



Risorse liberate nell'ambito POR 2000/2006
MISURA 1.1. - fondo FESR

Codice CUP: E73D13001190006

**COMPLETAMENTO ED ESTENDIMENTO
DELLA RETE IDRICA E FOGNARIA A SERVIZIO DEL CENTRO ABITATO E
DELL'AREA URBANA DI PORTO CESAREO E LOCALITA' LA STREA (LE)**

PROGETTO ESECUTIVO

Il Responsabile del Procedimento
ing. Marta BARILE



Progettista della rete idrica:
ing. Antonio GAI

Direzione Operativa
Reti/Distribuzione e Fognatura, Impianti (MAT)
Area Ingegneria

Progettista delle opere elettriche
ed elettromeccaniche:
ing. M. Alessandro SALIOLA

Il Responsabile Area
ing. Emilio TARQUINIO

Progettista delle opere in c.a.:
ing. Tommaso DI LERNIA

Responsabile del Progetto
e Progettista della rete fognaria:
ing. Leonardo NIBELICATI

Coordinatore della Sicurezza in
Fase di Progettazione:
p.i. Luigi DEL POPOLO

Elaborato:
ED.01.05.4

**CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE
SULLE FONDAZIONI**

Prot. N°: 12/12/2013 - 131282	Data: giugno 2014	Nome file:
Cod. Progetto: P9110	Cod. SAP: 220000000641	Scala:

0		Emesso per progetto ESECUTIVO			/ / /
rev.	data	descrizione			dis. contr. appr.

Acquedotto Pugliese S.p.A. - Via Vittorio Emanuele Orlando, n.c-Tel. 080.5723858/3940-Fax 080.5723628



INDICE

1. GENERALITA'	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	3
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	5
4.1 Caratterizzazione geologica.....	5
4.2 Indagini geognostiche eseguite.....	7
4.3 Modellazione geotecnica.....	8
4.4 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture.....	9
5. SISTEMA DI FONDAZIONE	13
6. VERIFICHE GEOTECNICHE	14
6.1 Verifica della capacità portante del terreno (GEO)	14
6.2 Resistenza rispetto al collasso per scorrimento sul piano di posa (EQU)	19
6.3 Stima dei cedimenti.....	22
7. VERIFICHE STRUTTURALI	26

1. GENERALITA'

La presente relazione contiene una descrizione del sistema di fondazione utilizzato per l'impianto di sollevamento fognario in c.a. gettate in opera previsto nel Progetto Esecutivo per il "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)".

Sulla base di quanto previsto nel DM del 14/01/2008 e nelle deliberazioni di Giunta Regionale n.153/04 e n.1214/11 della Regione Puglia, per il manufatto previsto in progetto si è individuata la classe d'uso III a cui è associato un coefficiente C_U pari a 1,5 e una vita nominale V_N di 100 anni; il periodo di riferimento per le azioni sismiche V_R risulta essere quindi uguale a:

$$V_R = V_N \times C_U = 150 \text{ anni.}$$

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione strutturale condotta è conforme alle norme attualmente in vigore:

- Legge 05/11/1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14/02/1974, n. 11951 – Applicazione della L. 05/11/1971, n. 1086;
- Legge 02/02/1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Min. II. TT. 02/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «nuove norme tecniche per le costruzioni»;
- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale
UNI EN 1990:2006
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

In progetto sono previste tutte quelle opere infrastrutturali necessarie al completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE).

Dal punto di vista prettamente strutturale, in progetto sono previste le opere in cemento armato descritte nel seguito.

- Impianto di sollevamento fognario in c.a. gettato in opera

L'impianto sarà completamente interrato e avrà la forma esterna di un parallelepipedo la cui struttura portante sarà essenzialmente costituita da:

- una platea di fondazione di forma rettangolare, (avente in pianta le dimensioni 4,64 x 2,14 m e uno spessore $s = 30$ cm);
- n.4 pareti perimetrali (aventi un'altezza $h = 3,22$ m e uno spessore $s = 30$ cm);
- una piastra di dimensioni uguali a quella di fondazione, ma caratterizzata da 4 fori rettangolari di dimensioni 120 x 60 cm e 2 fori rettangolari di dimensioni 70 x 50 cm (destinati rispettivamente all'eventuale transito del personale addetto e al passaggio delle apparecchiature e che saranno coperti da appositi chiusini del tipo carrabile D400) e da

un foro circolare di diametro $\phi = 16$ cm (per il passaggio dell'organo di manovra della paratoia inserita all'interno del manufatto).

Le dimensioni nette interne saranno pari a 4,04 x 1,54 m mentre l'altezza netta interna risulterà pari ad $h = 2,92$ m.

Al suo interno, inoltre, il manufatto presenterà:

- un setto divisorio di fondo (avente una lunghezza $L = 4,04$ m, un'altezza $h = 1,72$ m, uno spessore $s = 15$ cm e caratterizzato, alla base ed in posizione centrale, da un foro quadrato di lato $l = 30$ cm), che dividerà la vasca in due zone distinte (in cui alloggeranno le n. 2 elettropompe sommerse di progetto e che risulteranno in comunicazione grazie al foro precedentemente descritto la cui chiusura sarà regolata, durante eventuali operazioni di manutenzione, da un'apposita paratoia che permetterà il by-pass di una delle due);
- un piccolo vano di manovra superiore (avente una lunghezza $L = 1,54$ m, una larghezza $l = 1,20$ m e un'altezza $h = 1,20$ m) ricavato grazie ad una parete ed una soletta interna (entrambi aventi spessore $s = 20$ cm).

Sulla platea di fondo del manufatto verranno realizzate idonee pendenze con cls magro.

Tutte le superfici interne verranno protette con idonea malta bicomponente impermeabilizzante, mentre in copertura è prevista la posa di uno strato di malta di allettamento al di sotto di una pavimentazione in pietrini di cemento.

Su due delle 4 pareti perimetrali saranno previsti dei fori d'apertura per consentire il passaggio delle tubazioni di ingresso (n.2 tubazioni DN200) e di uscita (n.1 tubazione DN150).

- Pozzetti d'ispezione prefabbricati in c.a.

In progetto sono previsti numerosi pozzetti idrici e fognari (di scarico, sfiato e ispezione) costituiti dall'assemblaggio di elementi prefabbricati in c.a. aventi spessori previsti dalle ditte produttrici e tipologie e ingombri specificate nelle tavole di progetto.

Vista la loro collocazione su strada, tutti i pozzetti dovranno prevedere delle solette di copertura di tipo carrabile.

Ciascun componente del manufatto dovrà sopportare, singolarmente e globalmente, le azioni statiche e sismiche dovute essenzialmente ai pesi strutturali, ai carichi permanenti, alla spinta dei terreni e dell'eventuale falda presente e ai sovraccarichi stradali.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

4.1 Caratterizzazione geologica

L'area d'interesse progettuale è inclusa in una parte del versante occidentale ionico della Penisola Salentina, dove il rilievo, inciso per la maggior parte nei sedimenti cretacei, mostra anche localmente il suo tipico aspetto di tavolato a vasti piani leggermente sollevati, localmente chiamati "Serre", allungati in senso NNO - SSE e limitati tutto intorno da zone depresse dove affiorano i depositi pleistocenici.

Le zone altimetricamente più elevate corrispondono di norma agli affioramenti calcarei cretacei (max quota Serra degli Angeli 37 m s.l.m.) e alle aree più interne del territorio.

Di qui il paesaggio degrada verso la costa attraverso una serie di ripiani che si raccordano per mezzo di scarpate più o meno marcate da zona a zona, e che individuano, secondo le più recenti interpretazioni paleogeografiche, antiche linee di costa corrispondenti ad altrettanti livelli marini diversi dall'attuale.

Tale ipotesi è confermata anche dal rinvenimento, lungo alcuni punti di tali scarpate, di conglomerati calcarei ad elementi di ordine sino a decimetrico e molto levigati, e di fenomeni di bioturbazione dovuti all'azione di organismi litodomi.

Secondo un'ipotesi la configurazione complessiva del paesaggio potrebbe derivare da una spianata di abrasione cenozoica sollevata in parte durante il Miocene (emersione delle Serre) ed in parte in tempi successivi pliocenici.

Le varie scarpate, forse inizialmente rappresentate da fianchi di piega o da piani di faglia, avrebbero in seguito subito arretramento per abrasione.

