

**C 129 - VALORIZZAZIONE AREA CAMPI - IKEA
SPOSTAMENTO SOTTOSERVIZI
NELL'AREA "EX ILVA LAMINATI PIANI" A GENOVA CAMPI**

OGGETTO:

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO:

**RELAZIONE SPECIALISTICA GEOTECNICA PER LA PROGETTAZIONE DELLA
CAMERA DI AVANPOZZO E DEI MANUFATTI IN CA ACCESSORI AL PIPING**

N. DOC.:

C129/PES/129.2/R004

TIMBRO E FIRMA DEL PROFESSIONISTA:

SVILUPPO GENOVA:

Rev.	Data	Redatto	Verificato	Validato	Descrizione
1	30/09/15	SGI	RE	SG	Emissione

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA.....	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	4
2.4	SOFTWARE	4
3	INQUADRAMENTO DEL SITO	5
4	CARATTERISTICHE GENERALI DELLE OPERE.....	8
5	STRATIGRAFIA.....	10
6	INQUADRAMENTO SISMICO.....	11
7	PARAMETRI GEOTECNICI.....	18
8	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	19
8.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	19
8.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	19
9	AZIONI DI PROGETTO.....	22
10	RISULTATI – POZZO 4	23
10.1	VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	23
10.2	VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE	25
11	RISULTATI – POZZO 7	27
11.1	VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	27
11.2	VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE	29
12	RISULTATI – POZZETTO INNESTO BY-PASS.....	31
12.1	VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	31
12.2	VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE	33
13	INDICAZIONI OPERATIVE PER LA REALIZZAZIONE DEGLI SCAVI E DEI RIEMPIMENTI	35

1 PREMESSA

Sviluppo Genova S.p.A. è proprietaria di un'area di circa 8250 mq in località Genova-Campi destinata al futuro ampliamento del punto vendita Ikea, promissaria acquirente dell'area.

Nell'ambito di tali accordi, Sviluppo Genova ha già provveduto alla ri-ubicazione di uno dei due pozzi industriali insistenti nell'area di interesse (Pozzo 4Bis) e svolgerà anche lo spostamento del sistema di piping che porta l'acqua emunta da due pozzi presenti sull'area allo stabilimento ILVA.

Scopo della presente relazione è fornire una verifica ai sensi della normativa vigente (NTC2008) e una stima dei cedimenti e della costante di sottofondo (Costante di Winkler) per la camera di avampozzo del futuro Pozzo 4, per la nuova camera valvole del Pozzo 7 esistente e per il pozzetto di innesto by-pass in vicinanza del totem Ikea previsti nell'ambito della progettazione Esecutiva dello spostamento del Pozzo 4 e rifacimento del piping ad esso collegato.

In ultimo sono fornite alcune indicazioni operative inerenti i temi degli scavi e dei riempimenti in relazione ai materiali presenti in sito (scavi) e a quelli necessari per l'esecuzione delle opere in oggetto (riempimenti).

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

- [1] Decreto Ministeriale del 14 febbraio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [3] INTERGEO s.r.l. – Stratigrafie dei sondaggi geotecnici realizzati presso il Nuovo Ikea Store di Genova Campi.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [4] Brinch Hansen J. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity" Bulletin n°28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- [5] Stucchi ed altri (2007) – “DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04”, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>, Quaderni di Geofisica, Volume 49, pagina.38.

2.4 SOFTWARE

- [6] FOCALS – Foundation On Cross Anisotropic Layered System – by L.J. Wardle and R.A. Fraser

3 INQUADRAMENTO DEL SITO

L'area interessata dall'intervento è ubicata tra Via Luigi Perini e Via Greto di Cornigliano, nel quartiere di Genova Campi (Genova). In Figura 3.1 si riporta l'ubicazione dell'area.



Figura 3.1: Ubicazione dell'area in esame

L'area si trova all'interno del Comune di Genova, Foglio 78, Mappale 1122.

Il sito è collocato lungo il fondovalle del Torrente Polcevera in un contesto molto urbanizzato, ad una quota altimetrica di circa 9-10 m s.l.m.m.

Con riferimento alla seguente Figura 3.2, si può osservare che sul lato ovest dell'area si trovano l'attuale Store Ikea ed un altro capannone industriale di grandi dimensioni, sul lato est è presente un magazzino (del quale è prevista la demolizione prima dell'inizio lavori) ed altri capannoni industriali, oltre tali costruzioni corre la strada Greto di Cornigliano e, subito oltre, corre il torrente Polcevera.

All'interno dell'area si trovano un parcheggio a raso ed un magazzino del quale è prevista la demolizione prima dell'inizio dei lavori oggetto del presente documento.

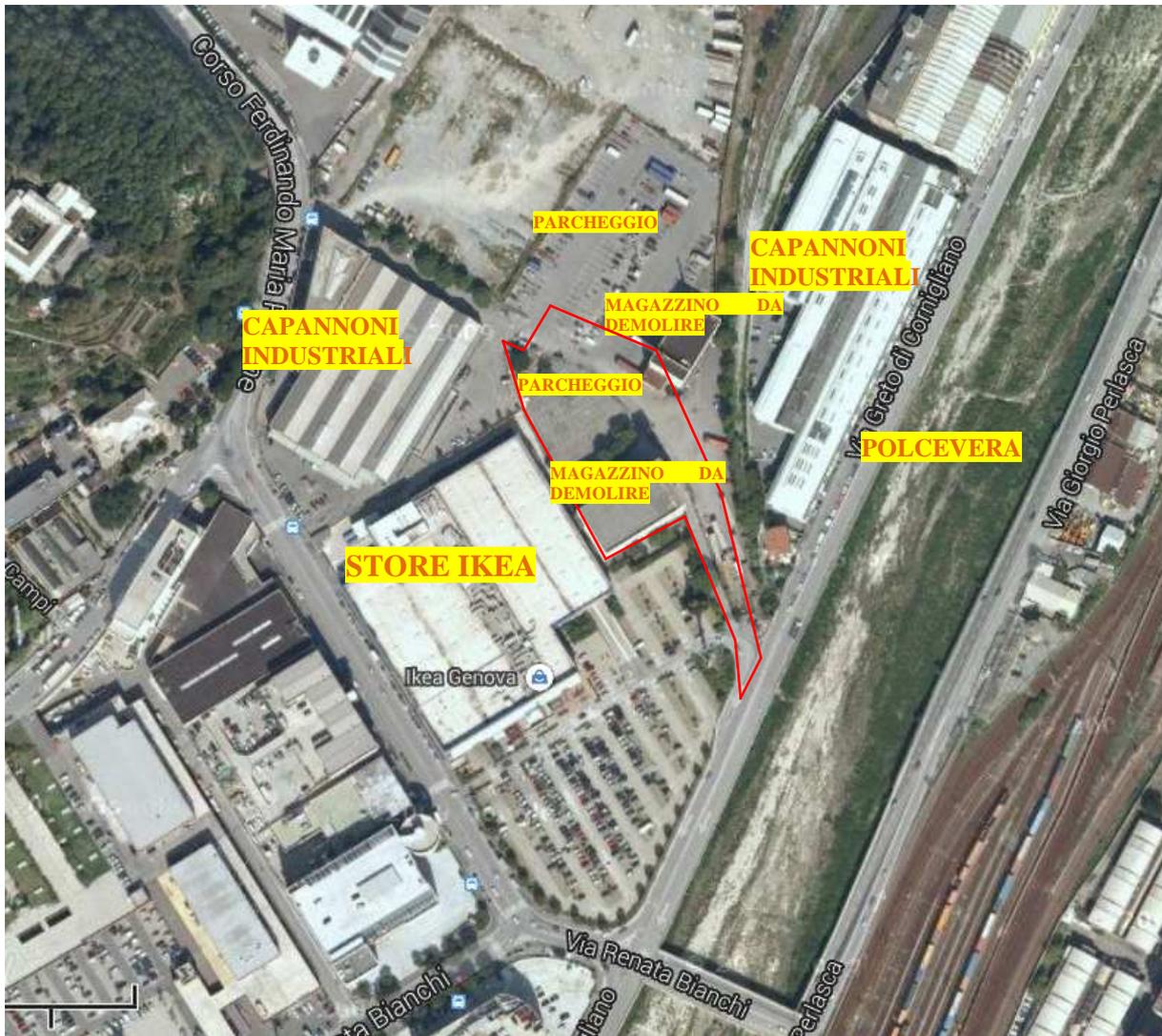


Figura 3.2: Esame del contesto all'interno del quale è ubicata l'area di interesse (contornata indicativamente in rosso)

Nella seguente Figura 3.3, infine, sono riportate le posizioni dei pozzi in progetto e dei sondaggi di riferimento

