



MINISTERO DELL'AMBIENTE
E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE



Comune di Giugliano in Campania





Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella regione Campania
del 18 luglio 2008 e successivo atto modificativo dell' 8 aprile 2009



COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

Completamento reti fognarie del litorale domitio-flegreo: Collettori fognari di
Via S. Nullo, Via Grotta dell'Olmo e Via Madonna del Pantano

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato				Elaborato				
Relazione geotecnica				04				
Redatto da				Gruppo di progettazione				
 SOGESID SOGGETTO ATTUATORE		IL DIRETTORE TECNICO Ing. Giovanni Pizzo n. 2983 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo  Il Responsabile del Procedimento Ing. Claudio Gramaccioni		Ing. G. Modonesi (Opere civili e idrauliche) Ing. M. Deri (Opere civili e idrauliche) Ing. L.Pergamo (Geotecnica e strutture) Geol. P. Martines (Geologia) A. Pallone (Elaborati grafici)				
Responsabile Direzione Acque Ing. Giovanni Pizzo		Project Manager Ing. Claudio Gramaccioni						
Cod. Commessa		Codice			Nome file			
COM207		PD	ED	0	4	3	COM207PDED 04_3	
							Data : Febbraio 2019	
Rev.	Data	Descrizione modifica				verificato:		approvato
3	02/19	1ª Emissione						

INDICE

1. PREMESSA.....	3
1.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3. BIBLIOGRAFIA	5
1.4. PARAMETRI PER L’ANALISI SISMICA.....	5
1.5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	5
2. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE	5
3. PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE.....	6
4. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI E DELLE ROCCE.....	9
4.1. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEL SOTTOSUOLO.....	9
4.2. CARATTERIZZAZIONE MORFOLOGICA DEL TERRENO	9
4.3. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
5. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	11
5.1. IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	11
5.2. IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	12
6. APPROCCIO E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	14
6.1. APPROCCIO PROGETTUALE UTILIZZATO PER LE VERIFICHE SLU	14
6.2. VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI	16
7. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI.....	17
7.1. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO	17
7.2. METODO DI VERIFICA SLU DEL COMPLESSO TERRENO–FONDAZIONE.....	17
<i>Collasso per raggiungimento Carico Limite della fondazione.....</i>	<i>17</i>
<i>Collasso per scorrimento sul piano di posa</i>	<i>23</i>
7.3. METODO DI CALCOLO DEI CEDIMENTI IN ESERCIZIO.....	23
8. RISULTATI DELLE ANALISI – STAZIONI DI SOLLEVAMENTO	25
8.1. ANALISI ESEGUITE	25
8.2. VERIFICHE GEO AGLI SLU E AGLI SLE.....	26
9. RISULTATI DELLE ANALISI – BASAMENTO CABINA GRUPPO ELETTROGENO	27

9.1. ANALISI ESEGUITE	27
9.2. AZIONI DI CALCOLO UTILIZZATE PER LE VERIFICHE.....	28
9.3. VERIFICHE SLU DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE	29
9.4. VERIFICHE AGLI SLE.....	30
10. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (UPL STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO IDRAULICO).....	32
• <i>“Pozzetto CI”</i>	32
11. SCAVABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	32
12. STABILITÀ DELLE PARETI DI SCAVO	33
13. VERIFICA STATICA DEL COLLETTORE IN PEAD	35
13.1. PREMessa	35
13.2. CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE METODO ATV	35
13.3. CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE METODO ANALITICO	42
14. VERIFICA STATICA DEL COLLETTORE DECRETO N. 2445 DEL 23 FEBBRAIO 197150	
15. CONCLUSIONI.....	55

1. PREMESSA

1.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L’Intervento di COMPLETAMENTO RETI FOGNARIE URBANE DEL LITORALE DOMITIO – FLEGREO COLLETTORI FOGNARI DI VIA S. NULLO, VIA GROTTA DELL’OLMO E VIA MADONNA DEL PANTANO COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA risulta compreso nell’elenco di cui all’Allegato 1 (interventi finanziati ed appaltabili) al Verbale del 7 luglio 2011 del Comitato di Indirizzo e Controllo dell’Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella regione Campania del 18.07.2008 e successivo Atto modificativo dell’08.04.2009 in attuazione dell’art.11, comma 12 del Decreto Legge 23 maggio 2008, n. 90 convertito in Legge 123/2008.

La presente relazione, a corredo del Progetto definitivo del suddetto intervento, intende riferire i principali aspetti strutturali e sismici relativi alle opere di che trattasi consistenti in n.2 stazioni di sollevamento, denominate A4 e C1” costituite da scatolari interrati realizzati in conglomerato cementizio realizzato in opera, (c.f.r. fig. 1).

Al fine di una corretta comprensione del documento si faccia riferimento anche all’elaborato RELAZIONE GEOLOGICA.

L’analisi della struttura è stata eseguita con l’ausilio di fogli di calcolo, ovvero attraverso schemi noti di facile implementazione manuale. La validazione dei fogli di calcolo è stata eseguita sulla base di casi prova noti in letteratura.

La riproducibilità dei risultati è automaticamente garantita dal fatto che vengono riportati in forma tabellare, tutti i passaggi, anche quelli intermedi, dei calcoli eseguiti.

Nella presente si restituiscono le informazioni relative alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, nonché i risultati delle verifiche di tipo geotecnico (**GEO**).

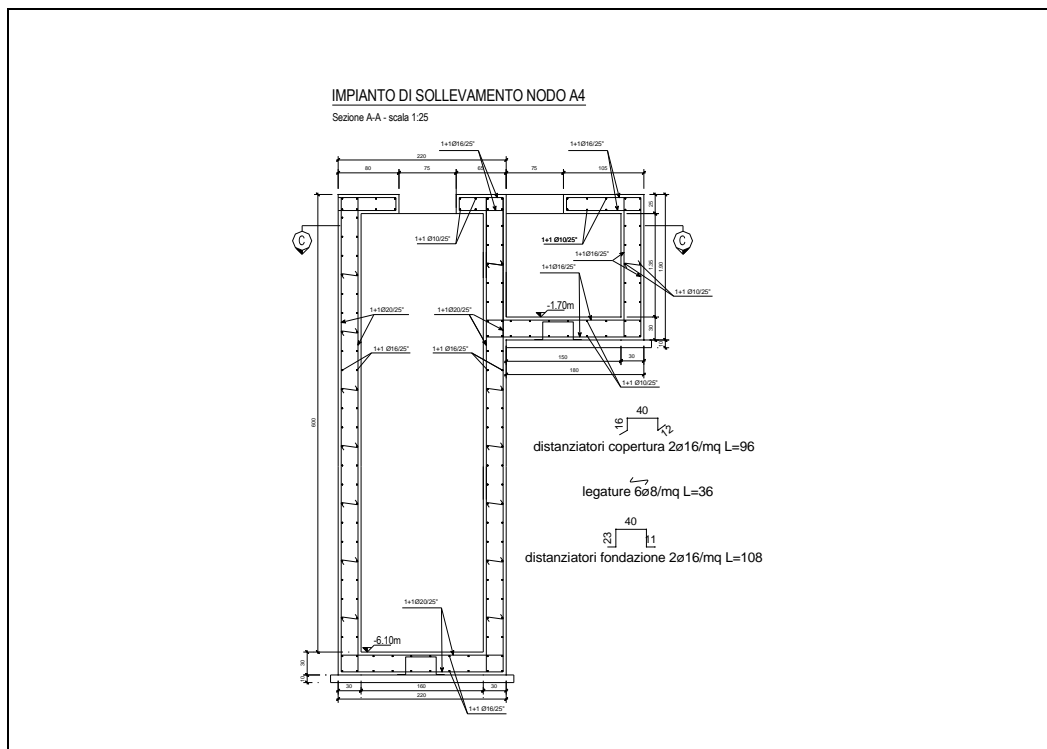


Fig. 1 – Armatura tipo per gli impianti di sollevamento

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

1. D.M. del 17/01/2018 “Norme tecniche per le Costruzioni” (nel seguito NTC);
2. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (nel seguito “circolare”).
3. Deliberazione di Giunta Regionale della Campania n° 5447 del 07 novembre 2002 – Aggiornamento della Classificazione Sismica dei Comuni della Regione Campania;
4. L.R. Campania n. 9/86;
5. Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

6. Legge n. 1086 del 5 novembre 1971. “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

1.3. BIBLIOGRAFIA

1. Cremonesi: “Manuale di Ingegneria Civile”, Volume 1 - Zanichelli / ESAC - Bologna, 1996;
2. Carlo Viggiani: “Fondazioni” – CUEN – Napoli, 1993
3. Bowles J.E.: Foundations Analysis and Design 4th edition – McGraw-Hill – New York, 1988.

1.4. PARAMETRI PER L’ANALISI SISMICA

Si veda la relazione di calcolo delle strutture.

1.5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Si veda la relazione di calcolo delle strutture.

2. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

Le opere consistono, essenzialmente, in pozzetti in c.a. completamente interrati. Le fondazioni risultano approfondite rispetto al piano campagna di non meno dell’altezza totale degli scatolari stessi. Esse sono costituite da solette rovesce in c.a. di dimensioni pari a quelle in pianta.

Pertanto, per le opere in progetto, attesa la parziale compensazione delle pressioni agenti sul terreno di fondazione, grazie al terreno rimosso per l’ubicazione delle opere stesse, non si attendono particolari problemi conseguenti ai cedimenti assoluti e differenziali in esercizio, tantomeno particolari problemi di stabilità allo stato limite ultimo.

3. PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

Circa i parametri geotecnici che si adottano nel dimensionamento delle opere di fondazione e nel calcolo delle azioni trasmesse dal terreno alle opere si fa riferimento all'elaborato RELAZIONE GEOLOGICA.

La redazione della relazione di cui sopra è stata supportata dall'esecuzione di varie indagini in sito ed in laboratorio.

I sondaggi geognostici eseguiti sono stati siglati ed approfonditi secondo lo schema seguente:

Sondaggio Profondità (m dal p.c.)

A4 10,00

C2 10,00

C2' 10,00

C6 10,00

Le indagini hanno evidenziato le stratigrafie riportate in allegato alla relazione geologica costituite essenzialmente da alternanze di sabbie piroclastiche e limi. Si segnala inoltre per i sondaggi C2-C2' -C6 in via madonna del pantano la presenza della falda quasi a piano campagna.

Nel corso dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo, a quote diversificate, sono state eseguite complessivamente n.8 prove penetrometriche dinamiche in foro del tipo S.P.T.

