

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 1 di 42	Rev. 0

Relazione Geotecnica



						
0	11/10/18	Emesso per Informazione	F. Tufaro	A. Bindi	A. Bindi	L. Fieschi
Rev.	Data	Descrizione	Preparato	Verificato	Approvato	Autorizzato

File name: 00-CI-E-14602_r0 GEOT.doc

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 2 di 42	Rev. 0	

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
5. DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
6. SINTESI GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA	9
6.1 GEOLOGIA	9
6.2 GEOMORFOLOGIA	9
6.3 IDROGEOLOGIA	9
7. CAMPAGNE D'INDAGINE	11
8. MODELLO GEOLOGICO	13
9. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	15
10. MODELLO GEOTECNICO	16
11. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	22
12. VERIFICHE GEOTECNICHE	24
13. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	25
13.1 COSTANTE DI SOTTOFONDO	32
13.2 ECCENTRICITA' DEI CARICHI	34
13.3 NOTA SULLE VERIFICHE	35
14. ANALISI DEI CEDIMENTI SULLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	36
15. PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI	38
16. PREPARAZIONE DEL SITO	39
17. CONCLUSIONI	41

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 3 di 42	Rev. 0	

1. INTRODUZIONE

La presente Relazione Geotecnica è rivolta alla caratterizzazione e modellazione geotecnica dell'area di progetto della centrale di compressione gas in prossimità del Comune di Sulmona (AQ). I contenuti dell'elaborato sono definiti nel § 6.1.2 e § 6.2.2 delle NTC 18. Il modello geotecnico esposto è stato dedotto da specifiche indagini e dal modello geologico riportato nella Relazione Geologica 00-CI-E-14600 (cfr. Cap. 15).

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo.

La presente Relazione tiene conto sia delle pregresse indagini del 2004 con i relativi elaborati prodotti, sia dei risultati di indagini specifiche (geognostiche, geofisiche e di laboratorio) eseguite dalla Geoplanning servizi per il territorio s.r.l. nel periodo maggio – giugno 2018.

Nel 2004 Tecnimont, su incarico di Snam Rete Gas, ha eseguito indagini geognostiche e geofisiche ed uno studio geologico e geotecnico, redatto dallo Studio Geotecnico Italiano (SGI), per valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nell'area e indicare la tipologia delle fondazioni, la loro capacità portante e i cedimenti. Le indagini geognostiche e le prove di laboratorio sono state eseguite da Sonedile s.r.l., mentre le indagini geofisiche sono state condotte da SolGeo-Soluzioni geofisiche. Tale studio tuttavia è stato condotto secondo le metodiche di calcolo in uso all'epoca, superate dalle NTC 18 e non più in vigore.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 4 di 42	Rev. 0	

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente Relazione Geotecnica è redatta in conformità alle seguenti disposizioni legislative:

- C.S.L.L.P.P. circolare 2 febbraio 2009 n.617 istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- UNI EN 1997-1 (2005) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-2 (2007) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- UNI EN 1998-1 (2005) Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- D.P.R. 13 Giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo".

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 5 di 42	Rev. 0

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La relazione e gli elaborati cartografici sono stati redatti prendendo in considerazione la seguente documentazione:

- Report Geologico SGI (2004) SPC-20-CI-E-10500
- Relazione Geotecnica SGI (2004) SPC-20-CI-E-10510
- Risposta Sismica Locale SRSL (2018) 00-CI-E14601
- Relazione Geologica (2018) 00-CI-E-14600

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 6 di 42	Rev. 0

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito di progetto della centrale di compressione gas è ubicato a circa 2,6 km in direzione SE dell'abitato di Sulmona, in un'area che costeggia la Strada Provinciale 487 (Fig.1). Geograficamente il sito è delimitato a Sud dalle pendici del Colle dell'Alto e a Nord dal torrente Vella che scorre in direzione Est-Ovest. Il territorio sorge al centro della Valle Peligna circondata dal torrente Vella e il fiume Gizio e ad Ovest dalle montagne della Majella e del Morrone.

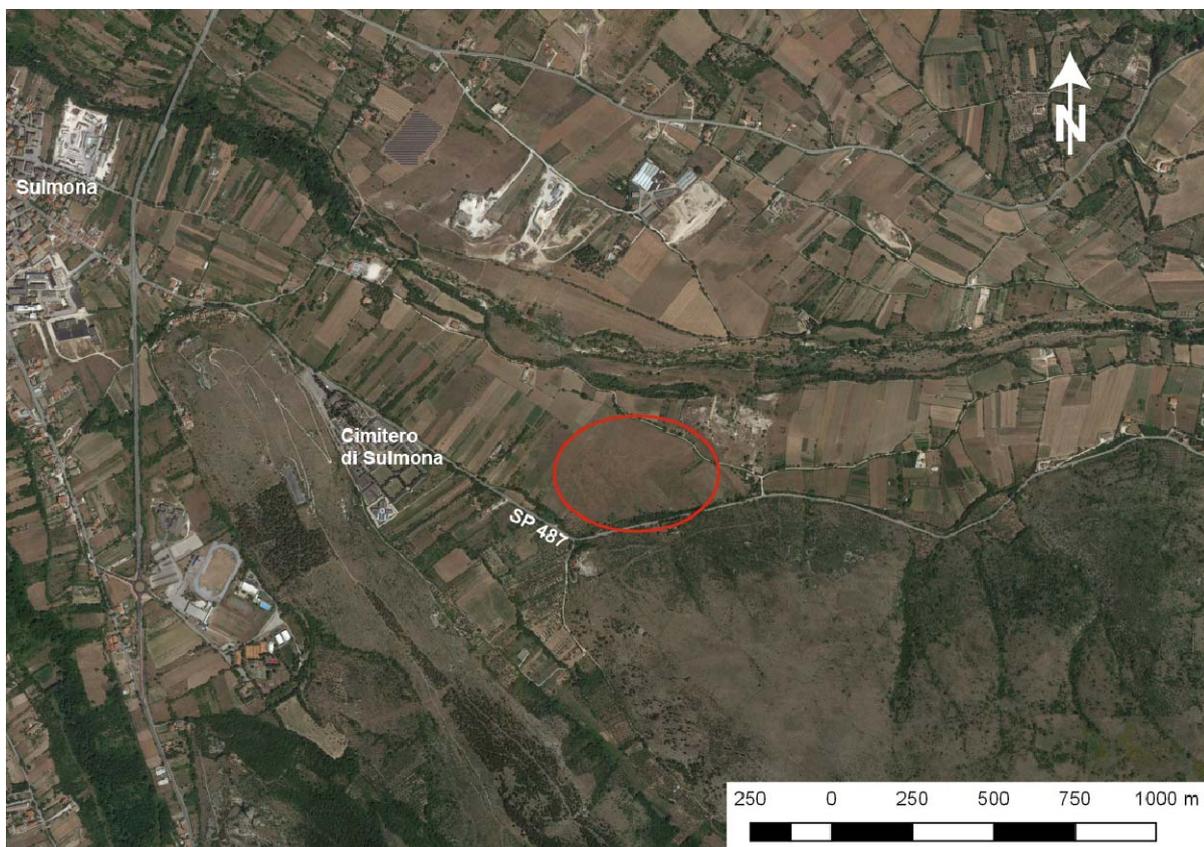


Figura 1. Ubicazione dell'area (stralcio da Google Earth)

Le coordinate UTM dei vertici dell'area sono le seguenti

- vertice N 33T413368 E 4654237 N
- vertice E 33T413651 E 4654076 N
- vertice SE 33T413657 E 4653963 N
- vertice SW 33T413374 E 4653896 N
- vertice NW 33T413260 E 4654109 N

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 7 di 42	Rev. 0

5. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera da realizzare è composta da un'area dedicata agli impianti e un'altra alla realizzazione dei fabbricati. Nella prima saranno realizzati i turbocompressori con le rispettive cabine di isolamento acustico e protezione dagli agenti atmosferici, mentre la seconda è dedicata agli edifici principali di controllo, uffici e servizi, magazzino e cabine elettriche. Le diverse aree saranno realizzate su tre diversi terrazzamenti a quota decrescente da Sud verso Nord. Sul primo terrazzo (terrazzo 1) posizionato a Nord è prevista la realizzazione di alcuni fabbricati e serbatoi, sul terrazzo centrale (terrazzo 2) è previsto il posizionamento dei turbocompressori mentre sul terrazzo a Sud (terrazzo 3) è prevista la realizzazione del fabbricato principale di controllo e delle cabine elettriche.

Il sito si completa con una rete stradale asfaltata, camminamenti pavimentati, aree verdi ed un'area adibita al parcheggio automezzi e mezzi antincendio.

