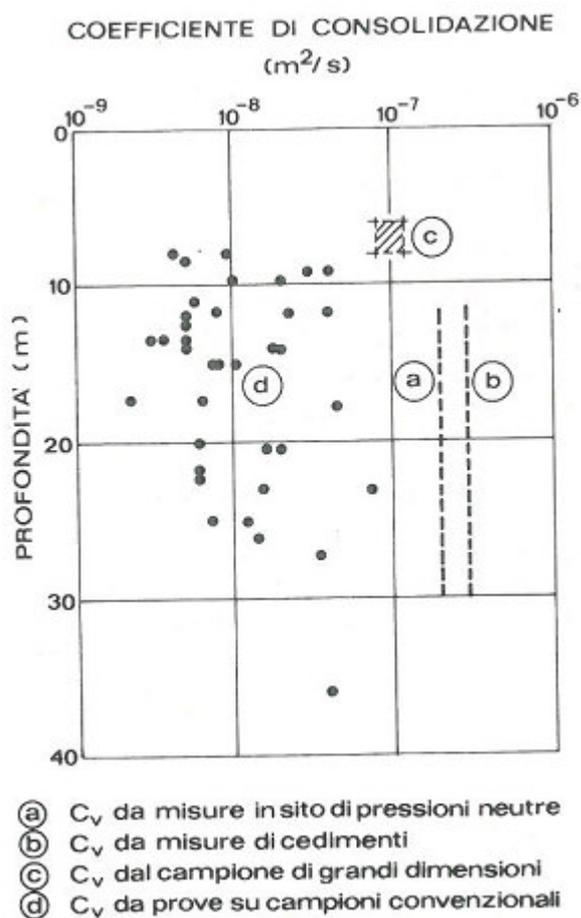


Figura 9 – Confronto tra valori di c_v ottenuti con diverse prove (Bughignoli e Calabresi, 1975)

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.

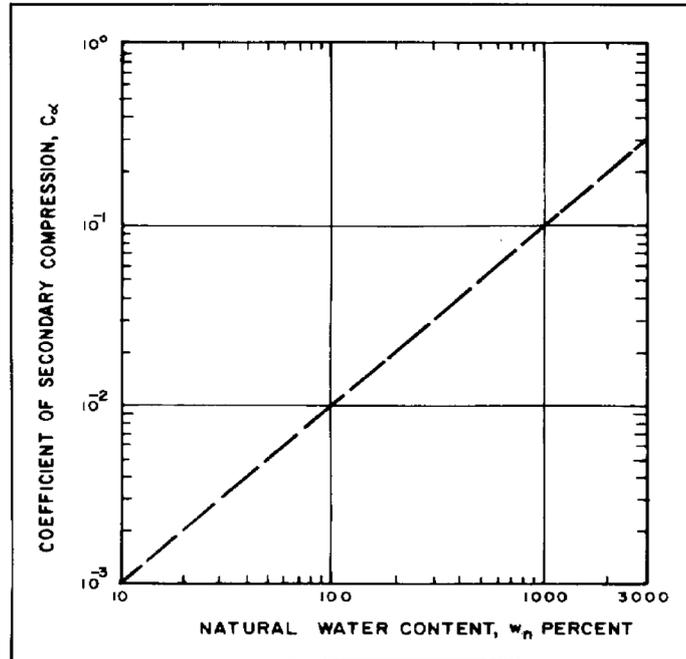


Figura 10: Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da w_n (NAVFAC, 1982)

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. UNITÁ GEOTECNICA A₁

Tale unità si rinviene dal p.c. a 5.0m. Si assumono i seguenti valori per la caratterizzazione geotecnica del terreno in esame:

UNITÁ A1:

$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale;
$\phi' = 30-34^\circ$	angolo di resistenza al taglio;
$c' = 0 \text{ KPa}$	coesione drenata;
$E' = 20-30 \text{ MPa}$	modulo elastico

4.3. UNITÁ GEOTECNICA A₂

Tale unità si rinviene da 5.00m a 20.00m.

UNITÁ A2:

$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale;
$\phi' = 35-37^\circ$	angolo di resistenza al taglio;
$c' = 0 \text{ KPa}$	coesione drenata;
$E' = 35-45 \text{ MPa}$	modulo elastico

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

UNITÁ	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E' [MPa]
A1	0.00-5.00	19.0÷20.0	30-34°	0	-	20-30
A2	5.00-20.00	19.0÷20.0	35-37°	0	-	35-45

5. *FALDA*

Relativamente al sito oggetto di indagine si registra, come condizione normale, la presenza di un livello freatico posto ad una profondità di 2.8m 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 NSPT₃₀ 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 MASW 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 alle prove MASW13-14, 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:

	MASW 13	MASW 14
V_{Seq} (m/s)	302	326

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).

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

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 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 Borgone 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;

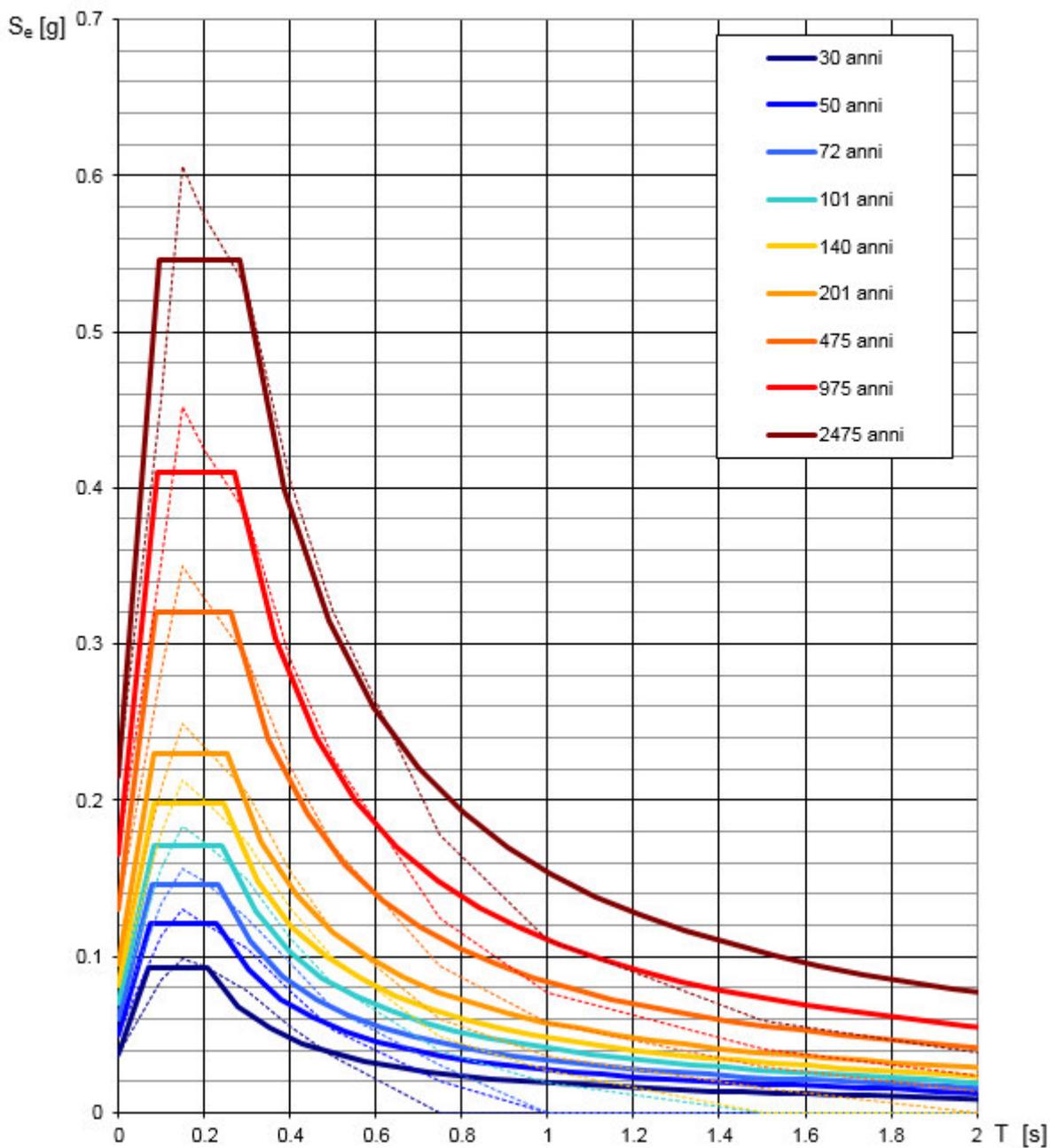
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