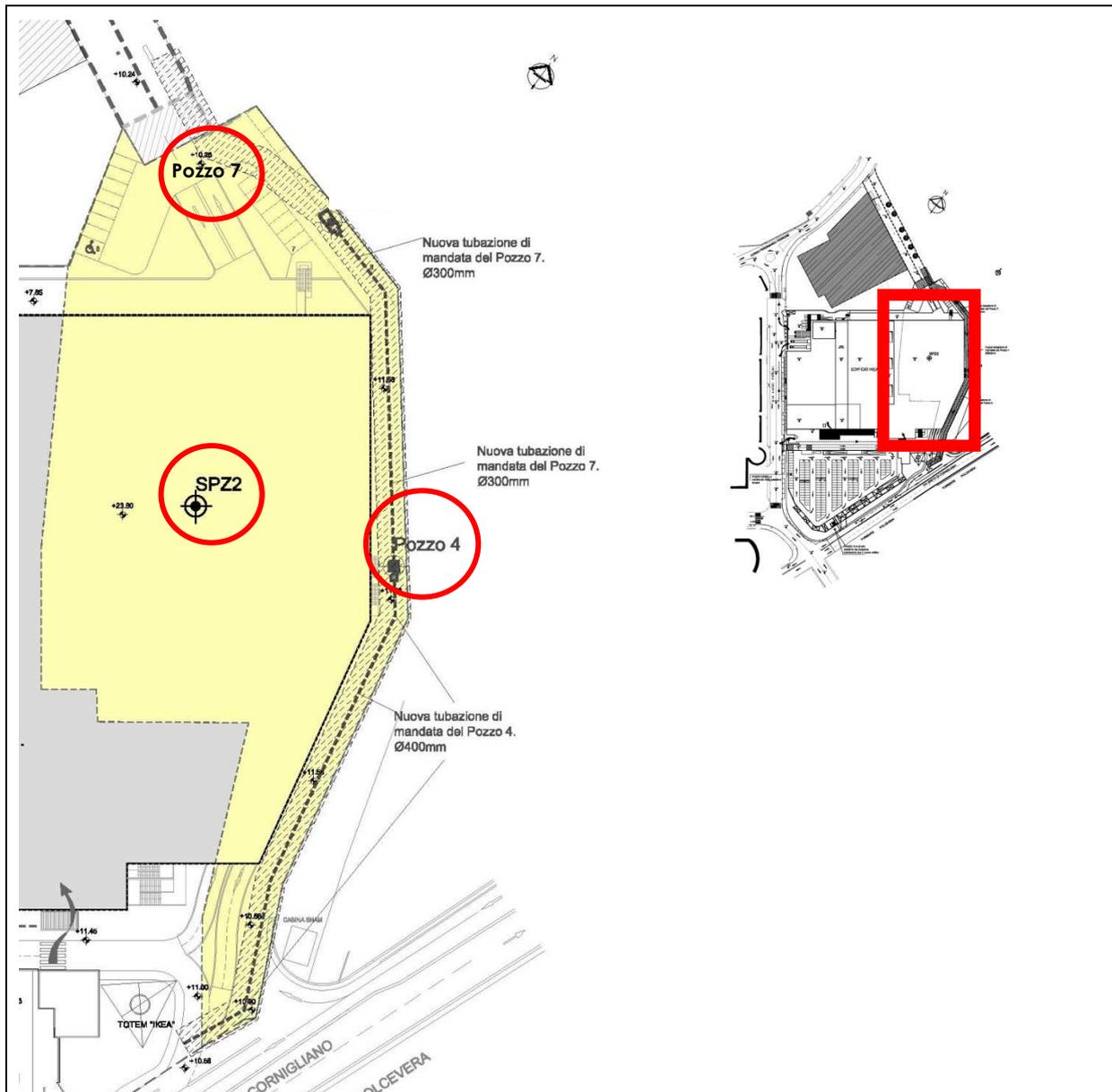


Figura 3.3: Posizione di progetto del nuovo Pozzo 4, del Pozzo 7 esistente e del sondaggio di riferimento SPZ2.

4 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE OPERE

I manufatti in progetto previsti in corrispondenza del Pozzo 4 (camera di avampozzo) e del Pozzo 7 (pozzetto contiguo alla camera esistente) sono costituite da vasche in calcestruzzo con coperchio in acciaio la cui geometria è riportata in Figura 4.2 e Figura 4.1 (rispettivamente per la camera 4 e 7). Per queste ultime, l'intradosso fondazione è posta a 2.5 m da piano campagna. Le strutture sono interrata.

Per quanto concerne il pozzetto di innesto by-pass in vicinanza del totem Ikea, lo scatolare quadrato ha dimensioni pari $L=2\text{m}$ e altezza pari a $H=2\text{m}$. Lo spessore della soletta è pari a $d=0.3\text{ m}$. È prevista una soletta aggiuntiva di larghezza pari a $s=0.4\text{ m}$ e spessore pari a $d=0.3\text{ cm}$; l'intradosso fondazione è posta a 2.0 m da piano campagna. La struttura è interrata.

Dal punto di vista esecutivo, le camere di avampozzo, previa rimozione dei materiali di origine antropica (riporti) presenti nell'area in oggetto, saranno realizzate previa stesura di materiale di sottofondo granulare grossolano (spessore previsto 30 cm ca.) e realizzazione di uno strato di fondazione in calcestruzzo magro (spessore previsto di 20 cm ca.).

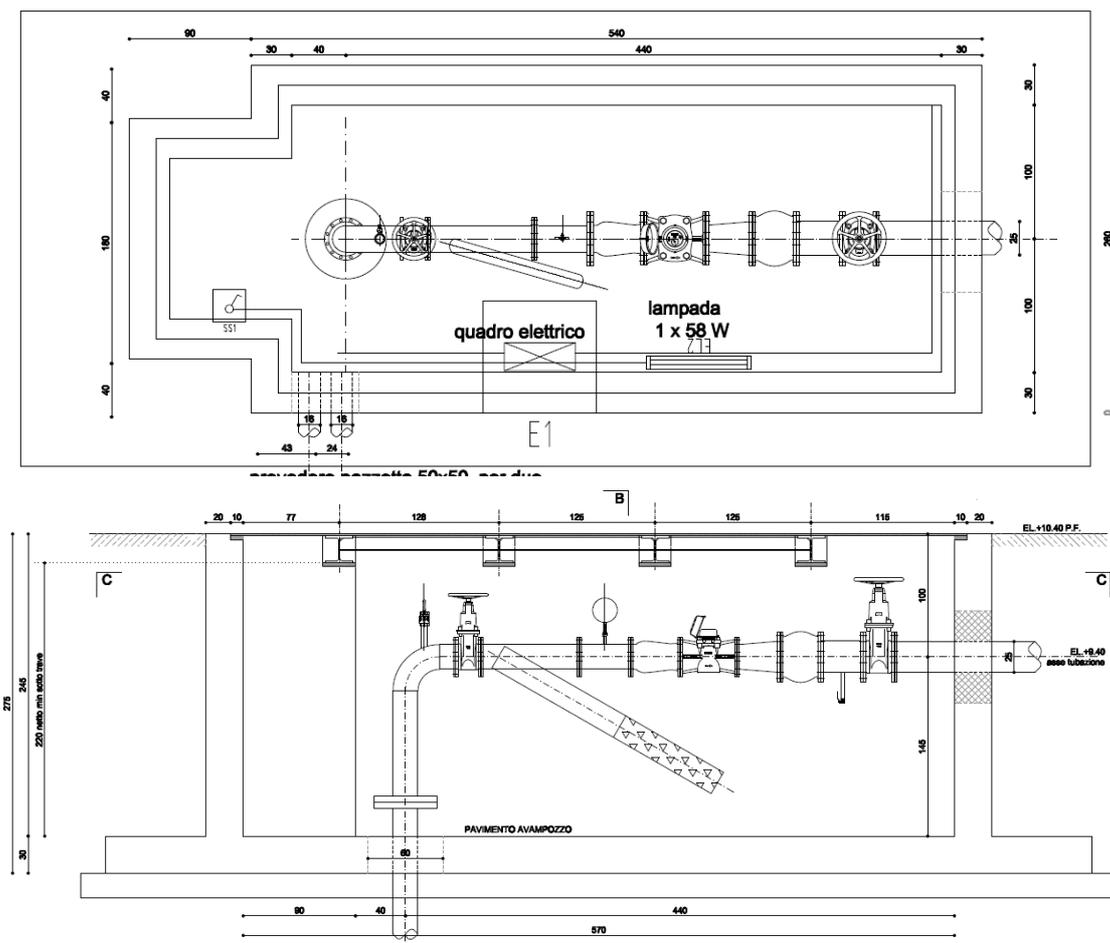


Figura 4.1: Camera di avampozzo-4, planimetria e sezioni.

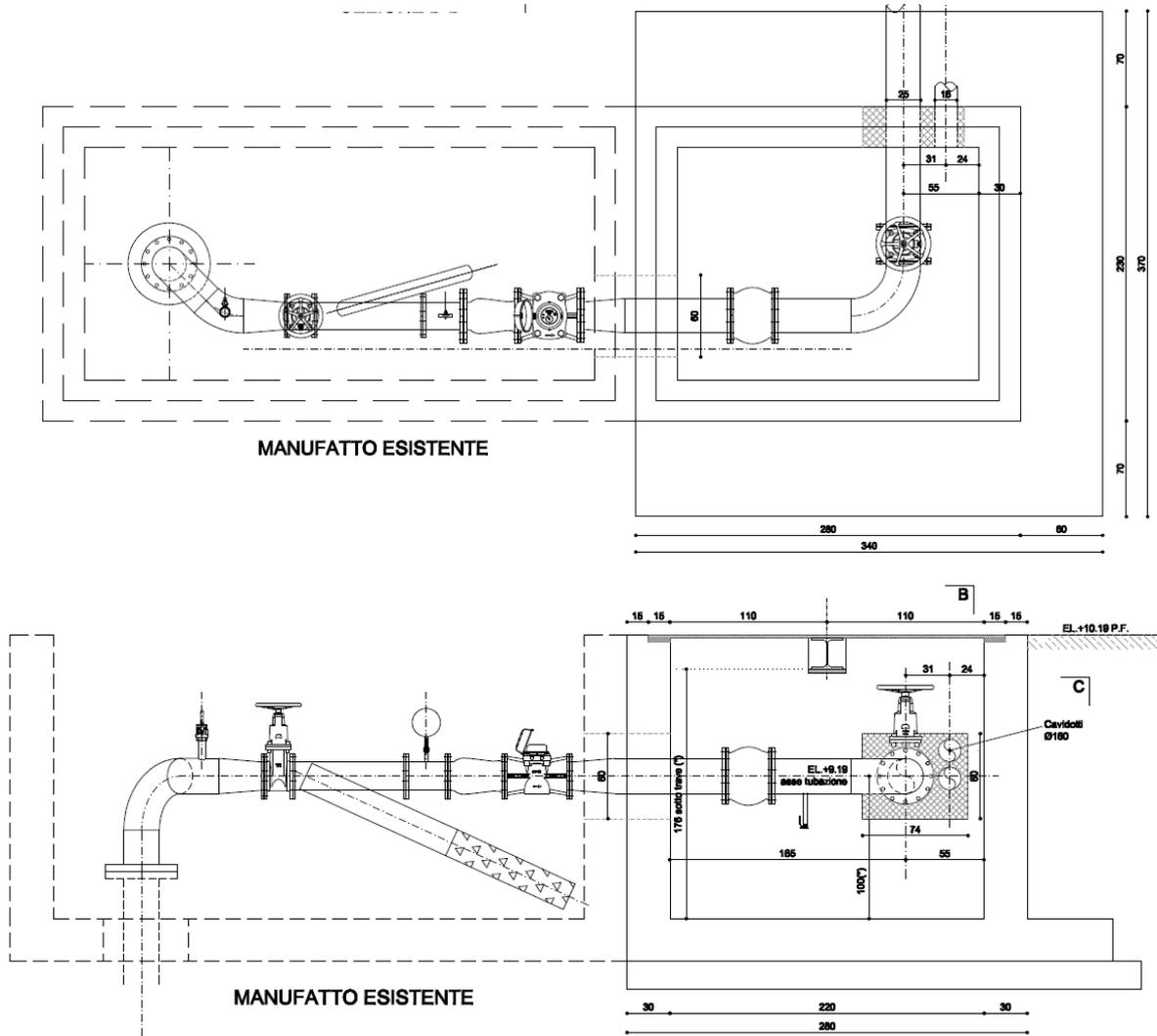


Figura 4.2: Camera di avampozzo-7 – nuovo pozzetto contiguo, planimetria e sezioni