Per quanto l'area sia in massima parte caratterizzata da affioramenti di roccia carbonatica, i caratteri carsici di superficie, non sono fra i più evidenti e tipici.

Si notano solo esempi di piccole doline a scodella (con un diametro massimo di 30 metri) quasi esclusivamente nella fascia costiera compresa tra Torre Lapillo e Torre Castiglione; in questa zona, la disposizione sul terreno di tali morfologie, permette di individuare un allineamento collegabile con ogni probabilità a una linea di faglia.

I processi di dissoluzione carsica infatti, si impostano ed agiscono con maggiore intensità laddove la roccia è interessata da una preesistente fratturazione, dovuta a cause tettoniche.

Dal punto di vista strutturale, gli strati calcarei cretacei costituenti il basamento dell'area sono caratterizzati da una struttura a pieghe blande, con assi di norma diretti NNW – SSE.

Le pieghe in qualche caso assumono un aspetto asimmetrico con gli strati costituenti il fianco nord orientale, meno sviluppato, più inclinato rispetto a quelli del fianco sud-occidentale; gli assi presentano ondulazioni.

La pendenza degli strati si aggira in media sui 5°-7° ed è rivolta sempre verso l'entroterra andando a individuare, al di là dei confini del territorio comunale, con una inversione della pendenza una sinclinale il cui asse, leggermente ondulato e con andamento NW-SE, si estende da Mass. S. Chiara a Mass. Salmenta.

E' riconoscibile un doppio sistema di faglie ad andamenti NO - SE e SO - NE; per l'interpretazione geometrica e meccanica di queste faglie si hanno pochi dati, in quanto non ben evidenti sul terreno.

Le faglie cartografate sono state infatti individuate solo in modo indiretto: in corrispondenza di brusche variazioni dell'assetto degli strati e di particolari allineamenti visibili nelle fotografie aeree.

Anche l'inclinazione dei piani di faglia non è stata direttamente rilevata: l'andamento sul terreno sembra indicare che si tratta di piani subverticali. I rigetti in genere non sono misurabili data la notevole uniformità litologica della sequenza calcareo-dolomitica affiorante; si suppone che l'entità massima di tali rigetti possa essere dell'ordine di poche decine di metri.

I depositi pleistocenici, trasgressivi sul basamento cretaceo, hanno in complesso una giacitura suborizzontale e mostrano quindi di essere strati interessati principalmente da fenomeni di sollevamento regionale. Sembra comunque che i depositi calabrianici affioranti nella depressione tettonica della succitata sinclinale (e che rientrano solo per un breve tratto nell' area di interesse) risultano essere stati, sia pure in modo appena sensibile, interessati da un recente piegamento.

Nella fig. 5.1 si riporta uno stralcio della Carta Geologica d'Italia, foglio n. 213 "Maruggio" dal quale si evince una classificazione delle principali unità geologiche che caratterizzano il sottosuolo dell'area in oggetto.

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

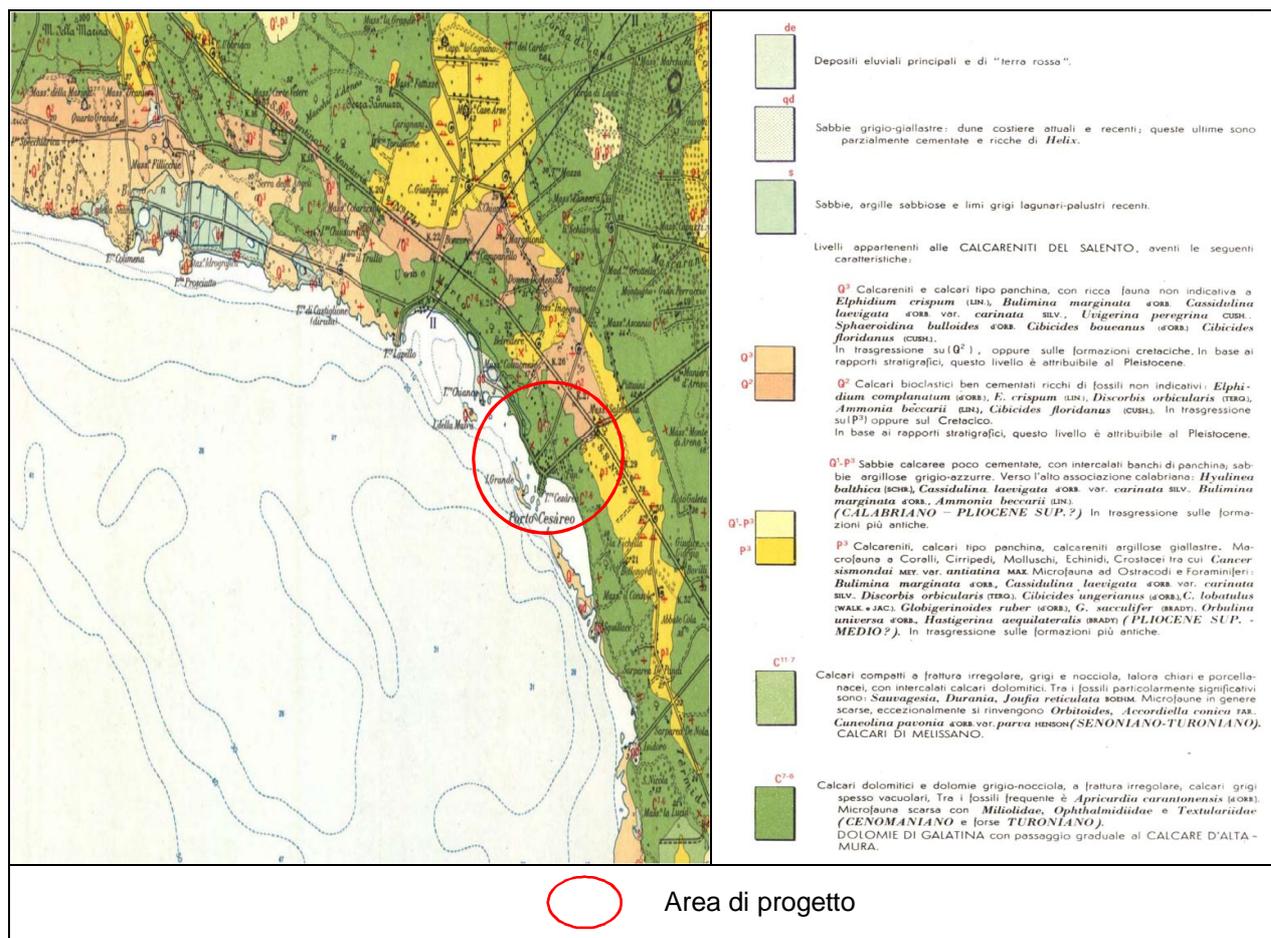


Fig. 5.1 - Stralcio del Foglio 213 della Carta Geologica D'Italia

Per qualsiasi approfondimento, si rimanda alla relazione geologica allegata al progetto.

4.2 Indagini geognostiche eseguite

Al fine di ottenere una adeguata conoscenza litostratigrafica del sottosuolo ed una plausibile stima dei parametri caratterizzanti il terreno, si sono eseguite delle indagini geognostiche in sito.

Le indagini geognostiche sono state programmate in funzione del tipo di intervento e sono state mirate ad indagare una profondità di circa 30 m dal piano di campagna e cioè una porzione di terreno ampiamente sufficiente ad approfondire le caratteristiche del volume significativo di terreno stimato (inteso come la parte di sottosuolo influenzata dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso).

In particolare, la campagna geognostica finalizzata è stata eseguita dalla Ditta TRIVELSONDA s.r.l. – perforazioni ed esplorazioni del sottosuolo di Squinzano (LE) nel mese di dicembre 2013

ed è stata articolata in modo da ricostruire nel dettaglio gli elementi necessari per la progettazione dell'opera.

Esse si riconducono, in sintesi, alla ricostruzione stratigrafica dell'area, alla caratterizzazione fisico-meccanica e delle proprietà geoelettriche dei litotipi presenti.

A tale fine sono stati effettuati:

- n. 1 sondaggio meccanico spinto sino alla profondità di 30 m dal p.c. con prelievo campioni, carotaggio termosalinometrico e prova di permeabilità di risalita in foro;
- n. 30 profili di sismica a rifrazione in onde P ed S_h della lunghezza di 60 m e n. 2 tomografie elettriche della lunghezza di 76 m;
- n. 3 MASW per la determinazione del parametro V_{s30} (D.M. 2008);
- n. 3 campioni per analisi di caratterizzazione chimico-fisica delle terre e rocce da scavo (D.M. 161/2012).