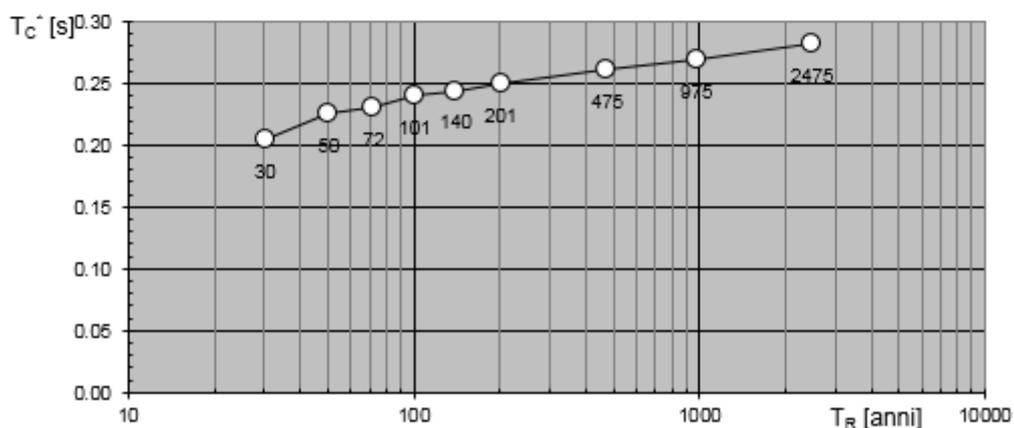
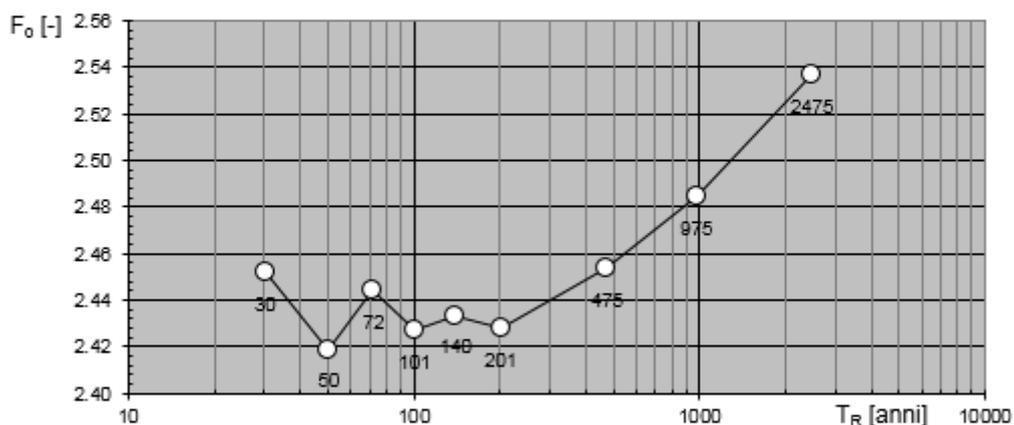
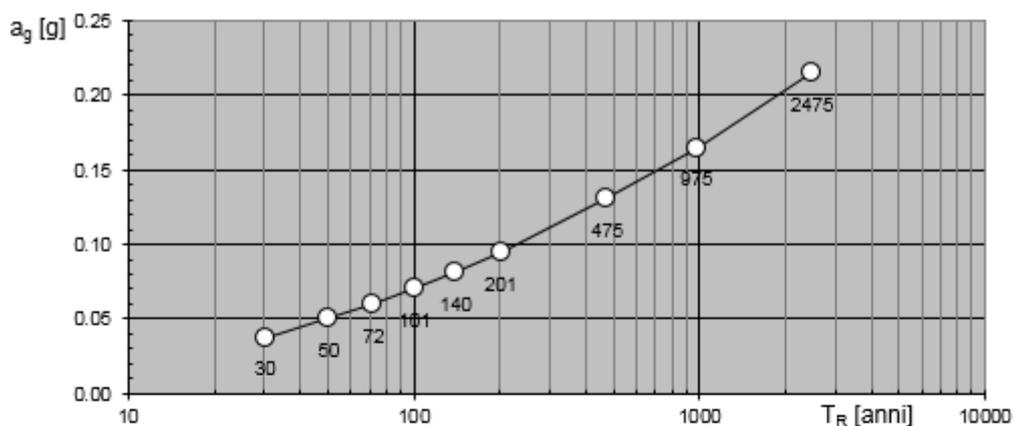
T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.038	2.452	0.205
50	0.050	2.419	0.226
72	0.060	2.444	0.230
101	0.070	2.427	0.240
140	0.081	2.434	0.244
201	0.095	2.428	0.250
475	0.131	2.454	0.261
975	0.165	2.485	0.269
2475	0.215	2.537	0.282

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



Sito di Borgone Susa

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

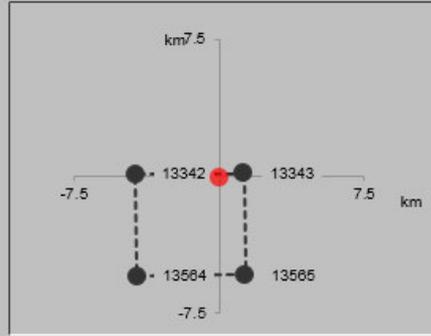
Grafici spettri di risposta >

Variabilità dei parametri >

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri >

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione



"Ricerca per comune" utilizza le ordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