5 STRATIGRAFIA

In Figura 3.3 si riporta l'ubicazione dei pozzi di interesse ove sono previste le camere di avampozzo e la posizione del sondaggio di riferimento SPZ2.

In base a quanto emerso dall'analisi della stratigrafia relativa a tale sondaggio, si segnala che:

- I primi 3.5-4.0 m di materiale sono di natura antropica. Tale materiale è costituito da asfalto, pietrisco e frammenti di materiale antropico quale laterizi o cemento. Si prescrive la bonifica di tale materiale e la sostituzione con materiale compattato.
- Il materiale in sito è di natura ghiaiosa con lenti di limo sabbioso.
- Per quanto concerne la parte più grossolana del materiale in sito, il numero di colpi da prova penetrometrica dinamica (SPT) è compreso nel range 27-36 colpi/30cm.
- Gli spessori delle lenti limose sono variabili tra 0.5 m e i 2,0 m.

La falda rilevata da lettura piezometrica è stata rintracciata a circa 4.5-5.0 m da piano campagna.

6 INQUADRAMENTO SISMICO

La classificazione sismica della porzione di territorio d'interesse è basata sulla definizione dell'azione sismica di progetto svolta in accordo alle disposizioni delle Norme Tecniche di cui al DM 14 Gennaio 2008 (Rif.[1]).

Il sito in oggetto si trova nell'area del comune di Genova, caratterizzato nella sua estensione da una sismicità classificabile come bassa, ma non trascurabile, come si evince ad esempio dai dati riportati nel Database delle Osservazioni Macrosismiche DBMI04 (Rif.[5]), recentemente aggiornato alla versione DBMI11 (senza modifiche sostanziali per il caso in esame). Nell'area di Genova sono stati osservati in passato eventi sismici con elevate intensità al sito; in Tabella 6.1 si riporta un estratto della storia macrosismica con una sintesi dei dati degli eventi principali: assumono notevole rilievo il terremoto di Genova del 1767 (molto vicino come epicentro, ma poco documentato storicamente in termini di risentimenti) ed il terremoto di Imperia/Liguria Occidentale del 1887. In particolare, quest'ultimo evento (originato in corrispondenza della struttura sismogenica di Imperia, rif. ITGG130) ha prodotto risentimenti in tutta la Liguria, fino a Genova, con intensità dell'ordine di 6-7.

Tabella 6.1: Terremoti storici che hanno prodotto i massimi risentimenti registrati nel comune di Genova (da DBMI04, Stucchi et al., 2007)

Anno	Giorno	Ora	Area epicentrale	Mw Magnitudo momento	Io Intensità epicentrale (MCS)	Is Intensità massima registrata a Genova
1767	07/02	03:45	Genova	5.1	6-7	6-7
1828	09/10	02:20	Valle dello Staffora	5.7	7-8	6
1887	23/02	05:21	Liguria occidentale	6.3	9	6-7
1920	07/09	05:55	Garfagnana	6.5	9-10	5-6

Secondo quanto indicato nel paragrafo 3 delle NTC2008, l'azione sismica in base alla quale valutare il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto va definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, quest'ultima definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido e con superficie topografica orizzontale. La definizione dell'azione sismica richiede la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ "ancorato" al valore di a_g , facendo riferimento a diverse probabilità di eccedenza della stessa azione sismica nel periodo di riferimento V_R assunto per la struttura, in funzione dello stato limite considerato. La forma degli spettri di risposta è definita, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito rigido con superficie orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

- 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.

In allegato al testo delle citate NTC2008 è presente una tabella nella quale i suddetti valori vengono definiti su una griglia di punti prefissati del territorio nazionale, con passo un passo pari a 5-7 Km ca.. I valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione lineare sui quattro punti adiacenti.

Il sito di progetto è localizzato in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche (si veda la Figura 6.1):

LONG. E8.884241°, LAT. N44.423590°

Tali coordinate individuano un luogo geografico compreso tra i punti di griglia ID 16695 (NW), 16696 (NE), 16917 (SE) e 16918 (SW): si veda lo schema di Figura 6.2 tratto dal software Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3 (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2008), impiegato per l'interpolazione per i parametri a_g , F_0 e T_c^* . Il risultato di tale interpolazione è riportato in Tabella 6.2; sulla base dei parametri spettrali suddetti sono stati costruiti gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale di moto sismico mostrati in Figura 6.3, definiti su suolo rigido (Tipo A).



Figura 6.1: Individuazione delle coordinate geografiche di riferimento (mappa da Google Earth™)

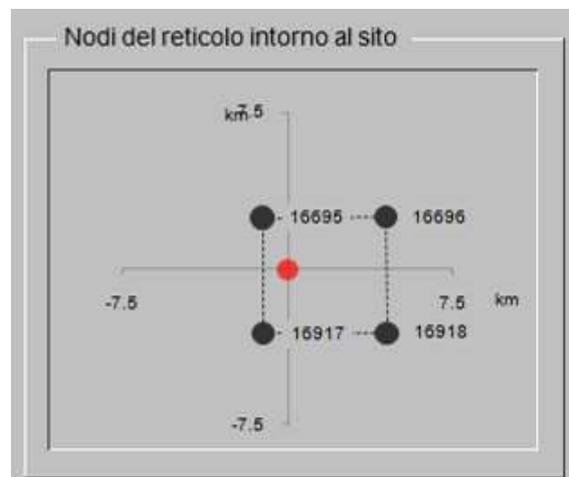


Figura 6.2: Localizzazione del sito di progetto rispetto ai punti adiacenti della griglia di valori di pericolosità sismica da NTC2008

Tabella 6.2: Parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del tempo di ritorno T_R di riferimento dell'azione sismica

T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
30	0.023	2.546	0.183
50	0.029	2.524	0.206
72	0.034	2.542	0.221
101	0.038	2.555	0.243
140	0.043	2.524	0.265
201	0.050	2.528	0.270
475	0.068	2.537	0.287
975	0.087	2.534	0.298
2475	0.119	2.526	0.306

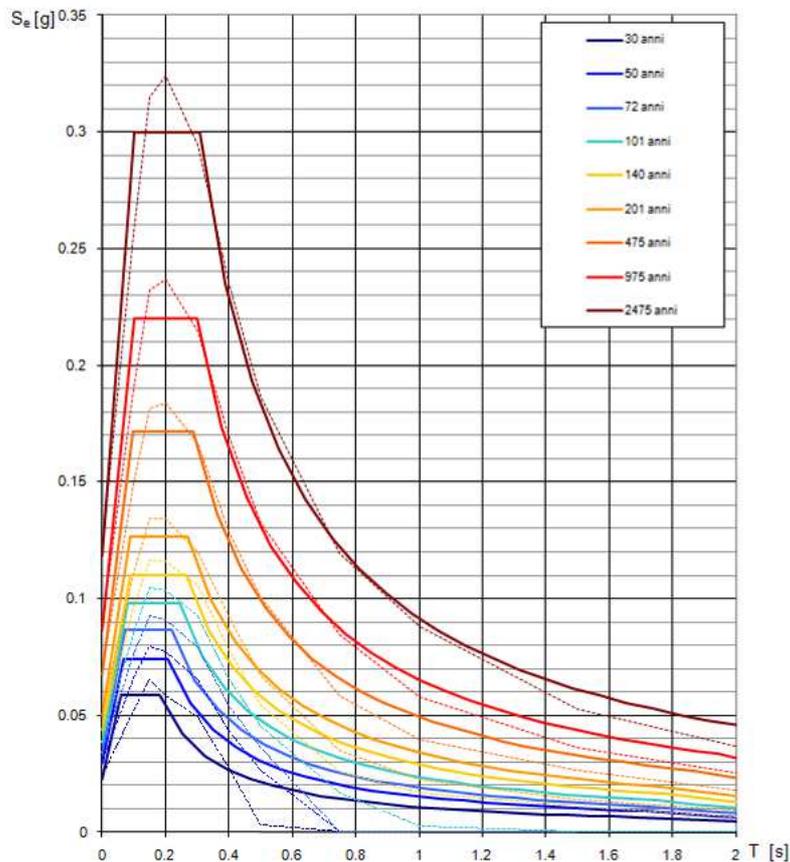


Figura 6.3: Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali NTC2008 per diversi periodi di ritorno (linee continue). Le linee tratteggiate mostrano gli spettri a pericolosità costante definiti dal progetto INGV-S1- <http://esse1.mi.ingv.it/>.

