

# REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO



COMUNE DI VILLANOVA MONDOVÌ

COMUNE DI MONDOVÌ

## DISMISSIONE DEPURATORE LOCALITÀ BRANZOLA E COLLETTAMENTO AL COLLETTORE FOGNARIO FRAZ. MERLO MONDOVÌ

### PROGETTO DEFINITIVO

#### COMMITTENTE



MONDO ACQUA S.p.A.  
Via Venezia, 6/B – 12084 MONDOVÌ (CN)  
tel. +39 0174.554461

#### IL PROGETTISTA



SAGLIETTO ENGINEERING S.r.l.  
Corso Giolitti, 36 – 12100 CUNEO (CN)  
Tel. +39 0171.698381 – fax +39 0171.600599  
sagliettoengineering@pec.it

Dott. Ing. Fabrizio Saglietto

#### DESCRIZIONE

#### RELAZIONE GEOTECNICA

DATA		SCALA				ALLEGATO		
30/01/2019		/				2.3		
COMMESSA		livello	categoria	tipologia	revisione			
2018_029		PD	RS	TXT	00			
00	30/01/2019	EMISSIONE PER CONSEGNA				GA.KA.	BR.ER.	SA.FA.
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO O RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

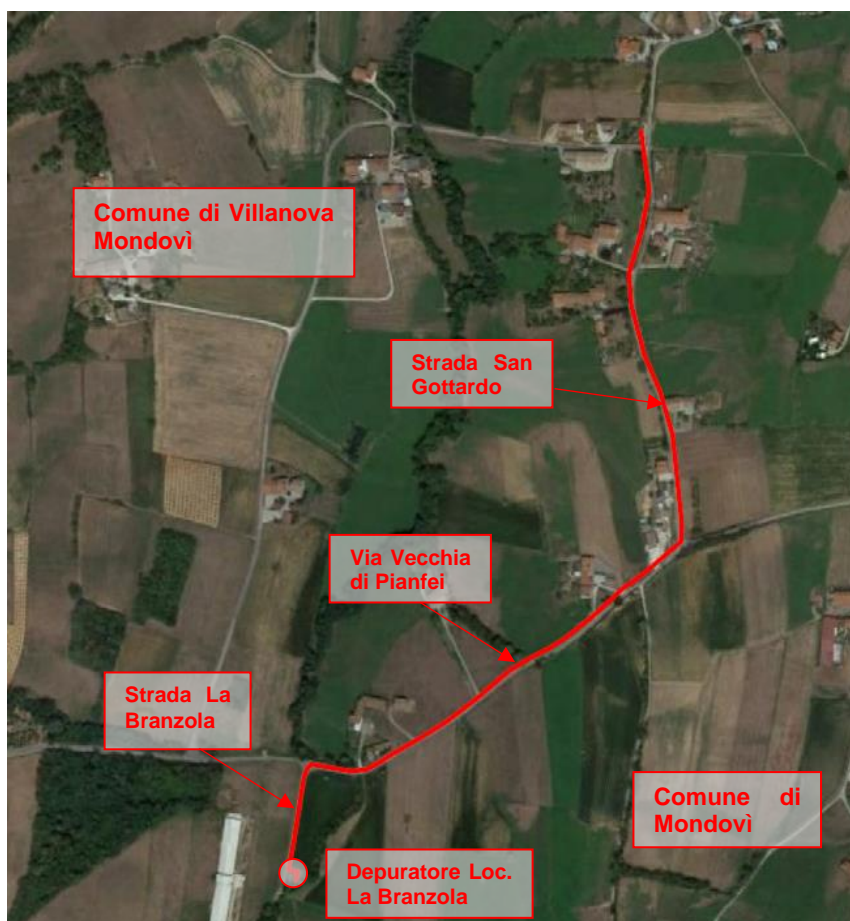
PRODOTTO CONFORME AI REQUISITI ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 E OHSAS 18001:2007 VALUTATI DA BUREAU VERITAS ITALIA S.P.A. E COPERTO DAI CERTIFICATI N° IT283856, N° IT250310/UK E IT276027/UK

## SOMMARIO

PREMESSA .....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
COLLOCAZIONE GEOLOGICA DELL'AREA .....	4
CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E PARAMETRI GEOTECNICI .....	8
PARAMETRI SISMICI.....	9
VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE .....	9
VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	12
POZZETTI PREFABBRICATI.....	15
POZZETTO 120x120 CM .....	15
POZZETTO MONOLITICO CIRCOLARE, DIAMETRO INTERNO 100 CM .....	19
CONCLUSIONI.....	23

## PREMESSA

Le opere in progetto, descritte in dettaglio nell'Allegato 1 "Relazione tecnica illustrativa", riguardano la realizzazione di un nuovo collettore fognario lungo Strada La Branzola (Loc. La Branzola), Via Vecchia di Pianfei nel Comune di Villanova Mondovì (CN) e strada San Gottardo (Fraz. Tetti Lunghi) nel Comune di Mondovì(CN).