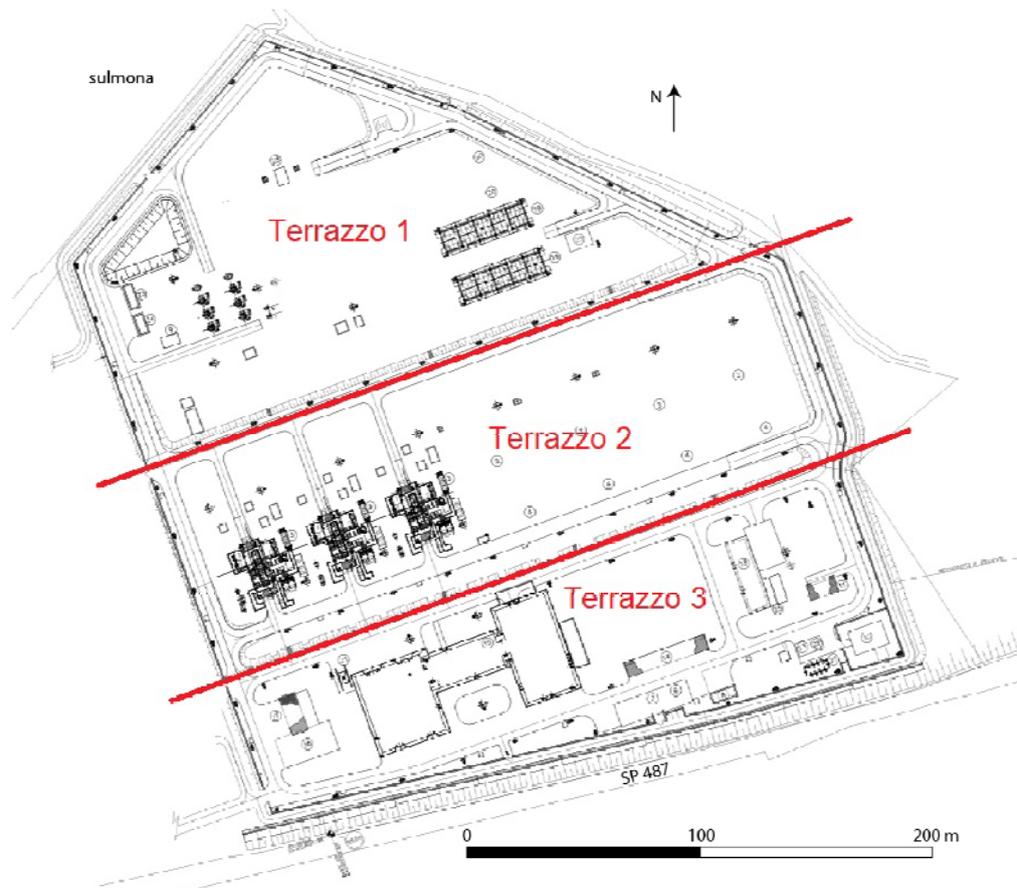


Figura 2. Area di progetto con indicazione delle aree "terrazzi".

L'opera da realizzare è composta da un'area dedicata agli impianti e un'altra alla realizzazione

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 8 di 42	Rev. 0

dei fabbricati. Nella prima saranno realizzati i turbocompressori con le rispettive cabine di isolamento acustico e protezione dagli agenti atmosferici, mentre la seconda è dedicata agli edifici principali di controllo, uffici e servizi, magazzino e cabine elettriche. Le diverse aree saranno realizzate su tre diversi terrazzamenti.

Da una prima analisi qualitativa dei dati ottenuti dalla campagna d'indagine è possibile il ricorso a fondazioni di tipo diretto. Queste trasmettono i carichi applicati direttamente agli strati portanti più superficiali dopo un opportuno approfondimento dal piano campagna. Appartengono alla categoria delle fondazioni dirette i plinti, le travi rovesce e le platee.

Nelle analisi di calcolo riportate nella presente relazione, le diverse tipologie di fondazioni dirette sono state prese in considerazione variando il rapporto geometrico L/B ovvero la lunghezza e la larghezza della fondazione teorica.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 9 di 42	Rev. 0	

6. SINTESI GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA

Il presente paragrafo riassume le informazioni principali dei capitoli 8, 9 e 10 della Relazione Geologica (00-CI-E-14600).

6.1 GEOLOGIA

La successione stratigrafica presente in sito è formata dalle formazioni profonde dell'unità calcareo-dolomitiche in facies di piattaforma (M.Morrone meridionale) con l'unità calcareo-siliceo-marnose in facies di slope (M.Morrone settentrionale). Superficialmente invece sono presenti sedimenti lacustri a prevalente granulometria argilloso-siltosa e depositi detritici di versante anche molto grossolani, generalmente cementati. Si intercalano a questi depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi in strati e lenti di vario spessore.

L'ambiente di sedimentazione è di piana alluvionale, con sviluppo di canali intrecciati e piccole lame d'acqua. Questi depositi rappresentano il termine di chiusura della successione sedimentaria pleistocenica e si rinvengono alla sommità dei principali terrazzi fluviali presenti nell'area.

Nel settore in esame, essendo ai margini della depressione, sono presenti prevalentemente depositi detritici, derivanti dallo smantellamento in ambiente subaereo delle unità del substrato pre-Quaternario. I terreni più recenti presenti nell'area sono rappresentati da depositi eluvio colluviali nonché, al fondo delle valli, da sedimenti alluvionali, depositi sedimentari alluvionali ciottolosi – sabbiosi e subordinatamente sabbiosi – limosi con presenza di detriti di versante. Pertanto la natura dei litotipi è principalmente di natura incoerente.

6.2 GEOMORFOLOGIA

Il sito di progetto risulta, dal punto di vista topografico, pianeggiante e leggermente degradante in direzione Nord Ovest verso l'alveo del Fiume Vella. L'area è composta dal corpo sedimentario di accumulo che rappresenta il raccordo tra il settore montuoso e la pianura. La variazione altimetrica dell'area è tra i 460 m e i 450 m s.l.m. La porzione meridionale del sito, localizzata in adiacenza alla SS487, risulta delimitata a SSE da un brusco stacco morfologico, definita da depositi carbonatici in affioramento alla base del versante montuoso. Non si rilevano particolari criticità geomorfologiche legate a instabilità di versante.

La particolare geomorfologia individua la coesistenza di due modelli geologici, pertanto le considerazioni geotecniche dovranno essere estese ad entrambi i modelli.

6.3 IDROGEOLOGIA

Nel sito risulta la presenza di un substrato carbonatico che, per le vicende tettoniche a cui è sottoposto, risulta caratterizzato da una significativa permeabilità secondaria incrementata da diffusi e

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 10 di 42	Rev. 0	

importanti fenomeni carsici. Al di sopra di tale substrato sono presenti litologie (coni di detrito, depositi alluvionali e lacustri) che presentano invece una permeabilità primaria funzione della granulometria prevalente.

L'area in esame è localizzata tra due corsi principali, il Fiume Gizio e il Torrente Vella. A livello idrologico il sito si inquadra all'interno del Sotto Bacino idrografico del Fiume Gizio.

Durante la nuova campagna d'indagine del 2018 viene confermata la prevalente presenza di una matrice ghiaiosa medio-grossolana all'interno del volume di terreno investigato, e quindi una permeabilità elevata. Nei due nuovi piezometri installati solo uno, S2; ha registrato la presenza di una falda a 31.8 m dal p.c.

Da questi dati è possibile stabilire le condizioni idrauliche del modello geotecnico che prevede quindi una falda a 31 m dal p.c.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 11 di 42	Rev. 0	

7. CAMPAGNE D'INDAGINE

La prima campagna d'indagine è stata eseguita nel 2004 ed è stata così strutturata:

- esecuzione di *9 sondaggi geognostici* eseguiti a carotaggio continuo e ad andamento verticale spinti fino alla profondità di 20-30 metri dal piano di campagna con l'esecuzione di *S.P.T.*, prelievo di campioni e prove di laboratorio. Due sondaggi sono stati attrezzati con piezometro;
- esecuzione di *4 sondaggi a distruzione di nucleo* profondità comprese tra 25-30 m;
- esecuzione di *2 prove geofisiche cross-hole*, eseguite su terne di fori equipaggiati con rivestimento in PVC, opportunamente cementato alle pareti del foro per tutta la sua lunghezza;
- prelievo di 2 campioni indisturbati e 56 campioni rimaneggiati.

