



TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI PROGETTO AUTORIZZATIVO

TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI
PROGETTO AUTORIZZATIVO



Progettazione

Società di ingegneria incaricata per la progettazione



COSIN S.r.l.
SOCIETÀ DI INGEGNERIA UNIPERSONALE
09134 CAGLIARI - VIA SAN TOMMASO D'AQUINO 18
Tel e fax +39 070 2346768
info@cosinsrl.it
P.IVA 03043130925

Progettista e responsabile per l'integrazione
fra le varie prestazioni specialistiche

Ing. Giuseppe Delitala



Gruppo di lavoro COSIN S.r.l.

Geologia e geotecnica
Geol. Alberto Gorini

Opere Civili
Ing. Nicola Marras

Studio di impatto ambientale
Ing. Emanuela Corona

Fotosimulazioni
Arch. Daniele Nurra

Archeologia
Archeol. Anna Luisa Sanna

Consulenze specialistiche:

Rapporto preliminare di sicurezza
Società ICARO S.r.l.

Opere antincendio
Ing. Fortunato Gangemi

Opere Marittime
Ing. Giovanni Spissu

Opere Strutturali
Ing. Francesco Fiori

Studio di impatto Acustico
Ing. Antonio Dedoni

RELAZIONE DI CALCOLI STATICI FONDAZIONI SERBATOI

1 - ELABORATI TECNICI E SPECIALISTICI

NOME FILE

D_01_ES_19_CAL_R00

FORMATO

CODICE
ELAB.

D 0 1 E S 1 9 C A L R 0 0

REV. A

A4

A PRIMA EMISSIONE

Maggio 2017

Fiori

Delitala

Delitala

REV. DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO



INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
1.2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
2	RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE	5
2.1	VALORI CARATTERISTICI E RESISTENZE DI CALCOLO	5
2.2	STATI LIMITE DI FESSURAZIONE PER IL CALCESTRUZZO ARMATO	7
2.3	PRESCRIZIONI SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO E LA SUA DURABILITÀ	7
3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	8
3.1	CARATTERI LITOSTRATIGRAFICI LOCALI	8
4	PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE.....	11
4.1	CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI.....	12
4.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	14
4.3	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE E COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI.....	14
4.4	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI	14
4.5	COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI	15
4.6	COEFFICIENTI PARZIALI PER LE RESISTENZE	16
4.7	FONDAZIONI SU PALI (P.6.4.3 DI [3])	16
5	AZIONE SISMICA, CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' E TIPIZZAZIONE DEL TERRENO.....	17
6	PORTANZA DEI PALI	18



1 PREMESSA

L'intervento in oggetto ha l'obiettivo la realizzazione di un terminal per il GNL (Gas Naturale Liquefatto) nel Porto Canale di Cagliari. L'impianto è stato localizzato in un'area che intercetta il tracciato delle reti di trasporto del gas GPL (Gas Petrolio Liquefatto), esistenti dell'area vasta di Cagliari ed in prossimità della dorsale Sarroch/Oristano/Porto Torres del metanodotto in progetto. L'obiettivo principale è quello di garantire agli utenti civili e industriali della Sardegna la possibilità di utilizzare il gas metano come fonte energetica alternativa a quelle già presenti nell'isola.

Il Terminal sarà caratterizzato da una struttura in banchina per la connessione e lo scarico del GNL dalle navi metaniere, un complesso di tubazioni criogeniche per il trasporto del fluido nella zona impianto e un sistema di stoccaggio, pompaggio, e rigassificazione del GNL.

Nel Terminal saranno installati 18 serbatoi criogenici, 9 gruppi di pompaggio, 40 vaporizzatori ad aria ambiente (AAV) e una stazione per il filtraggio, la misura e l'odorizzazione del gas naturale per l'immissione nelle reti di trasporto.

Attraverso le baie di carico per le autocisterne si potrà trasportare il GNL su gomma in tutta l'Isola, o rifornire le navi, attuando così le direttive europee sull'utilizzo del GNL come combustibile per le imbarcazioni.