*Fig. 1 – Individuazione area di intervento*

La presente relazione ha come scopo la verifica delle strutture di fondazione dei pozzetti prefabbricati utilizzati nella realizzazione della condotta fognaria.

Il calcolo è stato condotto col metodo degli Stati Limite, sotto le disposizioni impartite dalla vigente Normativa in materia di costruzioni.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le indagini e i calcoli dei parametri geotecnici del terreno vengono determinati in accordo alla normativa vigente:

**D.M. 17 Gennaio 2018** *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio 2018 ed in vigore dal 22 marzo 2018;*

**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”*

**Legge 5 Novembre 1971 n° 1086** *“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.”*

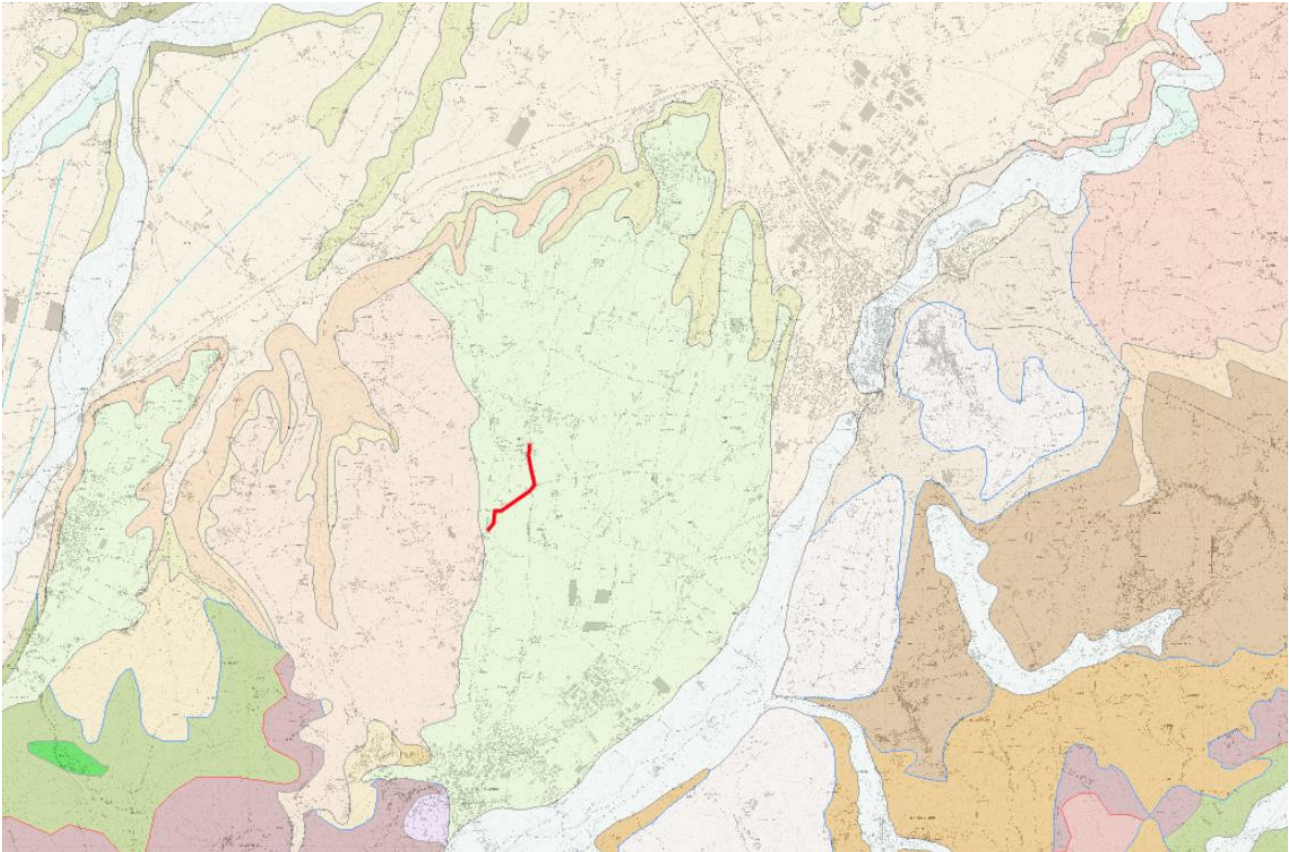
**D.P.R. 6 Giugno 2001 , n° 380** *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.”*

**D.M. 11-03-1988** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”*

## COLLOCAZIONE GEOLOGICA DELL'AREA

Le nuove condotte si svilupperanno sul territorio del Comune di Villanova Mondovì, in Località La Branzola, e nel Comune di Mondovì.

Si riporta di seguito la carta geologica relativa alla zona di intervento, con evidenziate le succitate località.



*Fig. 2 - Estratto della Carta Geologica dell'area di intervento [Geoportale ARPA Piemonte]*

S11 – Bacino di Savigliano – Depositi fluviali [Quaternario]

Secondo quanto indicato nella carta geologica, la litologia superficiale interessata dagli interventi è caratterizzata sostanzialmente da depositi fluviali.