Della precedente campagna d'indagine, per il modello geotecnico esposto in questa relazione, sono stati presi in considerazione solamente i profili stratigrafici ottenuti dai sondaggi in quanto confrontabili con quelli della campagna d'investigazione del 2008.

Le prove di laboratorio non sono state prese in considerazione in quanto la società che ha eseguito i campionamenti ha restituito anche le certificazioni di laboratorio pur non possedendone uno. Con l'entrata in vigore del DM 08, le prove di laboratorio utilizzabili all'interno delle relazioni devono essere eseguite solamente da laboratori in regime di autorizzazione ministeriale del Ministero Infrastrutture e Trasporti, Servizio Tecnico Centrale ai sensi art. 59 DPR n. 38 del 06.06.2001. Per tale motivo non sono state prese in considerazione.

Nel 2018 la campagna d'indagine è stata eseguita come di seguito riportata:

- esecuzione di *8 sondaggi geognostici* eseguiti a carotaggio continuo e ad andamento verticale, di cui 6 indicati come (S1-S2-S3-S4-S5-S6) spinti fino alla profondità di 40 metri dal piano di campagna e 2 spinti fino alla profondità di 15 m dal p.c. indicati come (S7-S8);
- esecuzione di *18 prove S.P.T.* per verificare in sito la resistenza meccanica del terreno attraversato;
- prelievo di *12 campioni di terreno*, successivamente analizzati in laboratorio di meccanica delle terre autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, per la parametrizzazione geotecnica;
- esecuzione di 12 prove di compattazione Proctor;
- installazione di *3 tubi in PVC* nei sondaggi S1, S2, e S3, per la successiva esecuzione di una prova sismica tipo Down Hole;
- installazione di *2 piezometri a tubo aperto* nei sondaggi S2 e S5, per il monitoraggio della falda eventualmente presente;

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 12 di 42	Rev. 0

- esecuzione di *3 prospezione sismica Down Hole* lungo i fori di sondaggi S1, S2 e S3, con lo scopo di ricostruire l'andamento sismico stratigrafico del sottosuolo e di ricavare la velocità delle onde P e S nei primi 40 m di profondità (V_{s30});
- esecuzione di *7 stese sismiche a rifrazione di onde P e SH con interpretazione tomografica dei risultati* con lo scopo di ricostruire l'andamento sismico stratigrafico del sottosuolo;
- esecuzione di *6 stese elettriche multielettrodo con interpretazione tomografica dei risultati* con lo scopo di ricostruire l'andamento di resistività del sottosuolo;
- esecuzione di *31 misure del rumore sismico ambientale HVSR*.

La nuova campagna di indagine ha avuto come scopo il miglioramento delle conoscenze dei parametri di resistenza e deformabilità delle principali unità geologiche del sito, mentre le prove sismiche sono state eseguite per l'analisi della Risposta Sismica Locale (00-CI-E-14601). La RSL è stata necessaria per approfondire le criticità dinamiche che insistono soprattutto nell'area Sud (terrazzo 3) del sito di progetto.

L'ubicazione delle prove eseguite in sito è riportata nell' Allegato 1 della Relazione Geologica (00-CI-E-14600).

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 13 di 42	Rev. 0

8. MODELLO GEOLOGICO

Il presente paragrafo fa riferimento al Capitolo 15 della Relazione Geologica (00-CI-E-14600).

Il modello geologico rappresenta la base di partenza per la realizzazione del modello geotecnico come definito nel §6.2.1 delle NTC 18. Tale modello rappresenta una ricostruzione evolutiva dell'area di studio attraverso l'individuazione delle dinamiche litologiche. La caratterizzazione geologica comprende la ricostruzione litologica, stratigrafica, strutturale, idrogeologica, geomorfologica e pericolosità geologica attraverso l'analisi dei litotipi e dei caratteri fisici delle formazioni.

Sulla base delle indagini eseguite, dei dati di laboratorio e della ricostruzione geologica del sito sono stati individuati due modelli geologici corrispondenti ai terrazzamenti 1 e 2, ed un altro modello geologico per il terrazzo 3.

La prima area, composta dal terrazzo 1 e 2 di seguito denominata "pianura" è caratterizzata da una successione stratigrafica relativamente omogenea e regolare costituita dai sedimenti pleistocenici di riempimento del bacino della conca di Sulmona.

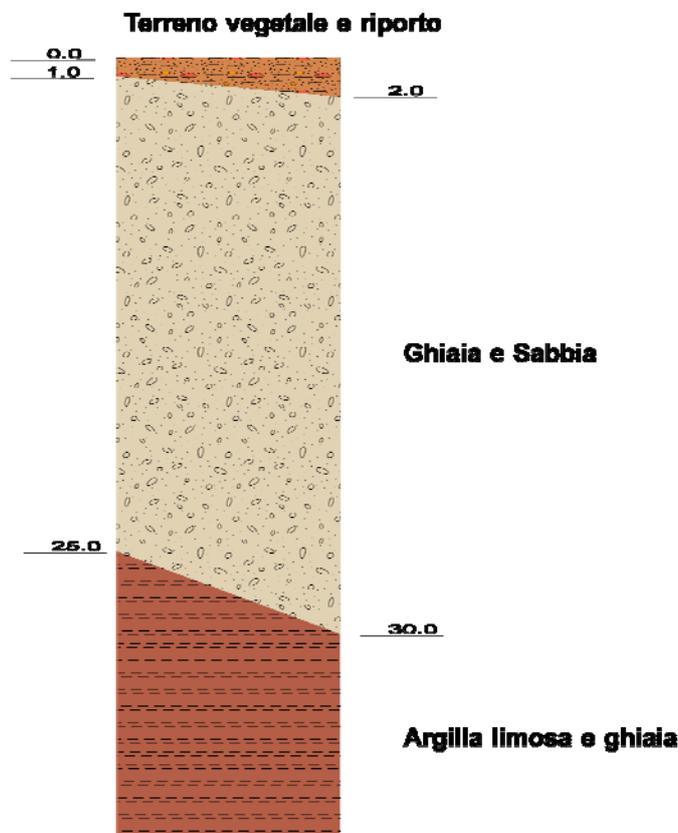


Figura 3. Schema stratigrafico del modello geologico del settore di "pianura"

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESIONE GAS	Foglio 14 di 42	Rev. 0

Il secondo settore, coincidente ragionevolmente con il terzo terrazzo di progetto, denominato “margine”, presenta una successione stratigrafica condensata e più irregolare a cui si possono intercalare, a più livelli, episodici apporti gravitativi di versante (eluvi, colluvi e paleofrane). Tale complessità della successione stratigrafica locale è legata e determinata dalla immediata vicinanza delle pendici dei rilievi carbonatici che risultano in affioramento lungo la strada provinciale e sepolti a poca profondità al di sotto del settore in oggetto secondo un piano inclinato immergente verso N, NNE, con pendenze di circa 30° questo determina in poco spazio sensibili variazioni degli spessori dei terreni di copertura presenti sopra il substrato calcareo.

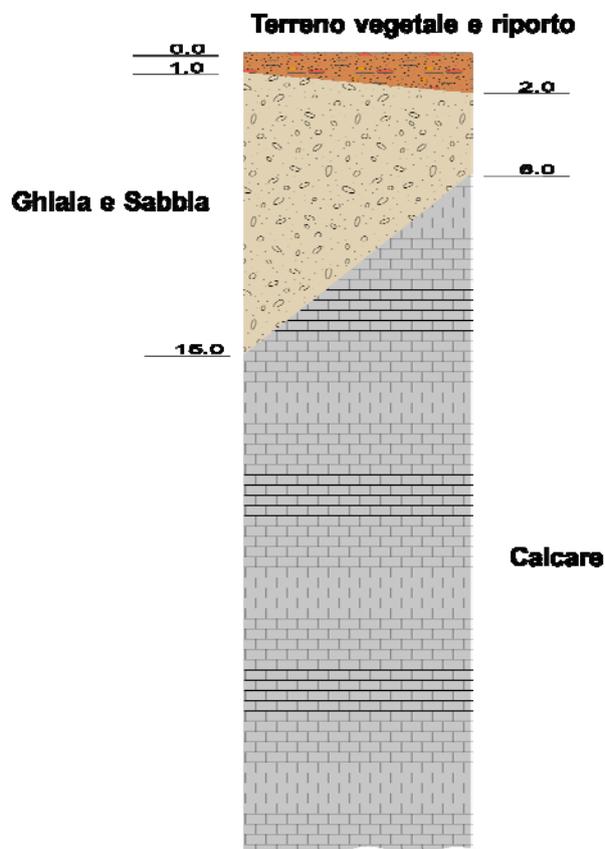


Figura 4. Schema stratigrafico del modello geologico del settore di “margine”

I due modelli proposti risultano coerenti con quanto evidenziato nell’inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico, pertanto rappresentano un’idoneo strumento per l’elaborazione dei modelli geotecnici.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 15 di 42	Rev. 0	

9. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il seguente paragrafo risponde alle valutazioni circa la pericolosità di liquefazione come riportato nelle regole generali di progettazione § 7.11.5.1 delle NTC 18. Secondo il paragrafo 13.4 della Relazione Geologica il sito di progetto risulta stabile nei confronti della liquefazione come richiesto al § 7.11.3.4 delle NTC 18 verificandosi le circostanze di esclusione riportate nel § 7.11.3.4.2 delle NTC18.