Il progetto proposto rientra nelle linee guida del Piano Energetico Ambientale della Regione Sardegna, e l'Accordo di Programma Quadro per la Metanizzazione della Sardegna. La scelta progettuale adottata è inoltre in piena sinergia con le direttive europee e nazionali, sulla realizzazione di infrastrutture per i combustibili alternativi (Direttiva 2014/94/UE e D.Lgs.257/2016).

Con il Terminal di ISGAS, il Porto Canale potrebbe diventare, senza ulteriori infrastrutturazioni, un polo nel Mediterraneo per il rifornimento delle navi che utilizzano il GNL come carburante per il trasporto marittimo. Le infrastrutture sono infatti progettate per creare un efficiente "*Bunkering Point*" (*ship to ship, truck to ship, o pipe to ship*). A tal proposito si ricorda che il porto di Cagliari fa parte dei 14 porti italiani *core* delle reti trans-europee di trasporto (Reti TEN-T) del Regolamento UE1315/2013, che dovranno a breve garantire la "*disponibilità di combustibili puliti alternativi*".

Il proponente del progetto è la ISGAS Energit Multiutilities S.p.A, società Concessionaria, in regime di esclusiva, del servizio di distribuzione del gas nei comuni di Cagliari, Oristano e Nuoro. Attualmente ha oltre 21.000 utenti attivi. ISGAS si occupa della distribuzione e vendita dell'aria propanata attraverso reti canalizzate nei vari territori comunali. Il Terminal è stato progettato per essere un importante punto di "*Entry*" nel metanodotto attualmente in fase di progettazione. Tuttavia il Terminal GNL potrà svolgere appieno le sue funzioni anche collegandosi alla rete di trasporto del gas già esistente a servizio dell'area vasta di Cagliari.

La presente relazione tratta gli aspetti il dimensionamento della fondazioni indirette relative ai serbatoi di accumulo del GNL all'interno del progetto di fattibilità tecnica ed economica



per i lavori denominati "*Realizzazione di un terminal GNL presso il Porto Canale di Cagliari*".

1.1 Normativa di riferimento

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente relazione, nonché riguardo ai principi generali di progettazione, analisi e verifica, si fa riferimento alla vigente normativa ed in particolare:

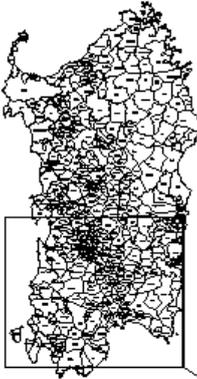
- [1] Legge 05/11/1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- D.M. Min. Infrastrutture 14/01/2008: Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni. (S.O. alla G.U. n.29 del 04.02.08 S.G.)
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n.617 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.14.01.2008. (S.O. alla G.U. n.27 del 26.02.2009, n.47).

I calcoli sono stati condotti secondo le disposizioni della normativa tecnica di cui al D.M. 14/01/2008 [3], tenendo conto della relativa circolare esplicativa [4].

Tutti i calcoli di stabilità sono svolti secondo gli usuali metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e della geotecnica, nel rispetto delle normative vigenti sopra citate.

1.2 Inquadramento geografico

L'area interessata da questo studio si trova nel Comune di Cagliari, in corrispondenza della zona portuale denominata "Porto Canale", nel settore immediatamente ad W del Capoluogo. L'area è ubicata in adiacenza al *terminal container* per lo smistamento del traffico destinato ai principali porti del Mediterraneo occidentale. Il porto si estende dal Villaggio Pescatori a S dell'area in esame, a Sa Illetta, che un tempo era un isolotto che si addentrava all'interno dello Stagno di santa Gilla.