Per l'attuale livello di progettazione non sono state effettuate ulteriori e dirette indagini sulle caratteristiche geologiche dei terreni, tuttavia, ci si è prodigati in un'analisi dello stato dei luoghi reperibile dalle banche dati regionali, disponibili sulle piattaforme del Geoportale Regione Piemonte e sul Geoportale ARPA Piemonte.



Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	Mondovì	CN	Sponda sinistra Ellero
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
5/9/2003	8/9/2003	25.00	Viabilità: Variante di Mondovì tra le S.S. n. 28 e 564 - III lotto
Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione	
103333	0.80	limo sabbioso fine e/o silt con resti vegetali moderatamente consistente	
103333	1.40	sabbia fine debolmente limosa poco addensata	
103333	4.10	ciottoli e/o blocchi con ghiaia eterometrica sabbioso limosa addensata	
103333	4.60	ghiaia eterometrica e limo sabbioso con alterazione	
103333	5.70	sabbia fine con argilla limosa ossidazione poco consistente e plastica	
103333	9.80	argilla siltosa con laminazioni di sabbia fine e localmente inclusi carboniosi torbosi da poco a moderatamente consistente plastica	
103333	13.40	argilla con laminazioni e/o strati di sabbia fine discreta ossidazione da moderatamente consistente a consistente debolmente plastica	
103333	17.50	argilla rari inclusi ghiaiosi e/o ciottolosi localmente con noduli carboniosi torbosi da moderatamente consistente a consistente	
103333	18.00	argilla con laminazioni e/o strati di sabbia fine discreta ossidazione da moderatamente consistente a consistente debolmente plastica	
103333	20.20	sabbia eterometrica con ghiaia alterata e sfatta in abbondante matrice argilloso limosa addensata matrice plastica	
103333	22.00	ghiaia eterometrica ciottolosa alterata e sfatta a volte argillificata in matrice sabbioso limosa addensata	
103333	25.00	argilla con laminazioni e strati di sabbia fine addensata discreta ossidazione consistente debolmente plastica	

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S2	Mondovi`	CN	Sponda destra Ellero
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
10/9/2003	11/9/2003	25.00	Viabilità: Variante di Mondovi tra le S.S. n. 28 e 564 - III lotto
Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione	
103334	0.60	limo sabbioso fine e/o silt con resti vegetali moderatamente consistente	
103334	3.60	ciottoli e blocchi con ghiaia eterometrica sabbioso limosa addensata	
103334	4.50	ghiaia eterometrica e ciottoli in matrice argilloso marnosa moderatamente addensata matrice plastica	
103334	5.90	marna argillosa consistente	
103334	6.80	sabbia fine marnosa con laminazioni siltoso marnose addensata matrice plastica	
103334	11.30	marna argillosa localmente siltosa molto consistente e/o sublitoide	
103334	14.40	marna siltosa con inclusi ghiaioso conglomeratici e/o sabbioso arenacei litoide	
103334	17.20	alternanza di strati di marna argillosa molto consistente e di strati di sabbia e/o sabbia ghiaiosa con rari clasti ciottolosi in matrice argillosa addensata	
103334	25.00	marna siltoso argillosa litoide con subordinate laminazioni e/o livelli sabbioso arenacei	

## CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E PARAMETRI GEOTECNICI

Poiché dal punto di vista geotecnico gli interventi in progetto risultano essere di modesta entità e soprattutto non modificano l'assetto idrogeologico dei luoghi, in accordo a quanto prescritto al punto 6.2.2 delle NTC 2018, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo può essere ottenuta per mezzo della raccolta di notizie e dati sui quali possa essere responsabilmente basata la progettazione.

Sulla base delle considerazioni precedentemente esposte, facendo riferimento ai parametri di letteratura oltre che a quanto ricavato dai sondaggi in zone adiacenti a quella d'interesse ricavati dalla banca dati geotecnica fornita dall'ARPA Piemonte, in misura cautelativa, si considera un terreno a grana grossa avente i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	
$\phi$ [°]	25°
$c'$ [kPa]	0
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20
$N_{spt}$ [medio]	10

*Tabella 1 – Sintesi parametri geotecnici*

A titolo cautelativo, la superficie della falda viene assunta coincidente con la quota di piano campagna.

## PARAMETRI SISMICI

I parametri utilizzati per la verifica in condizioni sismiche sono stati ricavati attraverso la specifica applicazione offerta dal sito [www.geostru.eu](http://www.geostru.eu)

**Indirizzo** Coordinate Isole

Indirizzo  
Mondovi

WGS84: Lat 44.395343 - Lng 7.819671

ED50: Lat 44.396316 - Lng 7.820741

**Mapa** Satellite

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

### Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.026	2.541	0.181
Danno (SLD)	50	0.033	2.576	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.074	2.628	0.298
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.090	2.707	0.315
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

## VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

La formulazione della capacità portante delle fondazioni in condizioni drenate appartiene, canonicamente, ai terreni a grana grossa per i quali si assiste all'espulsione praticamente immediata della fase liquida per effetto dei carichi applicati; tuttavia, secondo le Normative sulle costruzioni "nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine".

