



# REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei lavori pubblici

## Ente acque della Sardegna

Servizio Progetti e Costruzioni



**“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”**  
**CIG- 7291196547- CUP: I86B05000050002**

### PROGETTO ESECUTIVO

#### OGGETTO DELL'ELABORATO

Relazione geotecnica e sulle fondazioni  
Truncu Reale

#### ID ELABORATO

**R.9**

SCALA

-

CODIFICA ELAB

R.9-ENAS539Rrgt009R4

**Responsabile dell'integrazione delle prestazioni specialistiche e coordinatore di progetto:**  
Ing. Damiano Galbo (H.E. s.s.)

**Responsabile progettazione strutturale e geotecnica:**

Ing. Pietro Diliberto (S.T.P. s.r.l.)

Collaboratori:

Ing. Ettore Galbo (H.E. s.s.)

**Responsabile della progettazione idraulica:**

Ing. Mariano Galbo (H.E. s.s.)

Collaboratori:

Ing. Damiano Galbo (H.E. s.s.)

Prof. Ing. Gabriele Freni

Ing. Fulvio Galbo (H.E. s.s.)

Ing. Piera De Luca (H.E. s.s.)

**Il Responsabile Unico del Procedimento**  
**Ing. Stefano Serra**

**Responsabile della progettazione impianti elettrici e TLC:**  
Ing. Giovanni Gabellone (H.E. s.s.)

**Responsabile rilievi GPS/LS:**

Geom. Alberto Bianco

Collaboratori:

Geom. Lorenzo Verme (H.E. s.s.)

**Responsabile coordinamento sicurezza in fase di progetto:**

Ing. Mariano Galbo (H.E. s.s.)

Collaboratori:

Ing. Giampiero Pili (S.T.P. s.r.l.)

Ing. Giovambattista Lombardo (H.E. s.s.)



(Capogruppo Mandataria)



(Mandante)



Prof. Ing. Gabriele Freni  
(Mandante)



Dott. Geol. Mario Strinna  
(Mandante)



Società cooperativa  
(Mandante)

4	Gennaio 2020	Controdeduzioni verificate	EG	PD	DG
3	Ottobre 2019	Controdeduzioni verificate	EG	PD	DG
2	Settembre 2019	Osservazioni verificate	EG	PD	DG
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	RED.	VER.	APPR.



## Sommario

Sommario .....	1
1 Premessa .....	4
2 Normativa di riferimento .....	5
3 Aspetti geologici.....	6
3.1 Inquadramento geologico-geomorfologico .....	6
3.2 Litostratigrafia .....	7
4 Modellazione geotecnica.....	8
5 Caratterizzazione sismica del sito .....	14
5.1 Determinazione della categoria sismica di sottosuolo .....	16
6 Descrizione delle opere .....	17
6.1 Nuova vasca di distribuzione e relativa camera di manovra .....	17
6.1.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	19
6.1.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	20
6.2 Camera di sezionamento in ingresso.....	21
6.2.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	22
6.2.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	23
6.3 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento degli organi di sezionamento e misura sul by-pass generale della vasca .....	24
6.3.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	25
6.3.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	26
6.4 Pozzetti in c.a. per gli alloggiamenti delle valvole anticipatrici del colpo d'ariete .....	28
6.4.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno (Pozzetto 1 -alloggio valvola anticipatrice del colpo d'ariete) .....	29
6.4.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche (Pozzetto 1 -alloggio valvola anticipatrice del colpo d'ariete) .....	30



6.4.3	Distribuzione delle pressioni sul terreno (Pozzetto 2 – alloggio valvola anti colpo d’ariete) .....	32
6.4.4	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche (Pozzetto 2 – alloggio valvola anti colpo d’ariete) .....	33
6.5	Pozzetto per l’alloggiamento delle erogazioni per Porto Torres e la zona industriale di Truncu Reale .....	34
6.5.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	36
6.5.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	37
6.6	Pozzetto per alloggiamento degli organi di misura per le portate in uscita verso Tottubella .....	39
6.6.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	42
6.6.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	43
6.7	Pozzetto di scarico .....	44
6.7.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno .....	47
6.7.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche .....	48
7	Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta .....	50
7.1	Generalità .....	50
7.2	Metodologia di calcolo del carico limite.....	50
7.3	Verifica allo scorrimento .....	54
7.4	Calcolo delle tensioni nel sottosuolo e dei cedimenti .....	54
8	Verifiche di stabilità dei fronti di scavo .....	56
8.1	Metodologia di calcolo secondo le NTC2018 .....	56
8.2	Metodo di calcolo .....	56
8.3	Verifica dei fronti di scavo: Tabulati.....	58



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*  
Progetto esecutivo

---



## 1 Premessa

Il presente progetto esecutivo si riferisce alla “Realizzazione della ristrutturazione della Vasca terminale della linea Coghinas 2° in località Truncu Reale, più la realizzazione di ulteriori vasche integrative.” **Il presente progetto**, come definito dall’art. 23 del Codice degli Appalti, giusto D.Lgs **18 aprile 2016, n. 50**, e con i contenuti prescritti dalla sezione quarta del **D.P.R. 5 ottobre 2010 n.207**, vigente ai sensi dell’art. 217 del Codice in attesa dei decreti specifici attuativi.

A completamento di quanto contenuto nella relazione generale, il progetto esecutivo in argomento, contiene anche le relazioni specialistiche e tecniche che illustrano puntualmente le problematiche esaminate e le relative verifiche svolte.

La presente relazione specialistica definisce, alla luce di indagini geologiche, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato direttamente o indirettamente, dalla costruzione dei manufatti e altresì i calcoli e le verifiche geotecniche seguite per il dimensionamento delle opere di progetto.

Nel corpo del presente elaborato saranno descritti:

- le opere di fondazione (e relativi tabulati di calcolo allegati) delle opere strutturali di progetto;
- le verifiche geotecniche realizzate;
- verifiche della stabilità dei fronti di scavo.

La modellazione della struttura di fondazione e la rielaborazione dei risultati del calcolo geotecnico sono stati effettuati **con: ModeSt ver. 8.20 di Maggio 2019 prodotto da Tecnisoft s.a.s. – Prato – Codice Licenza 7188**; nel rispetto della vigente normativa tecnica “D.M. 17/01/2018”. Per la caratterizzazione geologica dei terreni si è fatto riferimento alla relazione geologica parte integrante del progetto definitivo.



## **2 Normativa di riferimento**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018. Si farà inoltre riferimento alle seguenti norme:

- Circolare esplicativa del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018”;
- Euro codice 2 “Design of concrete structures”.
- Euro codice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Euro codice 7 “Geotechnical design”.
- Euro codice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.



### **3 Aspetti geologici**

#### **3.1 Inquadramento geologico-geomorfologico**

L'area oggetto di intervento è ubicata nella periferia N-NW del Comune di Sassari, in località Salti la Pira, ad una quota di circa 80 m s.l.m., su di un modesto altipiano compreso fra la Ferrovia statale e la Strada Vicinale di La Crucca, anch'essa in territorio di Sassari. L'intervento ricade entro il bacino del Riu Mannu di Porto Torres il quale, allungato da SE a NW per un'area complessiva di circa 666.8 km<sup>2</sup>, cinge in prevalenza i litotipi terziari della Successione Sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro-Sassarese. Essi sono riconducibili alla colmata del bacino di sedimentazione, costituito dal graben con andamento meridiano che unisce il Golfo di Cagliari con quello dell'Asinara, formatosi durante la deriva e rotazione del blocco Sardo-Corso verso SE nella fase di apertura del Bacino Balearico. Le unità litostratigrafiche del Logudoro sulle quali ricade l'estremità nord-occidentale dei territori di Porto Torres e Sassari, sono riconducibili a due cicli sedimentari marini miocenici (Mazzei e Oggiano, 1990) che giacciono sulle vulcaniti calco-alcaline oligo-mioceniche intercalate ai depositi continentali Eocenici e Oligocenici, affioranti esclusivamente alle estremità settentrionale e meridionale del settore orientale del bacino. Il bacino sedimentario è stato fortemente condizionato dalle oscillazioni eustatiche e dall'instabilità tettonica connessa all'ambiente geodinamico terziario, e si caratterizza, a partire dal Burdigaliano superiore, per un episodio trasgressivo col passaggio dal contesto continentale ad uno schiettamente marino caratterizzato da paleobatimetrie oscillanti tra i 15 e i 20 metri. Il ciclo sedimentario, nell'area studiata, si chiude in concomitanza con la deposizione di ambiente fluviale dell'Unità di Florinas del Langhiano sup. Serravalliano medio-superiore. Dal punto di vista geomorfologico è possibile distinguere due unità. La prima unità, come detto, è modellata sui litotipi terziari del distretto vulcanico del Logudoro e sulla colmata sedimentaria prevalentemente carbonatica. Tale area si caratterizza per la presenza di un paesaggio che rivela il generale ringiovanimento dovuto al sollevamento plio-quadernario, con alvei in approfondimento, valli fortemente incise e paleo fondo valle a quote superiori di alcune centinaia di metri sugli attuali. La seconda unità è circoscritta quasi interamente al tavolato carbonatico delle Litofacies dei Calcarei di Mores, che si prolunga sino alla costa. Anche in questo settore si ritrovano chiari i segni di un paesaggio ringiovanito, con aste fluviali profondamente incassate in canyon o valli a V molto stretta, con pareti sub-verticali che offrono la vista di sezioni stratigrafiche assai suggestive (SS131 – Scala di Giocca), ancorché notevolmente critiche sotto il profilo della pericolosità da frana.



### **3.2 Litostratigrafia**

Le pertinenze a NW dell’abitato di Sassari fanno parte della formazione M2c di età medio miocenica. Essa è descritta come costituita in alto da termini calcarei bianco-giallastri in bancate e in basso da più potenti stratificazioni marnose e arenacee di colore giallastro. In ogni caso, su base stratimetrica e date le immersioni complessive verso NNW sarebbero da correlare con la parte alta della Serie di Scala di Giocca, da tempo attribuita per correlazione e in via presuntiva al Tortoniano e al Messiniano; in ogni caso è accertato che siano posteriori al Serravalliano. Tuttavia, la cartografia ISPRA, come accennato in precedenza, li colloca nella Formazione dei Calcari di Mores del Burdigaliano inferiore. Nello specifico si tratta di una formazione rocciosa calcarea a carattere bioclastico spessa diversi metri, disposta ad avviso di chi scrive al culmine della serie miocenica Sassarese e si collocherebbe all’interno della più recente unità stratigrafica (Unità F) del cosiddetto Canale di Sassari. L’Unità F come descritta in letteratura dà luogo a un potente banco di calcari bioclastici clinostratificati di colore da bianco-grigiastro a giallastro chiaro, con una tendenza discontinua e spesso “relitta” alla dissoluzione carsica, particolarmente diffusa in tutto il Sassarese ma talvolta concentrata al contatto con le sottostanti Marne dell’Unità E ed in corrispondenza di discontinuità/disturbi tettonici. Sul piano litologico è formata da tritume ben cementato da carbonato di calcio di elementi di origine organica, con granulometrie dei singoli elementi costituenti comprese fra quelle delle ghiaie e delle sabbie e, talvolta eccezionalmente, con sacche di Rodoliti di dimensioni pluricentriche. L’ambiente di deposizione, come anticipato, è marino di scogliera carbonatica, su strutture canaliformi, con tessitura clastica che fa assumere alla roccia un aspetto quasi poroso, sebbene i livelli più massivi, se alterati per dissoluzione, possano divenire molto leggeri e friabili. In generale, ha una minore consistenza lapidea rispetto alle corrispondenti affioranti nei dintorni meridionali di Sassari, e vi si nota anche in affioramento che gli agenti esogeni, a partire dalla superficie, ne possono intaccare la compattezza dando luogo, frequentemente, a facies alteritiche caratterizzate da livelli pulverulenti e passaggi cariati, talora colmati da argille rosso cupo, note col nome di “Terre Rosse”. Queste ultime costituiscono il tipico prodotto residuale di alterazione climatica dei calcari, e permangono o si compenetrano nelle dissoluzioni e nelle fratture, costituendo spesso discontinue sacche di riempimento di argille rubefatte. In tal senso la presenza di Terre Rosse nei fatti suggella l’assenza di una porosità e di una circolazione idrica efficace, condizioni che al contrario ricorrono nel settore meridionale e orientale di Sassari così come è data la presenza di cavità ipogee con carsismo attivo.





## **4 Modellazione geotecnica**

La caratterizzazione geotecnica è stata realizzata sulla base dei risultati delle prove geotecniche in situ e di laboratorio condotte durante la fase di progetto definitivo. Nell'area di interesse di Porto Torres sono state realizzate le seguenti prove: ottenuti, nell'unico sondaggio condotto mediante perforazione SPT1, due campioni di cui uno disturbato e uno indisturbato.

- Profili sismici a rifrazione, condotti preliminarmente ai sondaggi geognostici al fine di fornire un quadro sismo-stratigrafico propedeutico alla corretta ubicazione delle verticali;
- Numero 3 sondaggi geognostici verticali con profondità comprese tra i 9.5 m e i 16.0 m;
- Prelievo di campioni dalle cassette di carotaggio per l'esecuzione di prove geognostiche di laboratorio (prove di taglio diretto, analisi granulometriche e classificazione CNR UNI 10006);
- Esecuzione di numero 4 prove penetrometriche dinamiche in foro a profondità comprese tra 4.0 m e 7.5 m.

Dallo studio geologico di progetto definitivo è dunque possibile definire un quadro completo in merito alla caratterizzazione geotecnica dei siti coinvolti.

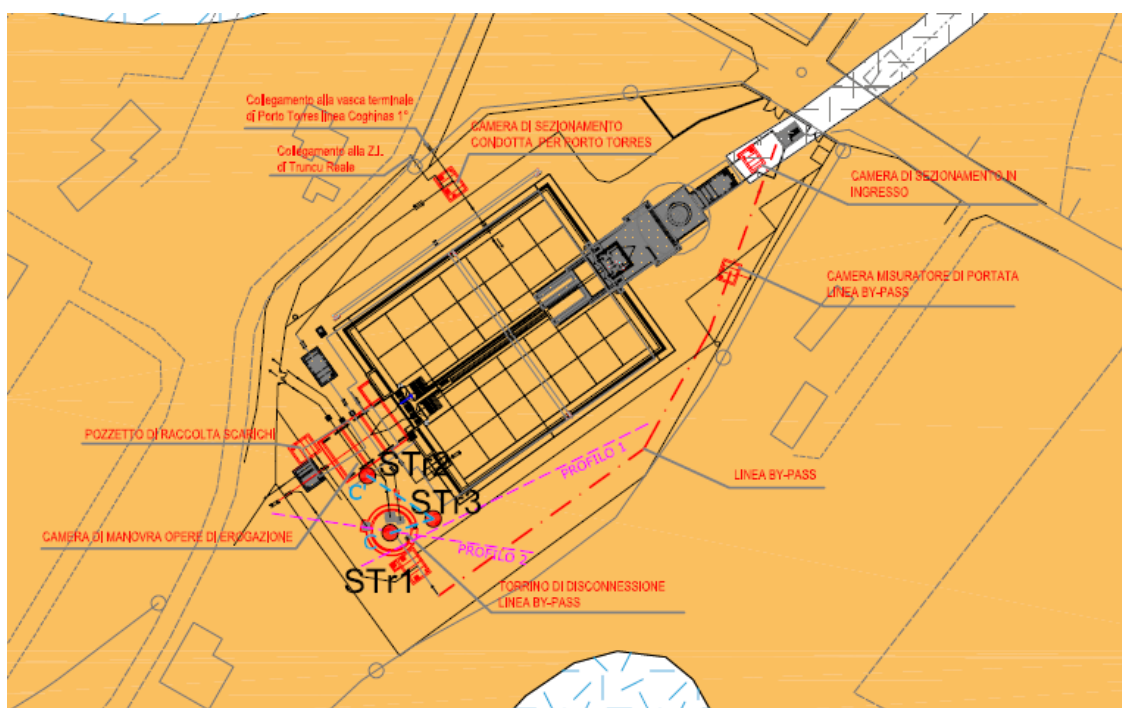
L'analisi e l'interpretazione dei risultati sperimentali delle prove eseguite sia in situ che in laboratorio hanno consentito di individuare e caratterizzare i litotipi che ricadono nel volume significativo interessato dalle opere:

- Riporto e suolo: massicciata del piazzale sovrapposta al suolo naturale, limoso sabbioso, a tratti argilloso, con elevata frazione ghiaiosa e frequenti frustoli vegetali;
- Litofacies "Terre Rosse": alternanze decimetriche di clasti di calcare organogeno biancastro, compatti e lapidei, e livelli di argilla limosa rubefatta, mediamente consistente e compatta con frequenti inclusi calcarei. I processi di dissoluzione chimica del cemento carbonatico lascia il posto ad un litotipo residuale terroso a matrice argillosa di colore rossastro;
- Litotipo Tr1: Alterite costituita dalla facies completamente destrutturata del calcare bioclastico del quale rimane prevalentemente una matrice fine biancastra, argilloso-limosa, pulverulenta e facilmente plasticizzabile anche in presenza di bassi contenuti d'acqua. Litotipo mediamente coerente;
- Litotipo Tr2: Facies di alterazione delle calcareniti, sabbioso-limosa, con frequenti microclasti organogeni e incrostazioni carbonatiche. Litotipo



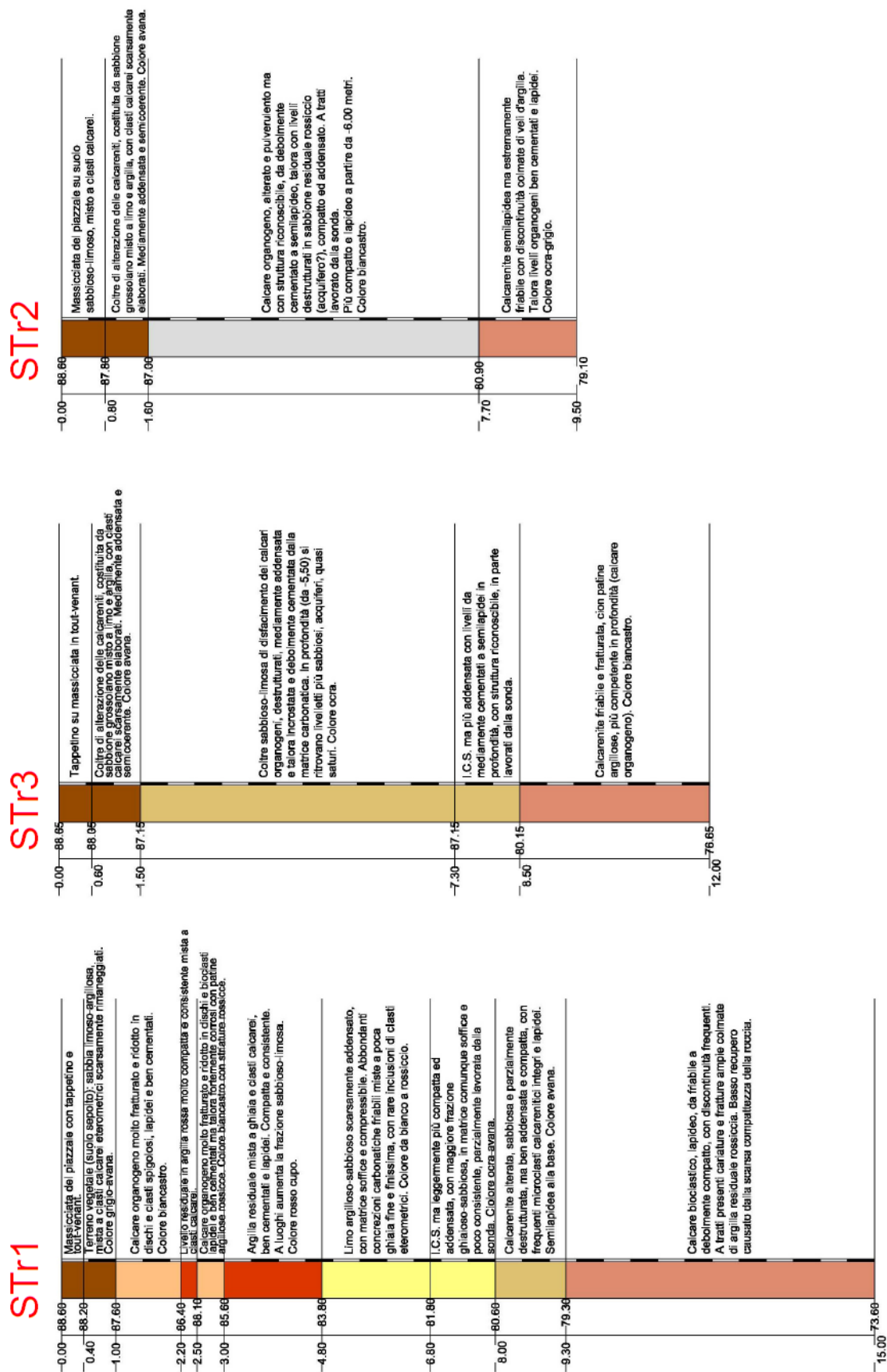
semicoerente, a luoghi debolmente cementato dalla matrice carbonatica con buona resistenza a taglio sia in termini di angolo di attrito che di coesione;

- Litotipo Tr3: calcare bioclastico e calcarenti parzialmente alterate, con struttura riconoscibile talvolta semilapidee e compatte, di colore ocre biancastro. Rappresentano il termine sabbioso-limoso di passaggio alla roccia sana.;
- Litotipo Tr4: calcareniti ad elevata componente terrigena, talora in sottili laminelimoso-argillose. Lاپidee ma spesso friabili; passano con frequenza a livelli bioclastici più massivi e compatti talora debolmente cariati con tracce di argilla rubefatta.





“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”  
Progetto esecutivo





La campagna di indagini geognostiche condotta nel sito di Truncu Reale ha permesso uno studio geotecnico dei litotipi in questione. Sono state effettuate 4 prove penetrometriche in foro a varie profondità (i cui risultati sono stati empiricamente correlati a parametri meccanici dei litotipi stessi) in uno con il prelievo di tre campioni (2 disturbati e 1 indisturbato) sui quali realizzare prove di taglio diretto in laboratorio e analisi granulometriche per la definizione rispettivamente di parametri fisici e meccanici.

#### *Risultati prove penetrometriche*

Profondità	Sondaggio	N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	φ [°]	Cu [kg/cm <sup>3</sup> ]	Ei [MPa]	Ed [Mpa]
7,00m/7,45m	STr1	9	8	/	0,5	20	4,95
5,30m/5,30m	STr2	Rif.	Rif.	>40	/	100	/
4,00m/4,45m	STr3	34	36	32,3	/	36	/
5,00m/5,45m	STr3	26	30	31,7	/	31	/

#### *Risultati prove taglio diretto*

	Profondità	c' [kPa]	φ' [°]
STr1	6,5m/6,8	24	22
STr3	7,7m/7,8m	34,4	36
STr3	7,0m/7,2m	31,8	35

#### *Risultati criterio di Hoek-Brown condotto sul campione di roccia dal sondaggio STr2*

Litotipo	Sondaggio	GSI	σ <sub>c</sub>	m <sub>i</sub>	D	c' [kPa]	φ [°]
Calcareniti Truncu Reale	STr2	33	3,5	9	0,8	79	16

#### *Sintesi dei litotipi usati per il modello geotecnico del sito di Truncu Reale*

LITOTIPO	DESCRIZIONE LITOTIPO	
Suolo e riporto	Massicciata del piazzale sovrapposta al suolo naturale	
Litofacies "Terre Rosse"	Alternanze decimetriche di clasti di calcare organogeno biancastro, compatti e lapidei, e livelli di argilla limosa rubefatta	
Tr1	Alterite completamente destrutturata del calcare bioclastico	
Tr2	Facies di alterazione delle calcareniti, sabbioso limosa, con frequenti microclasti organogeni e incrostazioni carbonatiche	
Tr3	Calcare bioclastico e calcareniti parzialmente alterate, con struttura riconoscibile, talora semilapidee e compatte di colore ocre-biancastro	
Tr4	Calcareniti ad elevata componente terrigena, talora in lamine limoso-argillose	



“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
 Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
 Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”  
 Progetto esecutivo

**Modellazione geotecnica di progetto**

MODELLAZIONE GEOTECNICA									
LITOTIPO	$\gamma_{\text{NAT}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{SAT}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E_d$ [Mpa]	$E_i$ [Mpa]	$\nu$ [/]	$\rho_h$ [kg/cm <sup>3</sup> ]
Suolo e riporto	14,5	/	22,0	0,0	/	/	5,0	0,25	8,0
Litofacies "Terre Rosse"	19,5	/	20,0	6,0	40,0	4,9	5,0	0,35	3,0
Tr1	16,0	17,4	20,0	22,0	50,0	5,0	5,0	0,35	3,0
Tr2	18,0	18,7	31,0	31,0	125,0	35,0	28,0	0,20	14,0
Tr3	20,2	20,2	31,0	31,0	/	/	30,0	0,20	20,0
Tr4	20,0	21,5	16,0	79,0	/	/	100,0	0,28	12,0

Sulla base delle indagini geognostiche condotte e della descrizione riportata nella tavola D.3.3 del progetto definitivo si è ritenuto necessario fornire due differenti modelli geotecnici per la Vasca di distribuzione e per le altre opere strutturali interrato site ad una certa distanza da questa per le quali risultano da approfondire i dati geognostici necessari ad una corretta modellazione geotecnica.

*Modello geotecnico di progetto relativo alla Vasca di distribuzione di Truncu Reale*

Stratigrafia di progetto	
Quota sotto il p.c. [m]	Litotipo
0,0	Massicciata del piazzale sovrapposta al suolo naturale
0,5	
1,0	
1,5	
1,8	Facies di alterazione delle calcareniti, sabbioso limosa, con frequenti microclasti organogeni e incrostazioni carbonatiche
2,0	
2,5	
3,0	
3,2	
3,5	
4,0	
4,5	
5,0	
5,5	
6,0	
6,5	
7,0	
7,5	
7,7	
8,0	Calcareniti ad elevata componente terrigena
8,1	
8,5	
9,0	
9,5	
10,0	



*Modello geotecnico di progetto relativo a tutte le altre opere in cemento armato  
interrate di Truncu Reale*

Stratigrafia di progetto (STr1)	
Quota sotto il p.c. [m]	Litotipo
0,0	Massicciata del piazzale
0,5	
1,0	
1,5	Litoacies "Terre Rosse"
1,8	
2,0	
2,5	
3,0	
3,2	
3,5	
4,0	
4,5	
4,8	
5,0	Alterite destrutturata del calcare bioclastico
5,5	
6,0	
6,5	
6,8	
7,0	
7,5	
7,7	
8,0	
8,1	Calcare bioclastico e cacareniti parzialmente alterate
8,5	
9,0	
9,3	
9,5	Calcareniti ad elevata componente terrigena
10,0	
10,5	
11,0	
11,5	
12,0	
12,5	
13,0	



## **5 Caratterizzazione sismica del sito**

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

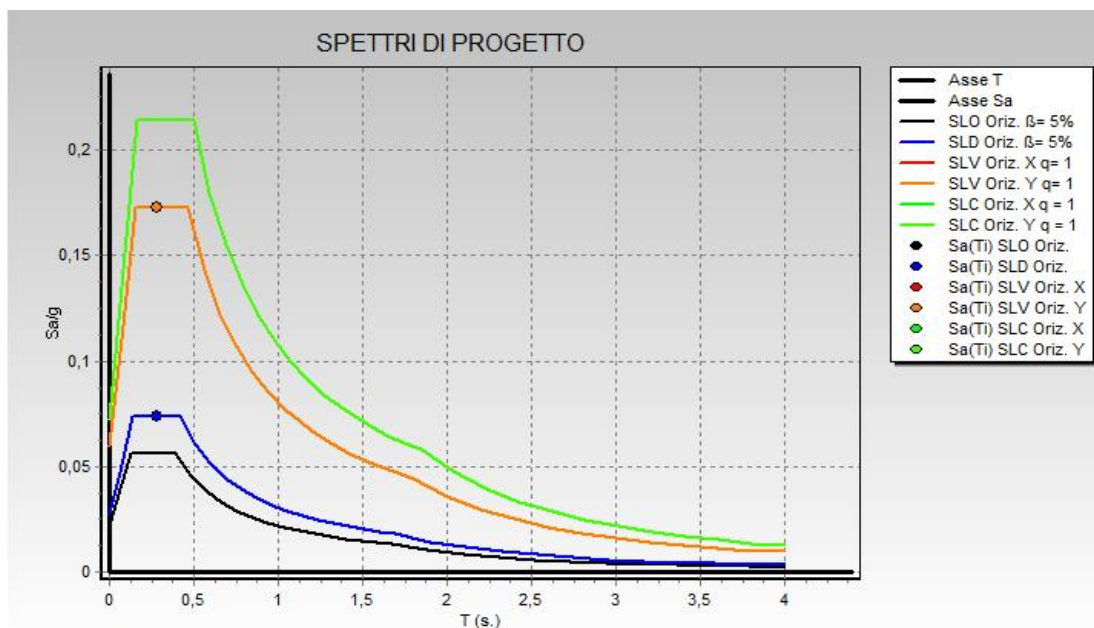
- tabella di riferimento Tabella 2 per le isole: Sardegna
- classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);





- categoria di suolo: B (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

Considerando tali valori si ottengono i seguenti spettri di risposta elastici che nel caso in esame, visto l'uso del fattore di struttura  $q$  pari ad 1 coincidono con gli spettri di risposta di progetto:



Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che la struttura è di limitata altezza, approssimativamente simmetrica nelle due direzioni e che i modi superiori sono trascurabili, si è optato per l'analisi statica lineare equivalente con spettro elastico di progetto e fattore di struttura. Nell'analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze, applicate in corrispondenza dei nodi, sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

$F_i$  è la forza da applicare al nodo  $i$





$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

$W$  è il peso sismico complessivo della costruzione

$L$  è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se  $T_1 < T_c$ ,  
pari ad 1,0 negli altri casi

$g$  è l'accelerazione di gravità

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse sismiche ai nodi  $i$  e  $j$

$z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei nodi  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni

### **5.1 Determinazione della categoria sismica di sottosuolo**

Per il presente progetto, così come previsto dalle NTC 2018 (normativa tecnica nazionale in vigore – Paragrafo 3.2.2 “categorie di sottosuolo e condizioni topografiche”) per valutare l'effetto della risposta sismica locale si è fatto riferimento all'approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo attraverso la misura della  $V_{s,30}$ :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

determinata a partire da prova sismica tipo MASW, condotta in corrispondenza delle aree di progetto. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale e delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo di cui al 6.2.2. In tal senso, l'esito della prova ha restituito una  $V_{s,30}$  pari a 586 m/s per cui la categoria sismica di progetto è stata considerata la categoria B:

*“Rocce Tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.” Per tutti i dettagli della prova si faccia riferimento all'elaborato progettuale R.21-ENAS539Rsge174R1 “Relazione Geologica”: paragrafo 2.5.1 ed allegato tecnico.*



## 6 Descrizione delle opere

### 6.1 Nuova vasca di distribuzione e relativa camera di manovra

Il presente progetto prevede il rifacimento di tutto il sistema in uscita dalle vasche. In particolare, al fine di semplificare lo schema idraulico previsto nel progetto definitivo e garantire un corretto funzionamento idraulico del nodo in uscita, nel presente progetto esecutivo si prevede la realizzazione di una nuova vasca di erogazione e della relativa camera di manovra.