Regione Autonoma della Sardegna
Provincia di Cagliari
Comune di Cagliari

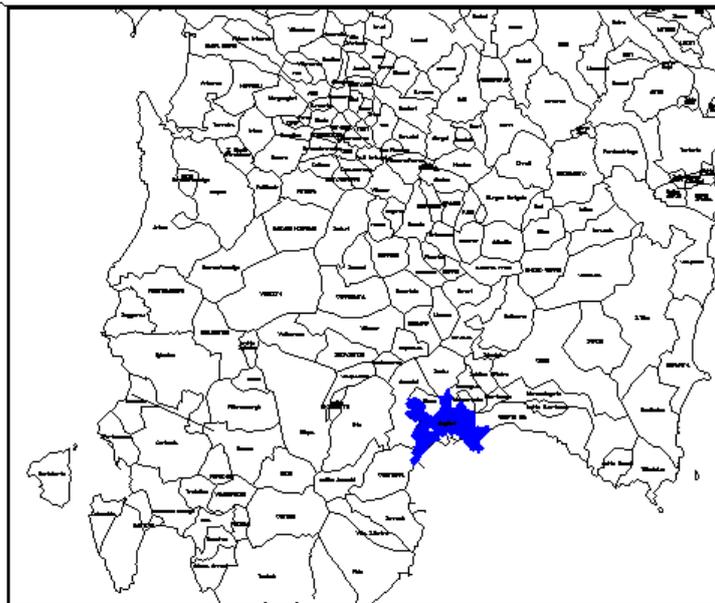


Figura 1 – Inquadramento geografico

L'area in esame ricade all'interno del Foglio 557 Sez.III – "Cagliari" dell'I.G.M. in scala 1:25.000 e alla tavola 557140 "Cagliari" nella Cartografia Tecnica Regionale, in scala 1:10.000.

Coordinate geografiche area in esame:

- 39°12'46.51",
- 9° 05'05.74"



Figura 2 – Foto aerea (Google Earth, ripresa da 3 Km di altezza).

2 RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in oggetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli statici di seguito riportati, sono le seguenti:

Strutture in calcestruzzo armato

- Calcestruzzo per sottofondazioni: **$R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$** (Classe C12/15)
- Calcestruzzo per strutture: **$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$** (Classe C35/45)
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C**

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, ed in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione ed accettazione (ed i relativi oneri da parte del Direttore dei Lavori).

Al fine di garantire la durabilità dell'opera (vedi specifico punto seguente), si prescrive in ciascuna parte dell'opera stessa un copriferro almeno pari a 5 cm.

2.1 Valori caratteristici e resistenze di calcolo

I valori caratteristici e le conseguenti resistenze di calcolo dei materiali in questione sono

di seguito elencati:

Strutture in calcestruzzo armato

<u>CALCESTRUZZO</u>	Classe	35/45		
			[3] §	
Resistenza caratteristica cubica				$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica		11.2.10.1		$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica		11.2.10.1		$f_{cm} = 45.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media		11.2.10.2		$f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%		11.2.10.2		$f_{ctk,5} = 2.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%		11.2.10.2		$f_{ctk,95} = 4.36 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico		11.2.10.3		$E_c = 34625.49 \text{ N/mm}^2$
Ceff. Dilataz. Termica		11.3.10.5		$\alpha = 0.00001 \text{ 1}^\circ\text{C}$

<u>ACCIAIO</u>	B450C			
			[3] §	
Tensione caratteristica di snervamento		11.3.2.1		$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

<u>VALORI DI CALCOLO</u>				
$\alpha_{cc} = 0.85$	(p.4.1.2.1.1.1)			
)			
$\gamma_c = 1.5$	(p.4.1.2.1.1.1)			
)			
$\gamma_s = 1.15$	(p.4.1.2.1.1.3)			
)			
			[3] §	
Resistenza di calcolo a compres del cls	(p.4.1.2.1.1.1)			$f_{cd} = 21.2 \text{ N/mm}^2$
Redsistenza di calcolo a trazione del cls	(p.4.1.2.1.1.2)			$f_{ctd} = 1.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo dell'acciaio	(p.4.1.2.1.1.3)			$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls	(p.4.1.2.1.1.4)			$f_{bd} = 3.52 \text{ N/mm}^2$
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>				
				$\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$
				$\varepsilon_{c3} = 0.175 \%$
				$\varepsilon_{cu} = 0.35 \%$
				$\varepsilon_{c4} = 0.07 \%$
(*) : $\eta = 1$ per diametro $\phi < 30 \text{ mm}$				