L'ubicazione di tutte le indagini geognostiche, le stratigrafie, i certificati di laboratorio geotecnico e geochimico, le sezioni sismostratigrafiche ed elettrostratigrafiche, la documentazione fotografica e tutti gli approfondimenti del caso sono riportati nell'Allegato "Indagini Geognostiche" alla "Relazione Geologica" di progetto.

Nel seguito si riporta una descrizione relativa alle principali indagini effettuate.

4.3 Modellazione geotecnica

Sulla base sia delle indicazioni progettuali presenti nella "Relazione Geologica" e nella "Relazione Geotecnica" che delle indagini geognostiche eseguite, è stato possibile individuare per l'impianto di sollevamento fognario il seguente modello geotecnico relativo al volume significativo d'interesse dell'opera:

- **1° strato litotecnico = terreno vegetale e materiale di riporto;**
spessore = 1 m;
 $\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume naturale);
 $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume saturo);
 $\varphi' = 20^\circ$ (angolo di attrito efficace);
 $c' = 0 \text{ kPa}$ (coesione efficace);
 $\nu = 0,38$ (coeff. di Poisson)

- **2° strato litotecnico = calcari fratturati, carsificati e brecciati;**
spessore = 4,0 m;
 $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume naturale);
 $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume saturo);
 $\varphi' = 25^\circ$ (angolo di attrito efficace);
 $c' = 40 \text{ kPa}$ (coesione efficace);
 $\nu = 0,36$ (coeff. di Poisson)
 $E_s = 800 \text{ MPa}$ (Modulo di Elasticità statica)

- **3° strato litotecnico = calcari più compatti e tenaci;**
spessore = 6,0 m:
 $\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume naturale);
 $\gamma_{\text{sat}} = 23 \text{ kN/m}^3$ (peso dell'unità di volume saturo);
 $\varphi' = 35^\circ$ (angolo di attrito efficace);
 $c' = 50 \text{ kPa}$ (coesione efficace);
 $\nu = 0,36$ (coeff. di Poisson)
 $E_s = 4.000 \text{ MPa}$ (Modulo di Elasticità statica)
 $G = 1.470 \text{ MPa}$ (Modulo elastico di taglio)

Oltre gli 11 metri si può constatare la presenza di uno strato ancora più compatto di roccia calcarea che però non è stato cautelativamente considerato anche perché poco coinvolto dalle azioni indotte dalla presenza del manufatto di progetto.

I parametri indicati sono da considerarsi come valori caratteristici, in accordo alle NTC (DM 14/01/2008, p.to 6.2.2).

Le indagini hanno rilevato la presenza di falda acquifera (connessa anche alla presenza, nelle immediate vicinanze, del mare) a circa 50 cm di profondità dal piano campagna.

4.4 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture

Nel calcolo della struttura, la modellazione del suolo è stata effettuata ricorrendo al classico e storicamente consolidato modello alla Winkler caratterizzato da molle elastiche distribuite aventi un valore che potesse rappresentare al meglio la rigidità del terreno di fondazione.

Per la quantificazione della costante di sottofondo k_s (coefficiente di Winkler), sulla base dei dati geotecnici del terreno di fondazione precedentemente individuati, si sono adottati due metodi.

Il primo fa riferimento alla formula del Vesic considerando il terzo strato litotecnico individuato nel modello geotecnico come lo strato interessato dalle azioni della fondazione.

Con tale formulazione, k_s risulta essere direttamente proporzionale ad E ed inversamente al lato della fondazione. Per le travi, k_s viene calcolata usando la forma semplificata:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Il valore calcolato viene corretto con un fattore di forma alla Terzaghi, cioè come:

$$k_s' = k_s \times (m + 0,5) / (1,5 \times m)$$

dove m è il rapporto tra i lati.

Per le piastre, il calcolo di k_s è più complesso in quanto viene calcolato con la formulazione intera per le due direzioni e fatta una media:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[0.12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

k_s = costante di sottofondo alla Winkler [F/L³]

E_s = modulo elastico del suolo [F/L²]

μ = modulo di Poisson del suolo

B = dimensione della base di fondazione [L]

E_f = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L²]

I_f = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L⁴]

E_s e μ sono i valori medi pesati considerando gli strati interessati dal bulbo efficace.

Applicando la precedente formula alla piastra di fondazione dell'impianto di sollevamento, si ottiene il seguente valore: $k_s \approx 180$ daN/cm³

Adottando invece il metodo di Bowles (calcolando i cedimenti applicando le formule consolidate della geotecnica e rapportandoli ai carichi), si otterrebbero dei valori estremamente variabili.

Al fine di studiare tale variabilità di k_s , si è effettuato il suddetto calcolo nelle più svantaggiose combinazioni di carico SLE quasi permanenti, SLE frequenti e SLE rare (analizzando i punti più critici in cui la tensione e/o il cedimento raggiungono valori estremi), rapportando il cedimento e la tensione che massimizzano o minimizzano il valore della costante di sottofondo.

Procedendo in tale modo, si ottiene:

- nel modello strutturale caratterizzato da un valore basso di $k_s = 20$ (falda assente)

Combinazione di carico	Tensione [daN/cm²]	Cedimento [cm]	$k_s = \sigma / \varepsilon$ [daN/cm³]
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,567$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE quasi permanente	$\sigma = 0,659$	$\varepsilon_{\max} = 0,00532$	$k_{s,\min} = 124$
SLE frequente	$\sigma = 0,567$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 294$
SLE frequente	$\sigma = 0,691$	$\varepsilon_{\max} = 0,00543$	$k_{s,\min} = 127$
SLE rara	$\sigma = 0,570$	$\varepsilon_{\min} = 0,00193$	$k_{s,\max} = 295$
SLE rara	$\sigma = 0,757$	$\varepsilon_{\max} = 0,00595$	$k_{s,\min} = 127$

- nel modello strutturale caratterizzato da un valore alto di $k_s = 300$ (falda presente)

Combinazione di carico	Tensione [daN/cm²]	Cedimento [cm]	$k_s = \sigma / \varepsilon$ [daN/cm³]
SLE quasi permanente	$\sigma_{\max} = 0,540$	$\varepsilon = 0,002$	$k_{s,\max} = 270$
SLE quasi permanente	$\sigma_{\min} = 0,027$	$\varepsilon = 0,00075$	$k_{s,\min} = 36$
SLE frequente	$\sigma_{\max} = 0,570$	$\varepsilon = 0,0019$	$k_{s,\max} = 300$
SLE frequente	$\sigma_{\min} = 0,015$	$\varepsilon = 0,00048$	$k_{s,\min} = 31$
SLE rara	$\sigma_{\max} = 0,675$	$\varepsilon = 0,0023$	$k_{s,\max} = 293$
SLE rara	$\sigma = 0,03$	$\varepsilon = 0,00083$	$k_{s,\min} = 36$

Alla luce di quanto evidenziato, si può indicare il seguente range di valori di k_s da prendere in considerazione per lo studio del manufatto di sollevamento:

$$30 \text{ daN/cm}^3 < k_s < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

Ai fini del calcolo strutturale, alla luce delle fisiologiche approssimazioni insite nelle modellazioni geotecniche e nella tipologia di schematizzazione del suolo adottata e alla luce della storica e notoria incertezza che accompagna la quantificazione della costante di Winkler, si è deciso di analizzare e verificare le strutture in progetto adottando due modelli f.e.m. uguali, ma caratterizzati da due valori anche molto diversi di tale costante di sottofondo scelti in modo da coprire un range abbastanza ampio di valori (nel quale è compreso ovviamente quello indicato in precedenza) che possa simulare comportamenti imprevedibili del suolo (ad esempio maggiori o minori rigidità legate a situazioni locali impreviste, presenza di cavità o zone di riempimento con terreno meno rigido, ecc..).

Nello specifico, al fine di non sovrastimare eccessivamente il valore di k_s e di tener comunque conto dell'elevata rigidezza che potrebbe offrire il terreno di fondazione in questione, si è considerato il seguente range cautelativo di valori:

$$20 \text{ daN/cm}^3 < k_w < 300 \text{ daN/cm}^3.$$

Il modello f.e.m. che determina le verifiche più a vantaggio di sicurezza è quello caratterizzato da una costante $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$; il valore minore della costante di sottofondo, infatti, fa sì che generalmente gli elementi di fondazione siano sollecitati maggiormente e contemporaneamente le azioni sismiche agenti sugli elementi in elevazione risultino massimizzati.