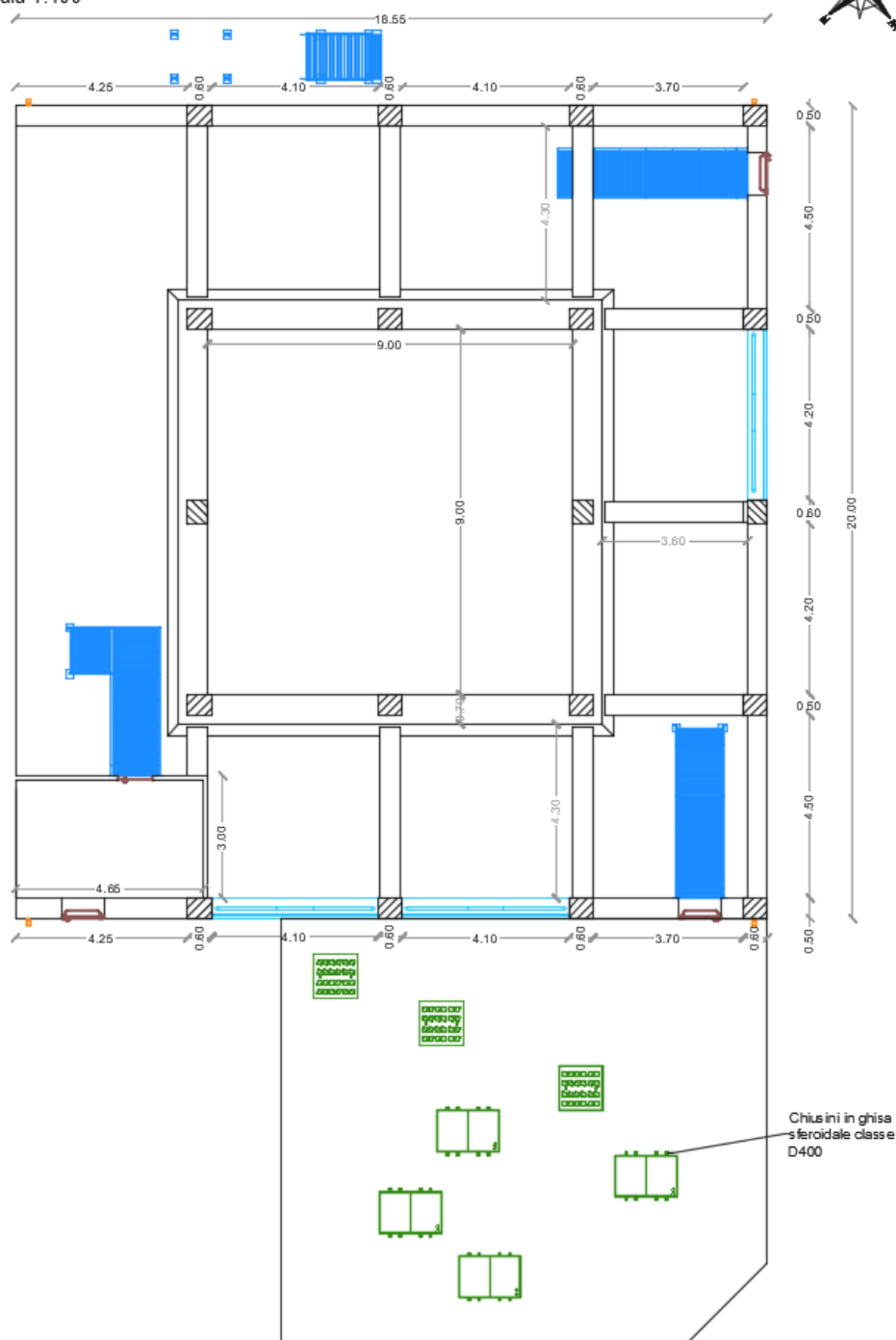
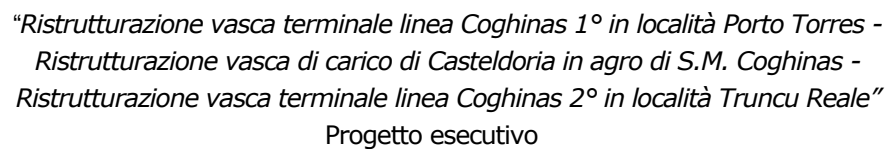
Il sistema di erogazione è composto essenzialmente dalla vasca di distribuzione e dalla relativa camera di manovra che strutturalmente l'avvolge: quest'ultima presenta un'appendice in pianta che comprende le uscite verso Porto Torres, zona industriale di Truncu Reale, Montagnese Alghero e potabilizzatore di Truncu Reale. La nuova vasca di erogazione, in collegamento idraulico con le vasche esistenti, è realizzata con una struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato. La vasca di distribuzione vera e propria ha dimensioni interne in pianta pari a (9,00x9,00) m<sup>2</sup>. Le pareti hanno uno spessore variabile da 0,50 m in testa a 1,00 m alla base. L'altezza interna della vasca è pari a 8,20 m.

La struttura è "irrigidita" esternamente da una struttura intelaiata in c.a. cui è affidata la funzione di camera di manovra ad essa asservita.

La struttura di irrigidimento permette di ricavare un locale che funge da camera di manovra. Le dimensioni esterne in pianta di tale struttura sono pari a (20,00x18,55) m<sup>2</sup>. L'altezza totale è di 7,00 m di cui 4,20 m interrati al di sotto del piano campagna.

L'appendice alla camera di manovra ha dimensioni interne in pianta pari a (11,00x10,00) m<sup>2</sup> ed altezza netta pari a 4,15 m.

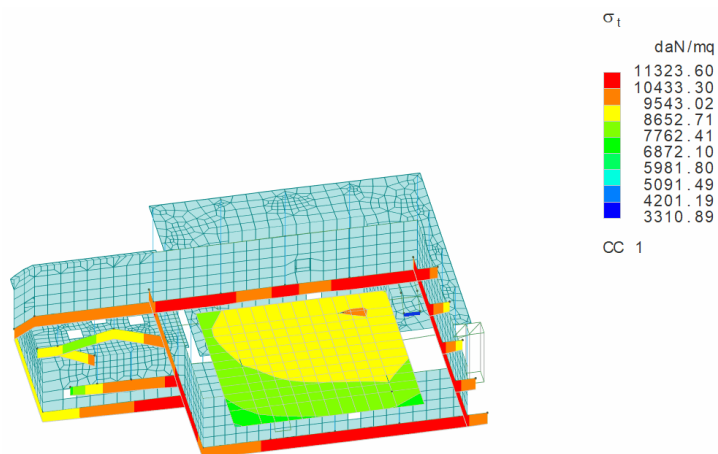
La fondazione è costituita da una piastra in c.a. (20.00 x 18.55) m<sup>2</sup> con nervature di ampiezza 0.40 m x 0.50 m e interassi variabili nelle due direzioni pari a 4.2 m; 4.25 m e 4.50m. **Nell'ALLEGATO A - ELABORATO R.8.11-ENAS539Rst008R0 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.



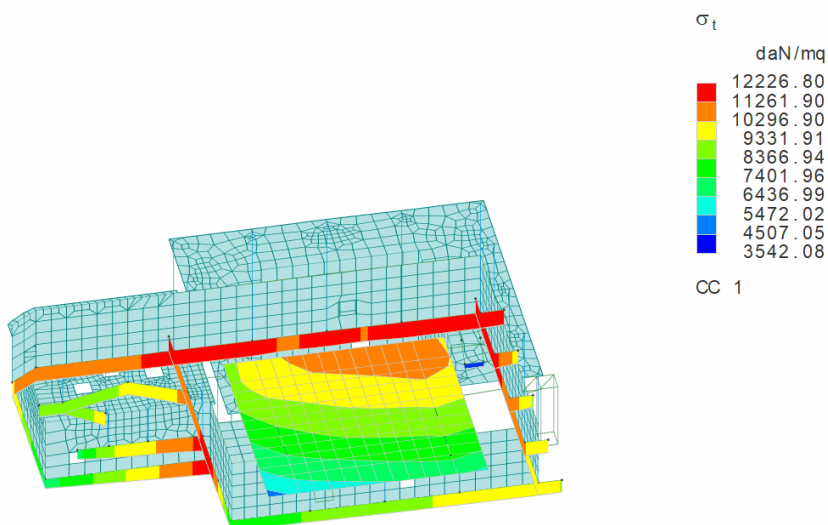


### 6.1.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dalla vasca di distribuzione e relativa camera di manovra. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV**



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLD**



### 6.1.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche**

C	N	Tx	Ty	Mx	My	B'	L'	Sq	Sc	Sg	dq	dc	iq	ic	ig	q <sub>lim</sub>	R <sub>d</sub>	Sic.
C	<daN>	<daN> >	<daN>	<daNm> >	<daN > <daNm>	<m> >	<m> >									<daN/ mq>	<daN>	
1	2251560	16685.	-	-	34776.	13.9	13.9	1.2	1.4	0.8	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	271705.	22970600	10.2
7	.00	90	26513.6	90267.8	30	2	7	0	0	0	1	3	9	9	9	00	.00	0

**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento**

CC	N	Tx	Ty	R <sub>d</sub>	Sic.
	<daN>	<daN>	<daN>	<daN>	
1	1711890.00	-201953.00	-70416.20	1432780.00	6.70
3	1707190.00	-199589.00	-16332.50	1438740.00	7.18
5	1716340.00	226887.00	-25846.30	1433670.00	6.28
7	1711640.00	229250.00	28237.50	1429890.00	6.19
9	1718930.00	-54617.10	-117914.00	1448820.00	11.15
11	1720270.00	74034.80	-104543.00	1448810.00	11.31
13	1703260.00	-46737.60	62364.70	1449490.00	18.60
15	1704600.00	81914.30	75735.70	1438330.00	12.89

**Cedimenti**

CC	N	q <sub>es</sub>	Ced
	<daN>	<daN/m <q>	<cm>
1	1882990.00	9607.11	1.06
1	1711890.00	8734.13	0.96
2	1711830.00	8733.81	0.96
3	1881000.00	9596.96	1.06
3	1707190.00	8710.14	0.96
4	1709460.00	8721.73	0.96
5	1884880.00	9616.72	1.06
5	1716340.00	8756.85	0.97
6	1714070.00	8745.26	0.97
7	1882890.00	9606.57	1.06
7	1711640.00	8732.85	0.96
8	1711700.00	8733.17	0.96
9	1885970.00	9622.32	1.06
9	1718930.00	8770.07	0.97



10	1715380.00	8751.92	0.97
11	1886540.00	9625.20	1.06
11	1720270.00	8776.89	0.97
12	1716050.00	8755.35	0.97
13	1879340.00	9588.48	1.06
13	1703260.00	8690.10	0.96
14	1707480.00	8711.64	0.96
15	1879910.00	9591.37	1.06
15	1704600.00	8696.92	0.96
16	1708150.00	8715.07	0.96
17	2251560.00	11487.50	1.27
18	1724180.00	8796.82	0.97
19	1712300.00	8736.22	0.96
20	1711760.00	8733.49	0.96

## 6.2 Camera di sezionamento in ingresso

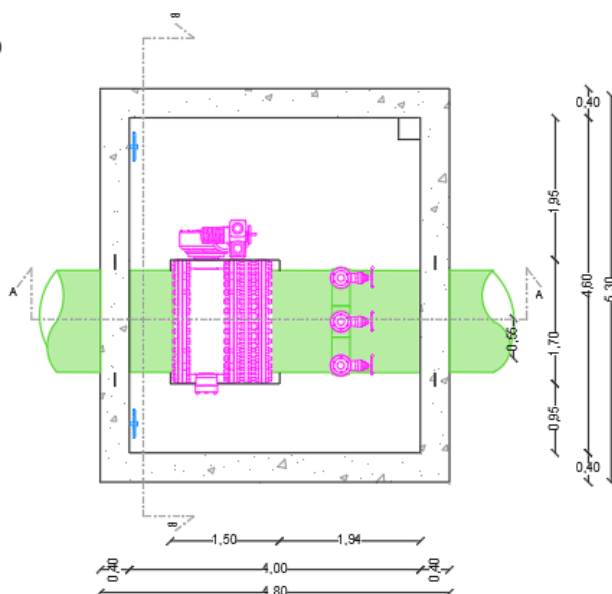
Il presente progetto prevede la demolizione e la nuova realizzazione della camera di sezionamento in ingresso per l'alloggio della valvola di sezionamento a farfalla teleattuatori DN1400.

Il pozzetto è realizzato in c.a. ed ha dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 4,60 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 3,30 m.

La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 4.80 m x 5.40 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.6-ENAS539Rrst008R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

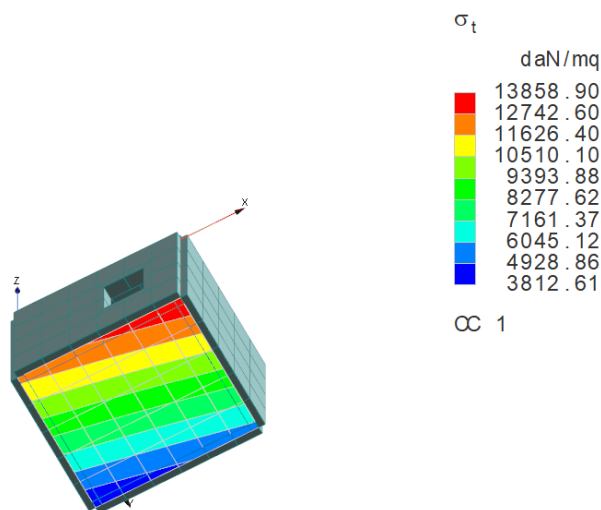


Pianta  
scala 1:50

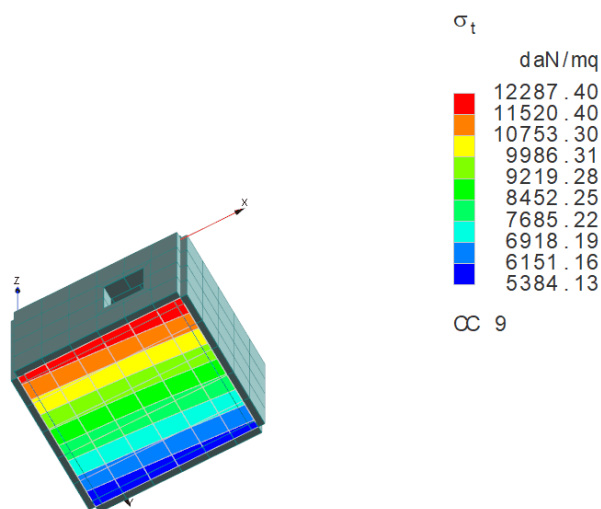


### 6.2.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dalla camera di sezionamento in ingresso. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC 9 delle SLV

## 6.2.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche  
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m > q>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	244861.0	-0.00	59037.5	70499.80	2261.61	3.82	4.98	1.2	1.3	0.84	1.2	1.29	0.75	0.71	0.62	85445.40	707717.	2.89

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento  
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	213230.00	-5735.31	63220.70	80838.50	1.27
3	213230.00	-5735.31	66661.90	80525.30	1.20
5	213230.00	5735.31	63220.70	80755.80	1.27
7	213230.00	5735.31	66661.90	80445.10	1.20
9	213230.00	-1720.59	59206.00	81501.90	1.38
11	213230.00	1720.59	59206.00	81416.20	1.37
13	213230.00	-1720.59	70676.60	80428.60	1.14
15	213230.00	1720.59	70676.60	80351.30	1.14





#### Cedimenti

CC	N	q <sub>es</sub>	Ced
	<daN>	<daN/m q>	<cm >
1	213230.0	9692.26	5.64
1	193845.0	8811.14	5.12
2	193845.0	8811.14	5.12
3	213230.0	9692.26	5.64
3	193845.0	8811.14	5.12
4	193845.0	8811.14	5.12
5	213230.0	9692.26	5.64
5	193845.0	8811.14	5.12
6	193845.0	8811.14	5.12
7	213230.0	9692.26	5.64
7	193845.0	8811.14	5.12
8	193845.0	8811.14	5.12
9	213230.0	9692.26	5.64
9	193845.0	8811.14	5.12
10	193845.0	8811.14	5.12
11	213230.0	9692.26	5.64
11	193845.0	8811.14	5.12
12	193845.0	8811.14	5.12
13	213230.0	9692.26	5.64
13	193845.0	8811.14	5.12
14	193845.0	8811.14	5.12
15	213230.0	9692.26	5.64
15	193845.0	8811.14	5.12
16	193845.0	8811.14	5.12
17	244861.0	11130.00	6.47
18	204201.0	9281.88	5.40
19	196804.0	8945.64	5.20
20	193845.0	8811.14	5.12