La diretta conseguenza di tali prescrizioni conduce alla necessità di dover analizzare la capacità portante di una fondazione sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate, qualunque sia la reale natura del terreno. Alla luce di quanto sopra esposto, le seguenti verifiche verranno condotte nel modo seguente:

- Se il terreno di fondazione è a grana grossa, verrà svolta la verifica nella sola condizione drenata (a lungo termine)
- Se il terreno di fondazione è a grana fine, saranno riportate sia la verifica a breve termine (non drenata) che quella a lungo termine (drenata).

La capacità portante della fondazione superficiale a lungo termine (condizioni drenate) viene valutata, seguendo la prassi introdotta da Terzaghi, mediante un'espressione generale, nota come formula di Brinch – Hansen, che somma i contributi dovuti alla coesione ed al sovraccarico, introducendo inoltre una gamma di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q$$

I coefficienti di capacità portante sono stati ricavati nell'ipotesi di fondazione infinitamente lunga. Se la fondazione ha dimensioni B e L (con B < L), i risultati andrebbero corretti secondo Meyerhof tramite dei coefficienti di forma:

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

Se la base della fondazione è posta ad una profondità pari a D, volendo tener conto della resistenza al taglio presente in tale zona andrebbero introdotti i seguenti coefficienti di profondità:

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

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

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

La presenza di una componente orizzontale di elevata intensità può produrre rottura per semplice scorrimento. Se si esclude tale eventualità, è comunque opportuno tener conto della marcata riduzione della capacità portante rispetto al caso relativo al carico verticale. Si introducono quindi i seguenti coefficienti correttivi:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g\varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g\varphi'}\right)^m$$

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

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Qualora si ricorra ad una fondazione inclinata, è opportuno applicare il seguente coefficiente riduttivo:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

viene inoltre suggerito di assumere  $b_\gamma = b_q$  e di adottare per  $b_c$  una espressione analoga a quella del coefficiente di profondità:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

Analogamente, nel caso di piano campagna inclinato si applica:

$$g_q = (1 - \tan \varpi)^2$$

Infine nel caso di carico eccentrico, il valore della dimensione B della fondazione da introdurre nelle precedenti relazioni dovrebbe corrispondere a quello relativo alla minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato. Nel caso ad esempio di fondazione rettangolare si avrebbe pertanto:

$$B = B_R - 2e$$

La capacità portante della fondazione superficiale a breve termine (condizioni non drenate) la formulazione di formula di Brinch – Hansen si riduce a:

$$q_{lim} = c_u N_c s_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 d_c^0 + q$$

In cui:

$$N_c = (2 + \pi) = 5,14$$

$$s_c^0 = 1 + 0,5 \frac{B}{L}$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq B$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } D \geq B$$

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \text{ con } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 1}$$

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

## VERIFICA DEI CEDIMENTI

Il cedimento immediato della fondazione viene calcolato con la seguente equazione:

$$S_i = f_s * f_H * q * B^{0.7} * I_c$$

in cui:

$S_i$  è il cedimento medio immediato, espresso in [mm]

$B$  è la larghezza della fondazione, espressa in [m]

$f_s = \left[ \frac{1.25 * L/B}{L/B + 0.25} \right]^2$  è un fattore di forma che assume i valori:

$f_s = 1$  per fondazione quadrata o circolare

$f_s = 1.25$  per fondazione nastriforme

$f_H = \frac{H_s}{Z_i} \left( 2 - \frac{H_s}{Z_i} \right)$  è un fattore di spessore, in cui  $Z_i = B^{0.763}$  è la profondità di influenza e

$H_s$  è lo spessore dello strato sotto la fondazione.

$c$  e  $H_s$  sono espressi in metri. Se  $H_s > Z_i$  si assume  $f_H = 1$

$q$  è la pressione media trasmessa alla fondazione, in kPa.

$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}}$  è un indice di compressibilità, funzione di un valore medio,  $\bar{N}$ , dell'indice della prova SPT.