In base all'inquadramento di cui sopra, è possibile definire l'azione sismica da adottare nelle verifiche strutturali e geotecniche fissando il valore di periodo di ritorno T_R di riferimento dell'azione sismica, funzione della Vita nominale dell'opera in progetto (V_N), della sua Classe d'uso, oltre che dello Stato Limite nei confronti del quale si vogliono condurre le verifiche.

Nel caso specifico, per la determinazione di T_R si è assunto:

- Vita Nominale dell'opera $V_N = 50$ anni (valore minimo stabilito dalle NTC2008 per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale);
- **Classe d'Uso dell'opera = II** (stabilita dalle NTC2008 per costruzioni industriali con attività non pericolose per l'ambiente), da cui deriva un Coefficiente d'Uso $C_U = 1.0$;

Le verifiche strutturali e geotecniche della struttura in esame verranno condotte rispetto allo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)** per il quale, a seguito del terremoto, è ammesso che la costruzione subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione deve conservare invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Allo SLV corrisponde, sempre da NTC2008, una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} pari a $P_{VR} = 10\%$.

In base a questi parametri si ricavano il periodo di ritorno di riferimento V_R e il periodo di ritorno T_R del sisma come:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0.1)} = 475 \text{ anni}$$

Per $T_R = 475$, dalla Tabella 5.2 si ha:

$$a_g = 0.068 \cdot g$$

$$F_o = 2.537$$

$$T_c^* = 0.287$$

Amplificazione stratigrafica

In assenza di misure dirette delle caratteristiche elastiche dei terreni di fondazione, i valori del parametro rappresentativo V_{S30} sono stati calcolati a partire dai risultati delle prove SPT sui terreni a grana grossa mediante la correlazione di Ohta e Goto (1978). Il valore di $V_{S,30}$ calcolato per il profilo di V_S riportato in Figura 6.4 risulta pari a 195 m/s.

Sulla base di tale valore l'area di intervento risulta ascrivibile alla Categoria di Suolo C: il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S del sito può essere calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\text{Categoria di suolo C} \Rightarrow S_S : 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50 \Rightarrow S_S = 1.50$$

Amplificazione topografica

Il sito è caratterizzato da una pendenza del terreno inferiore a 15° , pertanto il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a 1.

Accelerazione orizzontale massima al sito

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima al sito per le verifiche allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) risulta essere pari a:

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.068 \cdot 1.50 \cdot 1.00 = 0.102g$$

Verifica della stabilità del sito rispetto al fenomeno di liquefazione

Dato il valore relativamente basso di pericolosità sismica valutato per il sito, e di addensamento dei terreni presenti, non si ritiene allo stato attuale delle conoscenze che possano insorgere fenomeni di liquefazione anche locali. Eventuali verifiche a tale riguardo potranno essere effettuate nelle fasi successive di progettazione.

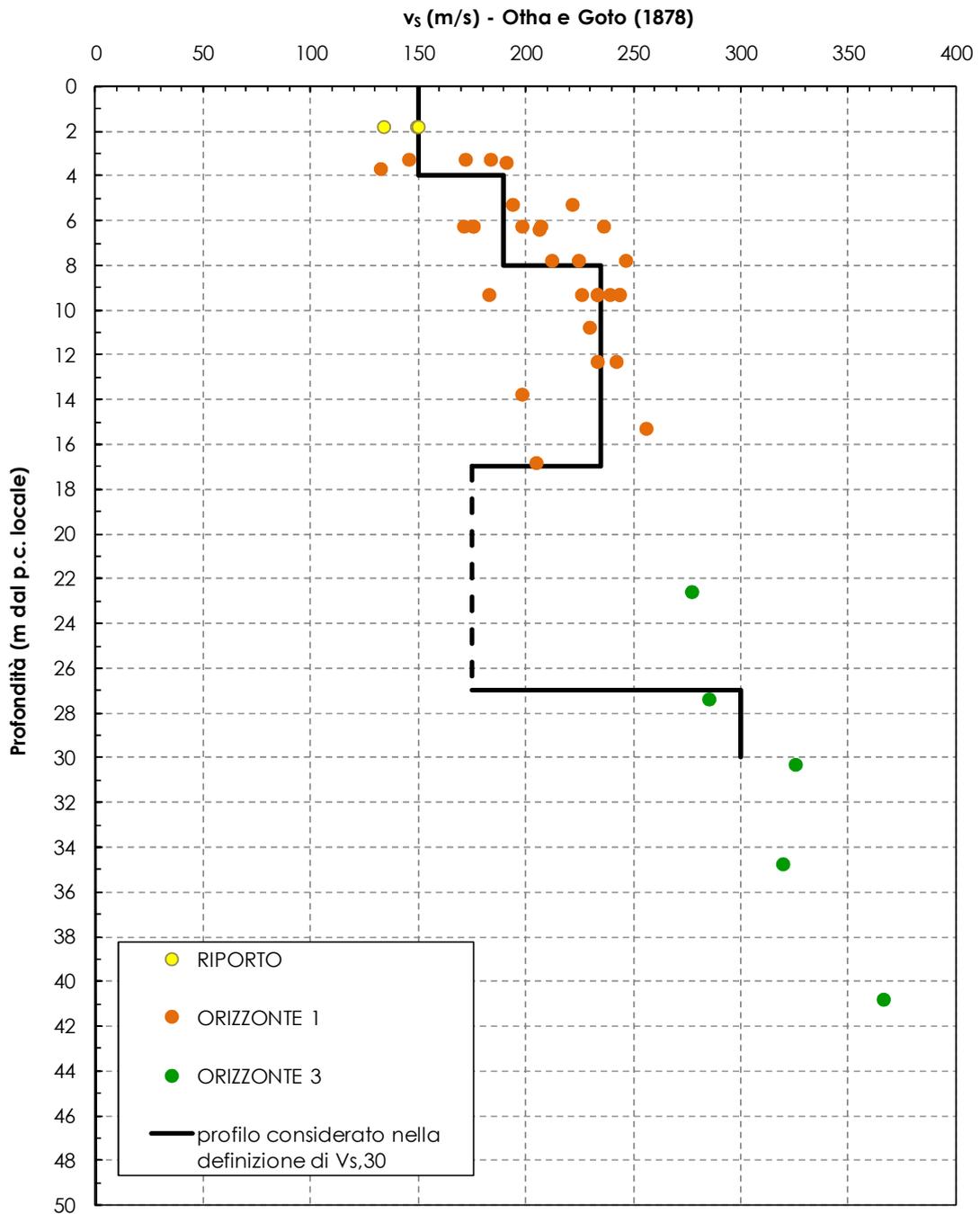


Figura 6.4: Profilo delle V_s per la determinazione di $V_{s,30}$

7 PARAMETRI GEOTECNICI

In relazione alla stratigrafia di cui al punto 5, si riportano in Tabella 7.1 i parametri geotecnici di riferimento.

Tabella 7.1: Camera di avampozzo – Parametri geotecnici caratteristici

Profondità		Strato	ϕ_k	c'_k	γ	E operativo
Da	a					
m da p.c.	m da p.c.					
0	3.5	Materiale antropico (*)	-	-	-	-
3.5	9.8	Ghiaia con sabbia	36	0	18	20-30(**)
9.8	10.5	Limo sabbioso	26	0	18	5
10.5	18.0	Ghiaia con sabbia	38	0	18	28-40(**)
18.0	20.0	Limo sabbioso	26	0	18	15
20.0	24.0	Ghiaia con sabbia/Sabbia	38	0	18	43
24.0	26.0	Limo sabbioso	26	0	18	20
26.0	-	Ghiaia con sabbia/Sabbia	38	0	18	46

(*) da bonificare con materiale granulare selezionato opportunamente compattato

(**) crescente con la profondità

8 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

8.1 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

La stima dei cedimenti e della costante di sottofondo (K di WinklerI) è stata eseguita per mezzo del codice FOCALS (Doc. Rif. [5]), Foundation On Cross Anisotropic Layered System. FOCALS è un codice di calcolo ad elementi finiti sviluppato dalla Division of Applied Geomechanics, nel 1973/1975.

Tale codice, che è in grado di tenere conto del comportamento anisotropo del terreno di fondazione, permette, tramite una serie di equazioni, di risolvere un'analisi elastica in campo statico di una piastra 3-D poggiate su semispazio anisotropo.

8.2 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante, costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa, sono state condotte adottando la formulazione trinomia classica (Formola generale di Brinch – Hansen); per i coefficienti parziali relativi ai materiali, alle azioni ed alle resistenze, si è fatto riferimento alla Normativa vigente.

In questa fase, non disponendo dei dati relativi ai carichi, la capacità portante è stata verificata in accordo alla combinazione A2+M2+R2 calcolando il valore massimo di pressione netta ad intradosso fondazione tale che si assicuri un coefficiente parziale sulle resistenze R2 (γ_{M2}) uguale al limite minimo richiesto da normativa.

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali in condizioni drenate è stata condotta in accordo alla soluzione di Brinch-Hansen (1970).

Il valore che si assume come capacità portante della fondazione è la somma dei tre termini (a, b, c) che si ottengono applicando le seguenti condizioni e formule riferite al caso di fondazione nastriforme, con B dimensione minore della fondazione:

$$a = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} \quad \text{se } s_{\gamma} > 0.6$$

$$b = q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

$$c = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c$$

Fattori di capacità portante:

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

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

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 H_B}{N + B' c' \cot \varphi'} \right)^{0.5}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H_B}{N + B' c' \cot \varphi'} \right)^{0.5}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{Vesic, 1970})$$

Fattori di forma della fondazione:

$$s_\gamma = 1$$

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1$$

Fattori di affondamento della fondazione:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{h}{B'} \quad \frac{h}{B'} \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan \frac{h}{B'} \quad \frac{h}{B'} > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{Vesic, 1973})$$

Fattori di inclinazione della fondazione:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \alpha_B \tan \varphi'}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad b_\gamma = e^{-2.0 \alpha_B \tan \varphi'} \quad (\text{Vesic, 1973})$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \omega_B)^5$$

$$g_q = (1 - 0.5 \tan \omega_B)^5$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'} \quad (\text{Vesic, 1973})$$

dove:

N_y, N_c, N_q fattori di capacità portante

γ' peso di volume efficace

F' angolo di attrito

C' coesione efficace

$q' = g' h$ pressione efficace alla quota di imposta della fondazione

h profondità dal piano campagna del piano di imposta della fondazione

$B' = B - 2e_B$ dimensione efficace minore della fondazione

e_B componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B

N carico agente in direzione normale alla base della fondazione

H_B carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione

γ_B angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B

γ_B angolo di inclinazione del piano campagna nella direzione di B

q_{lim} pressione limite, riferita all'area efficace della fondazione.