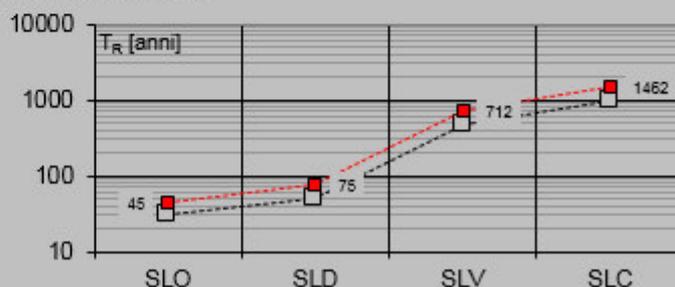
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie -.-□-.- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C**

$S_S =$

$C_C =$

Categoria topografica **T1**

$h/H =$

$S_T =$

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_c

Regol. in altezza **si**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

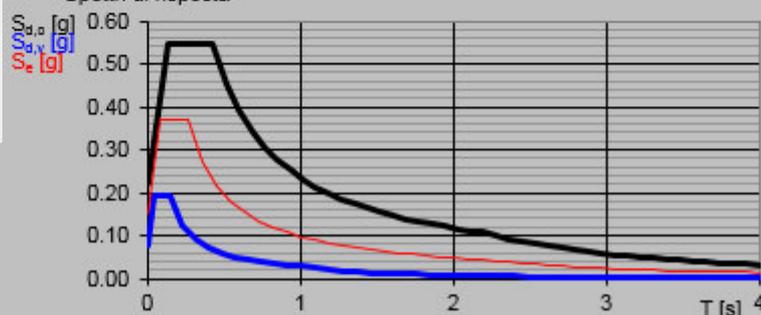
$\eta =$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



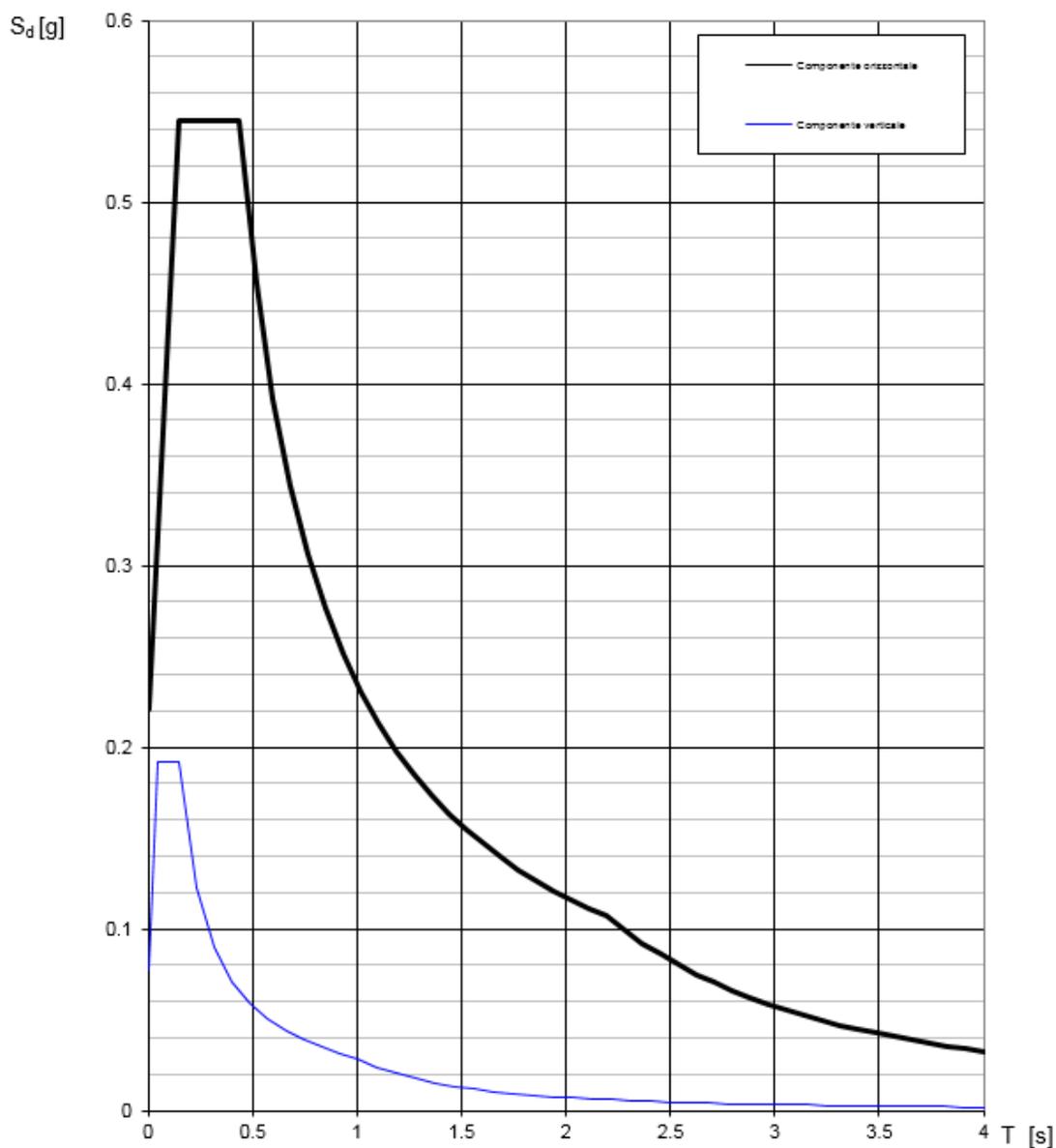
- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, z = 5%)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV


SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.047	2.426	0.221
SLD	75	0.061	2.442	0.231
SLV	712	0.149	2.471	0.266
SLC	1462	0.185	2.507	0.275

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 $U_c > 3.5$.