I valori direttamente misurati dell'indice  $N_{SPT}$  sono corretti per tener conto della composizione granulometrica, nel modo seguente:

- per sabbie molto fini o limose:  $\bar{N} = 15 + 0.5 * (N_{SPT} - 15)$
- per ghiaie o sabbie ghiaiose:  $\bar{N} = 1.25 * N_{SPT}$

Se i valori di  $N_{SPT}$  (o del valore corretto  $\bar{N}$ ) crescono o sono pressoché costanti con la profondità, la media è calcolata entro la profondità di influenza  $Z_i$ , altrimenti entro una profondità pari a  $2B$

Nel caso di fondazioni su sabbie OC o disposte alla base di uno scavo, indicando con  $\sigma'_{vo}$  la pressione di consolidazione del terreno OC o la pressione verticale efficace citostatica alla profondità dello scavo, l'equazione per il calcolo del cedimento medio immediato al termine della costruzione è modificata nel modo seguente:

$$S_i = f_s * f_H * q * B^{0.7} * \frac{I_c}{3} \quad \text{se } q < \sigma'_{vo}$$

$$S_i = f_s * f_H * \left( q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo} \right) * B^{0.7} * \frac{I_c}{3} \quad \text{se } q > \sigma'_{vo}$$

Calcolato il cedimento immediato, per tenere conto degli effetti viscosi, Burland e Burbridge propongono di moltiplicare il cedimento immediato per un fattore di correzione:

$$S = f_t * S_i$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t * \log_{10} \frac{t}{3}$$

in cui  $t$  è il tempo dalla fine della costruzione espresso in anni ( $t \geq 3$ ), ed  $R_3$  e  $R_t$  sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico:

Condizioni di carico	$R_3$	$R_t$
Carichi statici	0,3	0,2
Carichi ciclici	0,7	0,8

**Tabella 2 - Sintesi coefficienti  $R_3$  e  $R_t$**

In fase progettuale uno degli obiettivi è quello di definire i valori di soglia dei cedimenti al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, mettendo in relazione i movimenti della fondazione con i

danni della struttura. Premessa indispensabile è la corretta individuazione dell'organismo strutturale, dell'influenza delle pareti perimetrali, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione. E' pertanto quasi obbligatorio il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate. Si deve inoltre ricordare che l'accettabilità dei cedimenti differenziali è legata al mantenimento della funzionalità della struttura stessa. In conclusione si comprende quanto complessa possa risultare la corretta valutazione dei cedimenti ammissibili, per cui, almeno in prima analisi è possibile ricorrere ai risultati ottenuti da diversi gruppi di lavoro ( Skempton e Mac Donald, Polshin e Tokar, Meyerhof) i quali indicano dei valori limite della rotazione relativa  $\beta$  (la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, scorporata da essa la rotazione rigida  $\omega$  della struttura).

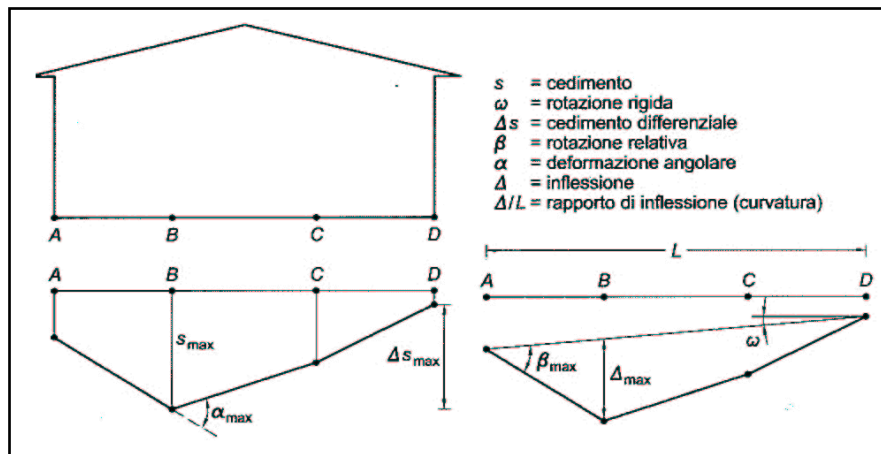


Fig. 4 - Andamento dei cedimenti differenziali in un edificio.

- $\beta = 1/500$  per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento;
- $\beta = 1/150$  per evitare il danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato

Definiti i valori di soglia, mediante correlazioni empiriche (proposte da Grant et al., 1974) si individuano i cedimenti massimi osservabili, in particolare:

- fondazioni su sabbie:
- $S_{max} \text{ (mm)} = 15000 \beta_{max} \text{ (plinti)}$

→  $S_{max} \text{ (mm)} = 18000 \beta_{max} \text{ (platee)}$

- fondazioni su argille:

→  $S_{max} \text{ (mm)} = 30000 \beta_{max} \text{ (plinti)}$

→  $S_{max} \text{ (mm)} = 35000 \beta_{max} \text{ (platee)}$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento massimo non deve superare i 40 mm per le fondazioni isolate ed i 40 ÷ 65 mm per le platee, mentre sulle argille i rispettivi valori sono dell'ordine di 65 mm e di 65 ÷ 100 mm.

## POZZETTI PREFABBRICATI

### *Pozzetto 120x120 cm*

I manufatti da verificare sono pozzetti prefabbricati aventi dimensioni interne 120 x 120 cm, pareti aventi spessore 10 cm e pertanto dimensioni esterne 140 x 140 cm; anche la platea del pozzetto presenta uno spessore di 10 cm. La profondità di posa è variabile tra 1,30 e 1,50 m.