Con riferimento a quest'ultima considerazione, infatti, si evidenzia che il periodo proprio di vibrazione T_1 della struttura è caratterizzato da un valore molto basso in quanto l'impianto di sollevamento risulta essere piuttosto rigido e molto compatto (perché caratterizzato da piastre interconnesse a formare un organismo strutturale a forte comportamento scatolare) e ciò fa sì che T_1 si collochi nel range di valori associabili al primo ramo crescente dello spettro sismico elastico di risposta; il considerare un k_s più piccolo determina un periodo proprio di vibrazione della struttura più lungo e quindi le accelerazioni spettrali di progetto, associabili alle masse ottenute per un coefficiente di struttura $q = 1$ (cioè uguali a quelle elastiche), tendono a crescere fino al valore massimo di plateau dello spettro stesso.

Si evidenzia infine che il modello di Winkler non sarebbe a rigore utilizzabile per platee caricate con un carico uniformemente distribuito in quanto esso indurrebbe a trascurare le sollecitazioni reali a cui sarebbe soggetta la stessa fondazione nella realtà; in tali situazioni, al fine di rimediare ai limiti evidenziati, si può ricorrere ad una differenziazione oculata del valore di k_s nell'ambito dei punti della fondazione.

Nel caso della struttura qui analizzata, però, viste le dimensioni ridotte della platea, dei ridotti carichi distribuiti direttamente su di essa e delle modeste sollecitazioni indotte, si è deciso di non variare il valore della costante di sottofondo e di adottare per essa, nella modellazione della platea, un valore uniforme.

5. SISTEMA DI FONDAZIONE

Alla luce del modello geotecnico individuato, della geometria e la tipologia dell'opera, per il manufatto di sollevamento fognario si è deciso di adottare una fondazione a platea di forma rettangolare avente in pianta le dimensioni 4,64 x 2,14 m e uno spessore $s = 30$ cm.

Nella fig. 5.1 si riportano un paio di immagini tridimensionali della struttura elaborata con apposito programma di calcolo (Sismicad 12.4).

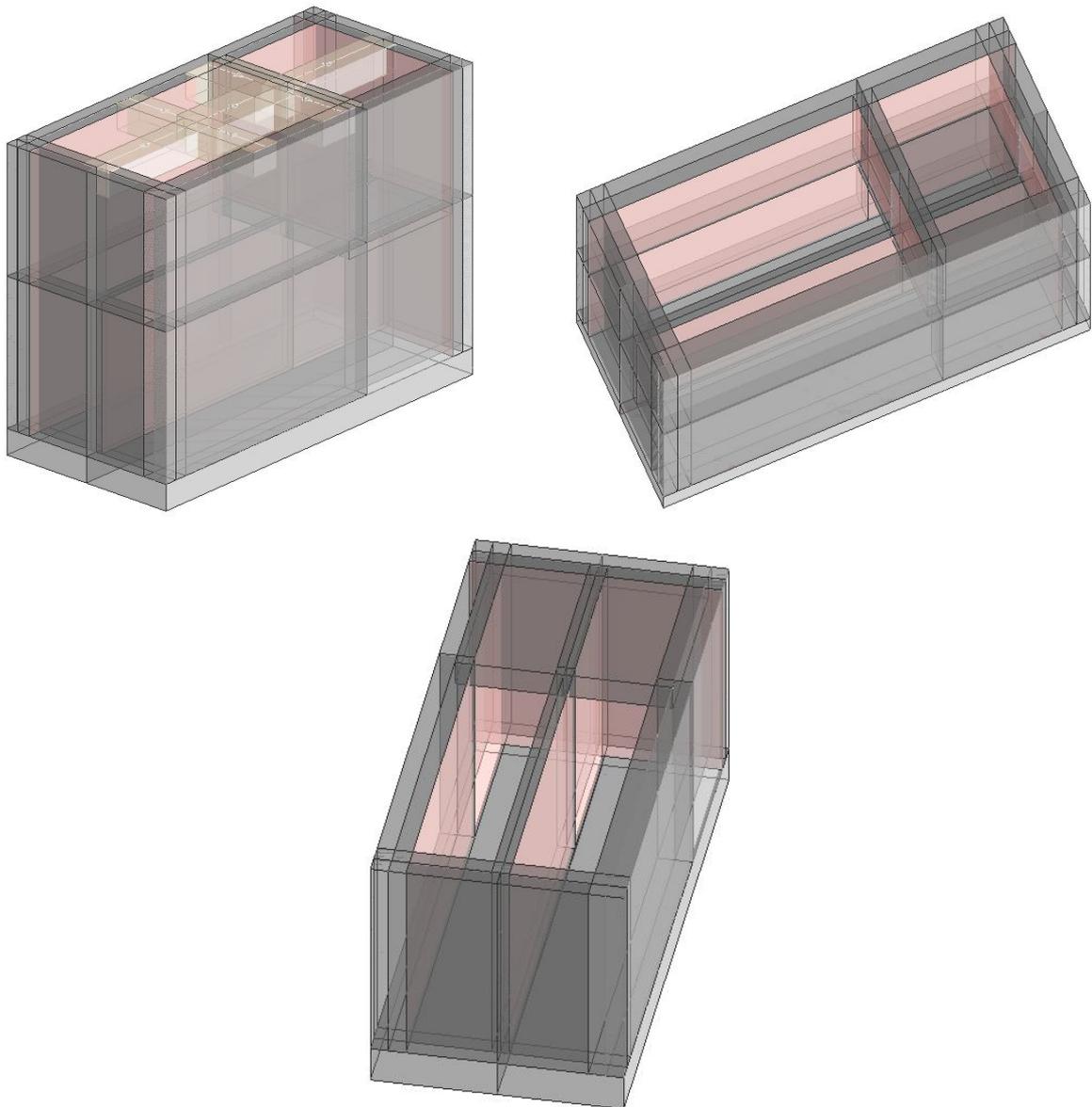


Fig. 5.1 - Immagine tridimensionale dell'impianto di sollevamento di progetto

6. VERIFICHE GEOTECNICHE

Coerentemente con le indicazioni del DM 14/01/2008, e sulla base delle caratteristiche dei terreni elaborate nella Relazione Geotecnica, sono state effettuate le verifiche di sicurezza geotecnica relative agli stati limite ultimi (SLU e SLV) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE e SLD).

Per gli stati limite ultimi è stata di seguito calcolata la capacità portante dei terreni (per le verifiche GEO) e la resistenza a scorrimento (per le verifiche EQU), mentre per gli stati limite di esercizio sono stati stimati i cedimenti.

Come detto in precedenza, le verifiche sono state svolte con riferimento a due modelli distinti caratterizzati da differenti valori della costante di sottofondo ($k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ e $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$).

Per ciascuno dei suddetti modelli, inoltre sono state considerate 2 situazioni differenti a seconda che sia stata considerata la presenza o meno della falda.

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla "Relazione geotecnica" di progetto.

Le lunghezze sono espresse in [cm], le forze in [daN].

Dati geometrici

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente
Coordinata X del centro impronta: 0
Coordinata Y del centro impronta: 0
Coordinata Z del centro impronta: -30
Lato minore B dell'impronta: 214
Lato maggiore L dell'impronta: 464
Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 99.296
Profondità piano di posa: 352

6.1 Verifica della capacità portante del terreno (GEO)

Di seguito si riporta la verifica di capacità portante effettuata, nelle più svantaggiose delle combinazioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) rivenienti dal calcolo strutturale, sulla fondazione del manufatto di sollevamento fognario (utilizzando la formula di Terzaghi, con fattori secondo Stagg e Zienkiewicz, in quanto essa fa registrare i minimi valori dei coefficienti di sicurezza).

Come si può constatare, le verifiche sono tutte soddisfatte.