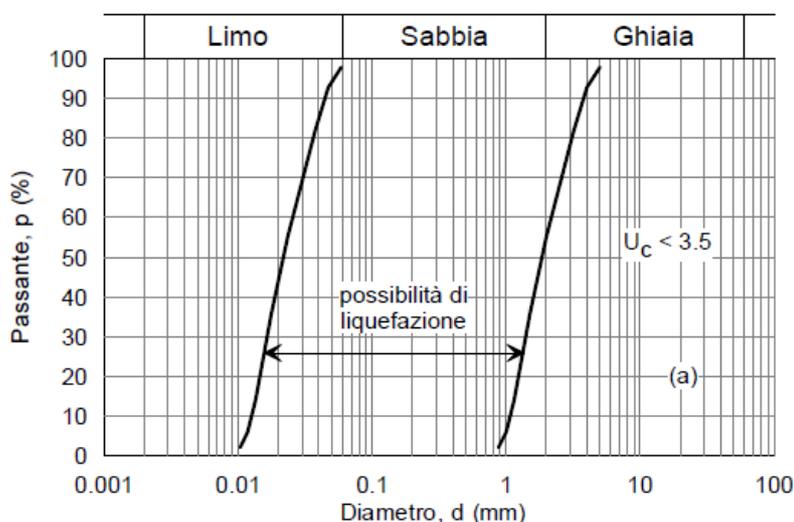


Figura 11: grafico a) per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$

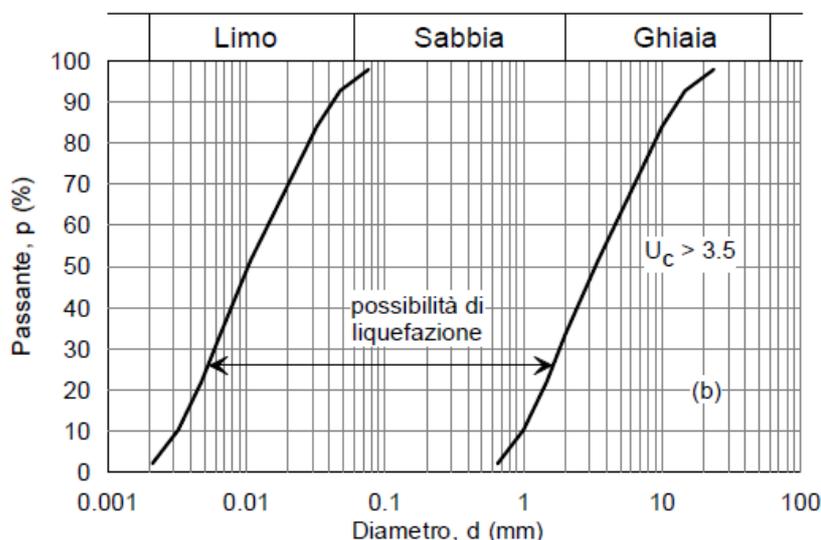


Figura 12: grafico 6) per terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$

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, non sussistendo nessuna delle condizioni di esclusione sopra specificate è necessario procedere alla verifica della suscettibilità alla liquefazione.

Per verificare la possibilità di fenomeni di liquefazione dei terreni presenti nel sito d'interesse è impiegato di seguito il metodo semplificato di Idriss e Boulanger (2004). Tale metodo si basa sulle prove geotecniche svolte in sito (SPT) e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20m, del fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{CRR_{(M=7.5)}}{CSR_{(M=7.5)}}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno a sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Secondo l'EC8, se il fattore $FS \geq 1.25$ la liquefazione è da escludere, se $FS < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione. Si osserva che anche quando $FS > 1$ si possono avere, dopo il sisma, cedimenti permanenti del terreno.

Il rapporto CSR è stimato con la relazione di Seed e Idriss:

$$(CSR)_{M=7.5} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v \cdot a_{max}}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF} \cdot \frac{1}{K_\sigma}$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima al piano campagna, espressa in g
- σ_v ed σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo;
- K_σ è un coefficiente di correzione della tensione litostatica;
- MSF è il fattore di scala in funzione della magnitudo attesa.
- Il coefficiente r_d è determinato con la relazione di Idriss (valida per $z \leq 20m$) che tiene conto anche della magnitudo M:

$$\ln(r_d) = \alpha + \beta M$$

$$\alpha = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta = 0.106 + 0.118 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

- Il coefficiente MSF è determinato come il minore tra 1.8 e il valore ottenuto con la relazione di Idriss (2004):

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

- Il coefficiente K_σ è determinato con la relazione:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.0$$

dove il C_σ può essere determinato in funzione di SPT:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55(N_{1,60,cs})} \leq 0.3$$

Il parametro indice $N_{1,60,cs}$ è determinato a partire dai valori N_{30} attraverso la relazione:

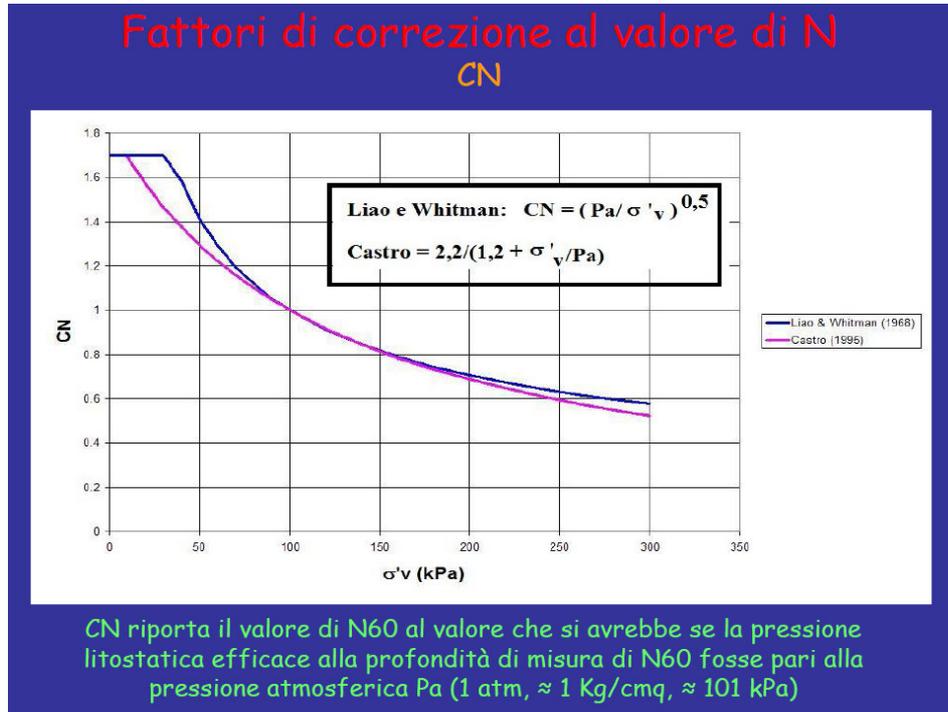
$$N_{1,60,cs} = N_{1,60} + CF = (N_{60} \cdot CN) + CF = (N_{30} \cdot CE \cdot CR \cdot CB \cdot CS) \cdot CN + CF$$

dove:

Fattore correttivo	Variabile	Valore del fattore correttivo
Diametro del foro di sondaggio, C_B	65 ÷ 115 mm ⁸	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza delle aste, C_R	3 ÷ 4 m	0.75
	4 ÷ 6 m	0.85
	6 ÷ 10 m	0.95
	10 ÷ 30 m	1.0
	> 30 m	> 1.0
Tipo di fustella, C_S	Campionatore standard	1.0
	Campionatore non apribile	1.1 ÷ 1.3