Pertanto gli spessori degli strati analizzati sono stati considerati interamente senza esclusione delle porzioni liquefacibili.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 16 di 42	Rev. 0

10. MODELLO GEOTECNICO

In questo paragrafo si analizza il modello geotecnico, come espresso al § 6.2.2 delle NTC 18, ottenuto dal modello geologico implementato dalle indagini geognostiche eseguite in sito e in laboratorio. Si ricorda che per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno diviso in unità geomeccaniche omogenee e definite attraverso il regime delle pressioni interstiziali e i parametri geotecnici caratteristici.

Il volume significativo, porzione di terreno influenzato direttamente o indirettamente dalla realizzazione del manufatto (§ 6.2.2 NTC 18), è stato considerato per le sole fondazioni di tipo superficiale.

L'analisi del modello geotecnico inizia con l'individuazione delle formazioni litologiche principali riscontrate nel modello geologico. Per questo motivo si riporta di seguito la suddivisione dei litotipi nei sondaggi S1, S2, S3, S4 che compongono il sottosuolo del terrazzo 1 e 2 (area a nord, "pianura"). Questi sondaggi sono stati inseriti in un'unica analisi in quanto compongono l'area omogenea del sito di progetto. Il terrazzo 3 (area a sud, "margine") ha richiesto un'analisi separata in virtù della sua complessità geologica.

Sondaggio	Litotipi	Profondità dal p.c. (m)
S1	Riporto	1.00
	Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	30.80
	Argilla con ghiaia/Argilla limosa	40.00
S2	Riporto	0.40
	Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	27.00
	Argilla con ghiaia/Argilla limosa	39.60
S3	Riporto	1.30
	Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	25.00
	Argilla con ghiaia/Argilla limosa	38.00
S4	Riporto	1.00
	Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	25.50
	Argilla con ghiaia/Argilla limosa	40.00

Tabella: report riassuntivo dei sondaggi eseguiti nell'area di "pianura"

Riporto: terreno a granulometria prevalentemente di una sabbia fine argillosa-limosa, debolmente ghiaiosa. Superficialmente è presente vegetazione e resti vegetali per 0,3 m. Si compone di terreno vegetale con una matrice di sabbia limosa argillosa con presenza di componente organica. Rappresenta lo strato soggetto ad alterazione per effetto degli agenti atmosferici, possiede medie

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 17 di 42	Rev. 0	

caratteristiche geotecniche ed è idoneo, come substrato di fondazione, solo per piccoli carichi dopo un opportuno approfondimento del piano di posa.

Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa: si presenta medio grossolana, ben addensata, presenza a livelli di sabbia a granulometria media e limosi argillosi. È il vero strato portante per le fondazioni superficiali, si presenta predominante all'interno dei sondaggi e, per la forte presenza della componente ghiaiosa e per il suo grado di addensamento risultato dai sondaggi, presenta buone caratteristiche geotecniche.

Argilla con ghiaia/Argilla limosa: consistente o molto consistente. Si presenta limosa sabbiosa a luoghi ghiaiosa. È in realtà un'alternanza di strati a predominanza argillosa o ghiaiosa/sabbiosa. Nei primi 4 sondaggi risulta ad una profondità superiore ai 25 m e quindi coinvolgibile nelle verifiche geotecniche solo con l'utilizzo di fondazioni profonde. Risulta da consistente a molto consistente e quindi di buone caratteristiche meccaniche.

Di seguito si riportano i valori ottenuti dalle prove SPT come conferma della natura incoerente dei terreni.

Sondaggio	Prova	N. colpi
S1	5.00-5.45	20-26-41
S1	9.50-10.35	29-45-R
S1	15.00-15.40	31-47-R
S2	2.50-2.90	25-40-R
S2	11.00-11.10	R
S2	13.00-13.10	R
S3	6.00-6.25	36-R
S3	11.00-11.35	43-45.R
S3	15.00-15.10	R
S4	2.00-2.45	17-35-R
S4	8.00-8.30	33-R
S4	14.00-14.10	R
S5	3.30-3.55	30-R
S5	5.00-5.10	R
S5	8.00-8.10	R
S6	3.00-3.40	29-45-R
S6	7.50-7.90	25-35-R
S6	9.50-9.60	R

Tabella: report riassuntivo delle prove penetrometriche

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 18 di 42	Rev. 0

Dai risultati delle SPT, confrontandoli con le litologie dei sondaggi, risultano dei materiali incoerenti la cui frazione grossolana ha posto molta resistenza alla punta causando valori di penetrazione elevati fin dai primi metri. I valori sono attribuibili a un terreno con caratteristiche geotecniche buone.

I terreni investigati con la punta penetrometrica SPT risultano coerenti con le curve granulometriche di laboratorio.

Sempre da un'analisi preliminare dei dati si riportano i valori del pocket penetrometer eseguiti sugli strati a prevalente componente limo-argillosa.

Sondaggio	Pocket Penetrometer
S1	2.00
	2.50
	3.50
	5.50
	4.00
	2.00
	2.50
	2.00
S4	3.00
	4.00
	3.50
	2.50
	4.00
	3.00

Tabella: report riassuntivo dei valori ottenuti con il pocket penetrometer

I valori ottenuti sono riconducibili ad una argilla da mediamente consistente a consistente.

Procedendo con l'analisi delle unità geomeccaniche sono state studiate le classi granulometriche per evidenziare l'uniformità fisica dei litotipi come riportato di seguito.

Unità	Frazioni granulometriche (ghiaia-sabbia-limo-argilla %)	Campione
Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	54-27-13-6	S1-C1
	43-31-18-8	S2-C1
	60-14-18-8	S3-C1
Argilla con ghiaia/Argilla limosa	9-5-45-41	S1-C3
	9-10-43-38	S2-C2
	13-13-37-37	S3-C2
	3-10-48-39	S4-C2

Tabella: report riassuntivo della distribuzione granulometrica dei campioni

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 19 di 42	Rev. 0

Il campione S4-C1 risulta granulometricamente a prevalenza di limo (2-9-62-37) anche se prelevato all'interno dello strato Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa. Questo evidenzia la presenza di lenti a granulometria diversa all'interno degli strati in studio come riportato anche negli elaborati dei sondaggi.

La suddivisione principale delle litologie è stata basata sui dati meccanici delle prove di laboratorio. Sono state identificate due aree di studio, la prima composta dai terrazzamenti 1 e 2, la seconda dal terrazzamento 3. Di seguito è riportata la suddivisione con le interpretazioni dei tagli diretti per la prima area.

Litologie	C' (kPa)	Φ (°)	Campione
Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	0	36	S1-C1
	0	44	S2-C1
	0	35	S3-C1
Argilla con ghiaia/Argilla limosa	10	26	S1-C3

Tabella: report riassuntivo dei parametri di resistenza dei tagli diretti

I campioni S1-C1 e S3-C1 negli spostamenti non hanno evidenziato fenomeni di scorrimento tra i grani, mentre a rottura hanno mostrato un comportamento di tipo attritivo con deformazioni costanti dopo la rottura. Questi andamenti denotano una matrice incoerente.

Il campione S2-C1 ha invece evidenziato un fenomeno di dilatanza dovuto allo scorrimento dei grani all'interno della scatola di taglio e un comportamento di tipo attritivo con deformazioni costanti dopo la rottura.

Il campione S1-C3 ha un andamento coesivo nei grafici del taglio diretto, confermati anche nelle deformazioni della prova edometrica.

Quindi dalla suddivisione granulometrica e meccanica si evince la presenza di 2 unità geomeccaniche principali. La prima a forte componente incoerente (le prove SPT in questo strato hanno raggiunto per la maggior parte il valore di rifiuto) è presente per circa 25 m dal piano campagna e rappresenta lo strato portante delle fondazioni superficiali, mentre il secondo è composta principalmente da argilla con intercalazioni ghiaioso sabbioso fino ad una profondità di circa 40 m. Al di sotto di questo strato è presente il substrato carbonatico intercettato solo nel sondaggio 3 a 38 m dal piano campagna. La componente argillosa è il principale fattore per la comparsa della coesione durante la prova di taglio diretto.