<i>Sondaggio</i>	<i>Prova Profondità</i>	<i>N° colpi</i>
A4 S.P.T. 1	m. 2,50-2,95	N (2-2-3)
A4 S.P.T. 2	m. 8,50-8,95	N (8-10-10)
C2 S.P.T. 1	m. 4,00-4,45	N (3-4-2)
C2 S.P.T. 2	m. 6,00-6,45	N (3-3-5)
C2' S.P.T. 1	m. 4,00-4,45	N (4-4-2)

<i>C2' S.P.T. 2</i>	<i>m. 6,50-6,95</i>	<i>N (3-5-6)</i>
<i>C6 S.P.T. 1</i>	<i>m. 3,00-3,45</i>	<i>N (1-2-2)</i>
<i>C6 S.P.T. 2</i>	<i>m. 8,00-8,45</i>	<i>N (1[30 cm]-1)</i>

	<i>NSPT</i>	<i>Resistenza dinamica (kPa)</i>	<i>Peso di Volume (kN/m3)</i>	<i>Angolo di attrito interno (*)</i>	<i>Modulo di Young (kPa)</i>	<i>Modulo deformazione di taglio (kPa)</i>	<i>Densità relativa (%)</i>	<i>Modulo edometrico (kPa)</i>
Sondaggio A4 Prof.								
<i>(m)</i>								
2.5	5	2216	13.5	29	10781	20803	18.31	3500
8.5	20	6590	15	34	75900	48526	50.43	10000

	<i>NSPT</i>	<i>Resistenza dinamica (kPa)</i>	<i>Peso di Volume (kN/m3)</i>	<i>Angolo di attrito interno (*)</i>	<i>Modulo di Young (kPa)</i>	<i>Modulo deformazione di taglio (kPa)</i>	<i>Densità relativa (%)</i>	<i>Modulo edometrico (kPa)</i>
Sondaggio C2 Prof.								
<i>(m)</i>								
4.00	6	2385	16.5	31	13683	23254	19.73	4000
6.5	8	2883	15	32	20180	27723	28.38	5500

	<i>NSPT</i>	<i>Resistenza dinamica (kPa)</i>	<i>Peso di Volume (kN/m3)</i>	<i>Angolo di attrito interno (*)</i>	<i>Modulo di Young (kPa)</i>	<i>Modulo deformazione di taglio (kPa)</i>	<i>Densità relativa (%)</i>	<i>Modulo edometrico (kPa)</i>
Sondaggio C2' Prof.								
<i>(m)</i>								
4.00	6	2385	16.5	31	13683	23254	19.73	4000
6.50	11	3963	14	33	31565	33677	36.03	7700

	<i>NSPT</i>	<i>Resistenza dinamica (kPa)</i>	<i>Peso di Volume (kN/m3)</i>	<i>Angolo di attrito interno (*)</i>	<i>Modulo di Young (kPa)</i>	<i>Modulo deformazione di taglio (kPa)</i>	<i>Densità relativa (%)</i>	<i>Modulo edometrico (kPa)</i>
Sondaggio C6 Prof.								
<i>(m)</i>								
3.00	4	443	14	29	8120	18151	15.72	3000
8.00	1.5	15801	14	28	2557	9969	8.03	1400

Nel corso dei sondaggi, sono stati prelevati complessivamente n.8 campioni di terreno che sottoposti a prove di laboratorio hanno fornito i seguenti risultati

Denominazione	Profondità[m]	granulometria	γ [KN/mc]	ϕ'	c' [KPa]
C2-C1	2-2.5	Sabbia limosa	18.83	36.68	7.41
C2-C2	6-6.5	Limo con sabbia	16.68	32.40	18.39
C2'-C1	3.5-4	Limo sabbioso debolmente argilloso	16.13	31.31	20.34
C2'-C2	6-6.5	Limo sabbioso ghiaioso debolmente argilloso	15.21	32.11	18.23
C6-C1	2.5-3	Limo con sabbia argilloso	15.86	33.40	20.04
C6-C2	7.5-8	Sabbia con limo ghiaiosa	15.48	37.48	11.17
A4-C1	8-8.5	Sabbia con limo	16.36	34.14	13.67
A4-C2	2-2.5	Sabbia con limo debolmente ghiaiosa	12.90	31.47	17.19

A seguito delle prove MASW eseguite si è desunto che il parametro Vs30 è caratterizzato dalle seguenti velocità rilevate

- Vs30 SS1 pari a 244 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;
- Vs30 SS2 pari a 249 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt= suolo categoria C;
- Vs30 SS3 pari a 239 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;
- Vs30 SS4 pari a 251,000 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;

4. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI E DELLE ROCCE

4.1. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEL SOTTOSUOLO

Sulla base delle conoscenze acquisite in fase di indagine si attribuisce la categoria di sottosuolo C di cui alla tabella 3.2.II delle NTC, qui riportata per comodità di lettura.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

Le condizioni topografiche corrispondono a quelle della categoria T1 della tabella 3.2.IV delle NTC.

4.2. CARATTERIZZAZIONE MORFOLOGICA DEL TERRENO

Le strutture sono localizzate in area pianeggiante.

Pertanto le condizioni topografiche corrispondono a quelle della categoria T1 della tabella 3.2.IV delle NTC.

4.3. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini della progettazione delle opere in progetto il modello di sottosuolo, presenta sezione stratigrafica caratterizzata, in maniera semplificata, da un solo strato, delle seguenti caratteristiche meccaniche:

$\gamma_t=16,0 \text{ kN/m}^3$: peso specifico terreno;

$\phi=26^\circ$: angolo di attrito interno;

$c=0 \text{ kN/m}^2$: coesione;

$E_{ed} = 6,00 \text{ Mpa}$

falda influente ai fini della progettazione della stazione in C1”, ininfluente per la stazione A4.

I valori dei parametri geotecnici qui elencati sono da intendersi come “valori caratteristici” secondo la dizione delle NTC.

5. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

5.1. IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Dei 5 stati limiti ultimi (SLU) riportati al punto C6.2.3.1 della “circolare” ne vengono identificati (4) quali pertinenti per le verifiche di sicurezza dell’opera in progetto:

1. **STR** - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali;
2. **EQU** – perdita di equilibrio della struttura, considerato come corpo rigido;
3. **GEO** – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell’insieme terreno-strutture.
4. **UPL** – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell’acqua (galleggiamento)

Per quanto riguarda il punto 1 si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture, nella quale sono riportate le verifiche di tutti gli elementi strutturali.

Per quanto riguarda il punto 2 gli stati limite riguardano il collasso per perdita di equilibrio della struttura (in questo caso **non pertinente**) e non prevedono il raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la stessa né quella del terreno.

Per quanto riguarda il punto 3, gli stati limiti riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di fondazione. L’approccio, e le metodologie utilizzate per le verifiche di sicurezza, nonché le verifiche stesse nei confronti di detti stati limite, sono meglio riportate in seguito.

Per quanto riguarda il punto 4, gli stati limite non prevedono il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. Gli stati limite UPL si riferiscono a stati limite ultimi di tipo idraulico (§ 6.2.3.2 NTC). Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

5.2. IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti, rotazioni e distorsioni che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

In particolare, le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio consistono nel verificare la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;

C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame l'effetto delle azioni consiste nel cedimento massimo, nel cedimento differenziale massimo, nonché nella distorsione angolare massima.

Sulla base di quanto riportato in bibliografia specializzata (vedi fig. 2) è possibile imporre valori limite tali che gli effetti sulla struttura in elevazione risultino accettabili:

cedimento massimo $w_{C_d} = 50 \text{ mm}$;

cedimento differenziale $\Delta w_{C_d} = 30 \text{ mm}$;

distorsione massima $\beta_{C_d} = 1/300$

	inclinazione relativa β			cedimenti differenziali			cedimenti massima		rapporti di inflessione s/L (curvatura)		
	fondazioni / isolate	parete	tele sparti	tele tamponate	muratura portante	fondazioni isolate	parete	fondazioni isolate	parete	sggng	sggng
1948 Terzaghi e Flac						20 mm	20 mm	25 mm	50 mm		
1956 Fensholt			1/250	1/500	1/1000					muratura portante 1/2000 - 1/2500	
1956 Skempton McDonald	1/300	1/300				argille 45 mm sabbie 30 mm		75 mm 50 mm	75 - 125 mm 50 - 75 mm		
1957 Fashin e Taker			argilla 1/200 sabbie 1/200	argilla 1/500 sabbie 1/500						scrit = 0,05% Muratura portante argilla L/H < 5 : 1/2500 ; L/H > 5 : 1/3400 ; sabbie L/H < 5 : 1/3500 ; L/H > 5 : 1/2000	
1963 Skempton	macchine, anelli			1/750							
	limite di sicurezza per non oltre			fondazioni							
	1/500										
	prima fessura, per pini, mureti			1/300							
	fessurazioni considerabili			1/150							
	riche di danni strutturali			1/150							
	limite di sicurezza per panni, in										
	murature di mattani			1/150							

Fig. 2 – S.L.E. Valori limite da letteratura

6. APPROCCIO E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

6.1. APPROCCIO PROGETTUALE UTILIZZATO PER LE VERIFICHE SLU

Si è proceduto con l’approccio 2 delle NTC, pertanto si eseguono le verifiche con l’unica combinazione dei gruppi di coefficienti:

$$(A1+M1+R3)$$

Pertanto i coefficienti parziali di sicurezza “lato carichi” sono stati scelti tra quelli del gruppo A1 della tabella 2.6.I delle NTC, come previsto per l’unica combinazione relativa all’approccio 2.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Per i carichi variabili da traffico i coefficienti di sicurezza parziali “lato carichi” sono stati scelti tra quelli del gruppo A1 della tabella 5.1.V delle NTC (capitolo dei ponti), come previsto per l’unica combinazione relativa all’approccio 2.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per i coefficienti parziali di sicurezza per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nella tabella seguente tratta dalle NTC:

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

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

Infine i coefficienti parziali di sicurezza che operano sulle resistenze geotecniche globali si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nella tabella seguente tratta dalle NTC:

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

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per le analisi in presenza di sisma si segue l'approccio 2.

In presenza di sisma, l'approccio 2 prevede, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno l'utilizzo della Combinazione A1+M1+R3. In particolare, le resistenze del terreno si calcolano con i coefficienti parziali M1, mentre i coefficienti parziali A1 devono essere posti pari ad uno.

6.2. VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Avendo scelto l'approccio 2, come si evince dalla tabella 6.2.II i coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici sono tutti pari all'unità e dunque i valori di progetto di detti parametri coincidono con quelli caratteristici.

7. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI

7.1. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Allo scopo di eseguire le verifiche necessarie, sulla base della stratigrafia riportata ai paragrafi precedenti, si è riconosciuto un modello geotecnico di sottosuolo semplificato, che in maniera approssimata consente di ottenere risultati di verifica del tutto a vantaggio di sicurezza.

I parametri geotecnici adottati per l'unico strato interessato, sono riassunti in seguito:

$\gamma_t=16,0 \text{ kN/m}^3$: peso specifico terreno;

$\phi=26^\circ$: angolo di attrito interno;

$c=0 \text{ kN/m}^2$: coesione;

$E_{ed}= 6 \text{ Mpa}$

falda non interferente per stazione A4, interferente per stazioni C2 e C6

Categoria di sottosuolo ai sensi della tabella 3.2.II delle NTC = C.

7.2. METODO DI VERIFICA SLU DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

Collasso per raggiungimento Carico Limite della fondazione

Sulla base delle caratteristiche geotecniche riportate precedentemente, è stata calcolata, per ogni combinazione di carico e per ogni elemento interagente con il terreno, la capacità portante del complesso terreno-fondazione, che rappresenta la resistenza limite, in quanto forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione (cfr. punto C6.4.2.1 della “circolare”).

Questa, corretta per il coefficiente di sicurezza globale pertinente con “l’approccio” scelto, viene confrontata con l’azione di progetto che è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando la formula di Terzaghi corretta per tener conto dei vari effetti che concorrono a modificare l'ipotesi di rottura generale di fondazione nastriforme con carico centrato e perfettamente verticale. Inoltre nel caso più generale si tiene conto della falda presente a quota piano campagna.

La formulazione generale utilizzata si presenta nella forma, nel caso generale di presenza di falda con quota del pelo libero superiore alla quota del piano di posa della fondazione:

$$N_{lim} = \left[\psi_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c' \cdot N_c + \psi_q \cdot s_q \cdot d_c \cdot i_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \psi_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot B + \gamma_w \cdot h_w \right] \cdot B' \cdot L';$$

Mentre nel caso di assenza di falda o di sua presenza con quota del pelo libero inferiore alla quota del piano di posa della fondazione:

$$N_{lim} = \left[\psi_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c' \cdot N_c + \psi_q \cdot s_q \cdot d_c \cdot i_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \psi_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot B \right] \cdot B' \cdot L';$$

dove:

Le espressioni per il calcolo di N_c, N_γ, N_q , proposte da Hansen sono:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

ϕ' = angolo di attrito interno del terreno (eventualmente corretto con il coefficiente parziale);

c' = coesione del terreno (eventualmente corretto con il coefficiente parziale);

γ_1 = peso specifico del terreno al di sopra del piano di posa;

γ_2 = peso specifico al di sotto del piano di posa;

γ_w = peso specifico dell'acqua (10,0 kN/mc);

B = larghezza della fondazione;

L = lunghezza della fondazione;

D = profondità del piano di posa;

h_w = altezza della falda rispetto al piano di posa della fondazione;

posto:

$\gamma_{t,1}$ = peso specifico del terreno naturale al di sopra del piano di posa;

$\gamma_{sat,1}$ = peso specifico del terreno saturo al di sopra del piano di posa;

$\gamma'_1 = \gamma_{sat,1} - \gamma_w$ = peso specifico efficace del terreno immerso al sopra del piano di posa

$\gamma_{t,f}$ = peso specifico del terreno naturale al di sotto del piano di posa;

$\gamma_{sat,f}$ = peso specifico del terreno saturo al di sotto del piano di posa;

$\gamma'_f = \gamma_{sat,f} - \gamma_w$ = peso specifico efficace del terreno immerso al di sotto del piano di posa

se $D < h_w$:

$$\gamma_1 = \gamma'_1$$

$$\gamma_2 = \gamma'_f ;$$

se $0 < h_w < D$:

$$\gamma_1 = \gamma'_1 + (\gamma_{t,1} - \gamma'_1) \cdot \frac{D - h_w}{D}$$

$$\gamma_2 = \gamma'_f ;$$

se $-B' < h_w < 0$:

$$\gamma_1 = \gamma_{t,1};$$

$$\gamma_2 = \gamma'_f + (\gamma_{t,f} - \gamma'_f) \cdot \frac{-h_w}{B'};$$

se $h_w < -B'$;

$$\gamma_1 = \gamma_{t,1};$$

$$\gamma_2 = \gamma_{t,f};$$

avendo posto:

e_B, e_L eccentricità dei carichi nelle due direzioni.

B' = larghezza della fondazione corretta in base all'eccentricità dei carichi $B' = (B - 2e_B)$

L' = lunghezza della fondazione corretta in base all'eccentricità dei carichi $L' = (L - 2e_L)$;

s_c, s_γ, s_q = fattori correttivi funzione della geometria della fondazione;

d_c, d_γ, d_q = fattori correttivi funzione della profondità del piano di posa;

i_c, i_γ, i_q = fattori correttivi per effetto dell'inclinazione del carico.

Per il tipo di fondazione in esame i coefficienti di forma s_c, s_γ, s_q vengono ricavati con le seguenti espressioni:

$$s_c = 1 + \frac{B'}{L} \cdot (N_q / N_c)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi'$$

Per il tipo di fondazione in esame i coefficienti di forma d_c, d_γ, d_q vengono ricavati con le seguenti espressioni:

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

Per il tipo di fondazione in esame i coefficienti di forma i_c, i_γ, i_q vengono ricavati con le seguenti espressioni:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{0,5 \cdot F_h}{F_v + B' \cdot c \cdot \cot \phi'}\right)^5 \quad (\text{per } \phi > 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7 \cdot F_h}{F_v + B' \cdot c \cdot \cot \phi'}\right)^5$$

Per la determinazione del meccanismo di rottura (generale/punzonamento), si fa riferimento allo studio di Vesic che suggerisce la valutazione di un “indice di rigidezza”:

$$I_r = \frac{G}{\tau_{\text{lim}}} = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan \phi'}$$

Attraverso il quale è possibile stabilire:

$$I_r \geq I_{rc} \Rightarrow \text{Rottura Generale}$$

$$I_r < I_{rc} \Rightarrow \text{Rottura per Punzonamento}$$

Dove:

$$I_{rc} = \frac{1}{2} e^{[(3,3 - 0,45B/L) / (\tan(45^\circ - \phi/2))]} \text{ è l'indice di rigidezza critico.}$$

Nelle espressioni precedenti:

σ' è la tensione litostatica a profondità $D+B/2$;

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ è il modulo di rigidezza trasversale;}$$

$$\nu = \frac{k_o}{1 + k_o}$$

$k_o = 1 - \text{sen} \phi'$ è il coefficiente di spinta a riposo;

Sulla base della teoria della elasticità:

$$E = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} E_{ed} \text{ è il modulo di Young del terreno.}$$

Quando necessario i coefficienti correttivi proposti da Vesic sono calcolati con le espressioni seguenti:

Tipo di terreno	Dotato di attrito e coesione ($c \neq 0; \phi \neq 0$)	Paramente coesivo ($\phi = 0$)
ψ_q	$\exp\left\{\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4\right) \left(\text{tg} \phi + \frac{3,07 \text{sen} \phi \text{lg}(2l_r)}{1 + \text{sen} \phi}\right)\right\}$	1
ψ_c	$\psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \text{tg} \phi}$	$0,32 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,6 \times \text{lg} l_r$
ψ_γ	ψ_q	1

Inoltre in presenza di sisma, quando significativo, si considera l'effetto "cinematico" attraverso la correzione del fattore N_γ , che diventa:

$$N_{\gamma,E} = z_{\gamma,k} \cdot N_\gamma$$

Dove:

$$z_{\gamma,k} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\text{tg} \phi}\right)^{0,45}$$

$$\text{Con } k_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

Dove a_{\max} è l'accelerazione attesa al sito, eventualmente corretta per il fattore che tiene conto della geologia locale ($S = S_s \cdot S_T$) e β_s si ricava dalla tabella di normativa seguente:

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

Collasso per scorrimento sul piano di posa

Sulla base delle caratteristiche geotecniche riportate precedentemente, è stata calcolata, l'azione limite parallela al piano di posa della fondazione che provoca lo scorrimento della fondazione sullo stesso piano di posa (cfr. punto C6.4.2.1 della "circolare").

Questa, corretta per il coefficiente di sicurezza globale pertinente con "l'approccio" scelto, viene confrontata con l'azione di progetto che è data dalla componente della risultante delle forze agenti in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione,

I calcoli sono stati effettuati utilizzando la formula:

$$H_{lim} = N_{Ed} \cdot \tan \phi'$$

ϕ' = angolo di attrito interno del terreno (eventualmente corretto con il coefficiente parziale);

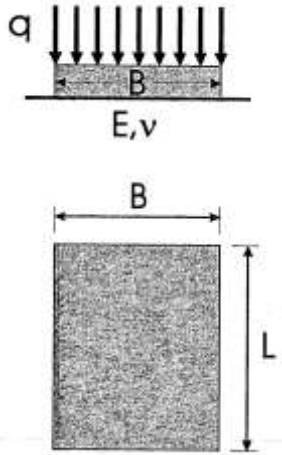
N_{Ed} = è l'azione di progetto normale al piano di posa;

7.3. METODO DI CALCOLO DEI CEDIMENTI IN ESERCIZIO

Per una stima di massima dei cedimenti si adotta un modello di semispazio elastico e fondazione flessibile. Pertanto, il cedimento vale (Tsytoovich 1958):

$$w = \frac{qB}{E} \cdot I_s \cdot (1 - \nu^2)$$

Con il significato dei simboli ricavabile dalle figure sottostanti:



FORMA DELLA FONDAZIONE	COEFFICIENTE DI INFLUENZA I_B		
	FLESSIBILE $K_f < 0.1$		RIGIDA $K_f > 10$
	CENTRO	MEDIO	
CERCHIO	1.0	0.85	0.79
$L/B=1$	1.12	0.95	0.88
1.5	1.36	1.15	1.08
2	1.53	1.30	1.22
3	1.78	1.53	1.44
4	1.96	1.70	1.61
5	2.10	1.83	1.72
10	2.53	2.25	2.12

Dove per q si intende il carico netto e per E e ν , rispettivamente, il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del semispazio.

8. RISULTATI DELLE ANALISI – STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

8.1. ANALISI ESEGUITE

Per le caratteristiche geotecniche del terreno spingente e di fondazione si veda il paragrafo 7.1 della presente relazione (vedi “modello geotecnico”).