### 6.3 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento degli organi di sezionamento e misura sul by-pass generale della vasca

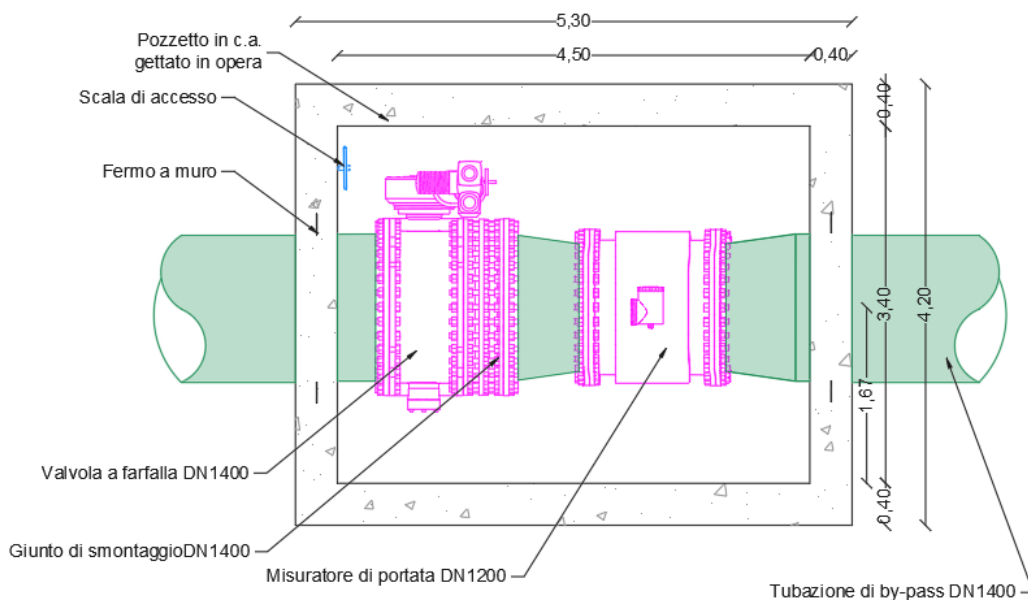
Il presente progetto prevede la realizzazione di un by-pass che consenta di by-passare le vasche in occasione dei lavori di manutenzione previsti nel presente progetto e per quelli che potranno presentarsi in futuro. Al fine di poter sezionare tale condotta è prevista l'installazione di una valvola di sezionamento a farfalla teleattuata DN1400. Tale valvola è alloggiata all'interno di un pozzetto realizzato in



c.a. avente dimensioni interne in pianta di 4,50 m x 3,40 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m e l'altezza interna netta del pozzetto è 3,50m.

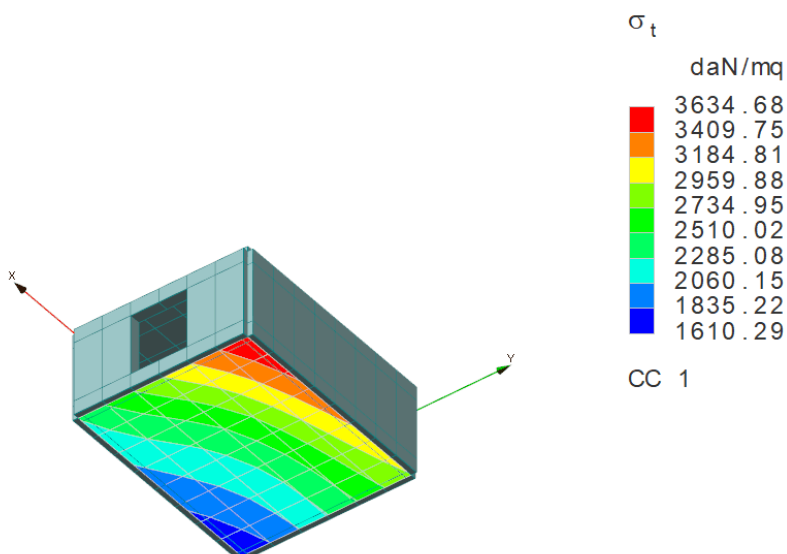
La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 5.30 m x 4.20 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.3-ENAS539Rrst008R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

Pianta  
scala 1:50

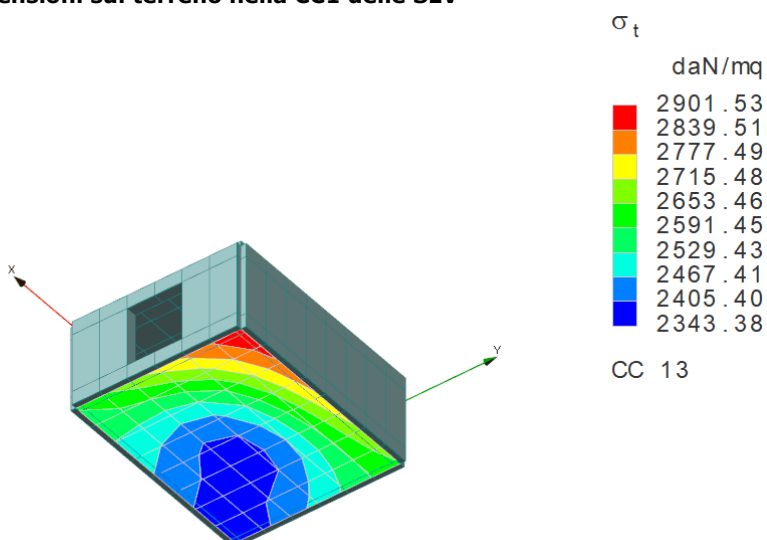


### 6.3.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto per l'alloggiamento degli organi di sezionamento e misura sul by-pass generale della vasca. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC13 delle SLV

### 6.3.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

Verifiche capacità portante

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	Mx <daNm> >	My <daNm> >	B' <m> >	L' <m> >	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m q>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	81788.8	0.00	-6527.48 9698.74	-1224.89	3.79	5.03	1.1	1.3	0.85	1.1	1.21	0.8	0.86	0.81	53360.30	442329.0	5.41	



**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento  
Verifiche in condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	55802.2	-2780.42	-11502.70	28404.90	2.40
3	55802.2	-2780.42	-9834.48	28732.00	2.81
5	55802.2	2780.42	-11502.70	28493.10	2.41
7	55802.2	2780.42	-9834.48	28823.10	2.82
9	55802.2	-834.13	-13449.00	28301.10	2.10
11	55802.2	834.13	-13449.00	28385.90	2.11
13	55802.2	-834.13	-7888.19	29423.10	3.71
15	55802.2	834.13	-7888.19	29517.50	3.72

**Cedimenti**

CC	N <daN>	q <sub>es</sub> <daN/m q>	Ced <cm >
1	55802.2	2791.92	6.79
1	50729.2	2538.11	6.17
2	50729.2	2538.11	6.17
3	55802.2	2791.92	6.79
3	50729.2	2538.11	6.17
4	50729.2	2538.11	6.17
5	55802.2	2791.92	6.79
5	50729.2	2538.11	6.17
6	50729.2	2538.11	6.17
7	55802.2	2791.92	6.79
7	50729.2	2538.11	6.17
8	50729.2	2538.11	6.17
9	55802.2	2791.92	6.79
9	50729.2	2538.11	6.17
10	50729.2	2538.11	6.17
11	55802.2	2791.92	6.79
11	50729.2	2538.11	6.17
12	50729.2	2538.11	6.17
13	55802.2	2791.92	6.79
13	50729.2	2538.11	6.17
14	50729.2	2538.11	6.17
15	55802.2	2791.92	6.79
15	50729.2	2538.11	6.17
16	50729.2	2538.11	6.17
17	60592.8	3031.61	7.37



18	53547.4	2679.11	6.51
19	50729.2	2538.11	6.17

#### **6.4 Pozzetti in c.a. per gli alloggiamenti delle valvole anticipatrici del colpo d'ariete**

Il presente progetto prevede che la dissipazione delle sovrappressioni venga affidato al funzionamento di un sistema costituito da due valvole di regolazione a fuso per la dissipazione delle sovrappressioni da colpo d'ariete. Tali valvole verranno installate ciascuna su una condotta, in acciaio con diametro pari a DN 600 in derivazione alla condotta in ingresso. Le valvole verranno ubicate all'interno di un pozzetto (pozzetto 1) realizzato in c.a. avente dimensioni interne in pianta di (3,50x4,50) m. La fondazione sarà costituita da una piastra con dimensione planimetrica pari a (4,00x5,00) m adagiata su uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m. All'interno del pozzetto sono ubicate due valvole a fuso per il controllo delle sovrappressioni da colpo d'ariete e, a monte di ciascuna, sono installate due valvole a farfalla manuali per il sezionamento.

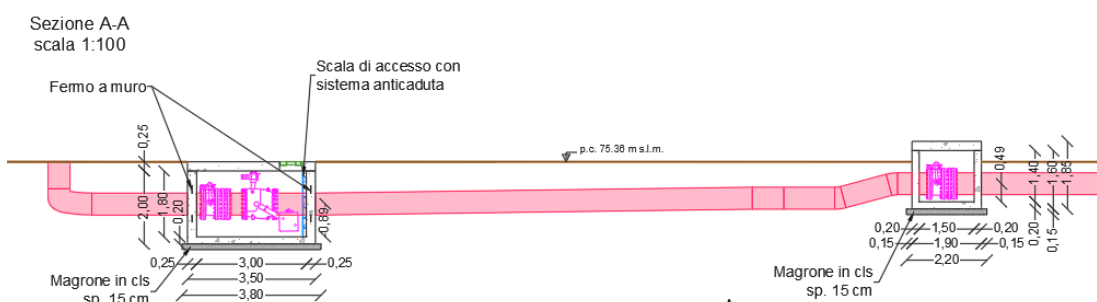
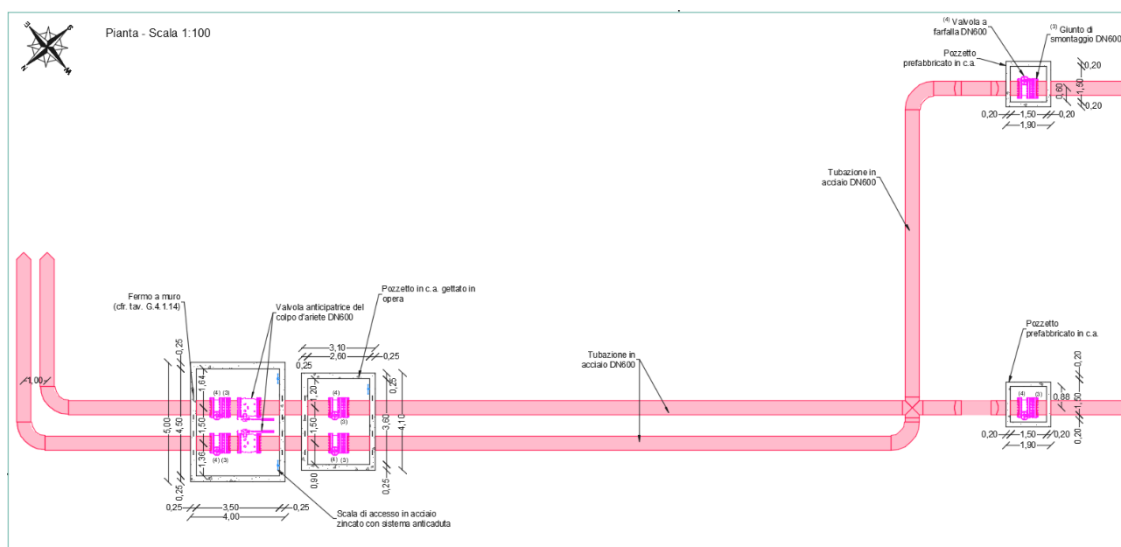
A fianco di tale pozzetto è ubicato un secondo pozzetto (pozzetto 2) anch'esso in c.a. avente dimensioni interne in pianta di (3,60x2,60) m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m. La fondazione sarà costituita da una piastra con dimensioni planimetriche pari a (4,10x3,10) m adagiata su uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m.

**Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.1-ENAS539Rrst008R2 e nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.2-ENAS539Rrst008R2 sono riportati i tabulati di calcolo di dettaglio** che riportano nello specifico l'analisi dei carichi sui pozzetti e in fondazione e il dimensionamento delle rispettive armature.

In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

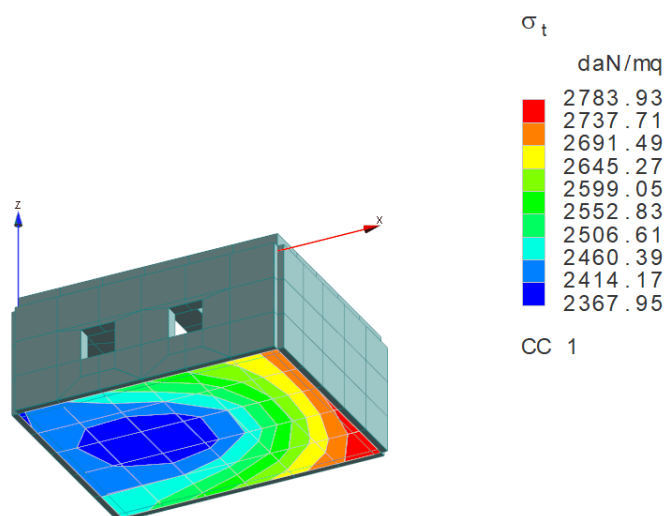


*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*  
Progetto esecutivo

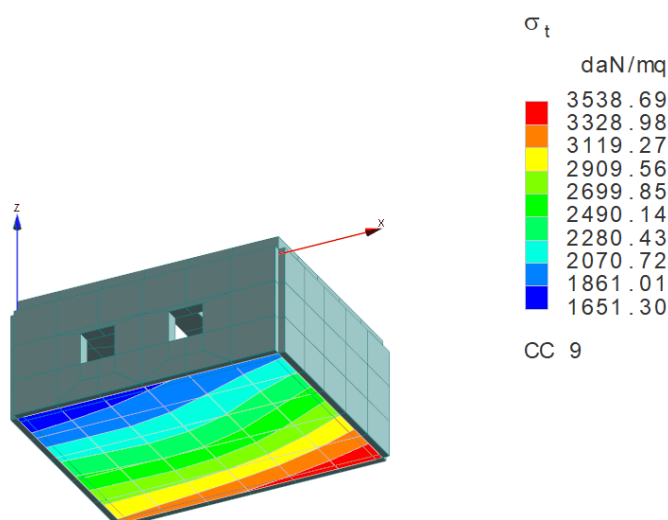


#### 6.4.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno (Pozzetto 1 -alloggio valvola anticipatrice del colpo d'ariete)

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di alloggio delle valvole anticipatrici del colpo d'ariete. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV**



**Tensioni sul terreno nella CC9 delle SLV**

#### 6.4.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche (Pozzetto 1 - alloggio valvola anticipatrice del colpo d'ariete)

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.