σ_m pressione agente sulla piastra di fondazione

Il coefficiente parziale sulla resistenza, così come imposto da normativa, è definito come:

Dove:

σ_m pressione agente sulla piastra di fondazione

q_o sovraccarico laterale.

9 AZIONI DI PROGETTO

I carichi considerati nelle verifiche oggetto di questo elaborato sono:

PESO DEI MATERIALI STRUTTURALI (G1):

Il peso proprio degli elementi strutturali modellati nel software di calcolo è tenuto in conto direttamente dal programma di calcolo, secondo le dimensioni degli elementi ed i relativi pesi specifici - CLS ($\gamma=25\text{kN/mc}$) e acciaio ($\gamma=78\text{kN/mc}$);

CARICHI VARIABILI DOVUTI AL CARICO STRADALE (Q):

Carico dei mezzi modellato come carico puntuale agente sui piedritti pari a 300kN per ogni piedritto e carico distribuito pari a 9kN/mq applicato su tutta l'area dello scatolare.

10 RISULTATI – POZZO 4

10.1 VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

La determinazione dei cedimenti e della costante di sottofondo è stata svolta mediante l'utilizzo del codice di calcolo FOCALS (Doc. Rif.[5]).

In accordo alla geometria riportata in Figura 4.1, il modello implementato per lo scatolare è riportato in Figura 10.1 dove è visibile nella mesh di calcolo sono visibili le porzioni rappresentative dei piedritti, della base e della base della vasca di cui in Figura 4.1.

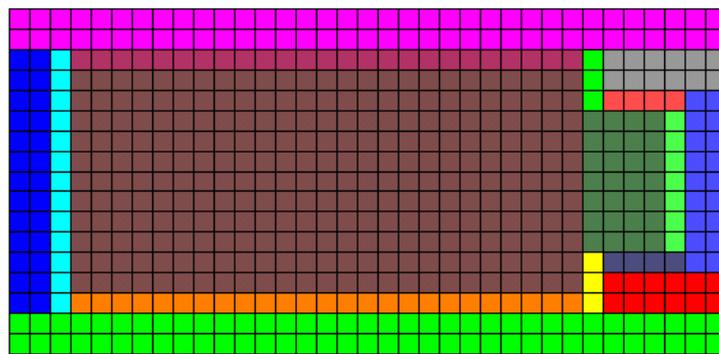


Figura 10.1: Camera di avampozzo 4, schema di calcolo in FOCALS

I carichi di progetto di cui al paragrafo 9 sono stati considerati nel loro valore caratteristico (SLE)

In Figura 10.2 è riportato l'andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione. Gli stessi valori sono stati diagrammati in Figura 10.3.

Da quanto calcolato, si evince che il cedimento medio è compreso tra 1,4 cm e 0,9 cm, cedimenti ritenuti compatibili con la funzionalità dell'opera.

In Figura 10.4 è riportato l'andamento delle K di Winkler al di sotto della piastra di fondazione; da quanto calcolato, si evince che tale parametro è compreso tra 4500 kPa/m e 8500 kPa/m.

Per i calcoli strutturali dei manufatti in cemento armato tale parametro potrà cautelativamente essere assunto pari a circa 4500 kPa/m.

Essendo la struttura interamente interrata su tutti i lati ed essendo il materiale di rifianco di ottima qualità (vedi paragrafo 13), non sono attesi spostamenti significativi della camera di avampozzo in direzione orizzontale.

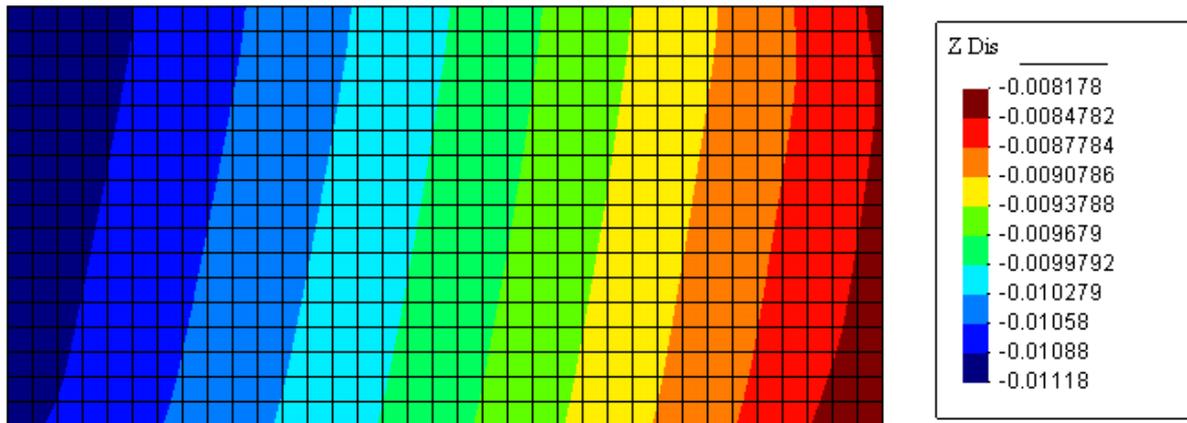


Figura 10.2: Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l'asse trasversale (m)

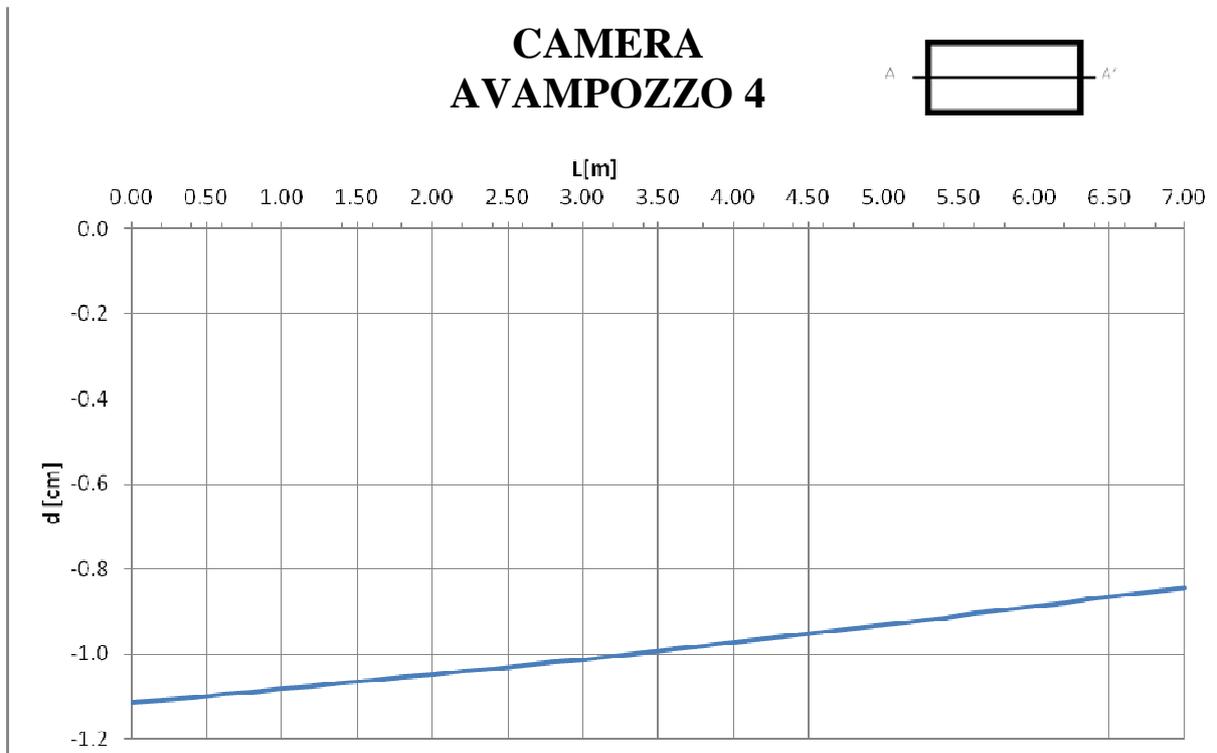


Figura 10.3: Schema di calcolo in FOCALS - Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l'asse trasversale