Per i calcoli di dimensionamento e verifica della struttura, si fa riferimento ai calcoli eseguiti con l’ausilio di foglio elettronico di calcolo, in particolare, i dettagli delle verifiche strutturali (**STR**) della fondazione, sono riportati nella relazione di calcolo delle strutture e nei tabulati di calcolo allegati.

Dagli stessi tabulati è possibile evincere le verifiche geotecniche (**GEO**) effettuate per il complesso terreno fondazione e per le verifiche dei cedimenti attesi in esercizio.

La fondazione è costituita da una soletta dello spessore uniforme su cui scaricano le pareti laterali delle opere.

Il carico totale P_N trasmesso dalle pareti alla fondazione deriva dalla combinazione dei seguenti carichi elementari eventualmente amplificati per i coefficienti di combinazioni variabili a seconda della combinazione di carico considerata:

- Peso Sovrastruttura stradale
- Peso Soletta di copertura in C.A.
- Peso Pareti in C.A.
- Carico variabile sulla soletta di copertura

La pressione media netta agente sulla piastra di fondazione, utile per il calcolo delle sollecitazioni sulla piastra di fondazione per le verifiche strutturali (**STR**), risulta:

$$P_{med,netta} = \frac{P_N}{A_b}$$

Dove:

A_b è la superficie dell’impronta di base della fondazione.

Aggiungendo al carico totale netto precedentemente calcolato

- Peso Soletta di fondazione in C.A.
- Peso Acqua all’interno della stazione

si ottiene il carico totale agente alla quota del piano di posa della fondazione utile per le verifiche di tipo geotecnico (GEO), sia nella condizione allo stato limite ultimo (SLU) che in esercizio per la combinazione “rara” (SLE).

In seguito si riportano, la sintesi dei risultati delle verifiche propriamente geotecniche (GEO), “stralciate” dai tabulati di calcolo, rimandando alla relazione di calcolo delle strutture per le verifiche strutturali (STR).

L’azione sismica viene presa in considerazione nel calcolo delle pareti della struttura, sottoforma di pressione locale agente fuori dal piano delle stesse.

Globalmente dette azioni, unite a quelle generate dall’inerzia delle restanti membrature, vengono trasferite alle pareti ortogonali, alla soletta di copertura ed alla soletta di fondazione, che risultano impegnate nel proprio piano, ove presentano rigidità e resistenza tali da poter far ritenere le relative verifiche strutturali di scarso significato ingegneristico e quindi esse vengono omesse.

Poiché le opere scatolari in esame sono totalmente immerse nel terreno, le azioni sismiche globali a cui si sta facendo riferimento, sono contrastate dal terreno posto sul fronte che si oppone al verso delle azioni sismiche stesse. Si può pertanto affermare che le azioni sismiche, producono trascurabili effetti ribaltanti sul piano di posa delle fondazioni, e pertanto nel seguito detti effetti non verranno presi in considerazione e quindi dette azioni non intervengono nelle verifiche geotecniche.

8.2. VERIFICHE GEO AGLI SLU E AGLI SLE

Con i metodi richiamati ai paragrafi precedenti sono state eseguite le verifiche necessarie, di cui in allegato. Per il carico variabile si è considerato la presenza di un asse del mezzo concezionale. Si ipotizza che l’asse del mezzo si trovi in posizione centrata rispetto all’asse della copertura e quindi rispetto al baricentro della fondazione.

Pertanto le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) risultano soddisfatte con sufficienti margini. Analogamente le verifiche relative al massimo cedimento (SLE), risultano soddisfatte. Tenendo presente che i calcoli sono stati eseguiti assumendo ipotesi molto a vantaggio di sicurezza, non si ritengono necessari ulteriori approfondimenti sull’entità dei cedimenti attesi in esercizio, attraverso trattazioni più rigorose. In definitiva si ritiene che i cedimenti attesi, sia assoluti che differenziali saranno del tutto accettabili in relazione alla funzionalità dell’opera. Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche della membratura di fondazione per le rispettive tipologie di stazioni:

Stazione A4

Verifiche geotecniche (GEO)

Verifiche geotecniche SLU

$N_{Ed}/N_{Rd} = 0,32$ - verifica soddisfatta

Verifiche geotecniche allo SLE

$w_{Ed}/w_{lim} = 0,64$ - verifica soddisfatta

Stazione C1”

Verifiche geotecniche (GEO)

Verifiche geotecniche SLU

$N_{Ed}/N_{Rd} = 0,39$ - verifica soddisfatta

Verifiche geotecniche allo SLE

$w_{Ed}/w_{lim} = 0,98$ - verifica soddisfatta

9. RISULTATI DELLE ANALISI – BASAMENTO CABINA GRUPPO ELETTRICO

9.1. ANALISI ESEGUITE

Le azioni globali agenti all’interfaccia terreno-fondazione, utili per le verifiche geotecniche (GEO), sono state ricavate sulla base della semplice somma algebrica delle azioni agenti sulla cabina relativamente alle combinazioni allo stato limite ultimo SLU per soli carichi verticali e per lo stato limite di esercizio SLE “rara” per soli carichi verticali.

Le verifiche geotecniche allo stato limite ultimo e di esercizio vengono eseguite nei paragrafi successivi, una volta determinate le azioni di calcolo necessarie.

9.2. AZIONI DI CALCOLO UTILIZZATE PER LE VERIFICHE

Le misure complessive della impronta di fondazione ammontano a circa 3,40 m x 6,00 m.

I carichi permanenti, agenti in fondazione, ammontano:

Peso cabina	(cfr. relazione di calcolo)	200 kN
Peso del magrone	3,40x6,00x0,15x24,00	73 kN
<hr/>		
G ₁ = carico totale permanente sul piano di posa		273 kN
Peso macchinario		15 kN
<hr/>		
G ₂ = carico totale permanente sul piano di posa		15 kN

Pertanto, tenuto conto che per la combinazione di carico allo SLU risulta:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 = 1,3 \cdot 273 + 1,5 \cdot 15 = 354,9 + 22,50 = 377,4 \text{ kN}$$

Mentre per la combinazione di carico “rara” allo SLE risulta:

$$G_1 + G_2 = 273 + 15 = 288 \text{ kN} ;$$

In definitiva, le azioni agenti sul piano di posa della fondazione, per le due combinazioni di carico precedentemente richiamate, valgono:

comb.	N _{Ed}
[-]	[kN]
SLU	377,4
SLE	288

9.3. VERIFICHE SLU DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

Con il metodo richiamato al paragrafo 7.2 vengono effettuate le verifiche necessarie, che vengono riassunte nella tabella sottostante.

Combinazione SLU

ϕ'	c'	c_u	γ_w	$\gamma_{t,1}$	$\gamma_{t,1,sat}$	$\gamma'_{t,1}$	$\gamma_{t,2}$	$\gamma_{t,2,sat}$	$\gamma'_{t,2}$	tensioni
[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]
26	0,00	0,00	10,00	16,00	16,00	6,00	18,00	18,00	8,00	Efficaci
E_{ed}	D	z_w	h_w	A_x	A_y	N_{Ed}	$H_{ed,x}$	$H_{ed,y}$	H_{ed}	θ_x
[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[°]
6000	0,35	100,00	-99,65	3,40	6,00	377,4	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{ed,x}$	$M_{ed,y}$	e_x	e_y	B'	L'	$\theta_{B'}$	m_B	m_L	m	c_a
[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]
0,0	0,0	0,00	0,00	3,40	6,00	0,0	1,638	1,362	1,638	0,0
$\gamma_{t,1}$	$\gamma_{t,2}$	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	a_{max}	β_s	k_{hk}	$z_{\gamma k}$	$N_{\gamma,E}$
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[g]	[-]	[-]	[-]	[-]
16,00	18,00	22,25	11,85	12,54	0,53	0,148	0,24	0,036	0,967	12,12
$tg\phi'$	k_o	ν	E	G	I_{cr}	I_r	Rottura	ψ_c	ψ_q	ψ_γ
[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0,488	0,562	0,360	3576	1315	65	1284	GEN.	1,000	1,000	1,000
s_c	s_q	s_γ	D/B'	k	d_c	d_q	d_γ	i_c	i_q	i_γ
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,302	1,276	0,773	0,103	0,103	1,041	1,032	1,000	1,000	1,000	1,000
$q_{c,lim}$	$q_{q,lim}$	$q_{\gamma,lim}$	q_w	Σq	B'·L'	$\Sigma q \cdot B' \times L'$				
[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]				
0,0	87,4	286,8	0,0	374,2	20,4	7634				

Verifica Capacità Portante	N_{lim}	γ_R	N_{Rd}	N_{Ed}	$E_d < R_d$	$\rho_N = N_{Ed}/N_{Rd}$
	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
	7634	2,3	3319	377	SI	0,11

Pertanto le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) risultano soddisfatte con sufficienti margini.

Si osserva inoltre che la pressione “limite” che il complesso terreno fondazione può sopportare è pari a:

$$q_{\text{lim}} = \frac{N_{\text{lim}}}{B \cdot L} = \frac{7634}{3,40 \cdot 6,00} \cong 374 \text{ kN} / \text{m}^2 = 3,7 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

9.4. VERIFICHE AGLI SLE

Per la stima dei cedimenti si adotta il metodo, precedentemente richiamato.

Posto:

$$L = L' = 6,00 \text{ m};$$

$$B = B' = 3,40 \text{ m};$$

$$L/B = L'/B' \cong 1,8;$$

$$I_s = I_s(L/B) \cong 1,16: \text{ interpolato dalla tabella};$$

$$\nu = \frac{k_o}{1+k_o} = 0,36;$$

$$k_o = 1 - \text{sen} \phi' = 0,562;$$

$$E = \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu} E_{ed} = \frac{1-0,36-2 \cdot 0,36^2}{1-0,36} \cdot 6000 \cong 3570 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

$$q_{Ed,netto} = q_{Ed,calc,medio} - \sigma_v = \frac{N_{Ed}}{B' \cdot L'} - \gamma_t \cdot D = \frac{477,7}{3,40 \cdot 6,00} - 16,00 \cdot 0,35 \cong 27,5 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

$$w_{Ed} = \frac{q_{Ed,netto} \cdot B}{E} \cdot I_s \cdot (1-\nu^2) = \frac{27,5 \cdot 3,40}{3570} \cdot 1,16 \cdot (1-0,36^2) \cong 0,026 \text{ m} = 26 \text{ mm};$$

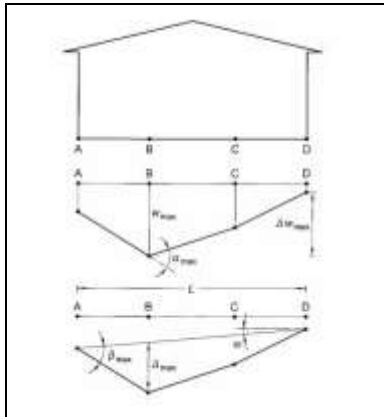
pertanto:

$$w_{Ed} = 26,0 \text{ mm} < w_{Cd} = 50 \text{ mm};$$

e quindi le verifiche relative al massimo cedimento, risultano soddisfatte.