Per procedere alla verifica di capacità portante sono state considerate le seguenti azioni:

- Carico permanente ( $G_k$ ,  $G_{k,fond}$ ): peso proprio della struttura
- Carico variabile ( $Q_k$ ): carico variabile di esercizio, pari a 2 kN/mq, il carico dovuto alla presenza dell'acqua, ed il carico veicolare, considerato cautelativamente un carico concentrato di 150 kN (NTC 2018 – 5.1.3.3.3 Schemi di carico – schema di carico 3 – “carico isolato”)

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio 2 previsto dalle NTC 2018, in quanto le vigenti Norme Tecniche prescrivono di utilizzare, nella verifica S.L.U. di tipo Geotecnico di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, la combinazione A1 + M1 + R3.

Sarà considerata sia la condizione di sollecitazione statica che quella di sollecitazione sismica.

Il terreno in cui si inserisce la fondazione è a grana grossa e pertanto vengono eseguite le sole verifiche a lungo termine.

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI DRENATE

#### COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: STATICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,30
$\gamma_{G2}$	1,50
$\gamma_{Qk}$	1,50

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_k$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica

ag	0,074 m/s <sup>2</sup>
FO	2,628
Tc*	0,298 s
	C
	T1

#### DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
coesione  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	25,00 °
$c'_{,d}$	0,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,sotto,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,medio}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °
H <sub>scor.</sub>	2,01 m

Base  
Lunghezza  
Base ridotta  
Lung. Ridotta  
Altezza zattera  
Affondamento  
Altezza magrone

B	1,40 m
L	1,40 m
B*	1,40 m
L*	1,40 m
H	0,10 m
D	1,50 m
Hm	0,10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

V <sub>d</sub>	268,2 kN
H <sub>d</sub>	0,0 kN
M <sub>b,d</sub>	0,0 kNm
M <sub>l,d</sub>	0,0 kNm

Taglio Sismico

H <sub>s</sub>	3,0 kN
----------------	--------

#### CARICO LIMITE

Q <sub>lim</sub>	340,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
------------------	-------	----------------------

Q <sub>lim</sub>	666,3	[kN]
------------------	-------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

contributo forze di attrito
contributo forze di coesione
contributo sovraccarico

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E <sub>d</sub>	268,2	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R <sub>d</sub>	289,7	[kN]		
e <sub>d</sub>	136,8	[kPa]		
r <sub>d</sub>	147,8	[kPa]		

1,08

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

## CONDIZIONI DRENATE

## COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,30
$\gamma_{G2}$	1,50
$\gamma_{Qk}$	1,50

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi)_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorri-mento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica

ag	0,074 m/s <sup>2</sup>
FO	2,628
Tc*	0,298 s
C	
T1	

## DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
coesione  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	25,00 °
$c'_{,d}$	0,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,sotto,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,medio}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °
H <sub>scor.</sub>	2,01 m

Base  
Lunghezza  
Base ridotta  
Lung. Ridotta  
Altezza zattera  
Affondamento  
Altezza magrone

B	1,40 m
L	1,40 m
B*	1,40 m
L*	1,40 m
H	0,10 m
D	1,50 m
H <sub>m</sub>	0,10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

V <sub>,d</sub>	268,2 kN
H <sub>,d</sub>	3,0 kN
M <sub>b,d</sub>	0,3 kNm
M <sub>l,d</sub>	0,3 kNm

Taglio Sismico

H <sub>s</sub>	3,0 kN
----------------	--------

## CARICO LIMITE

q <sub>lim</sub>	330,8	[kN/m <sup>2</sup> ]
------------------	-------	----------------------

Q <sub>lim</sub>	646,3	[kN]
------------------	-------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{i\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_{ic} b_c g_c + q' N_q s_q d_{iq} b_q g_q$$

↑ contributo forze di attrito
↑ contributo forze di coesione
↑ contributo sovraccarico

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE  
(ROTTURA GENERALE)

E <sub>d</sub>	268,2	[kN]
R <sub>d</sub>	281,0	[kN]
e <sub>d</sub>	137,3	[kPa]
r <sub>d</sub>	143,8	[kPa]

$$E_d \leq R_d$$

verificato
1,05

**CEDIMENTI****GEOMETRIA**

B	=	1,40	m	lato fondazione
L	=	1,40	m	lunghezza fondazione
D	=	1,50	m	profondità di posa
Zw	=	0	m	profondità falda

**STRATIGRAFIA**

Strato 1	$\gamma_1$	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo
	$c_1$	=	0,00	kN/mq	coesione c'
	$\varphi_1$	=	25,00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione
	Hs <sub>1</sub>	=	10,00	m	spessore dello strato
	N <sub>spt,1</sub>	=	10,00		<b>sabbia/ghiaia</b> composizione granulometrica