- *Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)*

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche
Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 460
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.888,84
Resistenza di progetto: 434.490,62
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3
Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 6,59 (>1 VERIFICATO)**

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0
 Forza risultante agente in direzione y: 0
 Forza risultante agente in direzione z: -65.888,84
 Momento agente in direzione x: 0
 Momento agente in direzione y: 484.309,72
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Eccentricità del carico in direzione x: 7,35
 Eccentricità del carico in direzione y: 0
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 214
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 449,3
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,47
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 20

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -34.186,78

Resistenza di progetto: 87.955,66

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3

Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 2,57 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 2.095,79
 Forza risultante agente in direzione y: -11.043,08
 Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78
 Momento agente in direzione x: 2.778.861,29
 Momento agente in direzione y: 848.255,96
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 3,51
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -17,9
 Eccentricità del carico in direzione x: 24,81
 Eccentricità del carico in direzione y: 81,28
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 51,43
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 414,38
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,47
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

- **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)**

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche
 Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 5
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.888,84
 Resistenza di progetto: 434.490,62
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 6,59 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: 0
 Forza risultante agente in direzione y: 0
 Forza risultante agente in direzione z: -65.888,84
 Momento agente in direzione x: 0,01
 Momento agente in direzione y: 484.309,79
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Eccentricità del carico in direzione x: 7,35
 Eccentricità del carico in direzione y: 0
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 214
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 449,3
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,47
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche
 Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -34.186,78
 Resistenza di progetto: 154.591,28
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 4,52 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: 1.632,55
 Forza risultante agente in direzione y: -8.833,55
 Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78
 Momento agente in direzione x: 2.166.877,81
 Momento agente in direzione y: 733.515,7
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 2,73
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -14,49
 Eccentricità del carico in direzione x: 21,46
 Eccentricità del carico in direzione y: 63,38
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 87,23
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 421,09
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,47
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0013
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01
 $r\gamma = 0.99$

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

• **Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (assenza di falda)**

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 457

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -106.227,84

Resistenza di progetto: 554.311,64

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3

Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 5,22 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -106.227,84

Momento agente in direzione x: -0,02

Momento agente in direzione y: 484363,86

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0

Eccentricità del carico in direzione x: 4,56

Eccentricità del carico in direzione y: 0

Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 214

Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 454,88

Coesione di progetto: 0,5

Sovraccarico di progetto: 0,72

Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021

Angolo di attrito di progetto (deg): 35

$\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.216,78

Resistenza di progetto: 319.315,36

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3

Coefficiente di sicurezza normalizzato **kp min (Rd/Ed): 4,9 (>1 VERIFICATO)**

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 1.899,3

Forza risultante agente in direzione y: -9.498,21

Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78

Momento agente in direzione x: 2.561.517,77

Momento agente in direzione y: 820.653,91

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 1,67

Inclinazione del carico in direzione y (deg): -8,29

Eccentricità del carico in direzione x: 12,58

Eccentricità del carico in direzione y: 39,28

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 135,45
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 438,83
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,72
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Attrito

• **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (assenza di falda)**

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche
 Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 5
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -106.227,84
 Resistenza di progetto: 554.311,64
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_p \text{ min (Rd/Ed): 5,22 (>1 VERIFICATO)$**

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: 0
 Forza risultante agente in direzione y: 0
 Forza risultante agente in direzione z: -106.227,84
 Momento agente in direzione x: 0,01
 Momento agente in direzione y: 484.363,88
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Eccentricità del carico in direzione x: 4,56
 Eccentricità del carico in direzione y: 0
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 214
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 454,88
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,72
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Attrito

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche
 Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 17
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -65.216,78
 Resistenza di progetto: 371.164,9
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2,3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_p \text{ min (Rd/Ed): 5,69 (>1 VERIFICATO)$**

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estensione della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 1.436,06
 Forza risultante agente in direzione y: -7.288,68
 Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78
 Momento agente in direzione x: 1.949.534,29
 Momento agente in direzione y: 705.913,62
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 1,26
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -6,38
 Eccentricità del carico in direzione x: 10,82
 Eccentricità del carico in direzione y: 29,89
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 154,21
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 442,35
 Coesione di progetto: 0,5
 Sovraccarico di progetto: 0,72
 Peso specifico di progetto del suolo: 0,0021
 Angolo di attrito di progetto (deg): 35
 Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0,01
 $r\gamma = 0.99$

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
68,09	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	Coesione
50,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	Sovraccarico
51,25	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99		Attrito

6.2 Resistenza rispetto al collasso per scorrimento sul piano di posa (EQU)

Di seguito si riporta la verifica al collasso per scorrimento sul piano di posa effettuata, nelle più svantaggiose delle combinazioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) rivenienti dal calcolo strutturale, sulla fondazione del manufatto di sollevamento in ciascuna delle precedenti 4 situazioni limite.

Come si può constatare le verifiche sono tutte soddisfatte.

- *Modello con $k_s = 20$ daN/cm³ (in falda)*

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 708
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Forza risultante agente in direzione x: 0
 Forza risultante agente in direzione y: 0
 Forza risultante agente in direzione z: -1.4451,3
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Angolo di attrito di progetto (deg): 17
 Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)
 Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0
 Resistenza di progetto: 9.830,73
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
 Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_s \min (R_d/E_d)$: infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Forza risultante agente in direzione x: -2.095,79
 Forza risultante agente in direzione y: 11.043,08
 Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): -3,51
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 17,9

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Tangente angolo d'attrito di progetto: $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$
Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 11.240,2
Resistenza di progetto: 15.230
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_s \min (R_d/E_d)$** : 1,35 (>1 VERIFICATO)

- **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 251
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Forza risultante agente in direzione x: 0
Forza risultante agente in direzione y: 0
Forza risultante agente in direzione z: -18.786,69
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0
Resistenza di progetto: 14.859,49
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_s \min (R_d/E_d)$** : infinito (>1 VERIFICATO)

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 16
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Forza risultante agente in direzione x: -1.632,55
Forza risultante agente in direzione y: 8.833,55
Forza risultante agente in direzione z: -34.186,78
Inclinazione del carico in direzione x (deg): -2,73
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 14,49
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Tangente angolo d'attrito di progetto: $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$
Resistenza passiva unitaria di progetto: 21,16 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 8.983,15
Resistenza di progetto: 15.220,37
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_s \min (R_d/E_d)$** : 1,70 (>1 VERIFICATO)

- **Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 706
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Forza risultante agente in direzione x: 0
Forza risultante agente in direzione y: 0
Forza risultante agente in direzione z: -59.125,69
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0
Resistenza di progetto: 31.373,29
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **$k_s \min (R_d/E_d)$** : infinito (>1 VERIFICATO)

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Forza risultante agente in direzione x: -1.899,3
Forza risultante agente in direzione y: 9.498,21
Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78
Inclinazione del carico in direzione x (deg): -1,67
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 8,29
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Tangente angolo d'attrito di progetto: $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 9.686,24
Resistenza di progetto: 26.140,53
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): 2,70 (>1 VERIFICATO)**