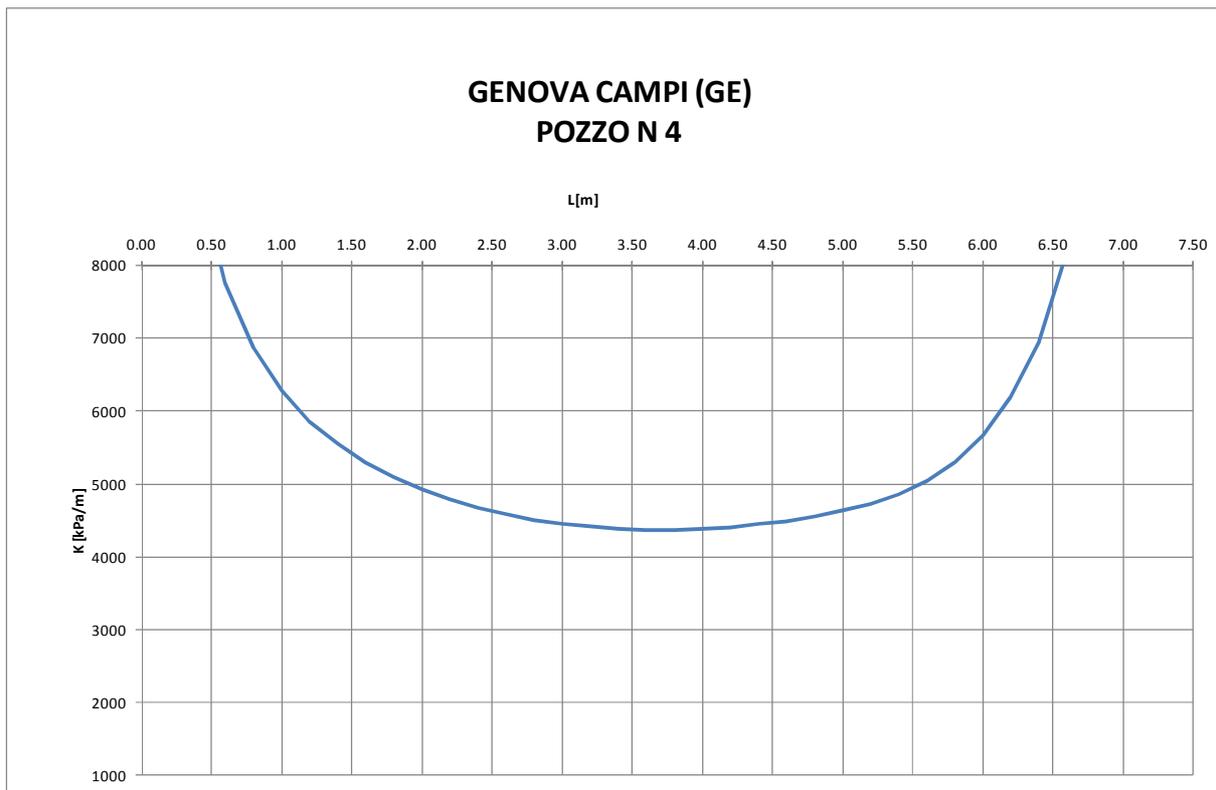


Figura 10.4: - Schema di calcolo in FOCALS - Andamento della costante di sottofondo (K di Winkler) al di sotto della piastra di fondazione lungo l'asse longitudinale

10.2 VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante per la geometria della camera di avampozzo n4 riportata in Figura 4.1 è stata verificata in accordo alle combinazioni SLU, statiche e sismiche considerando i carichi di cui al paragrafo 9 e i parametri geotecnici di cui ai punti precedenti opportunamente parametrizzati tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC08 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I delle NTC08 per le resistenze globali.

In particolare, le verifiche di capacità portante sono state condotte, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC08 in accordo all'Approccio 1:

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

Come riportato in Tabella 10.1 le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 10.1: Verifiche di capacità portante

Pozzo 4

Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali

DATI							
	N	M _B	T _B	e _B	M _L	T _L	e _L
	kN	kNm	kN	m	kNm	kN	m
A1+M1+R1	2 400	0	0	0.00	0	0	0.00
A2+M2+R2	2 000	0	0	0.00	0	0	0.00
SISMA SLV	2 000	0	0	0.00	0	0	0.00

Dati geometrici	
B[m]	2.6
L[m]	7

Profondità	
fond. [m da pc]	2.5
falda [m da pc]	4

RISULTATI			
	R richiesto	R Calcolati	verificato?
A1+M1+R1	1.0	18.74	SI
A2+M2+R2	1.8	13.29	SI
SISMA SLV(+)+M2+R2	1.8	13.20	SI
SISMA SLV(-)+M2+R2	1.8	13.27	SI

Parametri terreno M1	
gamma	18
φ[°]	30
c[kPa]	0

Parametri terreno M2	
γ[kN/m ³]	18
φ[°]	24.8
c[kPa]	0

Sisma di progetto SLV	
kh	0.022

11 RISULTATI – POZZO 7

11.1 VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

La determinazione dei cedimenti e della costante di sottofondo è stata svolta mediante l'utilizzo del codice di calcolo FOCALS (Doc. Rif.[5]).

In accordo alla geometria riportata in Figura 4.2, il modello implementato per lo scatolare è riportato in Figura 11.2 la mesh di calcolo le porzioni rappresentative dei piedritti e della base della vasca di cui in Figura 4.2.

Per correttezza, è stata considerata la geometria globale dell'opera, è stata cioè considerata anche la presenza del manufatto esistente.

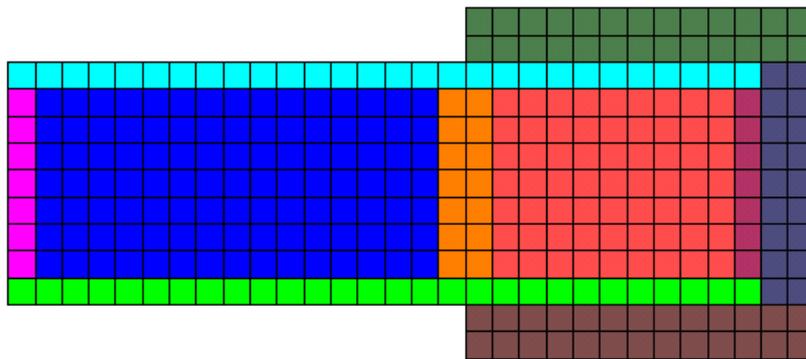


Figura 11.1: Camera di avampozzo, schema di calcolo in FOCALS

I carichi di progetto di cui al paragrafo 9 sono stati considerati nel loro valore caratteristico (SLE)

In Figura 11.2 è riportato l'andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione. Gli stessi valori sono stati diagrammati in Figura 11.3.

Da quanto calcolato, si evince che il cedimento medio è compreso tra 1,4 cm e 1,2 cm, cedimenti ritenuti compatibili con la funzionalità dell'opera.

In Figura 11.4 è riportato l'andamento delle K di Winkler al di sotto della piastra di fondazione; da quanto calcolato, si evince che tale parametro è compreso tra circa 4500kPa/m e circa 7500-8000 kPa/m.

Per i calcoli strutturali dei manufatti in cemento armato tale parametro potrà cautelativamente essere assunto pari a circa 4500 kPa/m.

Essendo la struttura interamente interrata su tre lati e sul quarto lato in adiacenza ad un manufatto esistente, anche esso interamente interrato, ed essendo il materiale di rinfiacco di ottima qualità (vedi paragrafo 13), non sono attesi spostamenti significativi della camera di avampozzo in direzione orizzontale

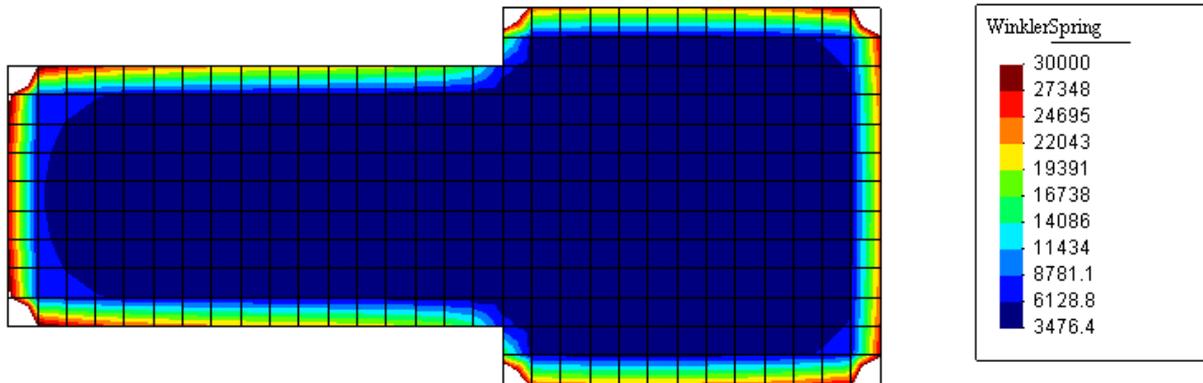


Figura 11.2: Camera di avampozzo – Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l’asse trasversale

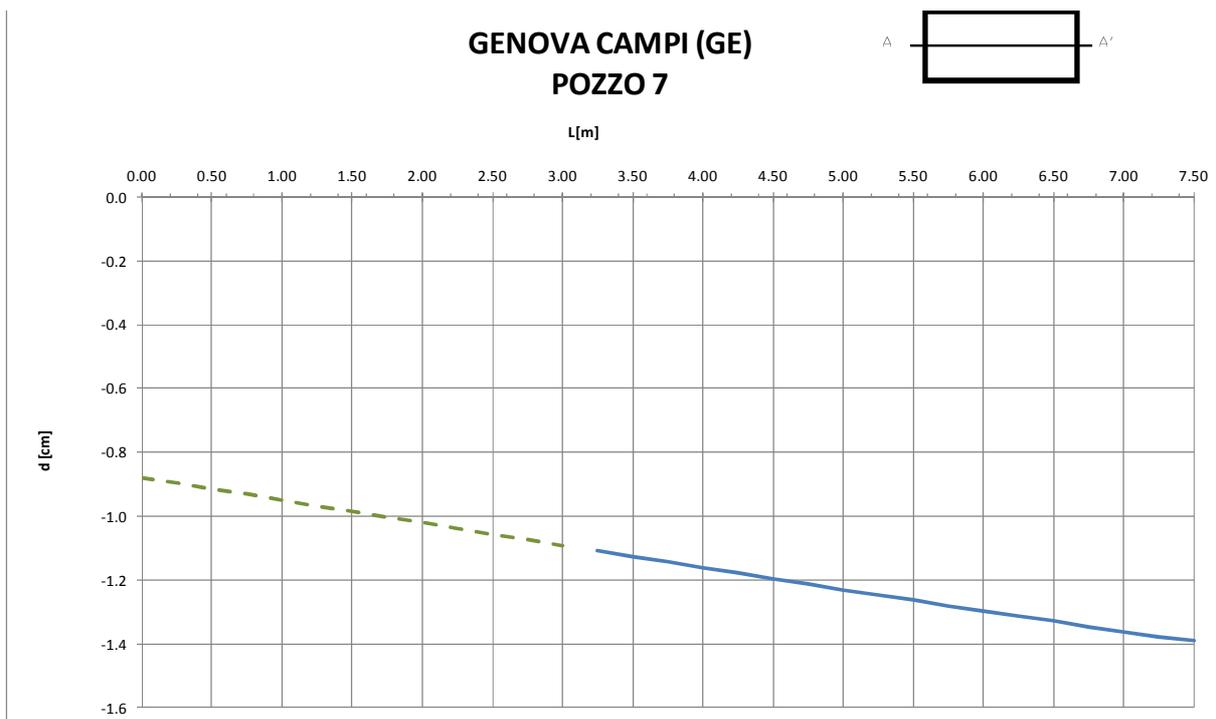


Figura 11.3: Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l’asse longitudinale