- CE è il coefficiente di correzione per l'energia trasmessa dalle aste (CE=1)

- CN è il coefficiente per normalizzare N60 alla pressione litostatica (si usa di seguito la relazione di Liao e Withman)



- CF è il coefficiente di correzione per il contenuto di fini (dove FC rappresenta la percentuale di passante allo 0.074mm). Si usa di seguito la relazione di Idriss&Boulanger (2004)

Fattori di correzione al valore di N CF

Autore	CF
Seed (1997)	$CF = \alpha + \beta (N1,60)$ $\alpha = 0$ per $FC \leq 5\%$ $\alpha = \exp(1,76 - (190/FC^2))$ per $5\% < FC < 35\%$ $\alpha = 5$ per $FC \geq 35\%$ $\beta = 1$ per $FC \leq 5\%$ $\beta = 0,99 + (FC^{1,5}/1000)$ $\beta = 1,2$ per $FC \geq 35\%$
Robertson & Wride (1997)	$CF = 1 + [(0,75/30)(FC - 5)]$
Cetin et al. (2004)	$CF = (1 + 0,004 FC) + 0,05 (FC/N1,60)$
Idriss & Boulanger (2004)	$CF = \exp [1,63 + (9,7/FC) - (15,7/FC)^2]$

FC = contenuto di fine - % passante al setaccio 0,074 mm (n. 200)

Per la determinazione della resistenza CRR è stata utilizzata la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$CRR = \exp \left[\left(\frac{(N_{1,60}, cs)}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_{1,60}, cs)}{14.1} \right)^2 - \left(\frac{(N_{1,60}, cs)}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_{1,60}, cs)}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

se $z \geq z_w$

Il concetto della probabilità di liquefazione PL nasce dalla considerazione che nei metodi semplificati il coefficiente di sicurezza teorico ($FS=CRR/CSR$) non implica in pratica che se $FS \leq 1$ si ha liquefazione e se $FS > 1$ non si ha liquefazione. Negli anni recenti vi è stato un continuo sforzo per diminuire il grado di conservatorismo esistente nelle curve di soglia e valutare quindi il potenziale di liquefazione in termini probabilistici. Il suo utilizzo è particolarmente indicato nelle applicazioni di ingegneria sismica. La sua valutazione è stata oggetto di numerosi studi da parte di vari Autori (in particolare di Juang C.H., oggi professore alla Università di Clemson, Carolina del Sud).

L'equazione più recente per determinare la probabilità di liquefazione PL a partire dai valori N_{spt} è espressa dalla seguente relazione (Chen e Juang, 2000):

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0.98} \right)^{1.6}}$$

Sulla base dei valori di PL si hanno le seguenti probabilità.

Valori di PL	Classe	Probabilità di liquefazione
$0,85 \leq PL < 1,00$	5	Liquefazione quasi certa
$0,65 \leq PL < 0,85$	4	Liquefazione probabile
$0,35 \leq PL < 0,65$	3	Liquefazione incerta
$0,15 \leq PL < 0,35$	2	Liquefazione improbabile
$0,00 \leq PL < 0,15$	1	Non liquefazione quasi certa

Per la sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche di liquefazione, si rimanda al documento 'NT0I04D26GEGE0005001A' - Relazione geotecnica per il progetto definitivo delle opere finalizzate all'adeguamento della linea ferroviaria tra i comuni di Avigliana e Bussoleno -Lotto 4, che indaga la situazione più critica dell'intero tratto della linea dal km 21+750 al km 43+350.0.

Il rischio liquefazione risulta in ogni caso caratterizzato da una probabilità di verificarsi incerta ($0.35 < PL < 0.65$ – classe di rischio 3).

Nella successiva fase progettuale esecutiva sarà necessario un idoneo approfondimento delle conoscenze nell'area interessata, prevedendo una integrazione delle indagini finalizzato nello specifico a valutare l'effettiva entità ed estensione plano-altimetrica degli spessori interessati da eventuali fenomeni di liquefazione.

8. CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE

La fondazione della sottostazione in oggetto è una fondazione diretta su travi rovesce, disposte con interasse trasversale pari a 7.3m.