Il modello geotecnico risultante è composto da due unità geomeccaniche principali

Unità 1: Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa fino ad una profondità di 25 m dal piano campagna.

Unità 2: Argilla con ghiaia/Argilla limosa dai 25 m ai 40 m dal piano campagna. In questo strato sono inseriti anche i livelli ghiaioso sabbioso presenti al di sotto dei 25 m.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 20 di 42	Rev. 0

Il modello risultante del terrazzo 1 e 2 può essere rappresentato come segue:

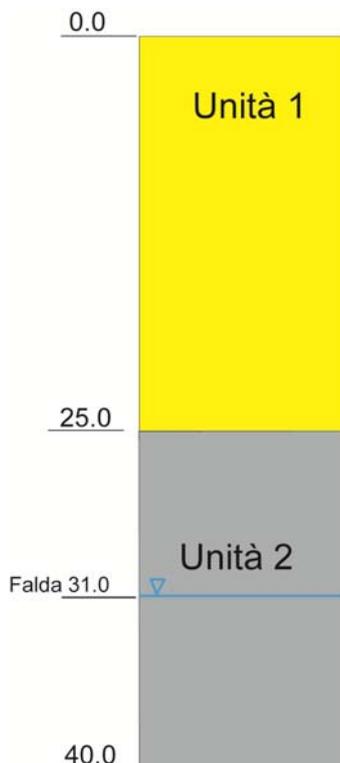


Figura 5. Modello geotecnico del settore di “pianura”

Le stesse unità possono essere riscontrate anche nel terrazzo 3, ma la conformazione geologica risulta complicata dalla presenza del substrato carbonatico evidenziato anche nel modello geologico del settore di margine. In questo settore l’Unità 1 è caratterizzata dalle prove di taglio diretto riportate nella tabella sottostante:

Litologie	C' (kPa)	Φ (°)	Campione
Ghiaia e sabbia/Sabbia ghiaiosa	0	40	S5-C2
	0	41	S6-C1
	0	33	S6-C2

Tabella: report riassuntivo dei parametri di resistenza dei tagli diretti

I campioni S5-C2, S6-C1 e S6-C2, in virtù della maggior presenza delle frazioni granulari, mostrano, nel diagramma delle deformazioni del taglio diretto, un comportamento dilatante con l’aumentare dello spostamento orizzontale. Le basse percentuali di argilla rendono i campioni poco plastici. I diagrammi delle curve di taglio mostrano degli andamenti normal consolidati che possono

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 21 di 42	Rev. 0

essere causati anche dal disturbo del campionamento per le difficoltà di prelievo nei terreni a forte componente granulare.

I parametri di resistenza ottenuti, i diagrammi registrati nelle prove di taglio e le caratteristiche fisiche dei campioni suddetti risultano congruenti con quelli ottenuti per la precedente area. Pertanto l'analisi dei parametri caratteristici del terrazzamento 1 e 2 può essere estesa anche al terrazzo 3.

L'andamento del calcare è stato individuato tramite l'analisi dei sondaggi. Nella tabella sottostante si riportano i sondaggi che hanno intercettato il calcare:

Sondaggio	Profondità (m)
S2	39.60
S3	38.00
S5	9.10
S6	32.50
S7	6.00
S8	11.00

Tabella: report riassuntivo delle profondità del calcare nei sondaggi.

Il substrato roccioso, affiorante a sud dell'area di progetto, risulta immergente con direzione Nord Ovest di circa 30°.

Il modello geotecnico del terrazzo 3 può essere così definito:

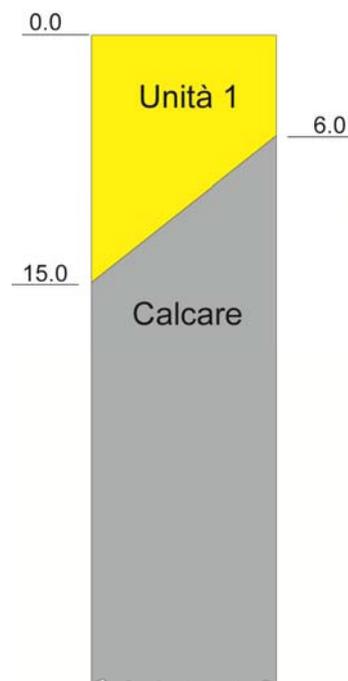


Figura 6. Modello geotecnico del settore di "margine"

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 22 di 42	Rev. 0	

11. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Partendo dal modello geologico ricostruito per l'area in esame, è stata eseguita la caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante l'analisi geotecnica di laboratorio effettuata su 12 campioni prelevati durante i sondaggi eseguiti e tramite l'elaborazione delle prove S.P.T.

Le principali caratteristiche fisico-meccaniche, rilevate attraverso analisi fisico-granulometriche e prove meccaniche quali prove di taglio diretto (TD) con scatola di Casagrande da 36 cm², e prove di compressione edometrica (ED) sono state le seguenti:

caratteristiche fisiche

- γ = peso di volume naturale;

caratteristiche meccaniche

- c' = coesione drenata (in termini di tensione efficace), ottenuta da una prova di taglio diretto consolidata drenata;
- ϕ' = angolo d'attrito interno (in termini di tensione efficace), ottenuto da una prova di taglio diretto consolidata drenata;
- E' = modulo edometrico.

La tipologia di fondazioni previste è di tipo superficiale pertanto l'analisi dei parametri di resistenza ha riguardato solamente l'Unità 1 (Ghiaia e sabbia / Sabbia ghiaiosa).

Dalle prove di taglio diretto il materiale è risultato incoerente con coesione efficace nulla.

Per la determinazione dell'angolo di attrito sono state analizzate le prove di taglio diretto eseguite nell'Unità 1. I campioni sono stati prelevati a profondità diverse, ma essendo l'angolo di attrito un parametro poco influenzato dallo stato tensionale del terreno, possono essere confrontate tra loro.

Anche se i volumi interessati dalle fondazioni superficiali permettono l'uso dei valori medi, in questa relazione si è proceduto all'analisi statistica secondo una stima ragionata e cautelativa come riportato al § 6.2.2 delle NTC 18. Nell'Eurocodice 7 per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (frattile 5%). In prima approssimazione

$$\phi'k = \phi'm (1 + X.V\phi)$$

in cui

$\phi'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$\phi'm$ = valore medio dell'angolo di attrito;

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 23 di 42	Rev. 0

V_{ϕ} = coefficiente di variazione (COV) di ϕ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ' ;

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X uguale a - 1,645.

Eseguendo l'equazione con i parametri di laboratorio si ottiene un $\phi_k = 30^\circ$.

Per il valore del peso di volume è ragionevole utilizzare il parametro derivante dalle prove fisiche di laboratorio. Riassumendo i parametri caratteristici desunti sono:

	ϕ_k (°)	C' (kPa)	γ (kN/m ³)
Unità 1	30	0	20

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 24 di 42	Rev. 0	

12. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte secondo il § 6.2.4 delle NTC 18 in cui il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d è valutata secondo la relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Mentre le resistenze vengono determinate a partire dai parametri caratteristici ridotti secondo la Tabella 6.2.II. applicati al modello geotecnico individuato nella presente relazione.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	γ_γ	1,0	1,0

Le fondazioni dirette sono state verificate secondo il § 6.4.2 delle NTC 18, verificando, per gli SLU, il carico limite verticale e il carico limite orizzontale.

Gli SLU sono stati valutati analizzando diverse geometrie di fondazione e del piano di posa. In queste analisi ci si è soffermati alla individuazione delle resistenze secondo quanto riportato nelle NTC 08 al paragrafo 6.2.3.1.2. applicando la combinazione A1+M1+R3 con riduzione della sola resistenza.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc. 00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 25 di 42	Rev. 0

13. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

Nelle verifiche con la combinazione A1+M1+R3 i parametri caratteristici dei terreni non sono stati ridotti e la resistenza, riportata nelle tabelle, è stata ridotta secondo i coefficienti in Tab. 6.4.1 delle NTC 18.

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In letteratura la capacità portante può essere analizzata con diversi metodi e i valori ottenuti dipendono spesso dall'espressione dei coefficienti correttivi utilizzati. Di seguito è riportata una descrizione sommaria del metodo.