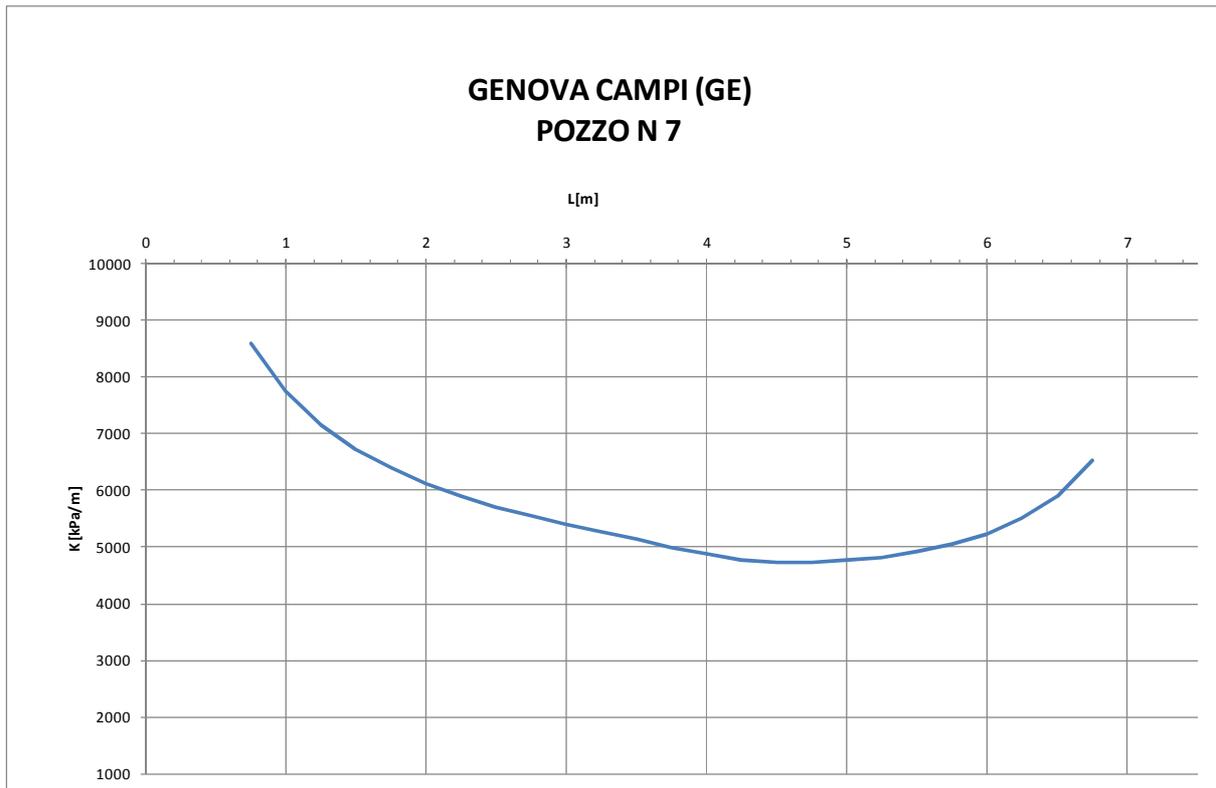


Figura 11.4: Andamento della costante di sottofondo (K di Winkler) al di sotto della piastra di fondazione lungo l'asse longitudinale

11.2 VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante per la geometria della camera di avampozzo n4 riportata in Figura 4.2 è stata verificata in accordo alle combinazioni SLU, statiche e sismiche considerando i carichi di cui al paragrafo 9 e i parametri geotecnici di cui ai punti precedenti opportunamente parametrizzati tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC08 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I delle NTC08 per le resistenze globali.

In particolare, le verifiche di capacità portante sono state condotte, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC08 in accordo all'Approccio 1:

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

Come riportato in Tabella 11.1 le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 11.1: Verifiche di capacità portante

Pozzo 7							
Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali							
DATI							
	N	M_B	T_B	e_B	M_L	T_L	e_L
	kN	kNm	kN	m	kNm	kN	m
A1+M1+R1	1 700	0	0	0.00	0	0	0.00
A2+M2+R2	1 450	0	0	0.00	0	0	0.00
SISMA SLV	1 450	0	0	0.00	0	0	0.00

Dati geometrici		Profondità		RISULTATI			
B[m]	3.2	fond. [m da pc]	2		R richiesto	R Calcolati	verificato?
L[m]	3.2	falda [m da pc]	4	A1+M1+R1	1.0	11.59	SI
Parametri terreno M1		Parametri terreno M2		A2+M2+R2	1.8	7.38	SI
gamma	18	γ [kN/m ³]	18	SISMA SLV(+)+M2+R2	1.8	7.33	SI
ϕ [°]	30	ϕ [°]	24.8	SISMA SLV(-)+M2+R2	1.8	7.37	SI
c[kPa]	0	c[kPa]	0				
Sisma di progetto SLV							
kh	0.022						

12 RISULTATI – POZZETTO INNESTO BY-PASS

12.1 VERIFICA SLE: CEDIMENTI E COSTANTE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

La determinazione dei cedimenti e della costante di sottofondo è stata svolta mediante l'utilizzo del codice di calcolo FOCALS (Doc. Rif.[5]).

Il modello implementato per lo scatolare è riportato in Figura 12.1 dove è visibile la mesh di calcolo: lo scatolare quadrato ha dimensioni pari $L=2\text{m}$ e altezza pari a $H=2\text{m}$. Lo spessore della soletta è pari a $d=0.3\text{ m}$. È prevista una soletta aggiuntiva di larghezza pari a $s=0.4\text{ m}$ e spessore pari a $d=0.3\text{ cm}$.

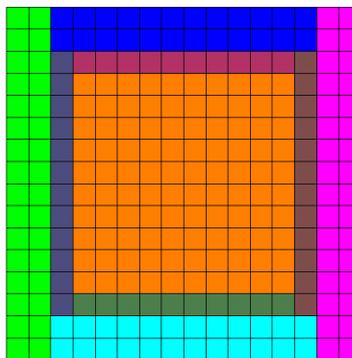


Figura 12.1: Pozzetto di innesto by-pass, schema di calcolo in FOCALS

I carichi di progetto di cui al paragrafo 9 sono stati considerati nel loro valore caratteristico (SLE).

In Figura 12.2 è riportato l'andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione. Gli stessi valori sono stati diagrammati in Figura 12.3.

Da quanto calcolato, si evince che il cedimento medio è circa pari a 0.8 cm , cedimento ritenuto compatibile con la funzionalità dell'opera.

In Figura 12.4 è riportato l'andamento delle K di Winkler al di sotto della piastra di fondazione; da quanto calcolato, si evince che tale parametro è compreso tra 5100 kPa/m e 5600 kPa/m .

Essendo la struttura interamente interrata su tutti i lati ed essendo il materiale di rinfiacco di ottima qualità (cfr. paragrafo 13), non sono attesi spostamenti significativi del pozzetto di innesto del by-pass in direzione orizzontale.

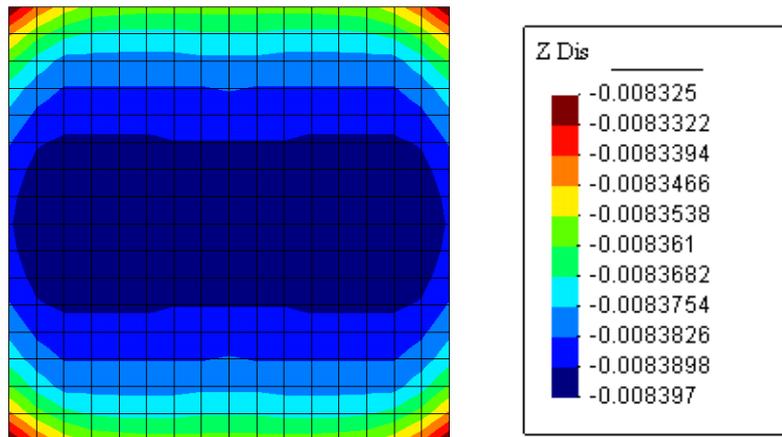


Figura 12.2: Camera di avampozzo – Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l’asse trasversale