**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche**  
**Verifiche in condizioni drenate**

C	N	Tx	Ty	Mx	My	B'	L'	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub>	R <sub>d</sub>	Sic.
C	<daN>	<daN>	<daN>	<daNm>	<daNm>	<m>	<m>									<daN/m>	<daN>	
17	79272.40	-0.00	-6.92	-776.00	280.79	3.98	4.99	1.16	1.33	0.84	1.16	1.19	1.00	1.00	1.00	62895.70	543472.00	6.86

**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento**

CC	N	Tx	Ty	R <sub>d</sub>	Sic.
	<daN>	<daN>	<daN>	<daN>	
1	65423.40	-1985.81	-619.88	32738.80	15.74
3	65423.40	-1985.81	571.61	32667.80	15.81
5	65423.40	1985.81	-619.88	32714.10	15.73
7	65423.40	1985.81	571.61	32643.30	15.80
9	65423.40	-595.75	-2009.95	32700.70	15.60
11	65423.40	595.74	-2009.95	32676.50	15.59
13	65423.40	-595.75	1961.68	32628.70	15.92
15	65423.40	595.74	1961.68	32604.60	15.90

**Cedimenti**

CC	N	q <sub>es</sub>	Ced
	<daN>	<daN/m>	<cm>
1	65423.40	3271.17	5.82
1	50325.70	2516.28	4.47
2	50325.70	2516.28	4.47
3	65423.40	3271.17	5.82
3	50325.70	2516.28	4.47
4	50325.70	2516.28	4.47
5	65423.40	3271.17	5.82
5	50325.70	2516.28	4.47
6	50325.70	2516.28	4.47
7	65423.40	3271.17	5.82
7	50325.70	2516.28	4.47
8	50325.70	2516.28	4.47
9	65423.40	3271.17	5.82
9	50325.70	2516.28	4.47
10	50325.70	2516.28	4.47
11	65423.40	3271.17	5.82
11	50325.70	2516.28	4.47
12	50325.70	2516.28	4.47

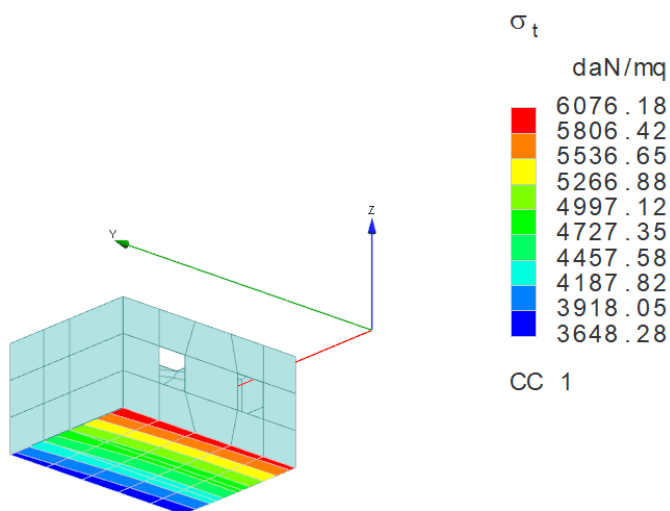




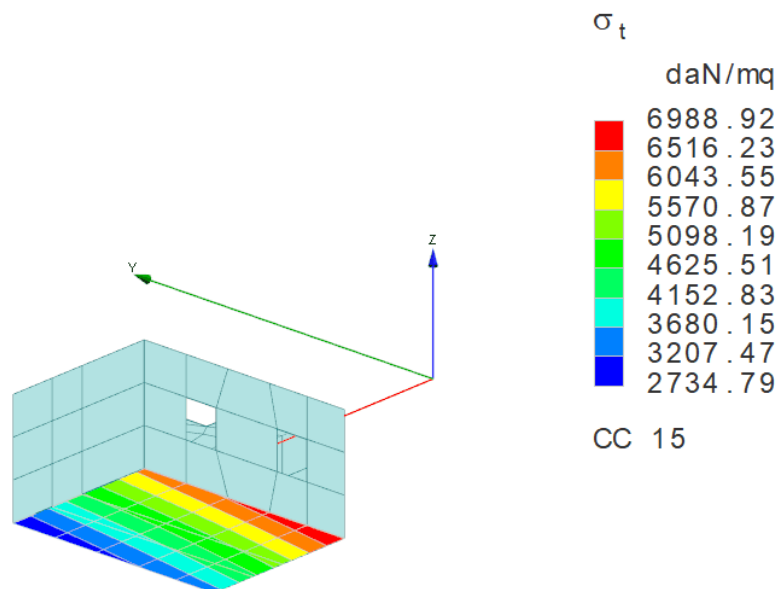
13	65423.40	3271.17	5.82
13	50325.70	2516.28	4.47
14	50325.70	2516.28	4.47
15	65423.40	3271.17	5.82
15	50325.70	2516.28	4.47
16	50325.70	2516.28	4.47
17	79272.40	3963.62	7.05
18	58807.10	2940.35	5.23
19	52748.90	2637.45	4.69
20	50325.70	2516.28	4.47

#### 6.4.3 Distribuzione delle pressioni sul terreno (Pozzetto 2 – alloggio valvola anti colpo d’ariete)

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di alloggio delle valvole anticipatrici del colpo d’ariete. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



**Tensioni sul terreno nella CC15 delle SLV**

#### 6.4.4 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche (Pozzetto 2 – alloggio valvola anti colpo d'ariete)

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

##### Verifiche capacità portante

##### Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m q>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	73359.30	-0.00	-0.00	-378.98	-384.60	2.85	3.99	1.15	1.29	0.85	1.23	1.27	1.00	1.00	1.00	59981.30	296485.0	4.04

##### Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	60828.60	-1674.97	-502.49	26422.60	15.11
3	60828.60	-1674.97	502.49	26403.30	15.10
5	60828.60	1674.97	-502.49	26396.10	15.09
7	60828.60	1674.97	502.49	26376.90	15.08
9	60828.60	-502.49	-1674.97	26448.00	15.12
11	60828.60	502.49	-1674.97	26421.90	15.11
13	60828.60	-502.49	1674.97	26428.30	15.11
15	60828.60	502.49	1674.97	26402.30	15.10



#### Cedimenti

CC	N <daN>	q <sub>es</sub> <daN/m q>	Ced <cm >
1	60828.6	5317.19	5.00
1	55298.8	4833.81	4.55
2	55298.8	4833.81	4.55
3	60828.6	5317.19	5.00
3	55298.8	4833.81	4.55
4	55298.8	4833.81	4.55
5	60828.6	5317.19	5.00
5	55298.8	4833.81	4.55
6	55298.8	4833.81	4.55
7	60828.6	5317.19	5.00
7	55298.8	4833.81	4.55
8	55298.8	4833.81	4.55
9	60828.6	5317.19	5.00
9	55298.8	4833.81	4.55
10	55298.8	4833.81	4.55
11	60828.6	5317.19	5.00
11	55298.8	4833.81	4.55
12	55298.8	4833.81	4.55
13	60828.6	5317.19	5.00
13	55298.8	4833.81	4.55
14	55298.8	4833.81	4.55
15	60828.6	5317.19	5.00
15	55298.8	4833.81	4.55
16	55298.8	4833.81	4.55
17	73359.3	6412.53	6.03
18	60295.5	5270.58	4.96
19	56726.4	4958.60	4.66
20	55298.8	4833.81	4.55

### 6.5 Pozzetto per l'alloggiamento delle erogazioni per Porto Torres e la zona industriale di Truncu Reale

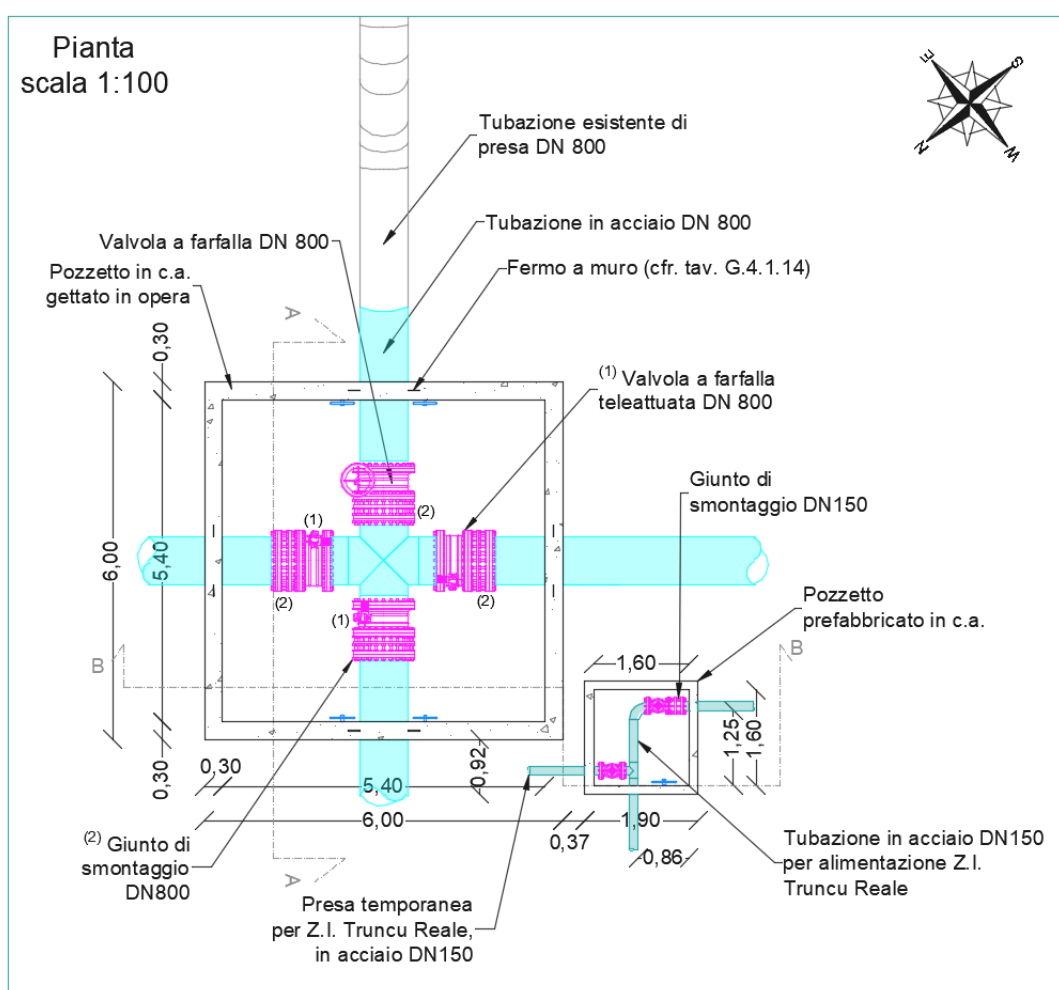
L'attuale presa per l'alimentazione di Porto Torres è ubicata sulla parete laterale della vasca posta in destra idraulica. Come descritto in precedenza, il presente progetto prevede la riorganizzazione idraulica dell'intero sistema idraulico in ingresso ed in uscita e pertanto anche della presa per Porto Torres.

Il nodo è ubicato all'interno di un pozzetto realizzato in c.a. avente dimensioni interne in pianta di 5,40 m x 5,40 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,30 m.



Pertanto, le dimensioni esterne in pianta sono pari a 6,00 m x 6,00 m. L'altezza interna netta del pozzetto è pari a 2,70 m.

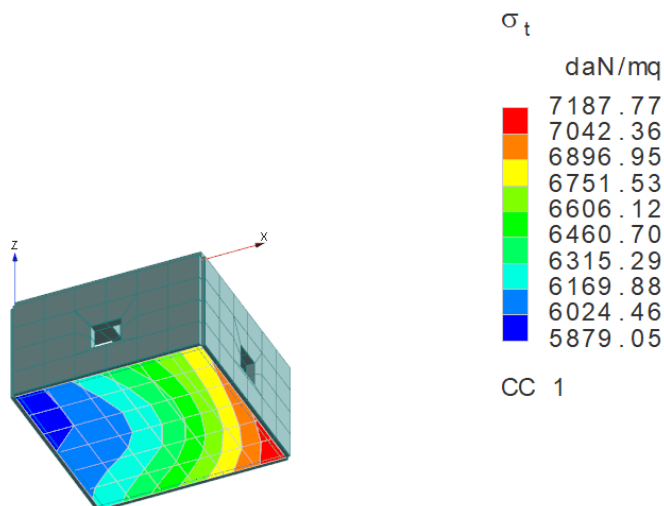
La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 6.00 m x 6.00 m e spessore pari a 0.40 m. **Nell'ALLEGATO A - ELABORATO R.8.4-ENAS539Rst008R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature della platea. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.



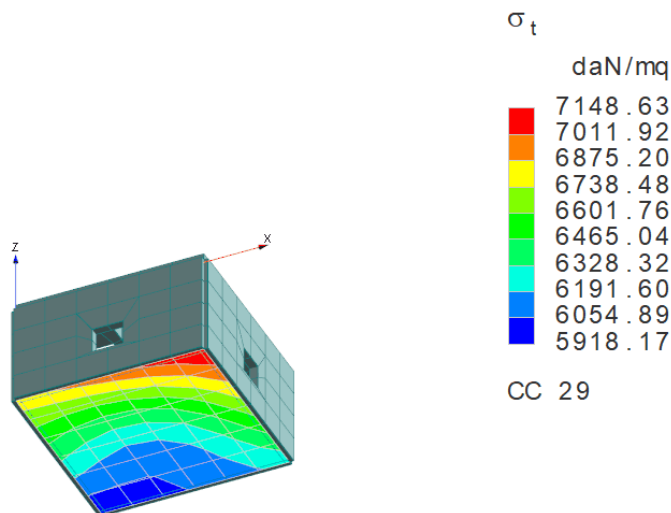


### 6.5.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di alloggiamento delle erogazioni per Porto Torres e la zona industriale di Truncu Reale. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV**



**Tensioni sul terreno nella CC29 delle SLV**



## 6.5.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche**  
**Verifiche in condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
33	268523.	0.01	0.00	1165.72	1189.63	5.74	5.74	1.36	1.43	0.60	1.2	1.2	1.00	1.00	1.00	88704.70	1271240.	4.73

□

**Verifiche in condizioni non drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
33	268523.	0.01	0.00	1165.72	1189.63	5.74	5.74	0.20	0.22	0.00	0.00	34754.80	498078.0	1.85

**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento**  
**Verifiche in condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	233291.00	-5282.92	-1584.87	95360.40	17.29
3	233291.00	-5282.92	1584.88	95406.00	17.30
5	233291.00	5282.93	-1584.87	95405.80	17.30
7	233291.00	5282.93	1584.88	95433.40	17.30
9	233291.00	-1584.87	-5282.92	95369.40	17.29
11	233291.00	1584.88	-5282.92	95396.20	17.30
13	233291.00	-1584.87	5282.93	95397.50	17.30
15	233291.00	1584.88	5282.93	95442.50	17.30
17	233291.00	-5282.92	-1584.87	95360.40	17.29
19	233291.00	-5282.92	1584.88	95406.00	17.30
21	233291.00	5282.93	-1584.87	95405.80	17.30
23	233291.00	5282.93	1584.88	95433.40	17.30
25	233291.00	-1584.87	-5282.92	95369.40	17.29
27	233291.00	1584.88	-5282.92	95396.20	17.30
29	233291.00	-1584.87	5282.93	95397.50	17.30
31	233291.00	1584.88	5282.93	95442.50	17.30



#### Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	233291.00	-5282.92	-1584.87	116279.0	21.08
3	233291.00	-5282.92	1584.88	116571.0	21.14
5	233291.00	5282.93	-1584.87	116570.0	21.13
7	233291.00	5282.93	1584.88	116747.0	21.17
9	233291.00	-1584.87	-5282.92	116337.0	21.09
11	233291.00	1584.88	-5282.92	116508.0	21.12
13	233291.00	-1584.87	5282.93	116517.0	21.13
15	233291.00	1584.88	5282.93	116805.0	21.18
17	233291.00	-5282.92	-1584.87	116279.0	21.08
19	233291.00	-5282.92	1584.88	116571.0	21.14
21	233291.00	5282.93	-1584.87	116570.0	21.13
23	233291.00	5282.93	1584.88	116747.0	21.17
25	233291.00	-1584.87	-5282.92	116337.0	21.09
27	233291.00	1584.88	-5282.92	116508.0	21.12
29	233291.00	-1584.87	5282.93	116517.0	21.13
31	233291.00	1584.88	5282.93	116805.0	21.18