• **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

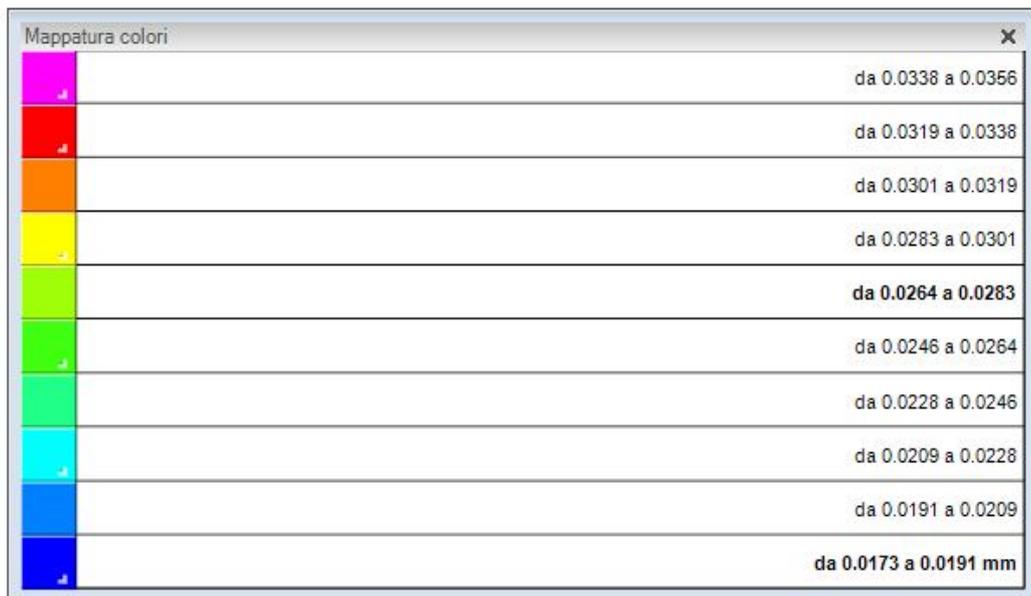
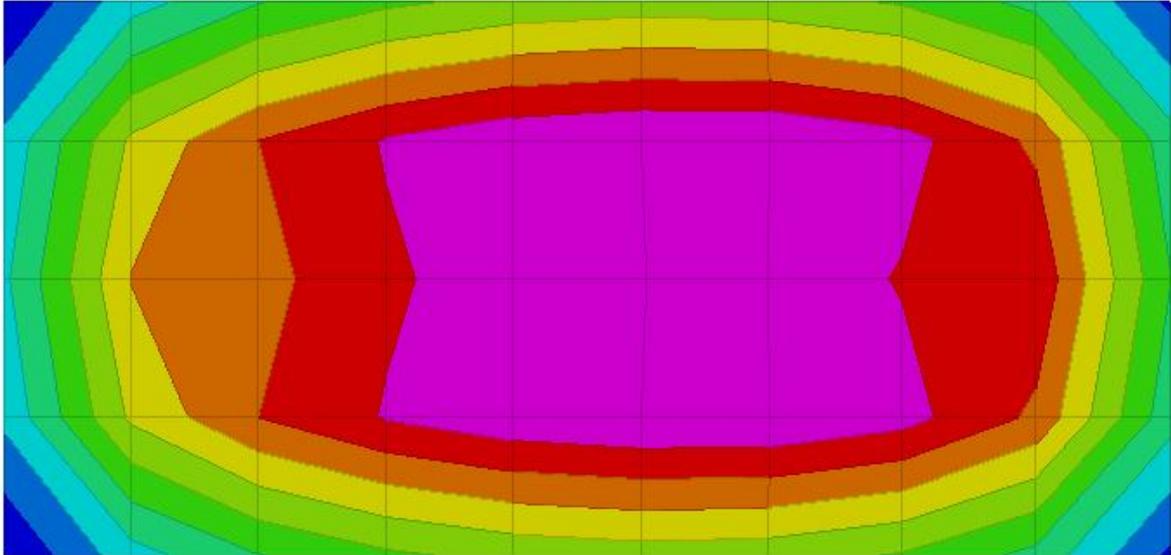
Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 703
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Forza risultante agente in direzione x: 0
Forza risultante agente in direzione y: 0
Forza risultante agente in direzione z: -59.125,69
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0
Resistenza di progetto: 31.410,42
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): infinito (>1 VERIFICATO)**

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Forza risultante agente in direzione x: -1.436,06
Forza risultante agente in direzione y: 7.288,68
Forza risultante agente in direzione z: -65.216,78
Inclinazione del carico in direzione x (deg): -1,26
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 6,38
Angolo di attrito di progetto (deg): 17
Tangente angolo d'attrito di progetto: $\text{tg}(17)/1,25 = 0,2446$
Resistenza passiva unitaria di progetto: 32,29 (10% della resistenza max disponibile)
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 7.428,8
Resistenza di progetto: 26.162,60
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1,1
Coefficiente di sicurezza normalizzato **ks min (Rd/Ed): 3,52 (>1 VERIFICATO)**

6.3 Stima dei cedimenti

- Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)

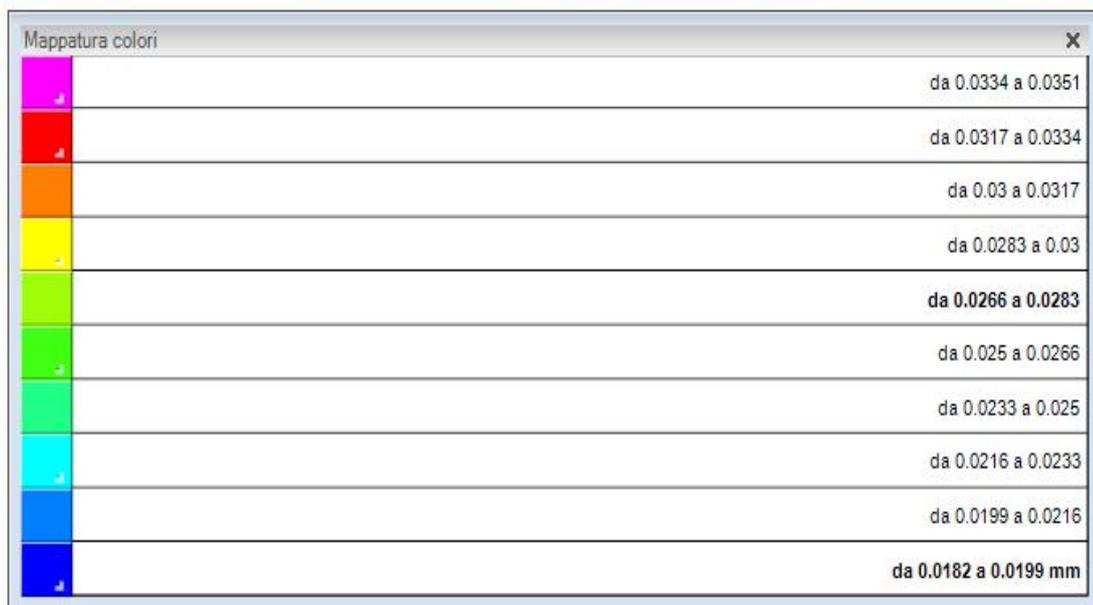
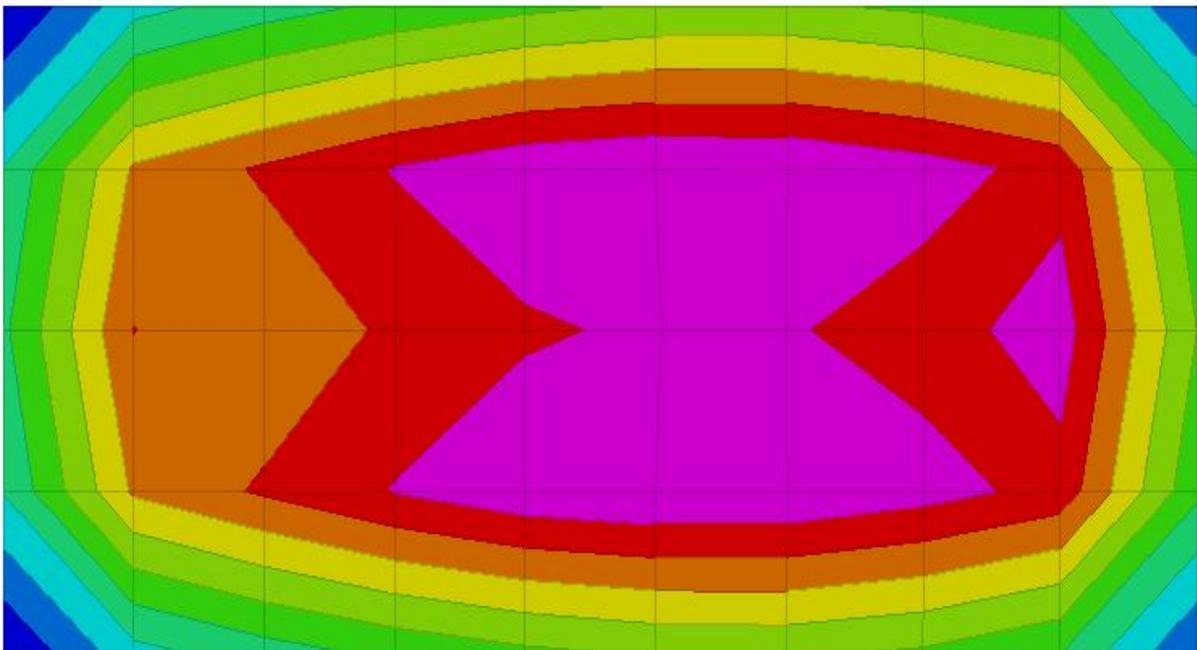


Cedimento elastico estremo massimo:

$c_{\max} = 0.036 \text{ mm}$ - nodo 27 ($x = 21,5 \text{ cm}$, $y = -53,5 \text{ cm}$ $z = 0$) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

- Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)