Per la stima dei cedimenti differenziali, si usano correlazioni empiriche come usuale.

	Grant et al. (1974)	Terzaghi and Peck (1948)
Fondazioni su sabbie	$w_{\max} = 15000-18000 \beta_{\max}$ [mm] (plinti-platee)	$\Delta w = 75\% w_{\max}$
Fondazioni su argille	$w_{\max} = 30000-35000 \beta_{\max}$ [mm] (plinti-platee)	



Secondo Grant et al.

$$\beta_{\max} = \frac{w_{\max}}{30000} = \frac{26}{30000} \cong 0,00087 = \frac{1}{1154}$$

Secondo Terzaghi and Peck

$$\Delta w = 0,75 \cdot w_{\max} = 0,75 \cdot 26 = 19,5 \text{ mm}$$

Dunque:

$$\Delta w_{Ed} = 19,5 \text{ mm} < \Delta w_{Cd} = 30 \text{ mm}$$

$$\beta_{Ed} = \frac{1}{1154} < \beta_{Cd} = \frac{1}{300}$$

Pertanto le verifiche relative al massimo cedimento differenziale e alla massima distorsione attesa, si ritengono soddisfatte.

Tenendo presente le ridotte “pressioni nette” agenti sul terreno ($< 0,3 \text{ kgf/cm}^2$) in rapporto alle caratteristiche di deformabilità dello stesso e tenendo presente che i calcoli sono stati eseguiti assumendo ipotesi molto a vantaggio di sicurezza, non si ritengono necessari ulteriori approfondimenti sull’entità dei cedimenti attesi in esercizio, attraverso trattazioni più rigorose.

In definitiva si ritiene che i cedimenti attesi, sia assoluti che differenziali saranno del tutto accettabili in relazione alla funzionalità dell’opera.

10. Verifica a Galleggiamento (UPL Stati Limite Ultimi di tipo idraulico)

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

- “Pozzetto C1”

Verifica a Galleggiamento dell'opera nel suo complesso.

Per la presenza della falda l'opera è soggetta alla sottospinta idraulica.

La falda risulta posizionata a quota +1,2 dal piano di posa delle fondazioni.

Il peso del liquido spostato è pari a:

$$P_w = (2,45 \times 1,90) \times 1,20 \times 10,00 = 55,86 \text{ kN}$$

Il peso dell'opera ammonta a:

$$P_o = 33,7(\text{copertura}) + 185,3(\text{pareti}) + 49,40(\text{fondazione}) = 259,4 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza a galleggiamento, tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche EQU di cui alla tabella 2.6.I delle NTC2008, risulta:

$$\eta = \frac{\gamma_{G1, favor.} \times P_o}{\gamma_{G1, sfavor.} \times P_w} = \frac{0,9 \cdot 260}{1,1 \cdot 56} \cong 4,63$$

E pertanto la verifica risulta soddisfatta.

11. SCAVABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Al fine di effettuare una stima sui valori di scavabilità del terreno in oggetto si è valutato la natura geologica del terreno.

In generale nelle litologie sciolte o debolmente cementate, quali terreni di riporto, depositi eluvio - colluviali, fluviali o nelle coltri d'alterazione del substrato roccioso, è possibile effettuare gli scavi mediante macchinari con benna standard mentre in quelle lapidee è necessario procedere mediante martellone pneumatico.

I primi possono essere considerati scavi su terra mentre i secondi su roccia.

In base alle caratteristiche geologiche delle litologie interessate dall'intervento emerge che gli scavi sono da considerarsi prevalentemente su terreni sciolti. Ciò nonostante è possibile per via della estrema eterogeneità verticale dei terreni, che lungo la linea d'intervento siano intercettati livelli piroclastici debolmente cementati. Secondo una stima approssimativa e tenuto conto della limitata incidenza degli interventi, è opportuno considerare scavi con benna standard.

12. STABILITÀ DELLE PARETI DI SCAVO

Gli scavi per la posa delle condotte hanno, in generale, profondità variabili da 0,80m a 4m

In generale nei terreni sciolti o detritici, per evitare sostegni, è necessario che il terreno sia dotato di coesione, anche “apparente” (dovuta cioè alle pressioni neutre negative a causa di parziale saturazione); è noto che la spinta attiva che il terreno esercita su una struttura di sostegno in condizioni di equilibrio limite è data dalla nota espressione di Rankine:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot k_a^{0,5}$$

dove

γ è la massa volumetrica del terreno;

c è la coesione del terreno;

z è la profondità dello scavo;

k_a è il coefficiente di spinta attiva.

Tale spinta si annulla per

$$z_{\max} = \frac{2 \cdot c \cdot k_a^{0,5}}{\gamma \cdot k_a}$$

che corrisponde all'altezza di scavo che è possibile raggiungere in condizioni di equilibrio limite.

Da quanto sopra detto, presentandosi una formazione costituita da terreni sciolti ($c = 0$ kPa), la z_{\max} della formula risulterebbe nulla ma ciò avviene solo nel lungo termine ed in condizioni perfettamente drenate. Nella realtà la presenza di una matrice sabbio-limosa, oltre ai tempi brevi di apertura dello scavo, comporta una “coesione apparente” che può cautelativamente porsi pari a 10 KN/mq.

Assumendo dunque:

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3 \quad c = 10 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi = 26^\circ$$

si ha:

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$k_a = 0,39$ e quindi $z_{\max} = 2$ m.

Considerata la natura dei terreni ed i tempi brevi di permanenza di apertura dello scavo, si può ritenere che gli scavi potranno essere eseguiti a sezione obbligata senza temere per la stabilità delle stesse fino alla profondità massima di 1,5 m; oltre tale profondità si adotteranno opportune sbatacchiature dello scavo. Per lo scavo delle stazioni di sollevamento si procederà con l'utilizzo di cassoni metallici autoaffondanti, nonché l'emungimento delle acque di falda ove necessario.

13. VERIFICA STATICA DEL COLLETTORE IN PEad

13.1. PREMESSA

Di seguito vengono riportate le tabelle di calcolo per la verifica alla deformabilità del collettore in PEad strutturato posto sotto la pavimentazione stradale.

Le tubazioni utilizzate sono in polietilene ad alta densità di tipo strutturato a doppia parete con classe di rigidità anulare (SN) pari a 8 kN/m² aventi il seguente diametro:

$$De = 315 \text{ mm} \quad Di = 344 \text{ mm.}$$

Le verifiche sono state condotte per i seguenti ricoprimenti:

- DE 315 ricoprimento minimo 100 cm e ricoprimento massimo 400 cm.

13.2. CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE METODO ATV

La verifica statica della tubazione è stata condotta seguendo il metodo tedesco ATV, il metodo attualmente più utilizzato a livello europeo per il controllo della deformazione a lungo termine delle tubazioni.

Lo scopo della verifica proposta in questa sede consiste nel controllare se la deformazione sia inferiore al 5% a lungo termine (sebbene la normativa tedesca preveda una deformazione limite a lungo termine pari al 6%).

L'equazione proposta dalla normativa tedesca ATV è la seguente:

$$\Delta d_v = \frac{c_{v,qv} \cdot q_v + c_{v,qh} \cdot q_h + c_{v,qh^*} \cdot q_h^*}{S_R} \cdot 2r_m$$

in cui:

cv coefficienti di deformazioni;

q_v carico verticale dato dal carico del terreno, dal carico dell'eventuale carico statico

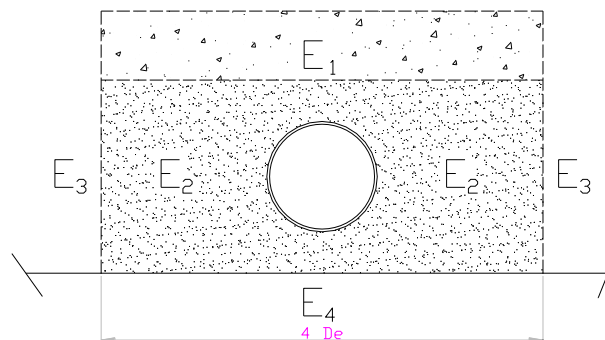
al di sopra del suolo e dal carico dinamico dovuto al traffico;

q_h, q_h^* carichi laterali;

SR rigidezza del tubo;

$2r_m$ diametro medio del tubo.

Il metodo proposto dalla ATV consente di considerare differenti tipi di terreno di fondamenta e di riempimento intorno al tubo (E_1, E_2, E_3 e E_4 come visualizzabile nella figura seguente).



I terreni di riempimento sono classificati in 4 gruppi. Il modulo elastico d'ogni gruppo dipende dal grado di compattazione e dall'angolo d'attrito interno del terreno.

	DESCRIZIONE
G1	Terreni granulari a grana grossa di tipo ghiaioso, come ghiaia a singola pezzatura, spezzato di cava.

G2	Ghiaie bene graduate, mescole ghiaia-sabbia, mescole ghiaia-sabbia poco graduate, terreni granulari a grana grossa a predominanza ghiaiosa, mescole ghiaia-sabbia, mescole di sabbia e ghiaia, mescole sabbia-ghiaia poco
G3	Terreni granulari misto con basso grado di frazione fine con poca coesione come mescole limose di ghiaia-sabbia, mescole argillose di ghiaia-sabbia, sabbie limose, sabbie argillose.
G4	Terreni granulari misto con alto grado di frazione fine con moderata coesione come mescole molto limose di ghiaia-sabbia, mescole molto argillose di ghiaia-sabbia, sabbie molto limose, sabbie molto argillose, sabbie fini limose o argillose, limi con bassa plasticità.

Per dare una visione degli ordini di grandezza in gioco, si riporta una tabella in cui sono elencati i moduli secanti per i vari gruppi in funzione del grado di compattazione del terreno.