2.2 Stati Limite di fessurazione per il calcestruzzo armato

Riguardo le verifiche a fessurazione, per armature poco sensibili e per ambiente molto aggressivo si desume ([3] p.4.1.2.2.4, Tab 4.1.IV) che deve essere rispettato lo stato limite di *apertura delle fessure* quindi $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

2.3 Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità

Con riferimento al §4.1.6.1.3 di [3], al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) si può fare riferimento alla seguente tabella, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali riportate nella Tab. 4.1.IV di [3].

Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45

Tali valori, validi per con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tab. 2.4.I di [3]), vanno aumentati di 10 mm per le costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tab. 2.4.I di [3]). Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di ulteriori 5 mm. Nel caso in esame nel presente progetto, si ha:

- ambiente: *molto aggressivo* (classe XS3, zona delle maree e degli spruzzi);
- Classe C 35/45: $C = C_{min}$ per elementi a piastra;
- Vita Utile: 100 anni;
- Copriferro minimo = $35 + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$;
- Classe del cls minima consigliata : $R_{ck} = 45 \text{ Mpa}$.

Tali parametri sono in accordo con le prescrizioni di progetto.

Con riferimento alle Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP., si prescrivono le seguenti caratteristiche per il calcestruzzo da utilizzare:



Classe di esposizione **XS3** (nella zona delle maree e degli spruzzi);

- Rapporto a/c massimo: $a/c = 0.40$;
- Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5 (marcato CE secondo UNI-EN 197-1);
- Dosaggio minimo di cemento: 370 Kg/mc;
- Aggregato non gelivo: conforme e marcato CE secondo UNI EN 12620:2002, dimensione massima 32mm;
- Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 45 \text{ Mpa}$
- Copriferro minimo: $c = 45 \text{ mm}$
- Impermeabilità del calcestruzzo: secondo ISO 7031;
- Stagionatura: è l'insieme di precauzioni che, durante il processo di indurimento, permette di trasformare l'impasto fresco in un materiale resistente, privo di fessure e durevole. Con un adeguato periodo di stagionatura protetta, iniziato immediatamente dopo aver concluso le operazioni di posa in opera, il calcestruzzo raggiungerà le sue proprietà potenziali nella massa ed in particolare nella zona superficiale. Durante il periodo di stagionatura, le superfici del getto dovranno essere protette, o con la stessa cassetta, ovvero con provvedimenti alternativi quali nebulizzazione di acqua, applicazione di membrane antievaporazione etc.
- Classe di consistenza: la misura di consistenza, effettuata con la prova di abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S3 (consistenza semifluida abbassamento da 100 a 150 mm), con l'aggiunta di additivi fluidificanti per mantenere basso il rapporto acqua-cemento.

3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

3.1 Caratteri litostratigrafici locali

L'area investigata è ubicata in corrispondenza di una fascia transizionale costiera interessata da numerose variazioni batimetriche e, di conseguenza, paleoambientali.

Le facies riconoscibili dalle stratigrafie mostrano alternanze verticali e laterali di ambienti da litorale ad alluvionale passando per ambienti transizionali e fluvio-deltizi. La complessità di tale assetto litostratigrafico si traduce in una marcata eterogeneità di sedimenti.

Il secolo scorso è stato caratterizzato da opere di bonifica allo scopo di recuperare terre e nel contempo renderle idonee all'insediamento e alle attività antropiche.

In letteratura esistono, per l'area del Porto Canale, numerosi dati provenienti da campagne di indagini geognostiche. In particolare in prossimità dell'area oggetto del presente studio sono stati eseguiti numerosi sondaggi geognostici corredati da prove CPT ed SPT e prove di laboratorio (prove di taglio diretto, prove edometriche e classificazioni granulometriche).