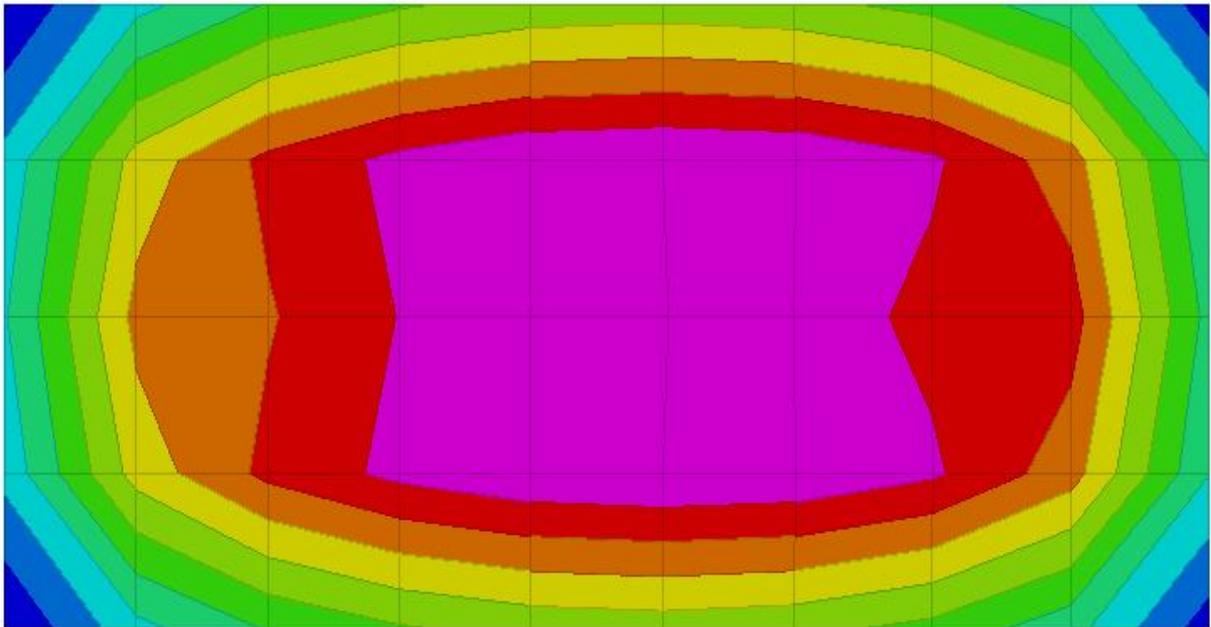


Cedimento elastico estremo massimo:

$c_{\max} = 0.035 \text{ mm}$ - nodo 27 ($x = 21,5 \text{ cm}$, $y = -53,5 \text{ cm}$ $z = 0$) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

- Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)



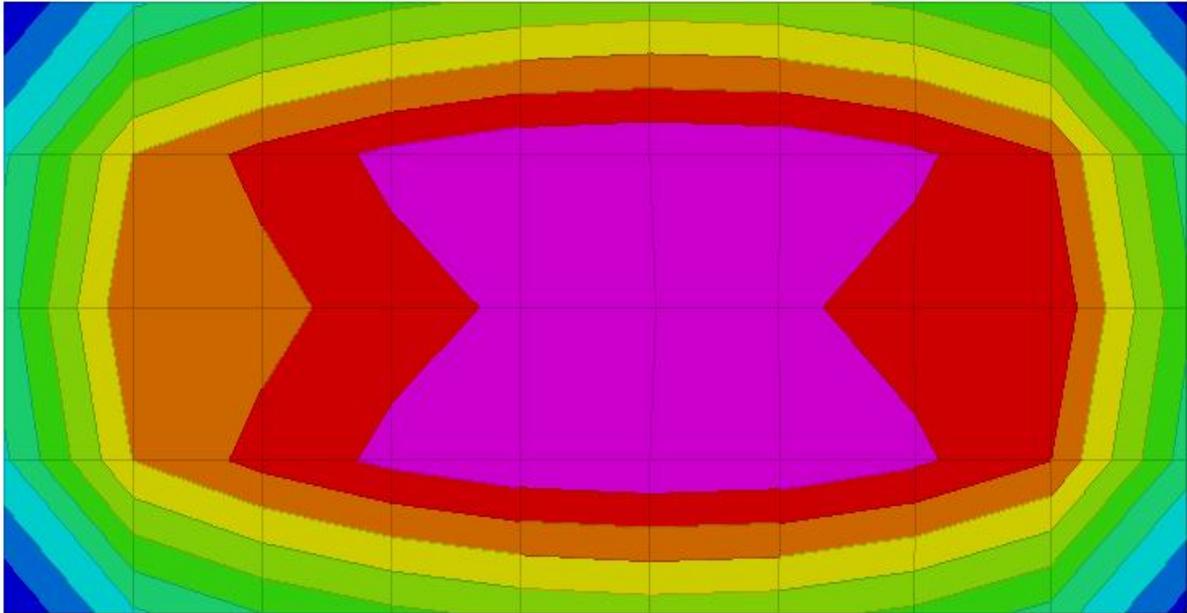
Mappatura colori		X
		da 0.0566 a 0.0596
		da 0.0535 a 0.0566
		da 0.0505 a 0.0535
		da 0.0475 a 0.0505
		da 0.0445 a 0.0475
		da 0.0415 a 0.0445
		da 0.0384 a 0.0415
		da 0.0354 a 0.0384
		da 0.0294 a 0.0324 mm

Cedimento elastico estremo massimo:

$c_{max} = 0.060 \text{ mm}$ - nodo 27 ($x = 21,5 \text{ cm}$, $y = -53,5 \text{ cm}$ $z = 0$) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

- Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)



Mappatura colori	
	da 0.0557 a 0.0586
	da 0.0529 a 0.0557
	da 0.0501 a 0.0529
	da 0.0473 a 0.0501
	da 0.0445 a 0.0473
	da 0.0417 a 0.0445
	da 0.0389 a 0.0417
	da 0.0361 a 0.0389
	da 0.0333 a 0.0361
	da 0.0304 a 0.0333 mm

Cedimento elastico estremo massimo:

$c_{max} = 0.059 \text{ mm}$ - nodo 27 ($x = 21,5 \text{ cm}$, $y = -53,5 \text{ cm}$ $z = 0$) – comb. SLE rara 115

Dai risultati riportati si evince che i cedimenti risultano assolutamente trascurabili e ininfluenti sulla perfetta funzionalità dell'opera in progetto.

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Coerentemente con le indicazioni del DM 14/01/2008 sono state effettuate le verifiche di sicurezza strutturale relative agli stati limite ultimi (SLU e SLV) e agli stati limite di esercizio (SLE e SLD).

Come si può constatare, le verifiche sono tutte soddisfatte.

nod.: nodo del modello FEM
sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)
B: base della sezione
H: altezza della sezione
Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)
Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)
c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)
c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre)
sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio
comb ; c: combinazione di carico
c.s.: coefficiente di sicurezza
N: sforzo normale di calcolo
M: momento flettente di calcolo
Mu: momento flettente ultimo
Nu: sforzo normale ultimo
sf: tensione sull'acciaio in esercizio
Wk: apertura caratteristica delle fessure
Sm: distanza media fra le fessure
st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate
fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
fc: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo
fcct: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo
Hcr: altezza critica
q.Hcr: *quota della sezione alla altezza critica
hw: altezza della parete
lw: lunghezza della parete
n.p.: numero di piani
hs: altezza dell'interpiano
Mxd: momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)
Myd: momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)
NEd: sforzo normale di progetto
MEd: Momento flettente di progetto di progetto
VEd: sforzo di taglio di progetto
Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali
NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi
VRcd: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo
epsilon: coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi
alfaS: $MEd/(VEd*lw)$ formula 7.4.15
At: area tesa di acciaio
roh: rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
rov: rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
VRsd: resistenza a taglio della sezione con armature
Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento
csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione
Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali
Vfd: contributo della resistenza per attrito
Vid: contributo delle armature inclinate presenti alla base
VRd,s: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento
l: luce netta della trave di collegamento
h: altezza della trave di collegamento
b: spessore della trave di collegamento
d: altezza utile della trave di collegamento
Asi: area complessiva della armatura a X
M,plast: momenti resistenti della trave a filo appoggio
T,plast: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