Gruppi di terreno	Angolo d'attrito ϕ'	Modulo secante in base all'indice Proctor in N/mm ²					
		85%	90%	92%	95%	97%	100%
G1	35°		6	9	16	23	40
G2	30°	1,2	3	4	8	11	20
G3	25°	0,8	2	3	5	8	13
G4	20°	0,6	1,5	2	4	6	10

Anche per quanto riguarda la condizione del terreno di riempimento sono previste quattro condizioni (da A1 a A4) che si differenziano tra loro per le modalità di riempimento della trincea al di sopra del tubo.

	DESCRIZIONE
A1	Il materiale di riempimento è compattato in strati contro il suolo naturale senza dimostrazione del grado di compattazione.
A2	Palancole di rivestimento verticale della trincea che sono estratte progressivamente durante il riempimento. Riempimento non compattato. (Adatto solamente per suoli del gruppo G1).
A3	Palancole di rivestimento verticale della trincea che sono estratte dopo il riempimento.
A4	Il materiale di riempimento è compattato in strati contro il suolo naturale esistente con controllo del grado di compattazione. La condizione di riempimento A4 non è applicabile ai suoli del gruppo G4.

Infine, per quanto riguarda la condizione del terreno di fondazione, sono previste ulteriori quattro condizioni (da B1 a B4) che si differenziano tra loro per le modalità di scavo della trincea.

	Descrizione
B1	Il materiale è compattato in strati senza dimostrazione del grado di compattazione.
B2	Ricopertura effettuata con l'ausilio di palancole e la compattazione è fatta <i>dopo</i> l'estrazione di queste.
B3	Ricopertura effettuata con l'ausilio di palancole e la compattazione è fatta <i>prima</i> dell'estrazione di queste.
B4	Il materiale è compattato in strati contro il terreno naturale con il controllo del grado di compattazione. Questa condizione non è applicabile ai suoli del gruppo G4

Le verifiche sono state condotte per i seguenti diametri e ricoprimenti:

- DE 315 ricoprimento minimo 100 cm : 2.93 % Verifica soddisfatta
- DE 315 ricoprimento massimo 400 cm : 1.08 % Verifica soddisfatta

I calcoli sono riportati di seguito.

VERIFICA METODO ATV DE315 RICOPRIMENTO MINIMO 100

ATV

Dati di ingresso

Diametro esterno del tubo	315,000 (mm)
Diametro interno	273,000 (mm)
Momento di inerzia di parete	0,552 (cm ⁴ /cm)
Altezza di ricopertura del tubo su estradosso	1,000 (m)
Larghezza di trincea su generatrice superiore	0,800 (m)
Angolo di appoggio a fondo scavo	120,000 (°)
Tipo di automezzo	HGV60
Modulo di elasticità	200,000 (N/mm ²)
Carico uniformemente distribuito sopra il tubo	0,000 (kN/m ²)
Gruppo terreno di fondamenta (E4)	G4
Gruppo terreno di fondamenta (E3)	G4
Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2)	G1
Gruppo terreno di riempimento (E1)	G1
Condizione del terreno di fondamenta	B1
Condizione del terreno di riempimento	A1
Rigidezza	a lungo termine
Carichi esterni	Terreno + Traffico
Acqua di falda	NO

Dati di uscita

Carico verticale	68,090 (kN/m ²)
Pressione laterale	76,610 (kN/m ²)
Deformazione lineare	8,620 (mm)
Deform. % rispetto a diametro originale	2,930 (%)
Pressione di imbozzamento critica del terreno	0,550 (N/m ²)
Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno)	8,090

VERIFICA METODO ATV DE315 RICOPRIMENTO MASSIMO 400

ATV	
Dati di ingresso	
Diametro esterno del tubo	315,000 (mm)
Diametro interno	273,000 (mm)
Momento di inerzia di parete	0,552 (cm ⁴ /cm)
Altezza di ricopertura del tubo su estradosso	4,000 (m)
Larghezza di trincea su generatrice superiore	0,900 (m)
Angolo di appoggio a fondo scavo	120,000 (°)
Tipo di automezzo	HGV60
Modulo di elasticità	200,000 (N/mm ²)
Carico uniformemente distribuito sopra il tubo	0,000 (kN/m ²)
Gruppo terreno di fondamenta (E4)	G4
Gruppo terreno di fondamenta (E3)	G4
Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2)	G1
Gruppo terreno di riempimento (E1)	G1
Condizione del terreno di fondamenta	B1
Condizione del terreno di riempimento	A1
Rigidezza	a lungo termine
Carichi esterni	Terreno + Traffico
Acqua di falda: Altezza massima riferita all'asse del tubo	1,500 (m)
Dati di uscita	
Carico verticale	41,570 (kN/m ²)
Pressione laterale	46,910 (kN/m ²)
Deformazione lineare	3,170 (mm)
Deform. % rispetto a diametro originale	1,080 (%)
Pressione di imbozzamento critica del terreno	0,610 (N/m ²)
Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno)	14,610
Pressione idrostatica dell'acqua	0,020 (N/m ²)
Pressione di imbozzamento critica dell'acqua	0,440 (N/m ²)
Fattore di sicurezza contro imbozzamento (acqua)	22,180
Fattore di sicurezza contro imbozzamento > 2.5	8,810

13.3. CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE METODO ANALITICO

La verifica statica della tubazione è stata condotta seguendo il metodo analitico del Dipartimento di Idraulica dell'Università di Salerno.

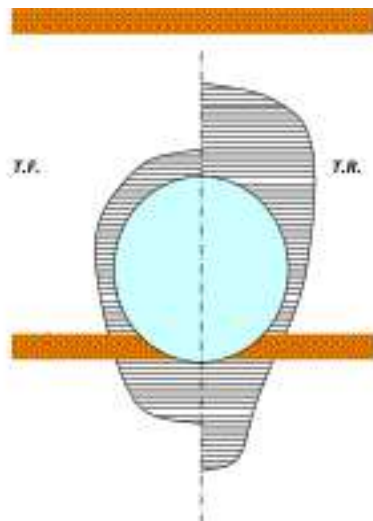
Presupposto fondamentale per un buon comportamento idraulico di una condotta è la sua integrità strutturale che è possibile stabilire tramite una accurata verifica statica.

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

- Se la struttura è molto RIGIDA, la funzionalità statica è soddisfatta quando lo stato di coazione interno è compatibile con le tensioni ammissibili del materiale.
- e, invece, la struttura è DEFORMABILE bisogna controllare che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Le sollecitazioni agenti su un tubo interrato dipendono dall'interazione che si ha tra TUBO e TERRENO che dipende soprattutto dalla deformabilità relativa fra gli elementi, se il tubo si deforma più del terreno circostante avrà minore sollecitazioni in quanto deformandosi maggiormente coinvolge il terreno di rinfianco che funge da incremento di resistenza del tubo stesso.

Per tale motivo si classificano le tubazioni in funzione della loro ELASTICITA' IN SITO



E_s modulo di Young del terreno di ricoprimento
 E_t (kg/mm²) modulo di Young dell'acciaio
 R raggio medio della tubazione
 s_0 spessore della tubazione

$$N = \frac{E_s}{E_t} \left(\frac{R}{s_0} \right)^3$$

> 1 TUBAZIONE FLESSIBILE
 < 1 TUBAZIONE RIGIDA



CARICO TERRENO DI RICOPRIMENTO

La spinta verticale P_1' del terreno di ricoprimento sulla tubazione viene valutata attraverso la formula di Marston per tubi flessibili

$$P_1' = K \gamma_t B D$$

P_1' = spinta verticale del terreno esercitata sul piano orizzontale tangente alla generatrice superiore del tubo (in kg/m);

γ_t = peso specifico del terreno (in kg/m^3);

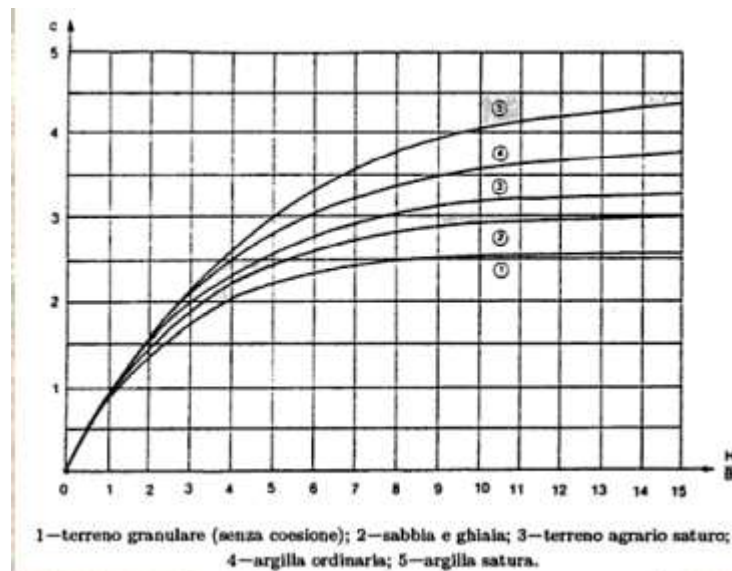
D = diametro interno della tubazione (in m);

B = larghezza dello scavo in corrispondenza della generatrice superiore dello scavo;

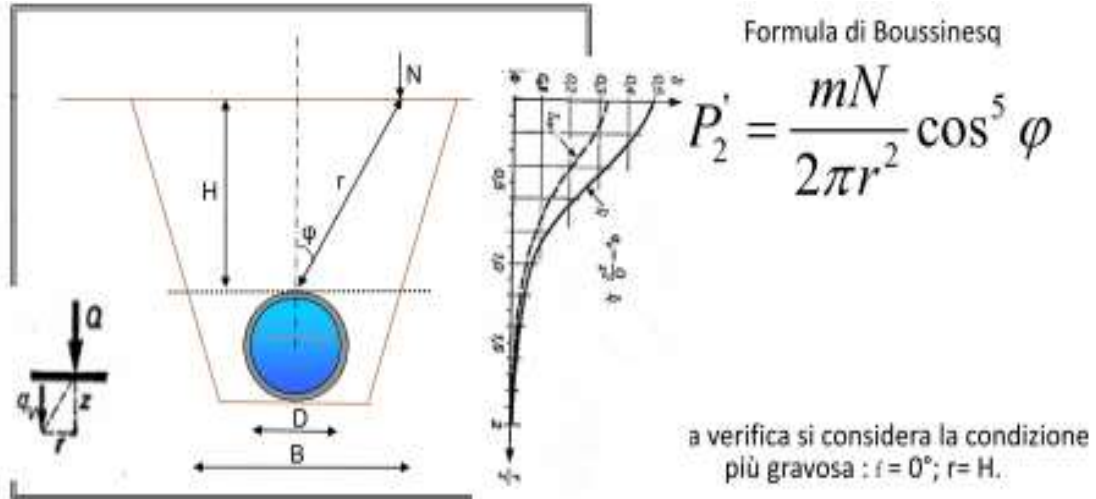
H = altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione (in m);

H = altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione (in m);

K = coefficiente di Marston, da ricavare dall'apposito diagramma in funzione delle caratteristiche del terreno e del rapporto H/B .