#### Cedimenti

CC	N <daN>	q <sub>es</sub> <daN/m q>	Ced <cm >
1	233291	7056.06	5.62
1	212083	6414.60	5.11
2	212083	6414.60	5.11
3	233291	7056.06	5.62
3	212083	6414.60	5.11
4	212083	6414.60	5.11
5	233291	7056.06	5.62
5	212083	6414.60	5.11
6	212083	6414.60	5.11
7	233291	7056.06	5.62
7	212083	6414.60	5.11
8	212083	6414.60	5.11
9	233291	7056.06	5.62
9	212083	6414.60	5.11
10	212083	6414.60	5.11
11	233291	7056.06	5.62
11	212083	6414.60	5.11



12	212083	6414.60	5.11
13	233291	7056.06	5.62
13	212083	6414.60	5.11
14	212083	6414.60	5.11
15	233291	7056.06	5.62
15	212083	6414.60	5.11
16	212083	6414.60	5.11
17	233291	7056.06	5.62
17	212083	6414.60	5.11
18	212083	6414.60	5.11
19	233291	7056.06	5.62
19	212083	6414.60	5.11
20	212083	6414.60	5.11
21	233291	7056.06	5.62
21	212083	6414.60	5.11
22	212083	6414.60	5.11
23	233291	7056.06	5.62
23	212083	6414.60	5.11
24	212083	6414.60	5.11
25	233291	7056.06	5.62
25	212083	6414.60	5.11
26	212083	6414.60	5.11
27	233291	7056.06	5.62
27	212083	6414.60	5.11
28	212083	6414.60	5.11
29	233291	7056.06	5.62
29	212083	6414.60	5.11
30	212083	6414.60	5.11
31	233291	7056.06	5.62
31	212083	6414.60	5.11
32	212083	6414.60	5.11
33	268523	8121.69	6.47
34	225813	6829.88	5.44
35	216006	6533.25	5.20
36	212083	6414.60	5.11

## **6.6 Pozzetto per alloggiamento degli organi di misura per le portate in uscita verso Tottubella**

Per garantire la continuità del servizio di erogazione durante l'esecuzione dei lavori di oggetto del presente progetto, è prevista la realizzazione di nodi temporanei. Nel caso del nodo temporaneo di Tottubella è prevista la realizzazione di due pozzetti in c.a. gettati in opera per l'ubicazione degli organi di sezionamento e misura.



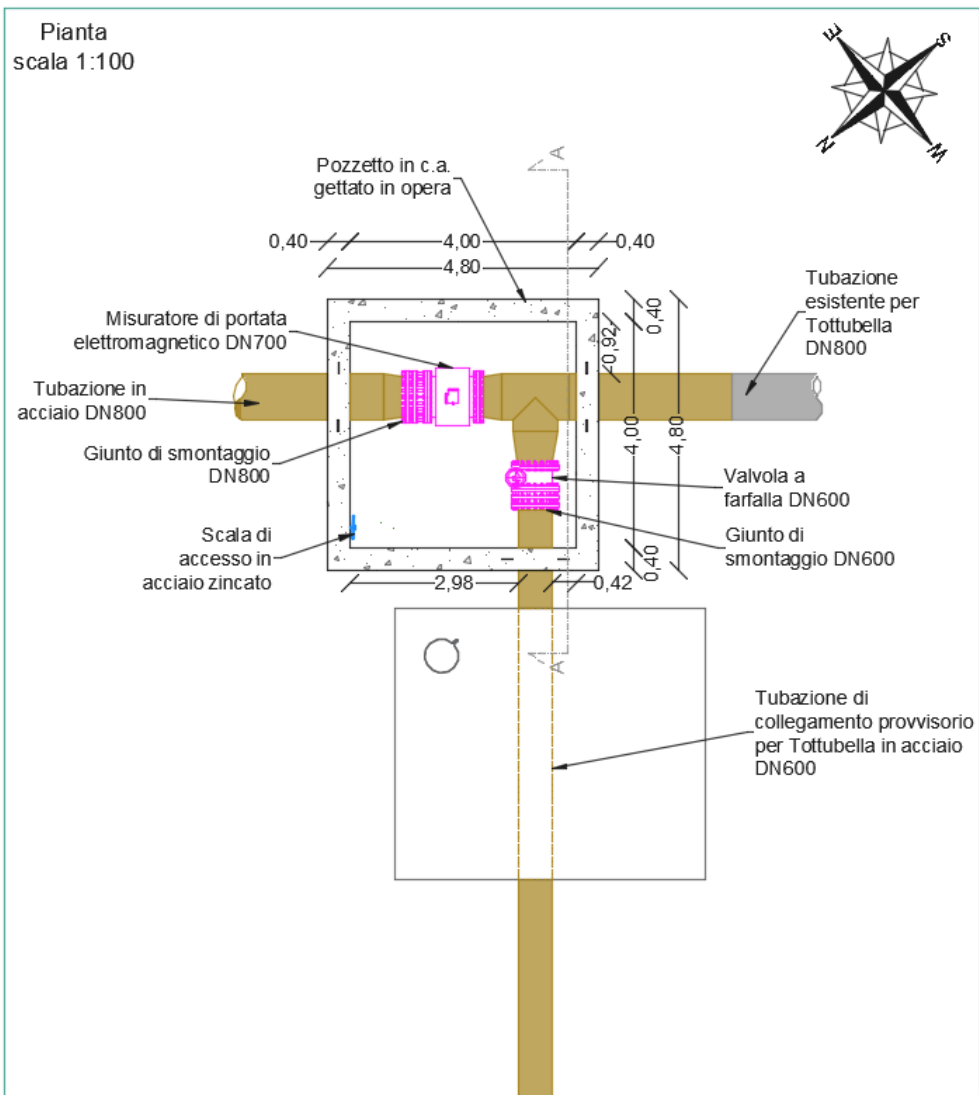


In particolare, in un pozzetto è installato un misuratore di portata DN700 ed una valvola a farfalla teleattuata DN800. Nel secondo pozzetto, invece sono installate due valvole a farfalla DN800. Il nodo idraulico del primo pozzetto è realizzato mediante una TEE DN800 di collegamento tra la presa dalla nuova vasca di erogazione, l'uscita per l'alimentazione di Tottubella e la tubazione di collegamento con il secondo pozzetto. Il nodo idraulico del secondo pozzetto è realizzato mediante una TEE DN800 di collegamento tra la presa temporanea dalla vasca in sinistra idraulica e la tubazione di ingresso delle portate provenienti da Tottubella in testa alle vasche esistenti.

I due pozzetti, realizzati in c.a. gettato in opera hanno le medesime dimensioni, ed in particolare hanno dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 4,00 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 3,70 m. La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 4.80 m x 4.80 m e h pari a 0.40 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.7-ENAS539Rrst008R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.



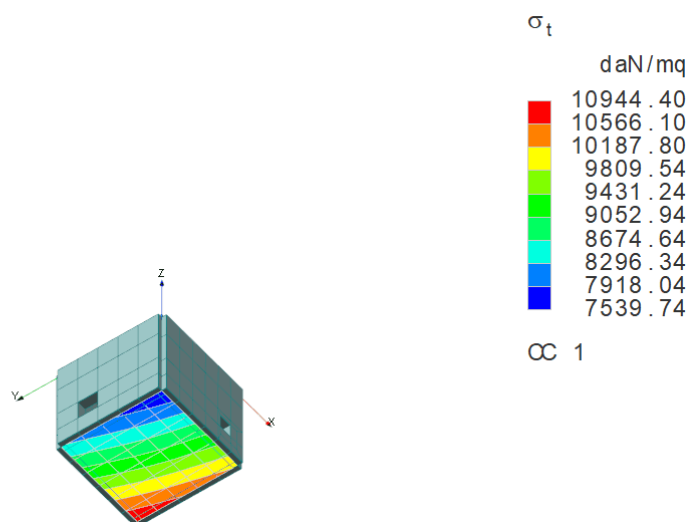
*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*  
Progetto esecutivo



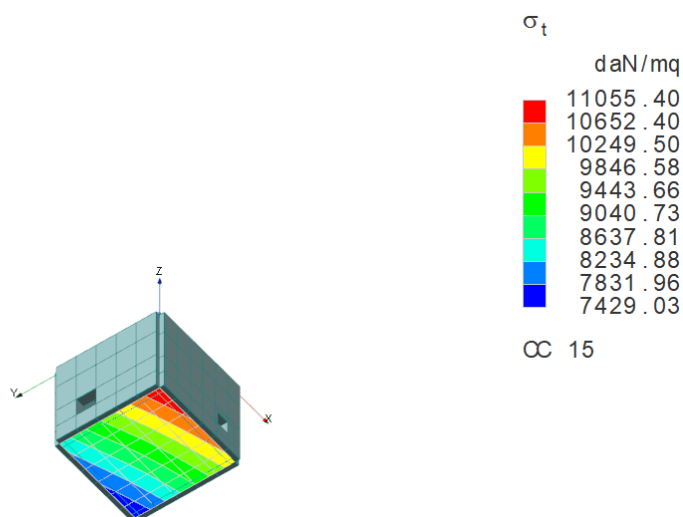


### 6.6.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto per l'alloggiamento degli organi di misura per le portate in uscita verso Tottubella. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV**



**Tensioni sul terreno nella CC 15 delle SLV**



## 6.6.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche**  
**Verifiche condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	223242.	0.01	272.2	1719.45	144.51	4.38	4.40	1.20	1.4	0.80	1.28	1.34	1.00	1.00	1.00	131497.0	1102660.	4.94

**Verifiche condizioni non drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	223242.	0.01	272.2	-	144.51	4.38	4.40	1.20	1.36	0.00	1.00	335145.0	2810350.	12.5
	00		7	1719.45								0	00	9

**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento**

**Verifica in condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	196027.00	-5571.33	-1830.17	75212.60	12.83
3	196027.00	-5571.33	1512.63	75210.20	13.03
5	196027.00	5571.34	-1830.17	75173.20	12.82
7	196027.00	5571.34	1512.63	75170.30	13.02
9	196027.00	-1671.39	-5730.10	75216.70	12.60
11	196027.00	1671.40	-5730.10	75178.10	12.60
13	196027.00	-1671.40	5412.56	75213.70	13.28
15	196027.00	1671.40	5412.56	75175.70	13.27

**Verifiche in condizioni non drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	196027.00	-5571.33	-1830.17	66245.60	11.30
3	196027.00	-5571.33	1512.63	66230.40	11.47
5	196027.00	5571.34	-1830.17	65993.60	11.25
7	196027.00	5571.34	1512.63	65975.30	11.43
9	196027.00	-1671.39	-5730.10	66271.90	11.10
11	196027.00	1671.40	-5730.10	66025.20	11.06



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*

Progetto esecutivo

13	196027.00	-1671.40	5412.56	66252.90	11.70
15	196027.00	1671.40	5412.56	66009.40	11.65

**Cedimenti**

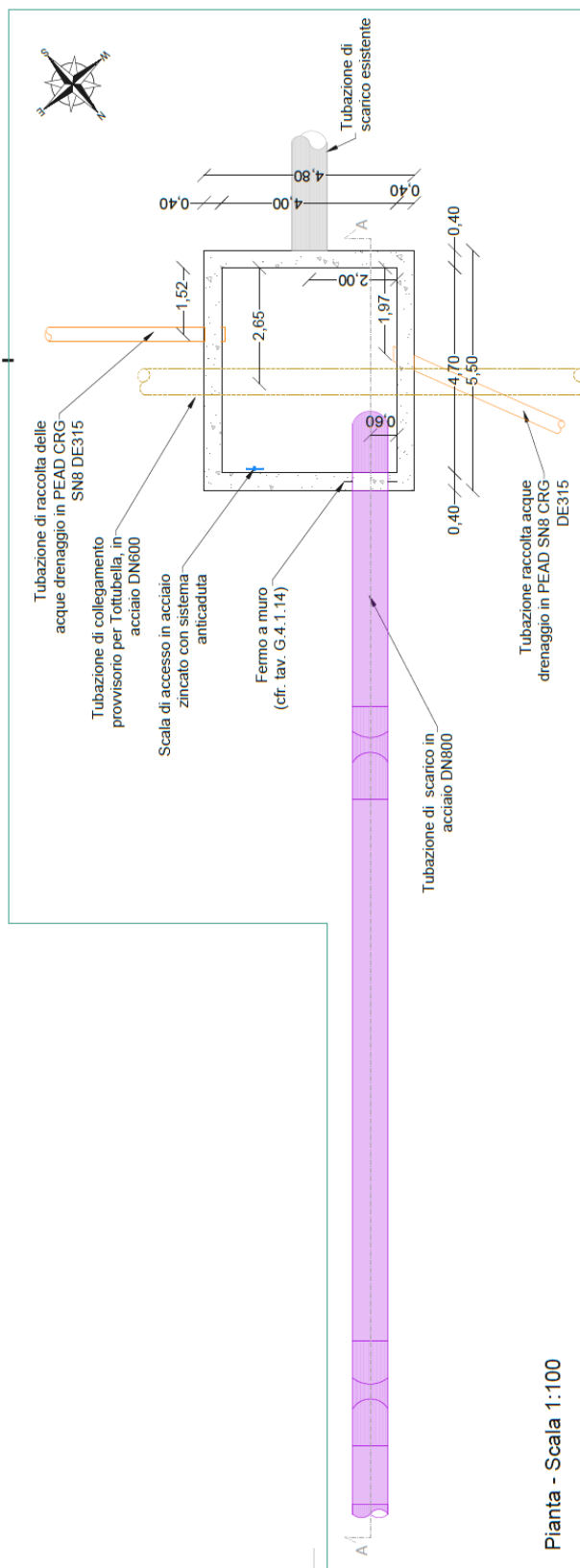
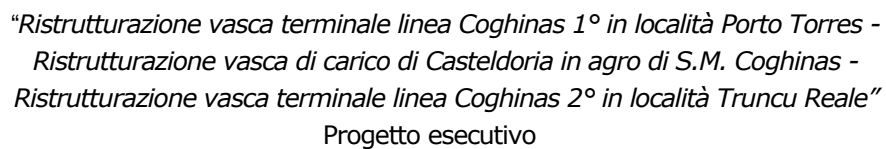
CC	N	q <sub>es</sub>	Ced
	<daN>	<daN/m q>	<cm >
1	196027	10125.30	5.50
1	178206	9204.85	5.00
2	178206	9204.85	5.00
3	196027	10125.30	5.50
3	178206	9204.85	5.00
4	178206	9204.85	5.00
5	196027	10125.30	5.50
5	178206	9204.85	5.00
6	178206	9204.85	5.00
7	196027	10125.30	5.50
7	178206	9204.85	5.00
8	178206	9204.85	5.00
9	196027	10125.30	5.50
9	178206	9204.85	5.00
10	178206	9204.85	5.00
11	196027	10125.30	5.50
11	178206	9204.85	5.00
12	178206	9204.85	5.00
13	196027	10125.30	5.50
13	178206	9204.85	5.00
14	178206	9204.85	5.00
15	196027	10125.30	5.50
15	178206	9204.85	5.00
16	178206	9204.85	5.00
17	223242	11531.10	6.26
18	186255	9620.60	5.22
19	180506	9323.64	5.06
20	178206	9204.85	5.00

## 6.7 Pozzetto di scarico

Le acque di sfioro delle vasche esistente vengono scaricate mediante un pozzetto in calcestruzzo gettato in opera avente dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 4,70 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 4,40 m. La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle



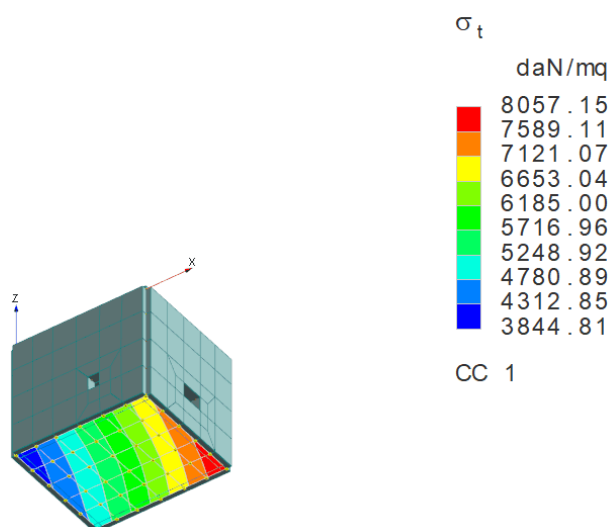
dimensioni 4.80 m x 5.50 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.8.5-ENAS539Rrst008R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature della platea. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.