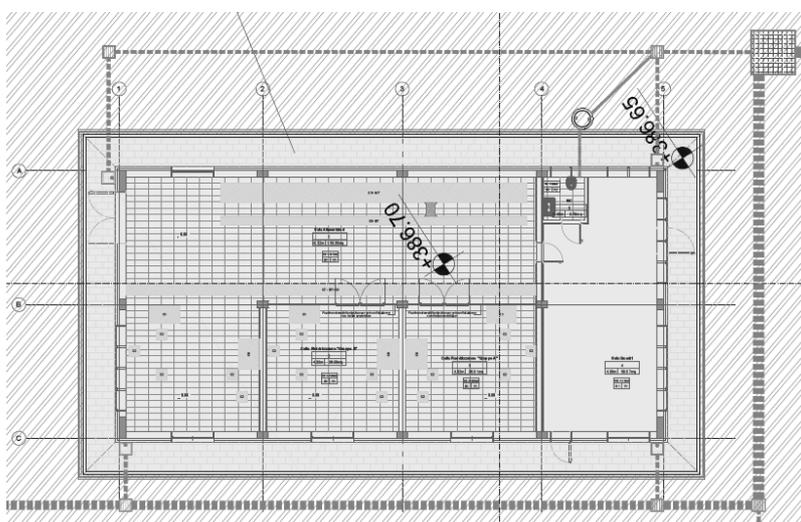


Figura 13: Planimetria del fabbricato

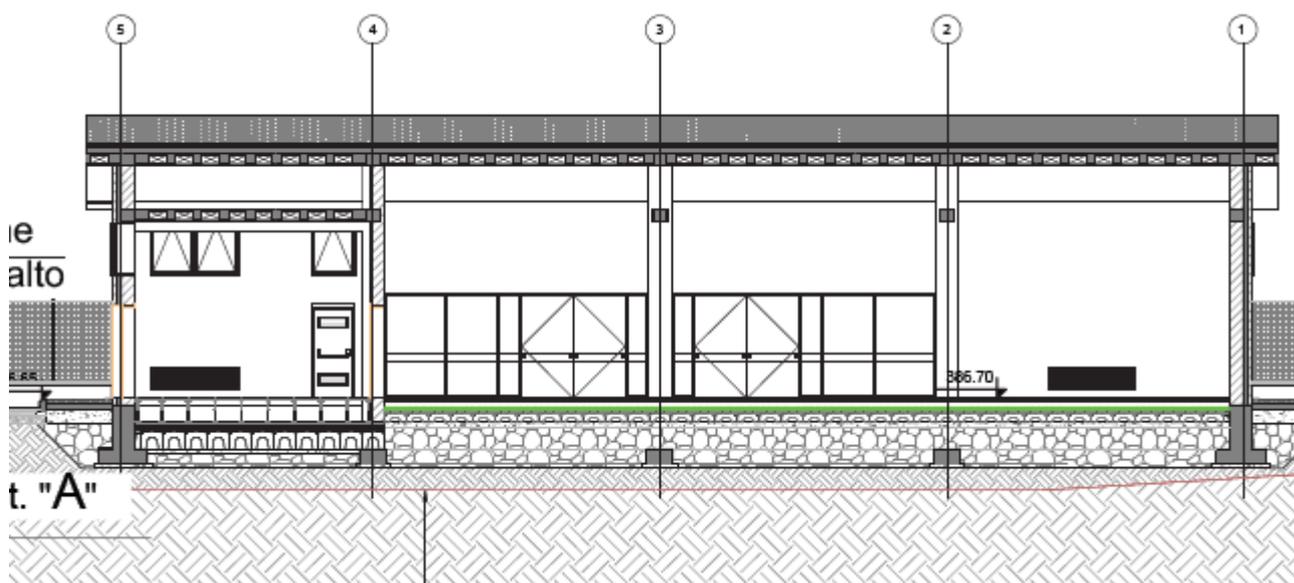


Figura 14: Sezione longitudinale del fabbricato

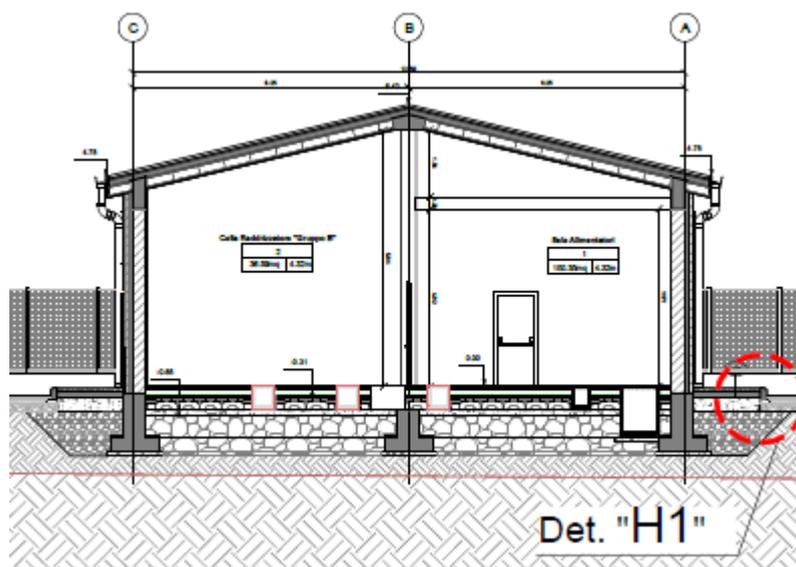


Figura 15: Sezione trasversale del fabbricato

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 γ_R non deve essere portato in conto.

Per le combinazioni dell'Approccio 1, i coefficienti γ_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 puo' 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_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

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

s_{γ}, s_q, s_c i fattori di forma della fondazione;

i_{γ}, i_q, i_c i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

b_{γ}, b_q, b_c i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ}, 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;

γ = 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.

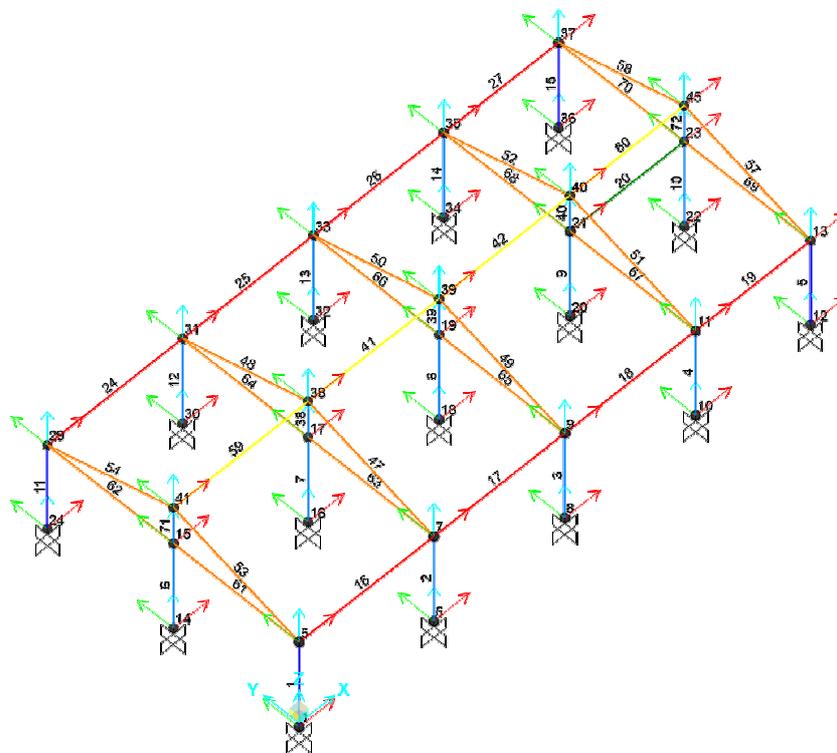
Si riportano a seguire gli scarichi dei pilastri in fondazione, nelle combinazioni più sfavorevoli per la verifica della capacità portante; per il calcolo di tali azioni si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche:

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU_TOT_A1	Combination	Max	47	68	190	92	28	-7
6	SLU_TOT_A1	Combination	Max	1	3	347	5	5	2
8	SLU_TOT_A1	Combination	Max	5	3	307	4	11	0
10	SLU_TOT_A1	Combination	Max	9	3	387	5	16	0
12	SLU_TOT_A1	Combination	Max	19	67	223	92	-7	0
14	SLU_TOT_A1	Combination	Max	6	8	241	20	14	0
16	SLU_TOT_A1	Combination	Max	-3	3	489	8	-4	0
18	SLU_TOT_A1	Combination	Max	5	3	444	8	12	0
20	SLU_TOT_A1	Combination	Max	14	3	509	8	24	0
22	SLU_TOT_A1	Combination	Max	-5	8	279	20	-6	0
24	SLU_TOT_A1	Combination	Max	47	72	190	111	28	10
30	SLU_TOT_A1	Combination	Max	1	1	347	7	5	-1