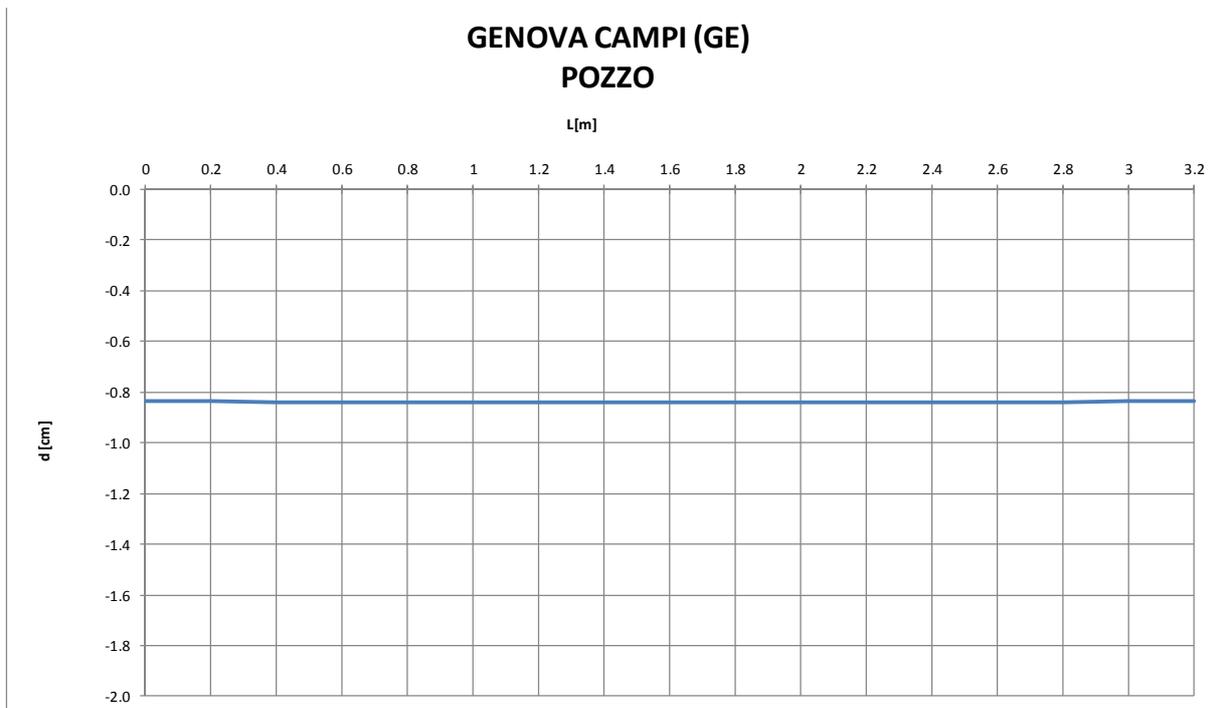


Figura 12.3: Andamento dei cedimenti al di sotto della piastra di fondazione lungo l’asse longitudinale

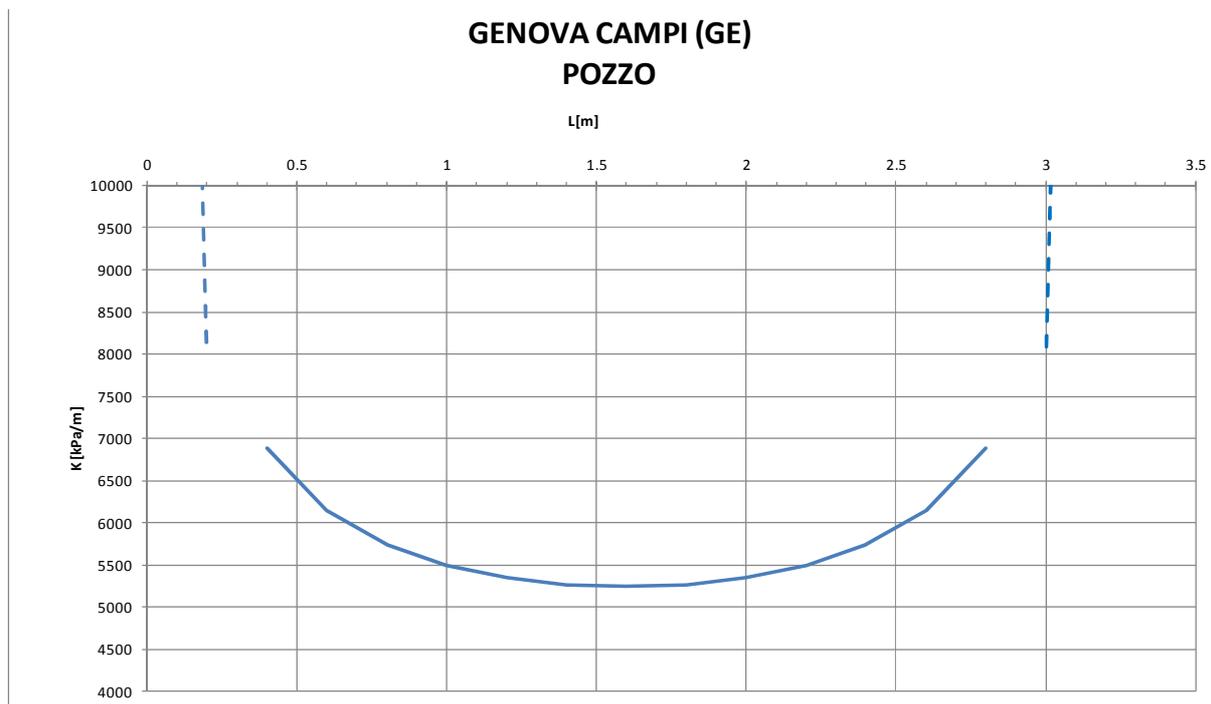


Figura 12.4: Andamento della costante di sottofondo (K di Winkler)

12.2 VERIFICA SLU: CAPACITÀ PORTANTE

È stata verificata in accordo alle combinazioni SLU, statiche e sismiche considerando i carichi di cui al paragrafo 9 e i parametri geotecnici di cui ai punti precedenti opportunamente parametrizzati tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC08 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I delle NTC08 per le resistenze globali.

In particolare, le verifiche di capacità portante sono state condotte, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC08 in accordo all'Approccio 1:

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

Come riportato in Tabella 12.1 le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 12.1: Verifiche di capacità portante

Pozzo 2x2

Soluzione di Brinch-Hansen (1970) per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali

DATI							
	N	M _B	T _B	e _B	M _L	T _L	e _L
	kN	kNm	kN	m	kNm	kN	m
A1+M1+R1	1 300	0	0	0.00	0	0	0.00
A2+M2+R2	1 100	0	0	0.00	0	0	0.00
SISMA SLV	1 100	0	0	0.00	0	0	0.00

Dati geometrici	
B[m]	2
L[m]	2

Profondità	
fond. [m da pc]	2
falda [m da pc]	4

RISULTATI			
	R richiesto	R Calcolati	verificato?
A1+M1+R1	1.0	5.14	SI
A2+M2+R2	1.8	3.25	SI
SISMA SLV(+)+M2+R2	1.8	3.24	SI
SISMA SLV(-)+M2+R2	1.8	3.25	SI

Parametri terreno M1	
gamma	18
φ[°]	30
c[kPa]	0

Parametri terreno M2	
γ[kN/m ³]	18
φ[°]	24.8
c[kPa]	0

Sisma di progetto SLV	
kh	0.022

13 INDICAZIONI OPERATIVE PER LA REALIZZAZIONE DEGLI SCAVI E DEI RIEMPIMENTI

Con riferimento all'esecuzione di scavi si osserva che i materiali di riporto sono di origine antropica essendo costituiti da pietrisco e frammenti di laterizi o cemento. Essi sono presenti in sito solitamente entro i primi 3,5-4,0 m da piano campagna.

Tali materiali non sono stati oggetto di caratterizzazione geotecnica e per essi, sulla base delle evidenze di campo e delle descrizioni stratigrafiche, non sono attese buone caratteristiche meccaniche.

Di fatto (cfr. Cap. 7) se ne richiede sempre l'asportazione e la sostituzione con materiali di ottima qualità (cfr. sotto) in corrispondenza delle opere oggetto del presente documento (camere pozzi e camere valvole).

Laddove sia necessario eseguire scavi a sezione obbligata per l'esecuzione delle suddette opere si raccomanda, cautelativamente, di realizzare scarpate con pendenze non superiori a 30/32°.

Con riferimento ai riempimenti da effettuarsi al di sotto e a tergo dei manufatti interrati (e cioè camera di avampozzo Pozzo 4, pozzetto-prolunga in corrispondenza del Pozzo 7 esistente e pozzetto di innesto by-pass in vicinanza del totem Ikea) vengono di seguito fornite le indicazioni operative cui l'Impresa esecutrice dovrà attenersi per la scelta dei materiali di riempimento e per la loro posa in opera.

Si richiede di utilizzare per i riempimenti in oggetto esclusivamente materiali di ottima qualità. Tali materiali saranno appartenenti esclusivamente alle seguenti classi:

- A1 a/b
- A2-4
- A3

I materiali di riempimento proverranno da opportune cave il più vicino possibile al sito in esame e dovranno essere adeguatamente testati (esecuzione di granulometrie e prove Proctor AASHTO Mod. T/180-57) per verificarne l'idoneità ad essere utilizzati per i riempimenti e per determinarne le migliori condizioni di compattazione.

L'Impresa dovrà garantire, sull'intero spessore di ciascun singolo strato, il raggiungimento dei valori di densità in sito e modulo alla piastra prescritti nel seguito.

La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo a quello ottimo. Se tale contenuto dovesse risultare superiore (o inferiore) si dovrà provvedere al suo aumento (o diminuzione) mediante aerazione (o umidificazione) e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme entro l'intero spessore dello strato.

Il materiale sarà compattato per strati omogenei di spessore non superiore a 30cm e fino al raggiungimento di una densità pari al 95% della prova di compattazione "Proctor" AASHTO Mod. T/180-57.

Dovrà essere garantito un modulo alla piastra non inferiore a 50 MPa.

Tutte le prove di carico su piastra di controllo definite nel seguito faranno riferimento alla piastra da 50 cm ed i moduli verranno valutati sul primo gradino di carico nell'intervallo di pressioni applicate 150-250 kPa.

La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme; a tale scopo dovrà essere garantita l'opportuna sovrapposizione delle passate adiacenti delle attrezzature scelte per la compattazione.

Prima di dare inizio alle operazioni di stesa e compattazione, l'Impresa esecutrice è tenuta a verificare con la Direzione Lavori ed il Progettista strutturale che il peso delle attrezzature e le modalità di compattazione prescelte siano tali da non risultare problematiche per l'integrità strutturale dei muri dei manufatti interrati (che fungeranno da confinamento laterale del riempimento).