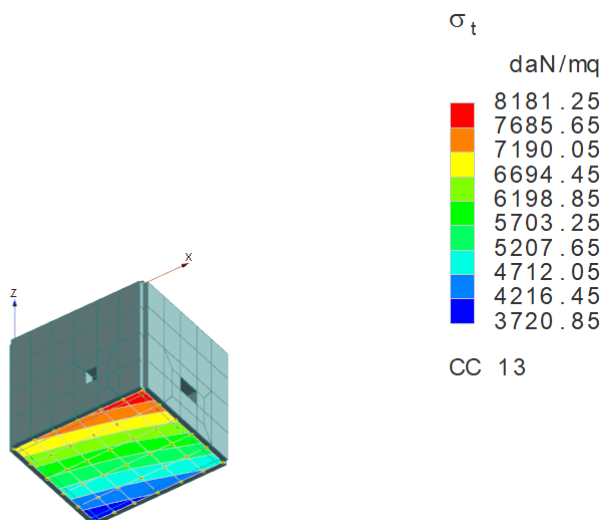


### 6.7.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di scarico. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



**Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV**



**Tensioni sul terreno nella CC29 delle SLV**





## 6.7.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

**Verifiche capacità portante per rottura generale  
Verifiche in condizioni drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m> q>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	222555.00	666.30	16.78	599.92	3718.81	4.79	5.47	1.18	1.36	0.82	1.26	1.3	1.0	1.0	1.0	160233	182597	8.2

**Verifiche in condizioni non drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	q <sub>lim</sub> <daN/m> q>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
17	222555.00	666.30	16.78	-599.92	-3718.81	4.79	5.47	1.18	1.32	0.00	1.00	409261.00	4663820.00	20.96

**Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento condizioni drenate**

n.C	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	170800.0	-8609.11	-2460.86	103355.00	11.54
3	170800.0	-8609.11	2439.83	103422.00	11.56
5	170800.0	7726.51	-2460.86	104006.00	12.83
7	170800.0	7726.51	2439.83	104074.00	12.84
9	170800.0	-2891.65	-8178.33	102982.00	11.87
11	170800.0	2009.04	-8178.33	103590.00	12.30
13	170800.0	-2891.64	8157.29	103053.00	11.91
15	170800.0	2009.04	8157.29	103662.00	12.34

**Verifiche in condizioni non drenate**

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	170800.0	8609.1	-2460.86	1064550.0	118.89
3	170800.00	8609.11	2439.83	1066080.0	119.14
5	170800.00	7726.51	-2460.86	1079340.0	133.10
7	170800.00	7726.51	2439.83	1080900.0	133.40
9	170800.00	2891.65	-8178.33	1056070.0	121.75
11	170800.00	2009.04	-8178.33	1069890.0	127.04



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*  
Progetto esecutivo

				0	
13	170800.00	2891.64	8157.29	1057700.0	122.21
15	170800.00	2009.04	8157.29	1071540.0	127.55

**Cedimenti**

CC	N	q <sub>es</sub>	Ced
	<daN>	<daN/m q>	<cm >
1	170800	6469.69	3.92
1	155272	5881.53	3.57
2	155272	5881.53	3.57
3	170800	6469.69	3.92
3	155272	5881.53	3.57
4	155272	5881.53	3.57
5	170800	6469.69	3.92
5	155272	5881.53	3.57
6	155272	5881.53	3.57
7	170800	6469.69	3.92
7	155272	5881.53	3.57
8	155272	5881.53	3.57
9	170800	6469.69	3.92
9	155272	5881.53	3.57
10	155272	5881.53	3.57
11	170800	6469.69	3.92
11	155272	5881.53	3.57
12	155272	5881.53	3.57
13	170800	6469.69	3.92
13	155272	5881.53	3.57
14	155272	5881.53	3.57
15	170800	6469.69	3.92
15	155272	5881.53	3.57
16	155272	5881.53	3.57
17	222555	8430.12	5.11
18	168201	6371.25	3.86
19	158966	6021.45	3.65
20	155272	5881.53	3.57



## **7 Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta**

### **7.1 Generalità**

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni di progetto. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo

o, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni dirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $[6.2.1 - E_D < R_D]$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 ( $A2+M2+R2$ ) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione ( $A1+M1+R3$ ), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Per la nuova normativa inoltre, nelle verifiche nei confronti degli SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere tenuto in conto.

### **7.2 Metodologia di calcolo del carico limite**

Tra le verifiche allo stato limite di tipo geotecnico rientra la verifica del carico limite del terreno di fondazione.

La resistenza offerta dal terreno nei confronti dei carichi trasmessi da una sovrastruttura dipende da una serie di fattori sia interni, facenti parte cioè della natura costitutiva del terreno, che esterni, quali ad esempio le caratteristiche



geometriche della fondazione, il livello della falda idrica e le condizioni di stress al contorno.

Nella sostanza il modello reologico del terreno di fondazione influenza in maniera determinante il suo comportamento sotto carico statico e/o dinamico.

Nella pratica geotecnica, così come nel presente studio, si adotta l'ipotesi di comportamento rigido-plastico; si assume, cioè, che prima della rottura, il terreno, non subisca alcuna deformazione apprezzabile, deformazione che si manifesta contemporaneamente lungo tutti i punti della superficie.

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno. Le verifiche sono state condotte secondo la seguente teoria:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione:

- q = carico sul piano di fondazione
- B = lato minore della fondazione
- L = lato maggiore della fondazione
- D = profondità della fondazione
- $\alpha$  = inclinazione base della fondazione
- $\gamma$  = peso specifico del terreno
- B' = larghezza di fondazione ridotta = B - 2 eB
- L' = lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 eL

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

- H = risultante delle forze orizzontali
- N = risultante delle forze verticali
- eB = eccentricità del carico verticale lungo B
- eL = eccentricità del carico verticale lungo L
- F<sub>hB</sub> = forza orizzontale lungo B
- F<sub>hL</sub> = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

- $\beta$  = inclinazione terreno a valle
- c = C<sub>u</sub> = coesione non drenata (condizioni non drenate)
- c = c' = coesione drenata (condizioni drenate)
- $\gamma$  = peso specifico apparente (condizioni non drenate)
- $\gamma = \gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni drenate)
- $\phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni non drenate)
- $\phi = \phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni drenate)



Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'}$$

in condizioni drenate (Reissner-Meyerhoff)

$$N_c = 5,14$$

in condizioni non drenate

Indici di rigidezza (condizioni drenate):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi'}$$

indice di rigidezza

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

modulo elastico tangenziale

E = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[ \frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right)} \right]$$

indice di rigidezza critico

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Yq = Yg = \exp \left[ \left( 0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right]$$

In condizioni drenate, per  $Ir \leq I_{cr}$

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$ig = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$iq = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'}$$

in condizioni drenate

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc}$$

in condizioni non drenate



essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni non drenate}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7 \alpha \tan \phi)$$

$$b_c = b_q = \exp(-2 \alpha t g \phi') \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni non drenate}$$

$$b_q = 1 \quad \text{in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni non drenate}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

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

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$



La verifica di sicurezza è condotta verificando che la sollecitazione instabilizzante sia minore o al più uguale a quella stabilizzante.

### **7.3 Verifica allo scorrimento**

Tra le verifiche agli SLU di tipo geotecnico rientra anche quella allo scorrimento sul piano di posa. La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di fondazione, che, a seconda della direzione, ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Un'ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione. Le forze destabilizzanti sono costituite dalle componenti di sforzo di taglio lungo il piano di scorrimento, nelle direzioni x ed y, mentre le forze stabilizzanti sono costituite dal peso proprio del manufatto e dal risultante delle forze verticali esterne in fondazione, moltiplicate per un coefficiente di attrito lungo il piano di scorrimento f. La verifica allo scorrimento delle fondazioni superficiali è stata condotta calcolando la resistenza limite secondo la seguente relazione, che tiene in conto sia il contributo ad attrito che quello coesivo:

$$V_{res} = N * (Tan(f_i) / G_{fi} / Gr)$$

Dove

$V_{res} =$	Resistenza allo scorrimento dell' elemento strutturale
$N =$	Scarico verticale
$Tg(f_i) / G_{fi} / Gr =$	Coeff. Attrito di progetto

Come detto in precedenza, la verifica è stata condotta secondo l'Approccio 2:

Combinazione 2: (A1+M1+R3)

Per quanto riguarda i coefficienti moltiplicativi delle sollecitazioni valgono le considerazioni riportate nel precedente paragrafo.

La verifica di sicurezza è condotta verificando che la sollecitazione instabilizzante sia minore o al più uguale a quella stabilizzante.

### **7.4 Calcolo delle tensioni nel sottosuolo e dei cedimenti**

Alla base del calcolo delle tensioni (e quindi dei cedimenti) c'è l'ipotesi di carattere cinematico in cui si afferma che un elemento al di sotto della fondazione si deforma solo in direzione verticale, senza contrarsi o espandersi lateralmente.

Definito quindi il modello di calcolo, il primo step della trattazione del modello è il calcolo delle tensioni per il quale si assimila in genere il sottosuolo ad un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo delimitato superiormente da un piano orizzontale che contiene in genere gli assi coordinati x, y assumendo l'asse z verticale ed orientato verso il basso, sottoposto ad una distribuzione nota di carichi



e quindi trovare, per un generico punto P di coordinate x, y, z, le tensioni indotte dal carico applicato. La teoria, basata essenzialmente su un vecchio lavoro di Boussinesq (1885), dà la distribuzione delle tensioni di un semispazio per azione di una forza applicata alla frontiera del semispazio stesso.

Si vede che l'incremento di tensione verticale  $\sigma_z$  per un elemento piano orizzontale passante per il punto P è funzione dell'intensità dei carichi, della legge di distribuzione del carico ed è funzione ovviamente delle coordinate del punto che consideriamo, nel senso che un sistema di carico applicato in superficie produce uno stato tensionale in tutto il sottosuolo, variabile da punto a punto, e della forma e della rigidezza della fondazione.

Avendo una forza concentrata l'incremento in direzione verticale della  $\Delta\sigma_z$  in un generico punto è direttamente proporzionale alla forza e funzione delle sole coordinate del punto, quindi della geometria.

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di Steinbrenner, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[ \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

Note le tensioni nel sottosuolo è possibile procedere al calcolo dei cedimenti:

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E =            modulo elastico o edometrico (in funzione dei quali si ottengono i cedimenti immediati o i cedimenti a lungo termine);

$\sigma(z)$  =       tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q.





## 8 Verifiche di stabilità dei fronti di scavo

### 8.1 Metodologia di calcolo secondo le NTC2018

Nel caso di realizzazione di opere che coinvolgono pendii e fronti di scavo o rilevati è necessario condurre le verifiche di stabilità globale dello stesso secondo quanto riportato nelle NTC2018. In particolare, sono state condotte le opportune verifiche di stabilità globale secondo quanto stabilito al punto 6.2 e 6.8. del D. M. 17/01/2018.

Secondo quanto definito dalla normativa le verifiche devono accertare che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici. Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.II e 6.8.I.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

### 8.2 Metodo di calcolo

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate. Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre, è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento



non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Nella presente relazione si riportano i tabulati di calcolo relativi alle sezioni più critiche per ciascuna zona di intervento.

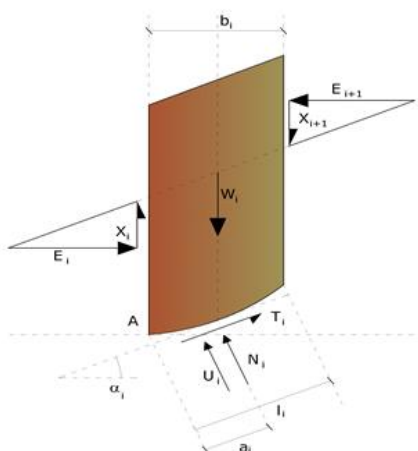
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile, valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza F.

Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop; in tale metodo la massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n, il problema presenta le seguenti incognite: Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

SFv = 0, SM0 = 0, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:



SFv = 0, SM0 = 0, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

### **8.3 Verifica dei fronti di scavo: Tabulati**

Le verifiche sono state condotte tenendo in conto gli scavi più profondi sia per opere in corrispondenza della nuova vasca di erogazione, primo modello geotecnico, sia per uno dei pozzetti (camera misura di portata in by-pass) in corrispondenza del secondo modello geotecnico.

## **REALIZZAZIONE SCAVO PER CAMERA MISURA DI PORTATA BY-PASS**

### **MacStARS W – Rel. 4.0**

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls

Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)

Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Proposta\_\_\_\_: Pozzetto di alloggio del misuratore di portata

Sezione\_\_\_\_:

Località\_\_\_\_: Porto Torres

Pratica\_\_\_\_: Enas

File\_\_\_\_\_: Pozzetto di alloggio misuratore portata in uscita 8.00m

Data\_\_\_\_\_: 26/02/2019

Verifiche condotte in accordo alla normativa : NTC 2018

Verifiche di sicurezza (SLU)



## CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

**Terreno : ADC** Descrizione : Alterite destrutturata calcare

Coesione.....[kN/m <sup>2</sup> ].....:	22.00
Angolo d'attrito.....[°].....:	20.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	16.00
Peso specifico in falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	17.40

**Terreno : CA** Descrizione : Calcareniti a componente terrigena

Coesione.....[kN/m <sup>2</sup> ].....:	79.00
Angolo d'attrito.....[°].....:	16.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	20.00
Peso specifico in falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	21.50

**Terreno : CB** Descrizione : Calcare bioclastico

Coesione.....[kN/m <sup>2</sup> ].....:	31.00
Angolo d'attrito.....[°].....:	31.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	20.20
Peso specifico in falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	20.20

**Terreno : SN** Descrizione : Massicciata su suolo naturale

Coesione.....[kN/m <sup>2</sup> ].....:	0.00
Angolo d'attrito.....[°].....:	22.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	14.50
Peso specifico in falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	14.50

**Terreno : TR** Descrizione : Litofacies terre rosse

Coesione.....[kN/m <sup>2</sup> ].....:	6.00
Angolo d'attrito.....[°].....:	20.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	19.50
Peso specifico in falda.....[kN/m <sup>3</sup> ].....:	19.50



## PROFILI STRATIGRAFICI

### Strato: STRATO 1

Descrizione:

Terreno : SN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	15.00	0.00	15.30	-1.00		

### Strato: STRATO 2

Descrizione:

Terreno : TR

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-1.00	15.30	-1.00	16.00	-4.80		

### Strato: STRATO 3

Descrizione:

Terreno : ADC

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-4.80	16.00	-4.80	21.30	-4.80	30.00	-4.80

### Strato: STRATO 4

Descrizione:

Terreno : CB

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-8.00	30.00	-8.00				

### Strato: STRATO 5

Descrizione:

Terreno : CA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-9.50	30.00	-9.50				

### Strato: STRATO 6

Descrizione:

Terreno : TR

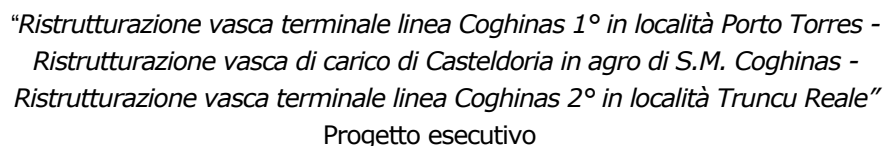
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
21.30	-4.80	22.00	-1.00	30.00	-1.00		

### Strato: STRATO 7

Descrizione:

Terreno : SN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
22.00	-1.00	22.30	0.00	30.00	0.00		



**VERIFICA**

Verifica di Stabilità globale (Metodo di calcolo: Rigido)  
 $A2 + M2 + R2$   
 $FS = 0.429$

The diagram shows a cross-section of a reinforced slope. The vertical axis represents elevation in meters [m], ranging from -8 to 12. The horizontal axis represents distance in meters [m], ranging from 0 to 40. The slope is composed of several layers: a top layer of ADC (orange), followed by CA (grey), CB (light grey), SN (yellow), and TR (green). A failure mechanism is indicated by a curved line passing through the layers, with arrows showing the direction of movement. The failure surface is located at approximately x=16m and y=-4m.