• **Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)**

Valori in daN, cm
 C35/45: rck 450
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	4.599	117 SLU	-7174	252381	-32996	1160747
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	79.085	21 SLV F	-41	6182	-3235	488926
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	4.599	117 SLU	-7174	252408	-32992	1160747
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	82.655	17 SLV F	-73	6294	-6057	520221

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-29.2	30 r	-5.44E03	1.89E05	804.1	30 r	-5.44E03	1.89E05	0.00999	0.00	10.6	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.4	57 r	-1.39E03	4.91E03	15.2	163	-3.99E02	5.50E03	0.00999	0.00	0.5	0.0	1 ra
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-29.2	30 r	-5.44E03	1.89E05	804.2	30 r	-5.44E03	1.89E05	0.00999	0.00	10.6	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.4	57 r	-1.39E03	4.90E03	15.2	163	-3.98E02	5.49E03	0.00999	0.00	0.4	0.0	1 ra

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-27.3	33 f	-5.33E03	1.78E05	741.1	33 f	-5.33E03	1.78E05	0.00	0.20	9.9	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	33 f	-1.21E03	5.02E03	-10.2	34 f	-1.36E03	-2.13E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 fr
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-27.3	33 f	-5.33E03	1.78E05	741.3	33 f	-5.33E03	1.78E05	0.00	0.20	9.9	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	33 f	-1.20E03	5.01E03	-10.3	34 f	-1.37E03	-2.15E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.8	5 q.	-5.29E03	1.75E05	725.5	5 q.	-5.29E03	1.75E05	0.00	0.20	9.7	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	5 q.	-1.02E03	5.31E03	-8.3	6 q.	-1.12E03	-1.75E03	0.00	0.20	0.1	0.0	1 q.
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.8	5 q.	-5.29E03	1.75E05	725.7	5 q.	-5.29E03	1.75E05	0.00	0.20	9.7	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	5 q.	-1.02E03	5.29E03	-8.4	6 q.	-1.12E03	-1.76E03	0.00	0.20	0.1	0.0	1 q.

• **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (in falda)**

Valori in daN, cm
 C35/45: rck 450
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	4.775	117 SLU	-6922	243227	-33054	1161371
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	143.640	651 SLU	-258	5827	-36988	837037
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	4.774	117 SLU	-6922	243250	-33045	1161215
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	144.019	651 SLU	-257	5812	-36992	837085

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-28.2	29 r	-5.49E03	1.83E05	772.6	30 r	-5.25E03	1.82E05	0.00999	0.00	10.2	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.4	162	-4.06E02	5.89E03	22.1	163	-3.17E02	5.51E03	0.00999	0.00	0.5	0.0	1 ra
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-28.2	29 r	-5.49E03	1.83E05	772.7	30 r	-5.25E03	1.82E05	0.00999	0.00	10.2	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.4	162	-4.05E02	5.87E03	22.1	163	-3.16E02	5.49E03	0.00999	0.00	0.5	0.0	1 ra

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.7	17 f	-5.19E03	1.73E05	727.0	18 f	-5.11E03	1.73E05	0.00	0.20	9.6	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.2	33 f	-9.96E02	4.99E03	-8.2	34 f	-1.07E03	-1.43E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 fr
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.7	17 f	-5.19E03	1.73E05	727.1	18 f	-5.11E03	1.73E05	0.00	0.20	9.6	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.2	33 f	-9.94E02	4.98E03	-8.3	34 f	-1.07E03	-1.45E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.3	5 q.	-5.11E03	1.71E05	716.4	5 q.	-5.11E03	1.71E05	0.00	0.20	9.5	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.2	5 q.	-8.36E02	5.30E03	-7.1	5 q.	-8.94E02	-1.05E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 q.
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-26.3	5 q.	-5.11E03	1.71E05	716.5	5 q.	-5.11E03	1.71E05	0.00	0.20	9.5	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.2	5 q.	-8.34E02	5.29E03	-7.1	5 q.	-9.01E02	-1.06E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 q.

Progetto Esecutivo del "Completamento ed estendimento della rete idrica e fognaria a servizio del centro abitato e dell'area urbana di Porto Cesareo e località La Strea (LE)"
CALCOLO STRUTTURALE: RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

• **Modello con $k_s = 20 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)**

Valori in daN, cm
 C35/45: rck 450
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	5.011	117 SLU	-5480	220458	-27462	1104815
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	72.842	13 SLV F	164	4300	11963	313256
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	5.010	117 SLU	-5480	220485	-27454	1104658
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	76.692	9 SLV F.	127	4426	9756	339446

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-25.6	30 r	-4.13E03	1.64E05	740.3	30 r	-4.13E03	1.64E05	0.00999	0.00	9.4	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	58 r	-1.55E03	-3.14E03	31.3	163	-1.60E02	4.85E03	0.00999	0.00	0.5	0.0	1 ra
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-25.6	30 r	-4.13E03	1.64E05	740.4	30 r	-4.13E03	1.64E05	0.00999	0.00	9.4	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	58 r	-1.56E03	-3.16E03	31.2	163	-1.60E02	4.84E03	0.00999	0.00	0.5	0.0	1 ra

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-23.8	33 f	-4.03E03	1.53E05	677.2	33 f	-4.03E03	1.53E05	0.00	0.20	8.7	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.1	33 f	-9.32E02	4.41E03	-9.2	33 f	-1.27E03	-2.33E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 fr
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-23.8	33 f	-4.03E03	1.53E05	677.3	33 f	-4.03E03	1.53E05	0.00	0.20	8.7	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.1	33 f	-9.30E02	4.40E03	-9.2	33 f	-1.28E03	-2.35E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-23.3	5 q.	-3.98E03	1.50E05	661.6	5 q.	-3.98E03	1.50E05	0.00	0.20	8.5	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.0	5 q.	-7.53E02	4.67E03	-7.2	5 q.	-1.01E03	-1.90E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 q.
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-23.3	5 q.	-3.98E03	1.50E05	661.7	5 q.	-3.98E03	1.50E05	0.00	0.20	8.5	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.0	5 q.	-7.51E02	4.66E03	-7.2	5 q.	-1.01E03	-1.92E03	0.00	0.20	0.2	0.0	1 q.

• **Modello con $k_s = 300 \text{ daN/cm}^3$ (assenza falda)**

Valori in daN, cm
 C35/45: rck 450
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	5.322	117 SLU	-5268	208681	-28039	1110638
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	98.238	651 SLU	-53	5195	-5161	510351
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	5.322	117 SLU	-5268	208704	-28035	1110638
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	98.481	651 SLU	-52	5182	-5157	510351

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-24.3	29 r	-4.22E03	1.57E05	694.1	30 r	-3.98E03	1.55E05	0.00999	0.00	8.8	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	162	-1.89E02	5.23E03	37.2	163	-1.06E02	4.86E03	0.00999	0.00	0.6	0.0	1 ra
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-24.3	29 r	-4.22E03	1.57E05	694.2	30 r	-3.98E03	1.55E05	0.00999	0.00	8.8	0.0	1 ra
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.3	162	-1.88E02	5.21E03	37.1	163	-1.06E02	4.85E03	0.00999	0.00	0.6	0.0	1 ra

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-22.8	17 f	-3.92E03	1.47E05	648.4	18 f	-3.84E03	1.46E05	0.00	0.20	8.3	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.1	37 f	-3.65E02	4.80E03	15.3	38 f	-2.90E02	4.49E03	0.00	0.20	0.4	0.0	1 fr
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-22.8	17 f	-3.92E03	1.47E05	648.5	18 f	-3.84E03	1.46E05	0.00	0.20	8.3	0.0	1 fr
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.1	37 f	-3.64E02	4.79E03	15.3	38 f	-2.90E02	4.48E03	0.00	0.20	0.4	0.0	1 fr

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
6	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-22.5	5 q.	-3.84E03	1.45E05	637.8	5 q.	-3.84E03	1.45E05	0.00	0.20	8.2	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.0	5 q.	-6.01E02	4.65E03	-5.7	5 q.	-7.96E02	-1.45E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 q.
79	o	100	30	7.7	7.7	7.6	7.6	-22.5	5 q.	-3.84E03	1.45E05	637.9	5 q.	-3.84E03	1.45E05	0.00	0.20	8.2	0.0	1 q.
	v	50	30	4.6	4.6	6.2	6.2	-1.0	5 q.	-6.00E02	4.64E03	-5.8	5 q.	-8.01E02	-1.46E03	0.00	0.20	0.3	0.0	1 q.