32	SLU_TOT_A1	Combination	Max	5	1	307	8	11	1
34	SLU_TOT_A1	Combination	Max	9	1	387	7	16	0
36	SLU_TOT_A1	Combination	Max	19	72	223	104	-7	0
1	SLU_TOT_A2	Combination	Max	40	59	151	81	23	-6
6	SLU_TOT_A2	Combination	Max	1	2	279	4	5	2
8	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	2	246	4	10	0
10	SLU_TOT_A2	Combination	Max	7	2	309	4	14	0
12	SLU_TOT_A2	Combination	Max	17	58	176	81	-5	0
14	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	7	194	17	11	0
16	SLU_TOT_A2	Combination	Max	-2	3	394	7	-3	0
18	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	3	357	7	10	0
20	SLU_TOT_A2	Combination	Max	11	3	406	7	19	0
22	SLU_TOT_A2	Combination	Max	-4	7	220	18	-4	0
24	SLU_TOT_A2	Combination	Max	40	63	151	95	23	8
30	SLU_TOT_A2	Combination	Max	1	1	279	6	5	-1
32	SLU_TOT_A2	Combination	Max	5	1	246	6	10	1
34	SLU_TOT_A2	Combination	Max	7	1	309	6	14	0
36	SLU_TOT_A2	Combination	Max	17	63	176	89	-5	0
1	SLV_TOT	Combination	Max	61	146	181	594	140	0
6	SLV_TOT	Combination	Max	75	14	212	38	178	2
8	SLV_TOT	Combination	Max	76	15	188	39	178	1
10	SLV_TOT	Combination	Max	82	15	276	41	187	1
12	SLV_TOT	Combination	Max	49	184	197	760	120	2
14	SLV_TOT	Combination	Max	16	47	165	119	44	1
16	SLV_TOT	Combination	Max	28	21	297	51	90	1
18	SLV_TOT	Combination	Max	31	21	266	52	98	1
20	SLV_TOT	Combination	Max	74	23	328	56	173	1
22	SLV_TOT	Combination	Max	22	63	211	158	56	1
24	SLV_TOT	Combination	Max	61	138	181	610	140	10
30	SLV_TOT	Combination	Max	75	12	212	41	178	1
32	SLV_TOT	Combination	Max	76	13	188	43	178	2
34	SLV_TOT	Combination	Max	82	13	276	44	187	1
36	SLV_TOT	Combination	Max	49	178	197	770	120	2

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

SLU TOT A1			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:20)	F3	509	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:20)	L	6.6	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	77.1	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1_A1	13	kN/m ²
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2_A1	22.5	kN/m ²
Pressione totale solai	ptot	35.5	kN/m ²
Lunghezza base trave longitudinale centrale	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	116.2	kN/m

SLU TOT A2			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:20)	F3	406	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:20)	L	6.6	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	61.5	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1_A2	10	kN/m ²
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2_A2	19.5	kN/m ²
Pressione totale solai	ptot	29.5	kN/m ²
Lunghezza base trave longitudinale centrale	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	94.0	kN/m

SLV TOT			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri (nodo base:20)	F3	328	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:20)	L	6.6	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	49.7	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1	10	kN/m ²
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2	12	kN/m ²
Pressione totale solai	ptot	22.0	kN/m ²
Lunghezza base trave longitudinale centrale	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	73.9	kN/m
Massima azione orizzontale espletata dai pilastri (dir.2)	F2	184	kN

Azione orizzontale (dir.1) concomitante con la massima (dir.2)	F1	49	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno	L	6.6	m
Azione orizzontale al metro lineare di trave (dir.2)	qh2	27.9	kN/m
Azione orizzontale al metro lineare di trave (dir.1)	qh1	7.4	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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

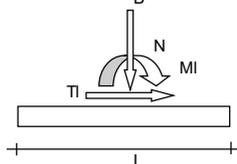
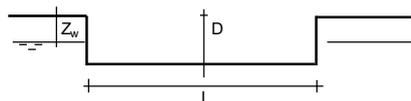
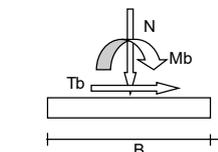
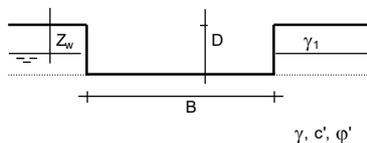
 $B^* =$ Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

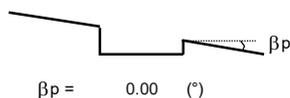
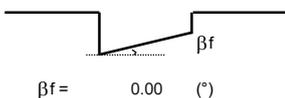
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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	1.00	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]	116.20		116.20
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

OPERE CIVILI
Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	05	D 26 RB	FA 01 00 001	0	60 di 72

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

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

$$Z_w = 2.80 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1.10 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.70 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : 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_γ : 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_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^*c' \cot\phi))^{m_1}$$

$$i_q = 1.00$$

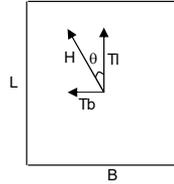
$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^*L^*c' \cot\phi))^{(m_1+1)}$$

$$i_y = 1.00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_1\sin^2\theta + m_2\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)


 d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.26$$

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

$$d_c = 1.28$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

 b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

 g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 787.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 105.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 787.4 \geq q = 105.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS = 7.45$$

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

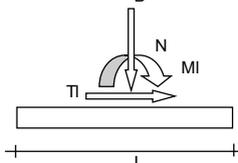
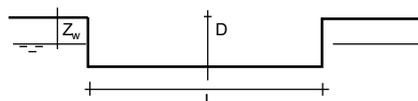
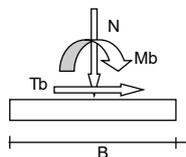
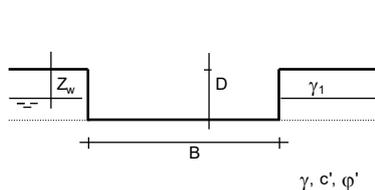
 B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

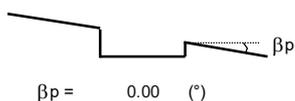
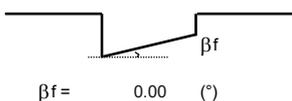
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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
	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
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]	94.00		94.00
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

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

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

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

Valori di progetto

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

$$\phi' = 24.79 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 2.80 \quad (\text{m})$$

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

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

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.70 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : 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_γ : 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_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^{m_1}$$

$$i_q = 1.00$$

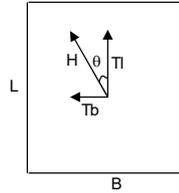
$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N \cdot q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^{(m_1+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)


d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.29$$

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

$$d_c = 1.32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : 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_c, g_q, g_γ : 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

$$q_{lim} = 431.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L \cdot$$

$$q = 85.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 239.66 \geq q = 85.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS = 2.80$$

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

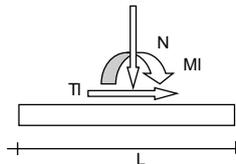
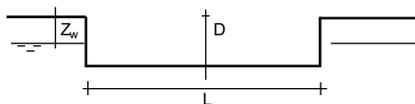
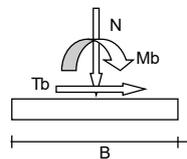
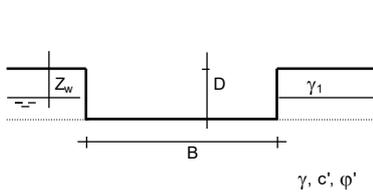
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