Metodo di Terzaghi (1955)

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da Prandtl (1920) e Terzaghi (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite. Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

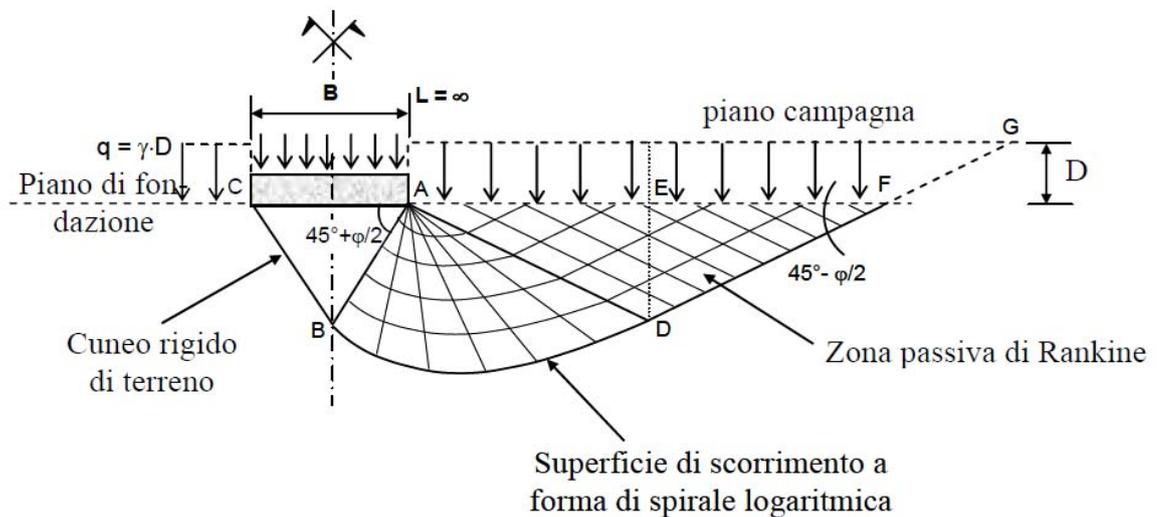
Schema di Prandtl

Prandtl ipotizza l'assenza di attrito tra fondazione e terreno sottostante e quindi che la rottura avvenga con la formazione di un cuneo in condizioni di spinta attiva di Rankine (in cui le tensioni verticale ed orizzontale sono principali, la tensione verticale è la tensione principale maggiore, la tensione orizzontale è la tensione principale minore) le cui facce risultano inclinate di un angolo di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale, essendo φ l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Il cuneo è spinto verso il basso e, in condizioni di equilibrio limite, produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, con anomalia ϕ (zona di taglio radiale).

Tale ipotesi consegue al fatto che in condizioni di rottura le tensioni sulla superficie di scorrimento sono inclinate per attrito di un angolo ϕ rispetto alla normale, e quindi hanno direzione che converge nel polo A della spirale logaritmica.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 26 di 42	Rev. 0

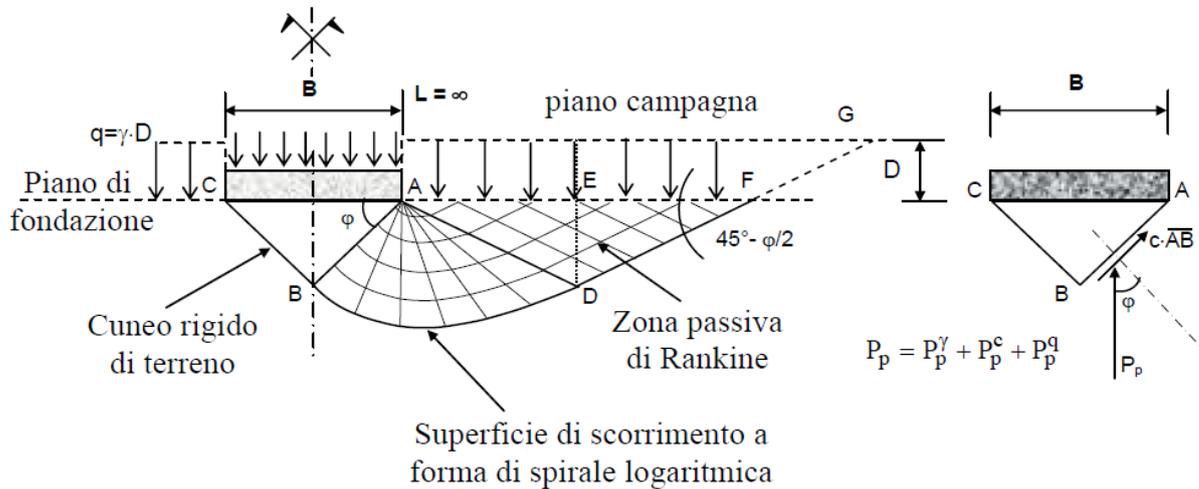
A sua volta la zona di taglio radiale spinge il terreno latistante e produce la rottura per spinta passiva. Il cuneo ADF è in condizioni di spinta passiva di Rankine (le tensioni verticale ed orizzontale sono principali, la tensione verticale è la tensione principale minore, la tensione orizzontale è la tensione principale maggiore), è delimitato da superfici piane inclinate di un angolo di $45^\circ - \phi/2$ rispetto all'orizzontale, e scorre verso l'esterno e verso l'alto.



Come caso particolare, per $\phi = 0$ il cuneo sottostante la fondazione ha le pareti inclinate a 45° , la zona di taglio radiale è limitata da una superficie circolare (spirale logaritmica ad anomalia 0) e la zona passiva ha piani di scorrimento inclinati a 45° .

Il meccanismo di rottura di Terzaghi ipotizza (secondo uno schema più aderente alle condizioni reali) la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo ϕ rispetto all'orizzontale, e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 27 di 42	Rev. 0



È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione. Secondo entrambe le teorie, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio. Con riferimento agli schemi delle Figure sopra riportate, relativi al caso di una fondazione nastriforme, è possibile evidenziare che il carico limite dipende, oltre che dalla larghezza della fondazione, B , e dall'angolo di resistenza al taglio, ϕ , del terreno:

- dalla coesione, c ;
- dal peso proprio del terreno, γ , interno alla superficie di scorrimento;
- dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna, è dato da $q = \gamma \cdot D$.

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale, ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi di: (1) coesione e attrito interno di un terreno privo di peso e di sovraccarichi; (2) attrito interno di un terreno privo di peso, ma sottoposto all'azione di un sovraccarico q ; (3) attrito interno di un terreno dotato di peso e privo di sovraccarico. Ogni componente viene calcolata supponendo che la superficie di scorrimento corrisponda alle condizioni previste per quel particolare caso. Poiché le superfici differiscono fra loro e dalla superficie del terreno reale, il risultato è approssimato. L'errore comunque è piccolo e a favore della sicurezza.

La soluzione, per fondazione nastriforme con carico verticale centrato, è espressa nella forma:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 28 di 42	Rev. 0

dove N_γ , N_c , N_q sono quantità adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata. Per i fattori N_c ed N_q , relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre per il fattore N_γ , che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, la cui determinazione richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni, esistono solo formule empiriche approssimanti. Confrontando le equazioni proposte da vari Autori per il calcolo dei fattori di capacità portante si osserva un accordo quasi unanime per i fattori N_c ed N_q , mentre per il fattore N_γ sono state proposte soluzioni diverse. Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

Formula Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

A' = $B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

c_u = coesione non drenata;

q = pressione litostatica totale sul piano di posa;

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 29 di 42	Rev. 0

s_c = fattore di forma;

$s_c = 1 + 0.2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari;

$s_c = 1.2$ = per fondazioni quadrate o circolari;

i_c = fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

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

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

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare. quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 30 di 42	Rev. 0

dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Nella tabella sottostante sono riportati i casi analizzati in funzione della geometria e della profondità di imposta.

Da cui si ricavano i seguenti valori di capacità portante R_d espressi in kN/m^2 .