In tale fase autorizzativa pertanto, al fine di una corretta pianificazione di indagini da eseguirsi nella successiva fase progettuale, sono stati analizzati i dati esistenti e rielaborati in funzione anche delle conoscenze degli scriventi.

I *range* di parametri risultanti dal presente studio dovranno successivamente essere confrontati con i risultati provenienti da una dettagliata campagna di indagini, elaborata in questa fase, come esposto nelle pagine seguenti.

La successione stratigrafica dell'area investigata può essere così schematizzata:

- Unità 1 – Riporti di origine antropica sabbiosi e ciottolosi
- Unità 2 – Sabbie medie e sabbie fini
- Unità 3 – Limi sabbiosi, limi argillosi e argille con livelli organici
- Unità 4 – Sabbie fini con concrezioni carbonatiche
- Unità 5 – Sabbie assortite con livelli conglomeratici
- Unità 6 – Argille consistenti e argille sabbiose

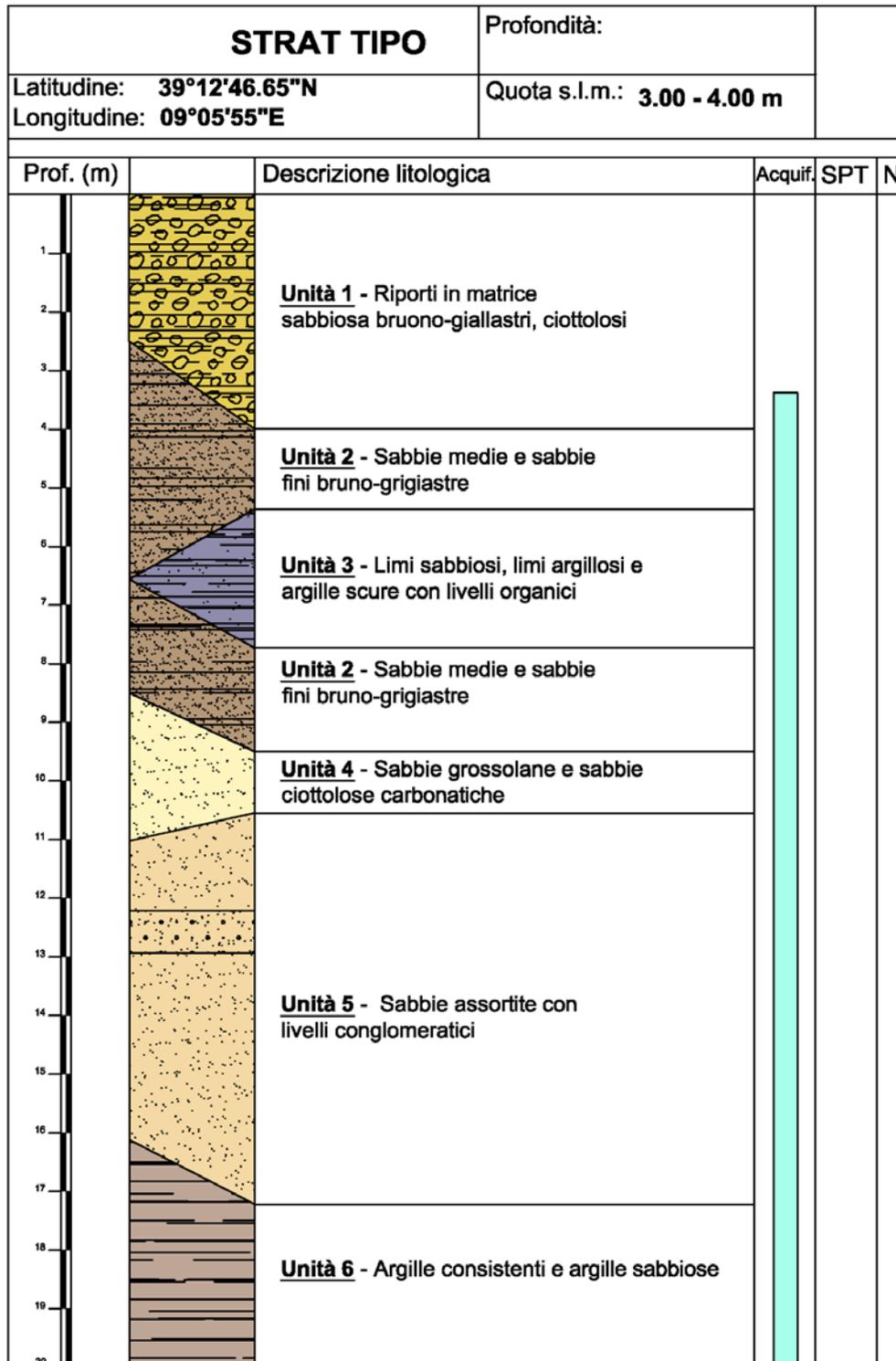


Figura 3 – Stratigrafia tipo del settore investigato.



UNITA' 1 – *RIPORTI*

Comprende i terreni di riporto di origine antropica costituiti essenzialmente da materiali sabbiosi misti a detriti ciottolosi a luoghi cementati. Lo spessore medio varia da 3 a 4 m.

UNITA' 2 – *SABBIE MEDIE E FINI*

Si tratta di sabbie da medie a fini, a luoghi limose e/o ciottolose. Sono presenti intercalati livelli conchiliari e resti di paglia marina. Lo spessore medio varia da 2 a 6 m.

UNITA' 3 – *LIMI SABBIOSI E ARGILLE CON LIVELLI ORGANICI*

Tale unità è costituita da sedimenti limosi e argillosi con parziale componente sabbiosa. Il contenuto di paglia marina e di frammenti conchiliari risulta rilevante. Si rileva sia in strati continui che in lenti isolate. Lo spessore medio varia da 0 a 2,5 m.