CARICO MOBILE IN SUPERFICIE



- N = carico in superficie (in kg) UNI 7517;
- r = distanza fra punto di applicazione del carico N e la sommità del tubo (m);
- φ = angolo fra la verticale passante per il centro del tubo e la direzione di r ;
- m = coefficiente dipendente dal tipo di carico (concentrato o distribuito) e dal materiale di copertura (3).

Peso Fluido e Peso del Tubo

$$P_3' = \gamma_{acqua} \frac{\pi D^2}{4}$$

Peso Fluido

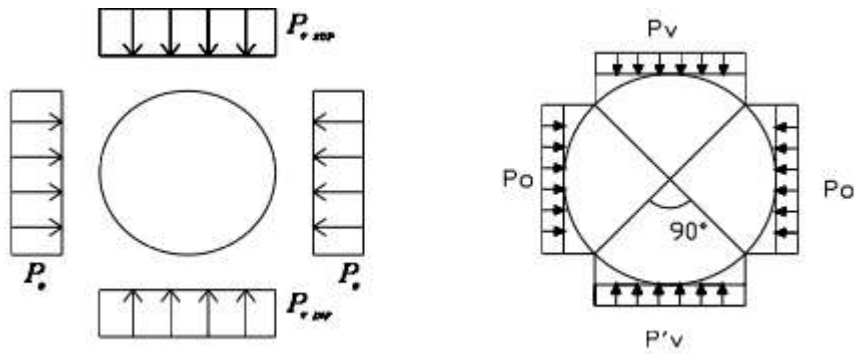
$$P_4' = \gamma_{tubo} \pi D s$$

Peso del tubo

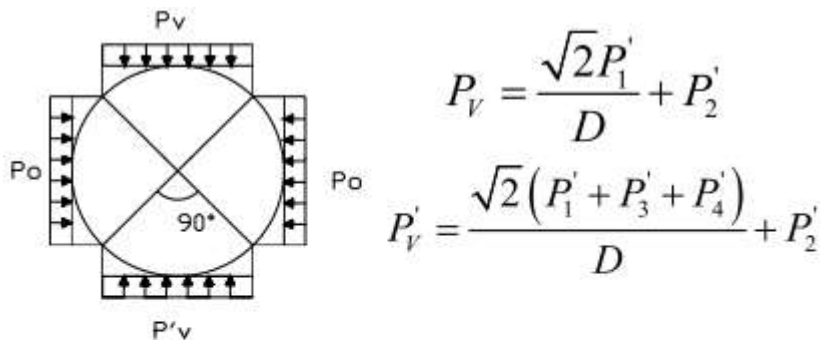
- D = diametro interno tubazione (m);
- s = spessore tubazione (m);

Calcolo tensioni normali nel terreno

(Teoria di De Saedeleer)



Teoria di De Saedeleer : considera le deformazioni dell'acciaio **nel campo elastico** ed assume che le reazioni laterali del terreno siano proporzionali alle deformazioni elastiche del tubo per effetto dei carichi applicati, si può supporre che si abbiano pressioni uniformi verticali, rispettivamente sugli archi superiori $P_{V\text{sup}}$ ed inferiori $P_{V\text{inf}}$ di apertura pari a 90° , e pressioni uniformi orizzontali P_0 sugli archi laterali, anch'esse di apertura pari a 90° .



Per il calcolo di P_0 , invece, occorre valutare le deformazioni elastiche delle tubazioni per effetto dei carichi verticali applicati lungo il diametro orizzontale del tubo. (DEFORMAZIONI ELASTICHE)

$$P_0 = \frac{k}{2} \cdot \frac{\Phi \cdot a}{a + \frac{k}{2}}$$

FRECCE ELASTICHE

- DEFORMAZIONE PER EFFETTO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO E DEI CARICHI ACCIDENTALI

$$F_1 = 0.146P_v \frac{R^4}{EI}$$

- DEFORMAZIONE PER EFFETTO DEL PESO DELL'ACQUA

$$F_2 = 0.166 \gamma_{acqua} \frac{R^5}{EI}$$

- DEFORMAZIONE PER EFFETTO DEL PESO PROPRIO DEL TUBO

$$F_3 = 0.322 \gamma_{tubo} \frac{s_0 R^4}{EI}$$

AZIONE LATERALE DEL TERRENO

$$P_0 = \frac{k}{2} \cdot \frac{\Phi \cdot a}{a + \frac{k}{2}}$$

k = coefficiente di rigidità del terreno che vale 1,6 kg/cm³ per terreni ordinari e 3,2 kg/cm³ per terreni costipati con cura; in realtà, nella valutazione di k intervengono diversi fattori di incerta determinazione, perciò esso può variare fra 0,5 e 12 kg/cm³;

$\Phi = F_1 + F_2 + F_3$ = deformazione totale dovuta ai carichi verticali applicati; [cm]

$$a = 0,93 \frac{P_{Vsup}}{\Phi} = \text{rigidezza della tubazione}$$

DEFORMAZIONE PERCENTUALE MEDIA EFFETTIVA

$$F_0 = 0,157 \cdot P_0 \cdot \frac{R^4}{EI}$$

$$W = \frac{\Phi - F_0}{D} \cdot 100 \leq 2 - 3\%$$

Le verifiche sono state condotte per i seguenti diametri e ricoprimenti:

- DE 315 ricoprimento minimo 100 cm: 1.53 % Verifica soddisfatta
- DE 315 ricoprimento massimo 400 cm: 0.97 % Verifica soddisfatta

I calcoli sono riportati di seguito.

VERIFICA METODO ANALITICO DE315 RICOPRIMENTO MINIMO 100

3.500	Es	KN/mq	modulo di Young del terreno di ricoprimento
800.000	Et	KN/mq	modulo di Young della tubazione
0,315	Desterno	m	diametro tubazione esterno
0,273	Dinterno	m	diametro tubazione interno
0,0210	s	m	spessore tubazione
0,1470	R	cm	raggio medio
1,501	N		<1 tub rigida >1 tub flessibile
1,000	H	m	altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione
0,800	B	m	larghezza dello scavo in corrispondenza della generatrice superiore dello scavo
1,250	H/B		
1,200	k	tabella	coefficiente di Marston
1,600	g t	kg/mc	peso specifico terreno
484	P'1	kg/m	spinta verticale del terreno di ricoprimento
3	m		coefficiente dipendente dal tipo di carico e dal materiale di copertura
10.000	N	kg	carico in superficie
4.777	P'2	kg/mq	pressione per carico mobile
59	P'3	kg/m	peso fluido
950	g tubo	kg/mc	peso specifico tubazione
17	P'4	kg/m	peso tubo
6.949	Pv	kg/mq	tensioni normali alla generatrice superiore
7.289	P'v	kg/mq	tensioni normali alla generatrice inferiore
0,552	I	cm ⁴ /cm	inerzia tubazione
1,0728	F1	cm	deformazione per effetto del terreno di ricoprimento e dei carichi accidentali
0,02580	F2	cm	deformazione per effetto del peso dell'acqua
0,00350	F3	cm	
1,600	k'	kg/cmq	coefficiente di rigidità del terreno
1,102	f	cm	deformazione totale dovuta ai carichi applicati
0,586	a	kg/cm	
0,373	P0	kg/cm	reazione laterale del materiale di rinterro
0,6191	F	cm	deformazione indotta sulla tubazione
1,53%	W	%	deformazione percentuale media inferiore al limite ammissibile del 2-3%
			VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA METODO ANALITICO DE315 RICOPRIMENTO MASSIMO 400

3.500	Es	KN/mq	modulo di Young del terreno di ricoprimento
800.000	Et	KN/mq	modulo di Young della tubazione
0,315	Desterno	m	diametro tubazione esterno
0,273	Dinterno	m	diametro tubazione interno
0,0210	s	m	spessore tubazione
0,1470	R	cm	raggio medio
1,501	N		<1 tub rigida >1 tub flessibile
1,000	H	m	altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione
0,800	B	m	larghezza dello scavo in corrispondenza della generatrice superiore dello scavo
1,250	H/B		
1,200	k	tabella	coefficiente di Marston
1,600	g t	kg/mc	peso specifico terreno
484	P'1	kg/m	spinta verticale del terreno di ricoprimento
3	m		coefficiente dipendente dal tipo di carico e dal materiale di copertura
10.000	N	kg	carico in superficie
4.777	P'2	kg/mq	pressione per carico mobile
59	P'3	kg/m	peso fluido
950	g tubo	kg/mc	peso specifico tubazione
17	P'4	kg/m	peso tubo
6.949	Pv	kg/mq	tensioni normali alla generatrice superiore
7.289	P'v	kg/mq	tensioni normali alla generatrice inferiore
0,552	I	cm ⁴ /cm	inerzia tubazione
1,0728	F1	cm	deformazione per effetto del terreno di ricoprimento e dei carichi accidentali
0,02580	F2	cm	deformazione per effetto del peso dell'acqua
0,00350	F3	cm	
1,600	k'	kg/cm	coefficiente di rigidità del terreno
1,102	f	cm	deformazione totale dovuta ai carichi applicati
0,586	a	kg/cm	
0,373	P0	kg/cm	reazione laterale del materiale di rinterro
0,6191	F	cm	deformazione indotta sulla tubazione
1,53%	W	%	deformazione percentuale media inferiore al limite ammissibile del 2-3%
			VERIFICA SODDISFATTA

14. VERIFICA STATICA DEL COLLETTORE Decreto n. 2445 del 23 febbraio 1971

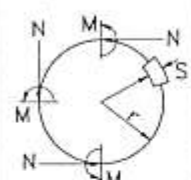
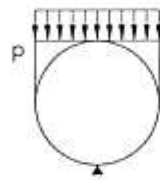
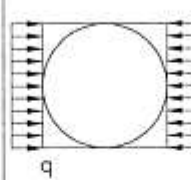
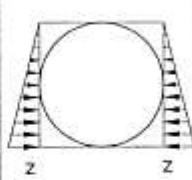

Si procede alla verifica della tubazione in Pead nell'ipotesi di ricoprimento inferiore a 80cm; in tale circostanza si prevede di annegare la tubazione in uno strato di calcestruzzo di spessore minimo 20cm opportunamente armato; la sezione in studio è quindi riconducibile in maniera approssimata ed a vantaggio di sicurezza ad una sezione circolare in calcestruzzo di spessore 20cm; si tratta quindi di una tubazione rigida e di seguito si riportano i calcoli statici effettuati ai sensi dell'art. 4.4.2 del decreto n. 2445 del 23 febbraio 1971 come integrato e modificato dal D.M.10 Agosto 2004 utilizzato per gli attraversamenti di linee ferroviarie ed adattato al caso in questione.