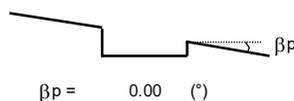
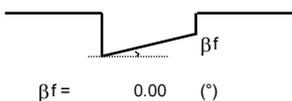
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●		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]	74.00		74.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	7.40		7.40
Tl [kN]	28.00		28.00
H [kN]	28.96	0.00	28.96

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

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

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

Profondità della falda

$$Z_w = 2.80 \quad (\text{m})$$

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

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

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.70 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 18.40$$

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

$$N_c = 30.14$$

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

$$N_\gamma = 22.40$$

 s_c, s_q, s_γ : 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_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

$$i_q = 0.37$$

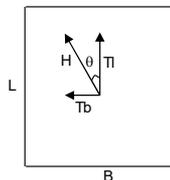
$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.33$$

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

$$i_\gamma = 0.23$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 m=(m_ssin²θ+m_ccos²θ) in tutti gli altri casi)


d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per D/B ≤ 1; d_q = 1 + 2 D tanφ' (1 - senφ')² / B*

per D/B > 1; d_q = 1 + (2 tanφ' (1 - senφ')²) * arctan (D / B*)

$$d_q = 1.26$$

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

$$d_c = 1.28$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 260.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 67.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 113.4 \geq q = 67.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS = 1.69$$

OPERE CIVILI
Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT01	05	D 26 RB	FA 01 00 001	0	68 di 72

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 28.96 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$Sd = 42.72 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 38.84 \geq Hd = 28.96 \quad (\text{kN}) \quad \mathbf{FS = 1.34}$$

L'analisi a scorrimento riportata è cautelativa poiché non tiene conto della presenza dei cordoli trasversali di collegamento della trave centrale longitudinale con la maglia delle travi perimetrali.

Si riportano nella tabella seguente la sintesi dei coefficienti di sicurezza desunti per la verifica a carico limite verticale per le combinazioni più significative:

Tipo di combinazione	Combinazione da NTC08	FS a carico limite
SLU (A1)	A1 + M1+R1	7.45
SLU (A2)	A2 + M2+R2	2.80
SISMICA	Comb. Sismica	1.69

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 ε_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	12	123	5	13	-5
6	SLE_f_TOT	Combination	Max	-2	1	216	-1	-4	1
8	SLE_f_TOT	Combination	Max	0	1	192	-1	0	0
10	SLE_f_TOT	Combination	Max	3	1	250	0	4	0
12	SLE_f_TOT	Combination	Max	-4	12	151	8	-11	0
14	SLE_f_TOT	Combination	Max	3	1	149	3	7	0
16	SLE_f_TOT	Combination	Max	-3	0	301	1	-7	0
18	SLE_f_TOT	Combination	Max	2	0	277	1	3	0
20	SLE_f_TOT	Combination	Max	8	0	330	1	11	0
22	SLE_f_TOT	Combination	Max	-5	1	190	3	-8	0
24	SLE_f_TOT	Combination	Max	13	6	123	21	13	5
30	SLE_f_TOT	Combination	Max	-2	-1	216	2	-4	-1
32	SLE_f_TOT	Combination	Max	0	-1	192	2	0	0
34	SLE_f_TOT	Combination	Max	3	-1	250	2	4	0
36	SLE_f_TOT	Combination	Max	-4	7	151	18	-11	0
1	SLE_qp	Combination	Max	9	4	119	-8	12	-5
6	SLE_qp	Combination	Max	-3	1	207	-1	-5	1
8	SLE_qp	Combination	Max	-1	1	184	-2	-2	0
10	SLE_qp	Combination	Max	2	1	242	-1	2	0
12	SLE_qp	Combination	Max	-8	3	147	-5	-12	0
14	SLE_qp	Combination	Max	3	0	143	0	6	0
16	SLE_qp	Combination	Max	-3	0	288	0	-8	0
18	SLE_qp	Combination	Max	1	0	266	0	2	0
20	SLE_qp	Combination	Max	7	0	319	0	10	0

22	SLE_qp	Combination	Max	-5	0	185	0	-8	0
24	SLE_qp	Combination	Max	9	-4	119	8	12	5
30	SLE_qp	Combination	Max	-3	-1	207	1	-5	-1
32	SLE_qp	Combination	Max	-1	-1	184	2	-2	0
34	SLE_qp	Combination	Max	2	-1	242	1	2	0
36	SLE_qp	Combination	Max	-8	-3	147	5	-12	0
1	SLE_r_TOT	Combination	Max	32	46	141	60	20	-5
6	SLE_r_TOT	Combination	Max	0	2	254	3	3	1
8	SLE_r_TOT	Combination	Max	4	2	225	3	7	0
10	SLE_r_TOT	Combination	Max	6	2	285	3	11	0
12	SLE_r_TOT	Combination	Max	12	45	166	61	-6	0
14	SLE_r_TOT	Combination	Max	5	5	177	13	10	0
16	SLE_r_TOT	Combination	Max	-2	2	358	5	-4	0
18	SLE_r_TOT	Combination	Max	4	2	326	5	8	0
20	SLE_r_TOT	Combination	Max	10	2	376	5	17	0
22	SLE_r_TOT	Combination	Max	-4	5	208	14	-5	0
24	SLE_r_TOT	Combination	Max	32	48	141	75	20	7
30	SLE_r_TOT	Combination	Max	0	1	254	5	3	-1
32	SLE_r_TOT	Combination	Max	4	1	225	5	7	1
34	SLE_r_TOT	Combination	Max	6	1	285	5	11	0
36	SLE_r_TOT	Combination	Max	12	48	166	70	-6	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:

SLE_TOT			
Massimo carico verticale espletato dai pilastri	F3	376	kN
Lunghezza trave di competenza del pilastro interno (nodo base:20)	L	6.6	m
Carico al metro lineare di trave dato dai pilastri	q1	57.0	kN/m
Pressione relativa ai permanenti solaio terra	p1	10	kN/m ²
Pressione relativa agli accidentali solaio terra	p2	15	kN/m ²
Pressione totale	ptot	25.0	kN/m ²
Lunghezza base trave longitudinale centrale	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	84.5	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 = 92.95 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 84.50 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δc_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	A1	5.00	0.0	5.0	1.0	20000	0.30	0.69
2	A2	15.00	5.0	20.0	1.0	35000	0.30	0.21
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.90 \text{ (cm)}$$

Il valore massimo totale del cedimento della trave di fondazione è pari a **0.90 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:

$$K = q/\delta t = 84.5/0.0069 \approx 12250 \text{ KN/m}^3.$$

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

$$K \approx 0.7 E' \approx 14000 \text{ KN/m}^3.$$

Si conclude affermando che è possibile un modulo di reazione compreso in un range tra 12000 e 14000 KN/ m³.