UNITA' 4 – *SABBIE FINI CON CONCREZIONI CARBONATICHE*

Si tratta essenzialmente di sabbie limose sature con intercalati livelletti e straterelli cementati o ricchi di concrezioni carbonatiche. Lo spessore medio varia da 1 a 3 m.

UNITA' 5 – *SABBIE ASSORTITE E LIVELLI CONGLOMERATICI INTERCALATI*

Sono costituite da sabbie da medie a fini addensate, con intercalazioni di straterelli conglomeratici. Lo spessore medio è plurimetrico.

UNITA' 6 – *ARGILLE CONSISTENTI E ARGILLE SABBIOSE*

Tale unità è costituita da argille e limi sabbiosi con rari inclusi di dimensione plurimillimetrica. L'unità 6 si rileva generalmente a partire dai 15 m dal piano di campagna.

4 PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE

Le valutazione della sicurezza verrà effettuata con il metodo degli stati limite basato sull'uso dei coefficienti parziali di sicurezza, in conformità con i principi di cui al cap.2 di [3]. In particolare si effettueranno le prescritte verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e di esercizio (SLE). Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese si assumono le seguenti posizioni.

Vita Nominale $VN \geq 100$ anni ([3] p.2.4.1)

Classe d'uso II ([3] p.2.4.2) $CU = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN CU = 100$ anni ([3] p.2.4.3)

4.1 Classificazione delle Azioni

Al fine della formulazioni delle combinazioni di carico di cui al punto seguente, si considereranno le seguenti tipologie di azioni:

Azioni Permanenti (G)

Permanenti Strutturali (G1): sono rappresentati dai pesi propri del serbatoio con le caratteristiche indicate nella tabella seguente:

1	Design Regulation:		97/23/EC (PED)
2	Design Code:		EN13458
2	MAWP:		8 bar _g
3	Design Temperature of Inner Vessel:		-196°C/+50°C
4	Design Temperature of Outer Jacket:		-30°C/+50°C
5	Wind load according to EN 1991-2-4:		50 m/s
6	Seismic load according to UBC 1997:		N/A
7	Water volume of inner vessel:		1226±4% m ³
8	Effective volume of inner vessel @ 90% filling:		1102±4% m ³
9	Main Material	Inner Shell/Head	1.4301
10		Outer Shell/Head	P265GH
11	Dimension	Outer Diameter	6000 mm
12		Aproximate length	54100 mm
13	Fluid		LNG
14	Type of insulation		Vacuum perlite
15	Pressure strengthened inner vessel		Yes
16	Helium Inleak Test		Yes
17	Exworks warm vacuum		<5 Pa
18	Approximate Shipping dimensions (w x h x l)		6000 x 6200 x 54300 (mm)
19	Approximate Weight of Empty Tank		251000 kg
20	Flow diagram		FT000300
21	Valves and instruments		ST000300
22	NER (at 101325 Pa, 15°C)		0.07 % LNG/24 hours



Carichi non strutturali

Peso proprio GNL 484 Kg/m³

Considerato che la capacità di ogni serbatoio è di 1.226 m³ risulta a pieno carico un peso di GNL pari a 593.384 kg.

Considerando la condizione alla SLU avremmo che la condizione più sfavorevole sarà in condizioni di riempimento massimo, per un totale di 844.384 kg.

Azioni Sismiche (E): azione derivante dal terremoto (si veda successivo punto specifico di questa relazione;

Azioni del vento: Zona vento = 5
($V_{b.o} = 28$ m/s; $A_o = 750$ m; $K_a = 0,015$ 1/s)

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)]

Categoria esposizione: tipo II
($K_r = 0,19$; $Z_o = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Velocità di riferimento = 28,00 m/s
Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 49 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,00
Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00
Coefficiente di esposizione (C_e) = 1,80
Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00
Altezza dell'edificio = 1,00 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 88 daN/mq

Neve: Zona Neve = III

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 54 daN/mq

4.2 Combinazioni delle azioni

Le valutazioni ed i calcoli di cui alla presente relazione sono effettuati considerando le seguenti combinazioni di carico ([3] p.2.5.3), ove si assume come numero delle azioni variabili da combinare $n = 2$:

Fondamentale (SLU): (per $i = 1, \dots, n$) $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q,i}Q_{k,i} + \sum_{j=1}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$

Caratteristica/rara (SLE irrev. e T.A.): (per $i = 1, \dots, n$) $G_1 + G_2 + Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$

Frequente (SLE rev): (per $i = 1, \dots, n$) $G_1 + G_2 + \psi_{1,i}Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

Quasi permanente (SLE a lungo termine): $G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

Sismica (SLU e SLE): $E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

Eccezionale (SLU): $G_1 + G_2 + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$

Nelle combinazioni Fondamentale, Caratteristica/rara e frequente le sommatorie sono estese a tutti i carichi variabili escluso quello di riferimento della specifica combinazione (carico variabile dominante), considerato con indice i .

4.3 Coefficienti di combinazione e coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti di combinazione ψ si ricavano dalla Tabella 2.5.1 di [3], per Categoria C e D (ambienti suscettibili di affollamento ed ambienti ad uso commerciale):

$$\psi_{0,j} = 0.7 \quad \psi_{1,j} = 0.7 \quad \psi_{2,j} = 0.6.$$

4.4 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono ([3] p.2.6.1):

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:
- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione ([3], p.6.2.3.1)

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto γF_k , dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

4.5 Coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti parziali per le azioni (e per gli effetti delle azioni) si ricavano dalla Tabella 2.6.1 (e dall'analoga Tab. 6.2.1) di [3]:

Carichi		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
permanententi	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
permanententi non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengano omessi i carichi $Q_{k,j}$ che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2. Per le verifiche agli stati limite strutturali si considereranno i coefficienti di cui alla colonna STR.