**CARICO**

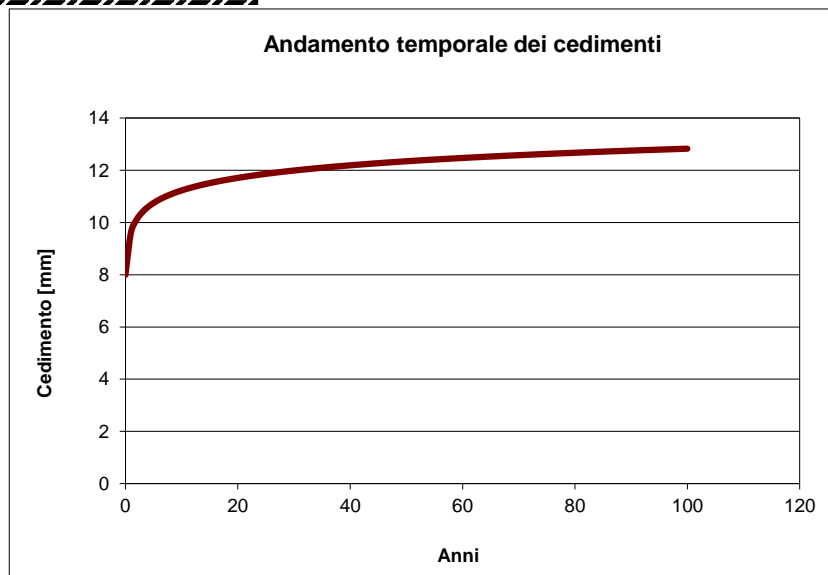
q	=	136,84	kN/mq	pressione media trasmessa alla fondazione
---	---	--------	-------	---

**CEDIMENTO**

N corretto	=	12,5		
z <sub>i</sub>	=	1,29	m	profondità di influenza
f <sub>s</sub>	=	1,00		fattore di forma
f <sub>H</sub>	=	1,00		fattore di spessore
$\sigma'_{vo}$	=	15	kN/mq	pressione verticale efficace
S <sub>i</sub>	=	8,00	mm	cedimento immediato

**ANDAMENTO CEDIMENTI NEL TEMPO**

Cedimento immediato	=	8,00	mm
Cedimento a 5 anni	=	10,75	mm
Cedimento a 30 anni	=	11,99	mm
Cedimento a 100 anni	=	12,83	mm

**Andamento temporale dei cedimenti**

**Pozzetto monolitico circolare, diametro interno 100 cm**

Il manufatto più sollecitato risulta essere il pozzetto n.8, il quale ha un'altezza complessiva di 3,7 m; la struttura di fondazione è costituita da una platea di diametro 1.30 m ed avente spessore 15 cm; la profondità di posa è di 3,85 m rispetto al piano campagna esistente.

Si ricorda che, nel caso di fondazione circolare, i fattori di forma devono essere calcolati considerando  $B/L = 1$ , ossia considerando la fondazione quadrata.

Per procedere alla verifica di capacità portante sono state considerate le seguenti azioni:

- Carico permanente ( $G_k$ ,  $G_{k,fond}$ ): peso proprio della struttura
- Carico variabile ( $Q_k$ ): carico variabile di esercizio, pari a 2 kN/mq, il carico dovuto alla presenza dell'acqua, ed il carico veicolare, considerato cautelativamente un carico concentrato di 150 kN (NTC 2018 – 5.1.3.3.3 Schemi di carico – schema di carico 3 – “carico isolato”)

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio 2 previsto dalle NTC 2018, in quanto le vigenti Norme Tecniche prescrivono di utilizzare, nella verifica S.L.U. di tipo Geotecnico di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, la combinazione  $A1 + M1 + R3$ .

Sarà considerata sia la condizione di sollecitazione statica che quella di sollecitazione sismica.

Il terreno in cui si inserisce la fondazione è a grana grossa e pertanto vengono eseguite le sole verifiche a lungo termine.

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI DRENATE

#### COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: STATICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,30
$\gamma_{G2}$	1,50
$\gamma_{Qk}$	1,50

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_k$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica

ag	0,074 m/s <sup>2</sup>
FO	2,628
Tc*	0,298 s
	C
	T1

#### DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
coesione  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	25,00 °
$c'_{,d}$	0,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,sotto,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,medio}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °
Hscor.	1,87 m

Base  
Lunghezza  
Base ridotta  
Lung. Ridotta  
Altezza zattera  
Affondamento  
Altezza magrone

B	1,30 m
L	1,30 m
B*	1,30 m
L*	1,30 m
H	0,15 m
D	3,85 m
Hm	0,10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

V <sub>d</sub>	504,5 kN
H <sub>d</sub>	0,0 kN
M <sub>b,d</sub>	0,0 kNm
M <sub>l,d</sub>	0,0 kNm

Taglio Sismico

H <sub>s</sub>	5,7 kN
----------------	--------

#### CARICO LIMITE

Q <sub>lim</sub>	877,3	[kN/m <sup>2</sup> ]
------------------	-------	----------------------