Dati in ingresso

Si procede alla verifica di una tubazione in calcestruzzo di diametro interno 30 cm e spessore 20 cm. Il tubo si trova ad una profondità di circa 0.20 m con terreno avente angolo d'attrito pari a 26° e peso specifico pari a 1600 kg/mc. La tubazione è sottoposta alla pressione derivante dal terreno che avvolge la tubazione, oltre al carico mobile su strada ($p_v = 43100 H^{-1,206}$) (superiore a quello ferroviario previsto dal punto 4.4.2 del D.M. di cui sopra).

Calcolo

Vengono di seguito determinate le sollecitazioni agenti derivanti dagli schemi statici riportati nella seguente tabella:

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_1 s r^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_1 s r$	$M = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}\right) p r^2 = 0.29941 p r^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} p r = -0.10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{5}{48} z r^2 = -0.10417 z r^2$ $N = \frac{5}{16} z r = 0.31250 z r$	(Q=reazione totale) $M = -0.0073038 Q r$ $N = 0.014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_1 s r^2 = -0.57080 \gamma_1 s r^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_1 s r = 1.57080 \gamma_1 s r$	$M = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8}\right) p r^2 = -0.30669 p r^2$ $N = p r$	$M = \frac{1}{4} q r^2$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} z r^2 = 0.125 z r^2$ $N = 0$	$M = 0.0075118 Q r$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_1 s r^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_1 s r$	$M = \left(\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8}\right) p r^2 = 0.58721 p r^2$ $N = \frac{1}{3\pi} p r = 0.10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{7}{48} z r^2 = -0.14583 z r^2$ $N = \frac{11}{16} z r = 0.68750 z r$	$M = -0.11165 Q r$ $N = 0.11916 Q$

Dove:

M - Momento flettente;

r - Raggio medio della tubazione;

N - Sforzo assiale;

s - Spessore della tubazione;

p - Carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata;

q - Pressione laterale uniforme dovuta alle spinte orizzontali;

z - Pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali del terreno;

γ_t - Peso specifico del materiale costituente la tubazione.

Il calcolo che segue è riferito ad un tratto di tubazione di lunghezza unitaria (1,00 m)

D	=	0,300 m	diametro interno della tubazione
s	=	20 cm	spessore della tubazione
D_e	=	0,700 m	diametro esterno della tubazione
r	=	0,25 m	raggio medio della sezione trasversale della tubazione
H	=	0,20 m	spessore del ricoprimento della tubazione
γ_t	=	2500 kg/m ³	peso specifico del materiale costituente la tubazione
$\gamma_{terr.}$	=	1600 kg/m ³	peso specifico del terreno di ricoprimento della tubazione
ϕ'	=	26 °	angolo di attrito del terreno di ricoprimento e laterale alla tubazione
k_0	=	0,562 -	coefficiente di spinta a riposo del terreno laterale alla tubazione
p_t	=	785 kg/m	peso proprio della tubazione per metro lineare di tubazione ($\gamma_t \cdot \pi \cdot 2 \cdot R_m \cdot s$)
p_1	=	320 kg/m ²	carico uniforme per peso ricoprimento sovrastante la tubazione ($\gamma_{terr} \cdot H$)
p_2	=	<u>30022 kg/m²</u>	carico uniforme dovuto ai carichi mobili
p	=	30342 kg/m ²	carico uniforme dovuto ai carichi mobili ed al peso del ricoprimento ($p_1 + p_2$)
q	=	17041 kg/m ²	pressione laterale sulla tubazione per parte uniforme spinta terreno ($k_0 \cdot p$)
z	=	629 kg/m ²	pressione laterale sulla tubazione per parte triangolare spinta terreno ($\gamma_{terr} \cdot D_e$)
Q	=	22024 kg	carico complessivo per reazione radiale costante terreno di base ($p_t + p \cdot D_e$)

Calcolo Momenti flettenti e sforzi normali

		SEZIONE			
		VERTICALE SUPERIORE [kgm]	ORIZZONTALE MEDIANA [kgm]	VERTICALE INFERIORE [kgm]	
A	Peso proprio (γ_t)	M_A	16	-18	47
B	Carico ripartito superiore (p)	M_B	568	-582	1114
C	Carico ripartito laterale (q)	M_C	-266	266	-266
D	Carico triangolare laterale (z)	M_D	-4	5	-6
E	Reazione radiale costante (Q)	M_E	-40	41	-615
Totale		M	273	-287	274

		SEZIONE			
		VERTICALE SUPERIORE [kg]	ORIZZONTALE MEDIANA [kg]	VERTICALE INFERIORE [kg]	
A	Peso proprio (γ_t)	N_A	-63	196	63
B	Carico ripartito superiore (p)	N_B	-805	7585	805
C	Carico ripartito laterale (q)	N_C	4260	0	4260
D	Carico triangolare laterale (z)	N_D	49	0	108
E	Reazione radiale costante (Q)	N_E	326	0	2624
Totale		N	3768	7782	7860

SEZIONE	M [kgm]	N [kg]
VERTICALE SUPERIORE	273	3768
ORIZZONTALE MEDIANA	-287	7782
VERTICALE INFERIORE	274	7860

Considerando ed una sezione resistente in cemento armato di base pari ad 1,00 m e altezza pari allo spessore della tubazione, ed adottando un'armatura radiale costituita da una doppia gabbia diametro 6 mm ad interasse di 30cm, si verifica che le sollecitazioni massime incrementate di 1.5 sono inferiori alle resistenze di progetto:

SEZIONE VERTICALE SUPERIORE

B	=	1000 mm	Base della sezione
H	=	200 mm	Altezza totale della sezione
c	=	40 mm	copriferro (asse barre - bordo esterno della sezione)
d	=	160 mm	altezza utile della sezione
f_{ck}	=	20,0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
$\gamma_{M,c}$	=	1,5	coefficiente di sicurezza parziale lato materiali del calcestruzzo
f_{cd}	=	11,3 N/mm ²	resistenza di calcolo del calcestruzzo
f_{yk}	=	450,0 N/mm ²	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio
$\gamma_{M,s}$	=	1,15	coefficiente di sicurezza parziale lato materiali dell'acciaio da c.a.
f_{yd}	=	391,3 N/mm ²	resistenza di calcolo a snervamento di calcolo dell'acciaio da c.a. rapporto di sovrarresistenza dell'acciaio da c.a.
k	=	1,00	($f_t/f_{yk} > 1$ nel caso di modello bilineare con incrudimento (4.2.1.2.3 delle NTC2008) deformazione limite dell'acciaio da c.a.
ϵ_{ud}	=	6,75%	(utilizzata nel caso di modello bilineare con incrudimento)
ϵ_c	=	0,35%	deformazione ultima a rottura del calcestruzzo
N_{Ed}	=	56,5 kN	Sforzo normale di calcolo
M_{Ed}	=	4,1 kNm	momento flettente di calcolo
y_c	=	14,18 mm	profondità dell'asse neutro della sezione allo SLU
y_c/d	=	0,09	rapporto tra la profondità dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione allo SLU
N_{Rd}	=	56,5 kN	Sforzo normale resistente pari a quello di calcolo
M_{Rd}	=	12,2 kNm	Momento resistente della sezione corrispondente allo sforzo normale di progetto
ΔN	=	0,00 kN	CONVERGENZA RAGGIUNTA
M_{Ed}/M_{Rd}	=	0,33	<1,00 Tasso di sfruttamento della sezione allo SLU (sezione VERIFICATA)

SEZIONE ORIZZONTALE MEDIA

B	=	1000 mm	Base della sezione
H	=	200 mm	Altezza totale della sezione
c	=	40 mm	copriferro (asse barre - bordo esterno della sezione)
d	=	160 mm	altezza utile della sezione
f_{ck}	=	20,0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
$\gamma_{M,c}$	=	1,5	coefficiente di sicurezza parziale lato materiali del calcestruzzo
f_{cd}	=	11,3 N/mm ²	resistenza di calcolo del calcestruzzo
f_{yk}	=	450,0 N/mm ²	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio
$\gamma_{M,s}$	=	1,15	coefficiente di sicurezza parziale lato materiali dell'acciaio da c.a.
f_{yd}	=	391,3 N/mm ²	resistenza di calcolo a snervamento di calcolo dell'acciaio da c.a. rapporto di sovrarresistenza dell'acciaio da c.a. ($f_t/f_{yk} > 1$ nel caso di modello bilineare con incrudimento (4.2.1.2.3 delle NTC2008)
k	=	1,00	

ϵ_{ud}	=	6,75%	deformazione limite dell'acciaio da c.a. (utilizzata nel caso di modello bilineare con incrudimento)
ϵ_c	=	0,35%	deformazione ultima a rottura del calcestruzzo
N_{Ed}	=	116,7 kN	Sforzo normale di calcolo
M_{Ed}	=	4,3 kNm	momento flettente di calcolo
y_c	=	20,74 mm	profondità dell'asse neutro della sezione allo SLU
y_c/d	=	0,13	rapporto tra la profondità dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione allo SLU
N_{Rd}	=	116,7 kN	Sforzo normale resistente pari a quello di calcolo
M_{Rd}	=	17,4 kNm	Momento resistente della sezione corrispondente allo sforzo normale di progetto
ΔN	=	0,00 kN	CONVERGENZA RAGGIUNTA
M_{Ed}/M_{Rd}	=	0,25 < 1,00	Tasso di sfruttamento della sezione allo SLU (sezione VERIFICATA)

15. CONCLUSIONI

Lo scrivente, Ing. Luigi Pergamo, nella qualità di progettista delle strutture dell'opera in oggetto, facendo salvi ulteriori accertamenti che si rendessero necessari eseguire nel corso dei lavori di scavo, ritiene l'area prescelta ed il tipo di fondazione indicato idonee all'edificazione prevista.

Si asserisce, inoltre, che la presente relazione è conforme a quanto stabilito dalla normativa vigente.