**Legenda**

- ADC
- CA
- CB
- SN
- TR

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

### Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

## Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 0.429

### Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]	Segmento di arrivo, ascisse [m]
-----------------------------------	---------------------------------

Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
-------------	---------------	-------------	---------------

8.00	15.00	15.00	25.00
------	-------	-------	-------

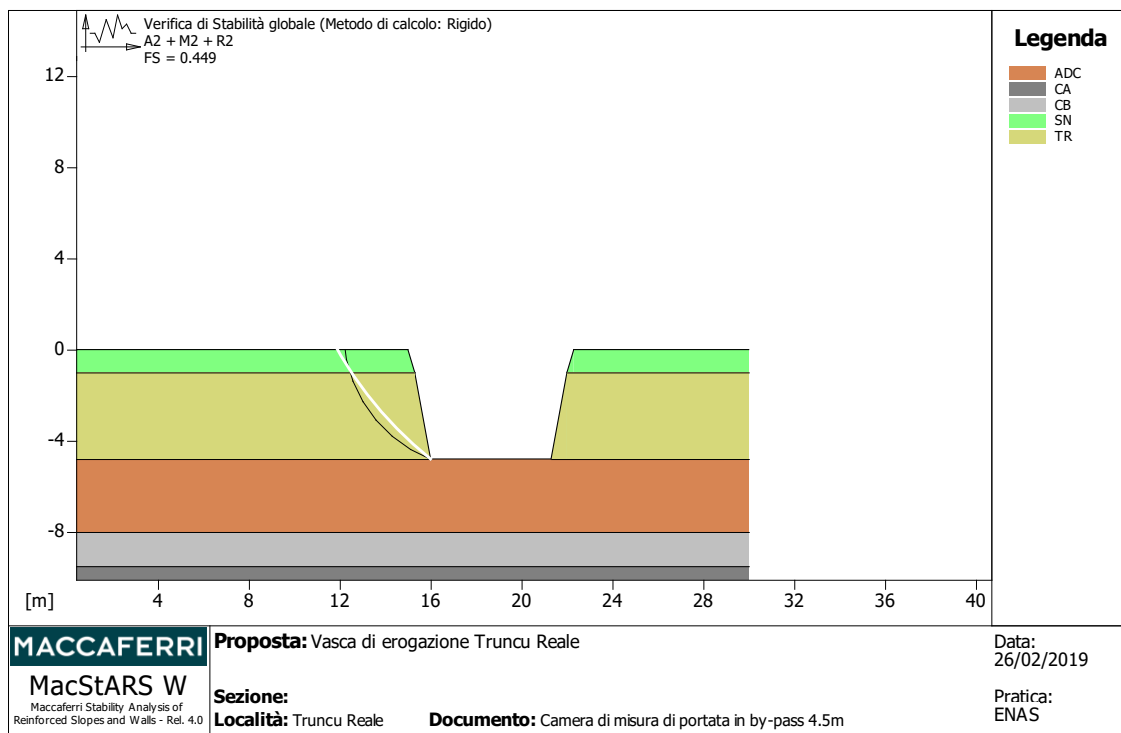
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 250

Numero totale superfici di prova.....: 2500

Lunghezza segmenti delle superfici [m].....: 1.00



“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”  
Progetto esecutivo



**Verifica di stabilità globale :**

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 0.449

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]

Segmento di arrivo, ascisse [m]

Primo punto Secondo punto Primo punto Secondo punto

8.00

15.00

16.00

22.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 250

Numero totale superfici di prova.....: 2500

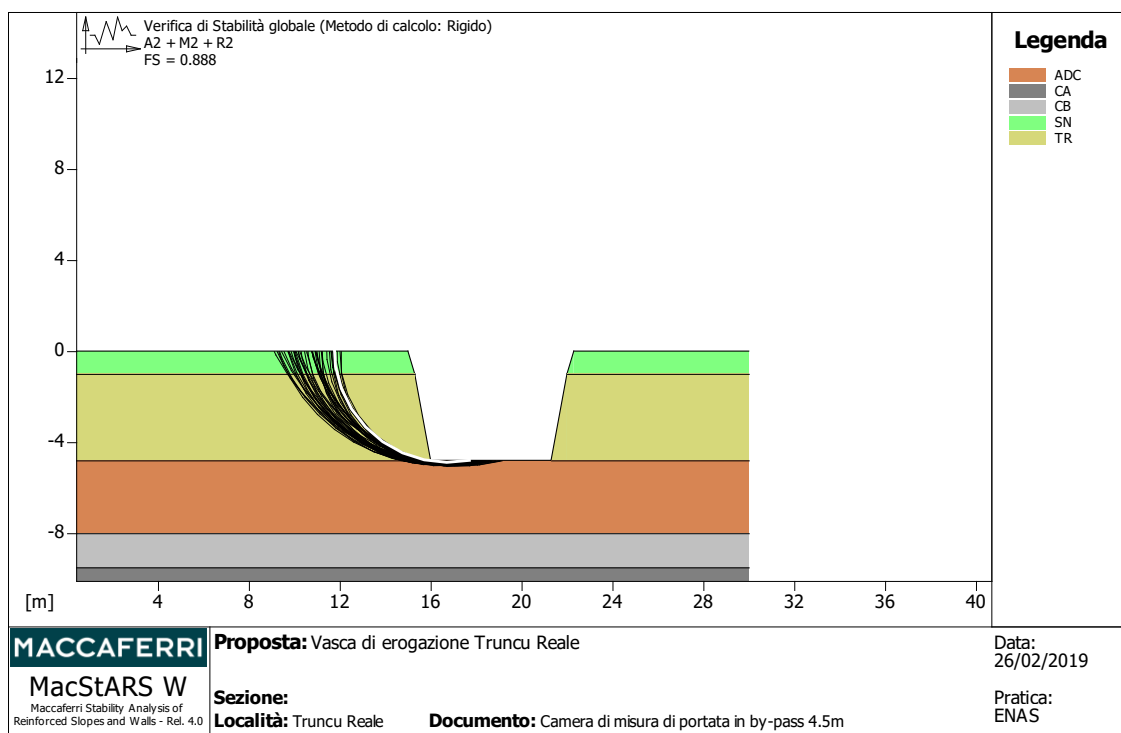
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 1.00

Angolo limite orario.....[°].....: 0.00

Angolo limite antiorario.....[°].....: 0.00



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*  
Progetto esecutivo



**Verifica di stabilità globale :**

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 0.888

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]

Segmento di arrivo, ascisse [m]

Primo punto

Secondo punto

Primo punto

Secondo punto

8.00

14.00

17.00

25.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 250

Numero totale superfici di prova.....: 2500

Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 1.00

Angolo limite orario.....[°].....: 0.00

Angolo limite antiorario.....[°].....: 0.00

La verifica è stata condotta sul pozzetto più svantaggiato, per il quale la combinazione tra profondità di scavo e i parametri geotecnici dei litotipi presenti lungo la stratigrafia, potevano indurre il coefficiente di sicurezza più basso. **Come risulta evidente dai risultati delle verifiche condotte in fase esecutiva sarà necessario armare lo scavo per la realizzazione della camera misura di portata in by-pass.**





## **REALIZZAZIONE SCAVO PER POZZETTO DI SCARICO**

### **MacStARS W – Rel. 4.0**

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls

Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)

Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Proposta...: Pozzetto di alloggio del misuratore di portata

Sezione.....:

Località.....: Porto Torres

Pratica.....: Enas

File.....: Pozzetto di scarico profondità 5.5m

Data.....: 26/02/2019

Verifiche condotte in accordo alla normativa : NTC 2018

Verifiche di sicurezza (SLU)

#### **CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI**

**Terreno : CA** Descrizione : Calcareniti a componente terrigena

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 79.00

Angolo d'attrito.....[°].....: 16.00

Peso specifico sopra falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 20.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 21.50

**Terreno : FAC** Descrizione : Facies di alterazione di calcareniti

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 31.00

Angolo d'attrito.....[°].....: 31.00

Peso specifico sopra falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 18.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 18.70

**Terreno : SN** Descrizione : Massicciata su suolo naturale

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 0.00

Angolo d'attrito.....[°].....: 22.00

Peso specifico sopra falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 14.50

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 14.50



## PROFILI STRATIGRAFICI

### Strato: STRATO 1

Descrizione:

Terreno : SN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	15.00	0.00	15.20	-1.50		

### Strato: STRATO 2

Descrizione:

Terreno : FAC

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-1.50	15.20	-1.50	15.50	-5.50	21.00	-5.50
21.30	-1.50	35.00	-1.50				

### Strato: STRATO 3

Descrizione:

Terreno : CA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-7.70	35.00	-7.70				

### Strato: STRATO 4

Descrizione:

Terreno : SN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
21.30	-1.50	21.50	0.00	35.00	0.00		

### Strato: STRATO 5

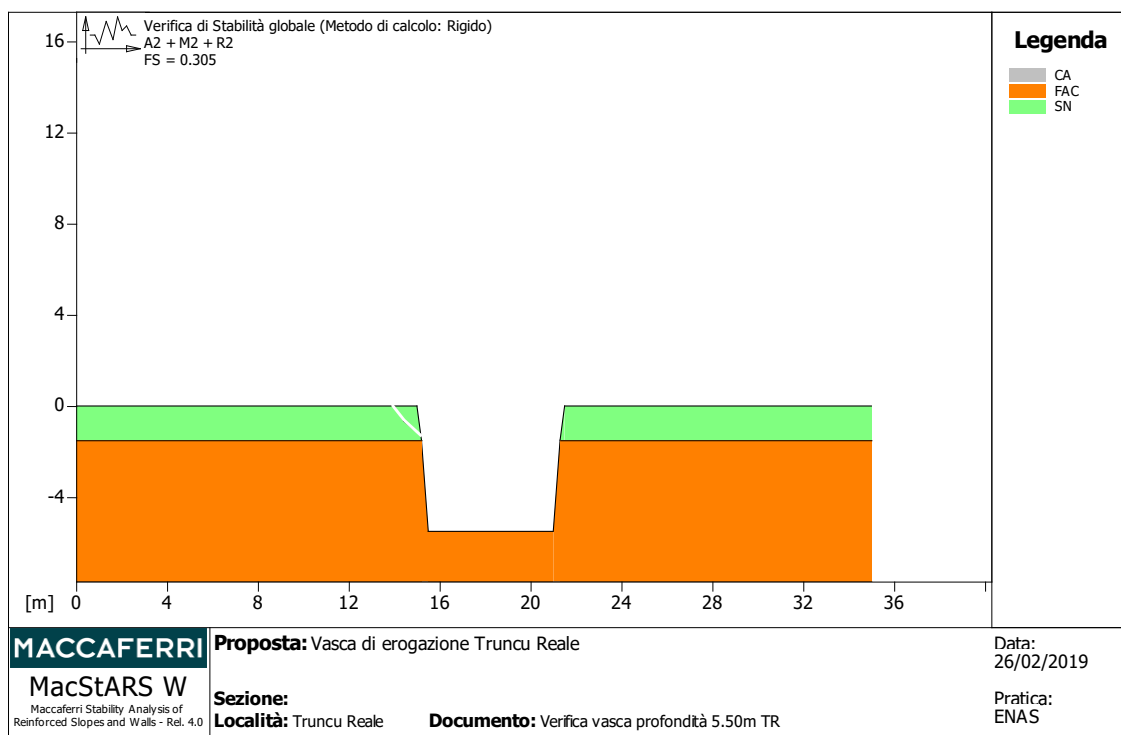
Descrizione:

Terreno : SN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
21.30	-1.50	21.50	0.00	35.00	0.00		



## VERIFICHE



### Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 0.305

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo
punto			
12.00	14.00	14.00	18.00

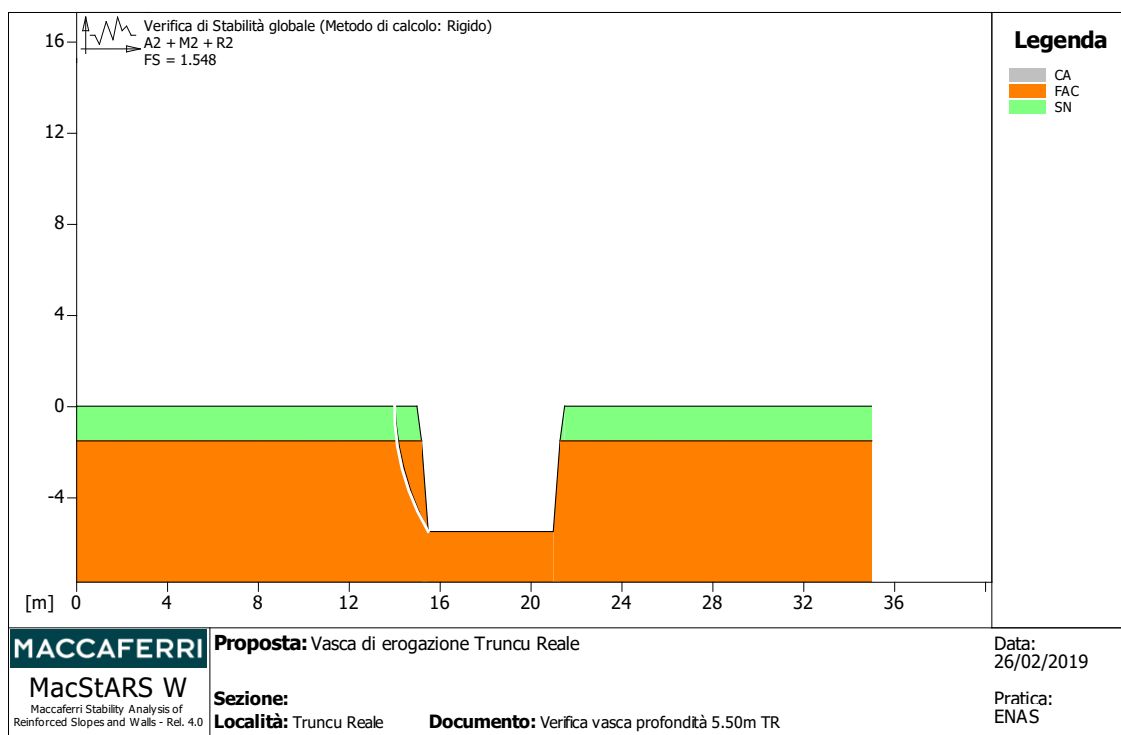
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 100

Numero totale superfici di prova.....: 1000

Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 1.00



“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -  
 Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -  
 Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”  
 Progetto esecutivo



**Verifica di stabilità globale :**

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.548

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo
punto			
14.00	15.00	15.50	20.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:			100
Numero totale superfici di prova.....:			1000
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:			1.00
Angolo limite orario.....[°].....:			0.00
Angolo limite antiorario.....[°].....:			0.00

La verifica è stata condotta sul pozzetto più svantaggiato, per il quale la combinazione tra profondità di scavo e i parametri geotecnici dei litotipi presenti lungo la stratigrafia, potevano indurre il coefficiente di sicurezza più basso.

**Come emerge dalle verifiche condotte, in fase esecutiva sarà necessario armare almeno parzialmente lo scavo.**