4.6 Coefficienti parziali per le resistenze

I valori dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno si ricavano dalla Tabella 2.6.II di [3]:

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

4.7 Fondazioni su pali (p.6.4.3 di [3])

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La *verifica di stabilità globale* deve essere effettuata secondo l'*Approccio 1*:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

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

I Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di

sostegno sono quelli riportati in Tabella 6.4.II di [3]:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

5 AZIONE SISMICA, CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' E TIPIZZAZIONE DEL TERRENO

Riguardo la definizione dell'azione sismica può farsi più esteso riferimento al documento "caratterizzazione geotecnica e sismica".

Nei confronti dell'azione sismica si considerano i seguenti Stati Limite ([3] p.3.2.1):

Quale Stato Limite di Esercizio:

Stato Limite di Danno (SLD): *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 100$ anni è pari a $P_{VR} = 63\%$, di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLD è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 101 \text{ anni}$$

Quale stato limite ultimo:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R = 100$ anni è pari a $P_{VR} = 10\%$, di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni};$$

6 PORTANZA DEI PALI

Le verifiche di sicurezza sono state condotte secondo l'Approccio 2, sia a breve termine che a lungo termine:

$$(A1+M1+R3)$$

Nelle successive verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto (cfr.DM 2008).

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

CALCOLO DELL'EFFICIENZA DI UNA PALIFICATA

(Converse - Labarre)

Riferimento: Pali Fondaz. L = 10m d=0,5m

	Diametro palo	m	1,00
	Interasse dei pali	m	3,50

	N° file longitudinali (n)	2,00
	n° file trasversali (m)	2,00

	Efficienza palificata =	0,823
--	--------------------------------	--------------

**PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI
(Teoria di Berezantzev)**

Riferimento: Pali Fondaz. L = 30m d = 1m

DM 14_01_2008 - § 6.4.3.1.1

Lunghezza palo	m	30,00
Diametro palo	m	1,00
Peso del palo: P _g =	daN	58 875

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente n.cons./mis	RIPORTI
strato 2	incoerente sciolto	SABBIE MEDIE E FINI
strato 3	incoerente sciolto	LIMI SABBIOSI E ARGILLE CON LIVELLI ORGANICI
strato 4	incoerente sciolto	SABBIE ASSORTITE E LIVELLI CONGL.
strato 5	incoerente denso	ARGILLE CONSISTENTI E ARGILLE SABBIOSE

Pressione q _z alla quota di testa del palo	daN/m ²	111 250
---	--------------------	----------------

PORTANZA LATERALE: PL = A_l * (s_o + k*μ*q_z)

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	3,5	3	1,5	9	13
densità	daN/m ³	2000	1800	1600	1800	1900
Angolo Attrito	(°)	5,0	25,0	5,0	13,0	9,0
Coesione	daN/cm ²	0,00	0,00	0,10	0,70	0,40
s _o	daN/cm ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
k		0,913	0,500	0,500	0,500	0,400
μ		0,087	0,466	0,087	0,231	0,158
q _z	daN/m ²	114750	120950	124850	134150	154600
Portanza laterale	daN	100 171	265 468	25 580	437 870	398 841

PORTANZA ALLA PUNTA: PP = A_p * (N_c*C+N_q*q_z) (Teoria di Berezantzev)

Strato 5	ARGILLE CONSISTENTI E ARGILLE SABBIOSE	
densità	daN/m ³	1900
Ang. Attrito	(°)	9,0
Coesione	daN/cm ²	0,4
N _q		1,0
N _c		9,0
q _z	daN/m ²	166950
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		159 316daN
PORTANZA ALLA PUNTA: PP_c = PP / (1,35*1,6)		73 757daN

7 CONCLUSIONI

Considerato che il carico agente sulle fondazioni è pari a 839.480 daN in condizioni di pieno carico, e suddividendo tale valore per il numero 8 di pali di installati per ogni serbatoio, risulta che il la forza resistente delle fondazioni è pari a 890.000 daN e di conseguenza superiore al carico agente.