Fondazioni superficiali				
L(m) / B (m)	D (m)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
1	183.72	281.03	378.67	476.30
1.2	192.61	298.19	395.82	493.45
1.25	194.60	302.47	400.11	497.74
1.33	197.57	309.34	406.97	504.60
1.5	202.97	323.92	421.55	519.184
1.6	205.53	332.49	430.13	527.76
2	211.04	366.80	464.43	562.07
2.5	312.05	409.68	507.32	604.95
3	354.93	439.91	550.20	647.83
5	526.46	624.10	686.06	819.36
7	697.99	795.63	893.26	990.90
10	955.29	1052.93	1150.56	1248.19

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 31 di 42	Rev. 0

La resistenza allo scorrimento è un parametro determinato dal carico applicato dalla struttura, dalla fondazione e dall'interazione dovuta all'adesione fondazione terreno. Essendo i carichi non definiti si è valutato il solo contributo dell'interazione terreno fondazione che è funzione della sola geometria della fondazione. Per le verifiche a scorrimento sul piano di posa si hanno i seguenti valori

Fondazioni superficiali	
L(m) / B (m)	Rd (kN)
1	21.69
1.2	25.15
1.25	26.01
1.33	27.39
1.5	30.33
1.6	32.05
2	38.96
2.5	47.6
3	56.24
5	90.78
7	125.33
10	177.15

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 32 di 42	Rev. 0

13.1 COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di reazione del terreno, o coefficiente di Winkler, è normalmente indicato per un mezzo che dal punto di vista fisico può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Il coefficiente di reazione del terreno è per definizione il rapporto fra carico e cedimento. In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla stratigrafia del terreno. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.

Per questo le equazioni maggiormente utilizzate tengono conto della capacità portante calcolata ad una data profondità. La più comune è l'equazione di Bowles che ottiene la costante di sottofondo di Winkler K_{win} per mezzo della formula empirica:

$$K_{win} = Q_{ult} * C$$

In cui

Q_{ult} (kN/m²) è il valore della capacità portante calcolata

C è una costante pari a 0,4 e che correla la capacità portante ultima ad un cedimento ammissibile di 2.5 cm.

Si riportano come esempio altre correlazioni empiriche.

Formula di Vesic

$$K_w = E_s / [B(1-\mu)^2]$$

In cui μ è il coeff. di Poisson del terreno

E_s = modulo elastico del terreno

B = lato minore della fondazione (larghezza per una trave di fond., lato minore per una platea)

La teoria elastica propone invece:

$$K_w = E_{ed} / B$$

Con

B = lato minore della fondazione (larghezza per una trave di fond., lato minore per una platea)

E_{ed} = modulo edometrico del terreno

La valutazione dell'interazione tra le strutture di fondazione ed il terreno può essere valutata in prima analisi con il metodo di Bowles (1982).

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 33 di 42	Rev. 0

Dalle geometrie analizzate precedentemente nell'analisi di capacità portante si sono ottenuti i seguenti valori espressi in kN/m^3 :

Fondazioni superficiali				
L(m) / B (m)	D (m)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
1	16872.75	25855.05	34837.35	43819.64
1.2	17720.04	27433.14	36415.44	45397.73
1.25	17903.13	27827.66	36809.96	45792.26
1.33	18176.56	28458.90	37441.20	46423.50
1.5	18673.17	29800.28	38782.57	47764.88
1.6	18909.19	30589.32	39571.62	48553.91
2	19451.30	33745.50	42727.80	51710.10
2.5	19022.67	37690.73	46673.03	55655.33
3	32653.66	40471.49	50618.26	59600.55
5	48434.57	57416.87	63117.71	75381.46
7	64215.48	73197.77	82180.07	91162.38
10	87886.84	96869.14	105851.40	114833.70

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc. 00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 34 di 42	Rev. 0

13.2 ECCENTRICITA' DEI CARICHI

Nelle analisi di capacità portante è stato considerato un ipotetico carico non inclinato e non eccentrico. Nel caso in cui le opere di fondazione siano sollecitate, durante la loro vita di esercizio, da carichi normali e momenti, questi generano sulla fondazione delle eccentricità. Con un'eccentricità in una data direzione, si deve fare riferimento alle dimensioni equivalenti (area equivalente) della fondazione (Meyerhof, 1963) all'interno delle analisi di capacità portante. Per area equivalente si intende un'area rispetto al quale il carico esterno risulta baricentrico. Analogamente, nel caso di carico eccentrico in entrambe le direzioni, la correzione va eseguita su entrambe le direzioni secondo la formula:

$$A = (B - 2 \cdot e_B) \times (L - 2 \cdot e_L) = B' \cdot L'$$

Il tasso di sollecitazione massimo indotto sul terreno dai carichi di fondazione, sia in relazione alla capacità portante che ai cedimenti attesi, sarà valutato secondo l'espressione suggerita da Meyerhof (1963):

$$\sigma_t = \frac{N}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)}$$

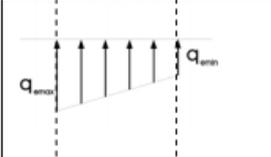
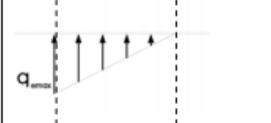
dove:

N = carico totale agente sul piano di posa della fondazione;

B,L = larghezza e lunghezza della fondazione, rispettivamente;

e_b, e_l = eccentricità di N rispetto a B e ad L.

Nel caso di eccentricità e di sezione della fondazione tutta compressa si devono valutare i due casi possibili di $e < B/6$ o $e = B/6$. In tali casi va confrontato il valore della pressione massima esercitata dal carico e il valore di capacità portante:

$e < \frac{B}{6}$		$q_{e \max} = \frac{N}{B_1 \cdot B_2} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}$ $q_{e \min} = \frac{N}{B_1 \cdot B_2} - \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}$
$e = \frac{B}{6}$		$q_{e \max} = \frac{2N}{A}$

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 35 di 42	Rev. 0	

13.3 NOTA SULLE VERIFICHE

Dopo aver riportato i valori delle capacità portanti e delle azioni che determinano i cedimenti di 1,25 e 2,5 cm è doveroso riportare un chiarimento.

La capacità portante, nella presente relazione, è un'analisi che è influenzata dal parametro di angolo di attrito del terreno di fondazione. Questo, nella ricerca del parametro caratteristico, è stato valutato in sicurezza affidandosi al valore del quinto percentile di una distribuzione gaussiana rappresentata dai valori di laboratorio.

Le deformazioni invece sono influenzate dal modulo elastico del terreno influenzato dalla distribuzione delle pressioni dovute dal carico.

A causa dell'elevata presenza di ghiaia tale modulo risulta elevato e quindi i cedimenti possono avvenire solo per carichi elevati.

C'è però da considerare che l'analisi dei cedimenti prevede che il cedimento sia dovuto ad un abbassamento dello strato, mentre nel nostro caso, è causato dall'aumento della densità relativa del materiale incoerente. Per questo motivo nel definire il carico limite si deve considerare sia l'analisi SLE (cedimenti) sia quella SLU (portanza): basarsi esclusivamente nella ricerca di un cedimento compatibile per una data geometria di fondazione e con un determinato carico può invece portare a oltrepassare la capacità portante del terreno con conseguente rottura del terreno stesso anche per valori inferiori al carico che determina il cedimento ritenuto compatibile.

Infatti i terreni incoerenti non subiscono deformazioni progressive, ma immediati avendo un comportamento a rottura di tipo fragile.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 36 di 42	Rev. 0	

14. ANALISI DEI CEDIMENTI SULLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

L'analisi dei cedimenti per la verifica agli SLE è stata condotta con il metodo elastico.

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z E' un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

B/2 per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{zmax} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;

C1 e C2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a 2.5 qc per fondazioni circolari o quadrate e a 3.5 qc per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B.

Il termine qc che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Ciente 	Progettista 				Commessa P1567		Unità 00	
	Località SULMONA (AQ)				Doc.	00-CI-E-14602		
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS				Foglio 37 di 42		Rev. 0	

Le espressioni dei due coefficienti C1 e C2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali si sono imposte due aliquote di cedimenti, rispettivamente 1.25 cm e 2.5 cm di cedimento al centro delle fondazioni.

Per ogni tipologia di fondazione si è cercata la pressione capace di generare i cedimenti menzionati.

Fondazioni superficiali								
Piano di posa (m)	0.5		1.0		1.5		2.0	
Cedimento (cm)	1.25	2.5	1.25	2.5	1.25	2.5	1.25	2.5
L/B	Carico (kN/m ²)							
1	677	1346	801	1646	910	1791	962	1882
1.2	623	1235	786	1615	798	1565	872	1737
1.25	611	1212	699	1377	791	1551	862	1683
1.33	595	1203	669	1315	781	1531	846	1652
1.5	565	1142	609	1197	692	1355	724	1408
1.6	550	1112	604	1187	670	1311	717	1393
2	504	990	514	1008	579	1127	630	1220
2.5	465	921	475	931	507	983	554	1068
3	438	866	448	876	458	886	495	949
5	379	747	389	757	399	767	409	777
7	350	690	360	700	370	710	380	720
10	327	643	337	653	347	663	357	673

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 38 di 42	Rev. 0	

15. PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI

Per la realizzazione del piano di posa è possibile utilizzare uno dei materiali di seguito discussi a seconda delle diverse finalità di progettazione. Lo scopo della preparazione del piano di posa è quello di regolarizzare il piano su cui poggeranno le fondazioni, ripartire in modo uniforme i carichi, evita il contatto della fondazione con il terreno.