Q <sub>lim</sub>	1482,7	[kN]
------------------	--------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

contributo forze di attrito
contributo forze di coesione
contributo sovraccarico

#### VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E <sub>d</sub>	504,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R <sub>d</sub>	644,7	[kN]		
e <sub>d</sub>	298,5	[kPa]		
r <sub>d</sub>	381,5	[kPa]		

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

## CONDIZIONI DRENATE

## COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,30
$\gamma_{G2}$	1,50
$\gamma_{Qk}$	1,50

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi)_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorri-mento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica

ag	0,074 m/s <sup>2</sup>
FO	2,628
Tc*	0,298 s
C	
T1	

## DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
coesione  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	25,00 °
$c'_{,d}$	0,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,sotto,d}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,medio}$	10,0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °
Hscor.	1,86 m

Base  
Lunghezza  
Base ridotta  
Lung. Ridotta  
Altezza zattera  
Affondamento  
Altezza magrone

B	1,30 m
L	1,30 m
B*	1,30 m
L*	1,30 m
H	0,15 m
D	3,85 m
Hm	0,10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

V <sub>d</sub>	504,5 kN
H <sub>d</sub>	5,7 kN
Mb <sub>d</sub>	0,9 kNm
MI <sub>d</sub>	0,9 kNm

Taglio Sismico

H <sub>s</sub>	5,7 kN
----------------	--------

## CARICO LIMITE

q <sub>lim</sub>	854,7	[kN/m <sup>2</sup> ]
------------------	-------	----------------------

Q <sub>lim</sub>	1436,9	[kN]
------------------	--------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{i\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_{ic} b_c g_c + q' N_q s_q d_{iq} b_q g_q$$

↑ contributo forze di attrito
↑ contributo forze di coesione
↑ contributo sovraccarico

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE  
(ROTTURA GENERALE)

E <sub>d</sub>	504,5	[kN]
R <sub>d</sub>	624,7	[kN]
e <sub>d</sub>	300,1	[kPa]
r <sub>d</sub>	371,6	[kPa]

$$E_d \leq R_d$$

verificato  
1,24

**CEDIMENTI****GEOMETRIA**

B	=	1,30	m	lato fondazione
L	=	1,30	m	lunghezza fondazione
D	=	3,85	m	profondità di posa
Z <sub>w</sub>	=	0	m	profondità falda

**STRATIGRAFIA**

Strato 1	$\gamma_1$	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo
	$c_1$	=	0,00	kN/mq	coesione c'
	$\varphi_1$	=	25,00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione
	Hs <sub>1</sub>	=	10,00	m	spessore dello strato
	N <sub>spt,1</sub>	=	10,00		<b>sabbia/ghiaia</b> composizione granulometrica

**CARICO**

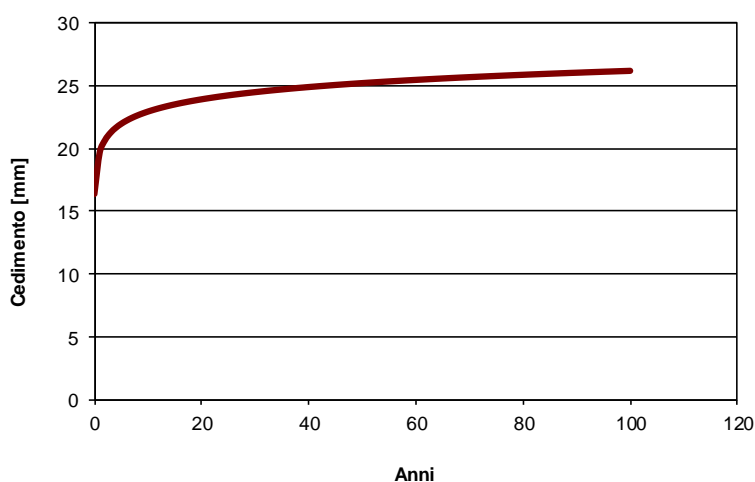
q	=	298,52	kN/mq	pressione media trasmessa alla fondazione
---	---	--------	-------	---

**CEDIMENTO**

N corretto	=	12,5		
z <sub>i</sub>	=	1,22	m	profondità di influenza
f <sub>s</sub>	=	1,00		fattore di forma
f <sub>H</sub>	=	1,00		fattore di spessore
$\sigma'_{vo}$	=	38,5	kN/mq	pressione verticale efficace
S <sub>i</sub>	=	16,33	mm	cedimento immediato

**ANDAMENTO CEDIMENTI NEL TEMPO**

Cedimento immediato	=	16,33	mm
Cedimento a 5 anni	=	21,95	mm
Cedimento a 30 anni	=	24,50	mm
Cedimento a 100 anni	=	26,20	mm

**Andamento temporale dei cedimenti**

## CONCLUSIONI

Dalle verifiche sopra riportate si può concludere che:

- la verifica di capacità portante ha dato sempre esito positivo;
- i cedimenti calcolati risultano inferiori al cedimento massimo ammissibile (per le platee  $40 \div 65$  mm).