Magrone: calcestruzzo realizzato con quantitativi ridotti di cemento (fino a 150 kg/m³) per spessori fino a 0.2 m.

Breccione: è costituito da ciottoli carbonatici spigolosi a granulometria uniforme. Può essere usato anche al di sotto del magrone o in siti ad alta sismicità poiché isola leggermente la fondazione dallo scuotimento sismico del terreno. Presenta alcune difficoltà di costipamento.

Materiale di cava: costituito da distribuzioni bimodali o trimodali favorisce il costipamento, il suo utilizzo può avvenire anche sotto il magrone per un'altezza non superiore ai 0.2 m.

Il materiale di sottofondazione non è stato considerato nei calcoli geotecnici.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 39 di 42	Rev. 0

16. PREPARAZIONE DEL SITO

La preparazione del piano di posa delle fondazioni deve soddisfare i requisiti di cui § 6.4.2 delle NTC 18.

Dalle indagini in sito lo strato di riporto è risultato appartenente alla categoria A7 della UNI 11531-1. Questa categoria non risulta idonea all'utilizzo come materiale di sottofondazione.

Attraverso le prove di compattazione Proctor si è ottenuto un valore ottimale di umidità pari al 12%, ma, a causa dell'indice plastico e del tenore di argilla, questi terreni tendono, dopo la compattazione e in caso di saturazione a perdere la loro compattezza strutturale ottenuta dal costipamento. Previo separazione dagli elementi di grosse dimensioni, le terre del gruppo A7 si prestano bene alla stabilizzazione con calce. In tutti i casi bisognerà evitare la frazione più corticale affinché non venga inclusa la componente organica del suolo.

L'opportunità di adoperare il riporto in sito deve essere valutato secondo i seguenti criteri:

- disponibilità di terre sostitutive, anche in relazione alle distanze di trasporto ed alle esigenze di carattere ambientale;
- provvedimenti da adottare per la protezione da venute d'acqua (gravitazionali o di capillarità) nelle opere in terra con esse realizzate;
- tecniche di miglioramento, quale il trattamento a calce, finalizzate a ricondurre le proprietà fisico-chimiche e meccaniche entro limiti di garanzia delle prestazioni.

Le difficoltà di compattazione del gruppo A7, le proprietà meccaniche generalmente modeste degli strati, come pure i provvedimenti di difesa dalle acque da mettere in atto per evitare rischi di ritiro-rigonfiamento del materiale posto in opera, limitano l'impiego di queste terre a rilevati di modesta importanza o a riempimenti non strutturali.

Per i materiali utilizzati come sottofondazione, la loro idoneità deve essere valutata secondo il punto 4.1 della UNI 11531-1.

È possibile utilizzare come terreno di sottofondazione in ordine di priorità le classi A1, A2-4, A2-5, A3 con coefficiente di uniformità (D_{60}/D_{10}) maggiore di 7, purché:

- non vi siano granuli di dimensioni > 63 mm;
- il passante a 0.063 mm sia $\leq 15\%$;
- l'indice di plasticità sia ≤ 6 o meglio N.P.;
- il passante al setaccio da 16 mm sia almeno del 50%;
- l'indice di portanza CBR (UNI EN 13286-47) dopo 4d di immersione in acqua sia almeno del 10% al 95% della massa volumica massima ottenuta con energia di compattazione Proctor modificata (UNI EN 13286-2) per un campo di umidità di costipamento esteso a $w_{opt} \pm 2\%$;
- durante l'immersione il rigonfiamento non ecceda l'1% (UNI EN 13286-47).

In fase di sbancamento e compattazione del materiale si deve prevedere di eseguire le operazioni su un'impronta areale almeno 0.5 m più ampia per lato o comunque idonea per permettere che la stesa dei materiali sia eseguita con regolarità per strati di spessore costante, con modalità e

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 40 di 42	Rev. 0	

attrezzature atte a evitarne la segregazione e variazioni nella granulometria e nel contenuto d'acqua. La compattazione del materiale da ricollocare in sito dovrà comunque essere estesa in modo omogeneo a tutta l'impronta di fondazione per evitare l'instaurarsi di cedimenti differenziali a causa della rigidità del terreno di sottofondazione.

Nel caso in cui il materiale provenga da scavi in depositi naturali o terre, questi devono essere qualificati attraverso una campagna di indagine corredata da prove di laboratorio seguendo le indicazioni del punto 5.1.1 della UNI 11531-1.

In fase di controllo il modulo di deformazione M_d determinato sul piano di posa al primo ciclo deve risultare non minore di 30 MPa. La prova di portanza con piastra deve essere eseguita appena terminato il costipamento.

Ciente 	Progettista 	Commessa P1567		Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602	
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 41 di 42	Rev. 0	

17.CONCLUSIONI

A valle delle campagne d'indagine eseguite e sulla base dei risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche è possibile concludere quanto segue:

- Le pseudosezioni geoelettriche hanno evidenziato un terreno principalmente omogeneo dal punto di vista dei litotipi presenti, il substrato calcareo risulta avere un andamento spaziale non costante come anche mostrato nei sondaggi geognostici. Questa condizione geometrica ha sicuramente un ruolo importante sugli effetti sito in caso di sisma. Le pseudosezioni eseguite nel terrazzo 1 e 2 hanno evidenziano uno strato di riporto esteso sull'area di spessore medio di 1.0 m. Nel terrazzo 3 lo spessore del riporto risulta maggiore, con uno spessore medio di 2 m.

- I valori di HVSR mostrano una grande variabilità delle frequenze di risonanza nell'area più a sud, su cui incide la presenza sul substrato carbonatico. In particolare le maggiori frequenze di risonanza sono state registrate in punti in cui il calcare risulta più affiorante. Questi valori devono essere presi in considerazione soprattutto in fase di progettazione delle strutture.

- Le prove Down Hole e Masw mostrano diversi valori della velocità delle onde di taglio in quanto le prove hanno differente risoluzione. Risulta pertanto necessario analizzare le strutture con l'elaborato di risposta sismica locale che definisce gli spettri elastici partendo dalle caratteristiche meccaniche di sito e degli effetti di amplificazione sismica causati dalla geologia del sottosuolo.

- La risposta sismica locale evidenzia che, a differenza del metodo semplificato delle NTC 18, l'area interessata dagli effetti sito si estende su quasi la totalità dell'area di progetto, in particolare sul terrazzo 2 e 3.

- A livello geotecnico il terreno risulta avere delle ottime caratteristiche di portanza e, data la natura dei litotipi, non presenta cedimenti a lungo termine. Anche se a livello statico il sito di progetto risulta essere ottimale, le condizioni peggiori possono presentarsi a livello dinamico data la sismicità dell'area. Si consiglia quindi di alleggerire le strutture in elevazione quando è possibile senza causare un'eccessiva differenza di rigidità della struttura con lo sviluppo verticale. Per gli elementi orizzontali si consiglia di limitarne la lunghezza quando è possibile, intervenendo con giunti per le fondazioni ed elementi strutturali per limitare la luce per le travi. Le opere lineari non devono essere collegate in modo rigido alle strutture puntuali, qualora non fosse possibile fare diversamente, i collegamenti devono essere progettati con i gradi di libertà idonei a sopportare gli spostamenti relativi.

Cliente 	Progettista 	Commessa P1567	Unità 00
	Località SULMONA (AQ)	Doc.	00-CI-E-14602
	Progetto/Impianto CENTRALE DI COMPRESSIONE GAS	Foglio 42 di 42	Rev. 0

- Dalla caratterizzazione fisica del terreno all'interno del primo metro e sottoposto a compattazione è risultato, secondo la classificazione UNI 11531-1, appartenente al gruppo A7. Questi materiali terreni generalmente presentano un indice CBR non saturo elevato, il che li renderebbe idonei all'utilizzo di sottofondazione. Al contrario l'indice CBR potrebbe subire una notevole riduzione nelle prove sature. Questa differenza indica che il materiale in sito ha buone caratteristiche di compattazione, ma risulta molto suscettibile all'acqua perdendo, in caso di saturazione, l'effetto di compattazione. Di conseguenza può essere utilizzato in sito per la realizzazione di rinterri non strutturali e rilevati su cui però devono agire carichi di ridotta entità. Risulta idoneo al trattamento a calce, purchè la valutazione del consumo iniziale di calce non risulti elevato, rendendo la metodologia antieconomica.

Roma, 12 Ottobre 2018

(Ing. Luigi Tramonti)

