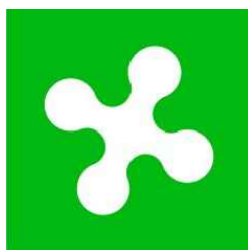




**Agenzia Interregionale
per il fiume Po**



**Regione
Lombardia**



Comune di Rho

**OGGETTO: MI-E-792 - LAVORI DI
SISTEMAZIONE SPONDALE DEL
TORRENTE LURA NEL TRATTO
CITTADINO DEL COMUNE DI RHO (MI)**


PROGETTO ESECUTIVO

CUP: B49G13001580002

4	Relazione geotecnica e verifiche geotecniche	DATA: Febbraio 2017	AGGIORNAMENTO:
		AGGIORNAMENTO: Giugno 2017	AGGIORNAMENTO:
		SCALA: ---	

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Dott. Ing. Luigi Mille	I COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE: Dott. Ing. Daniele Forcillo FT Geom. Stanislao Moccia FT Geom. Fabio Conti
SUPPORTO AL RUP: FT Geom. Stanislao Moccia	

IL PROGETTISTA: Dott. Ing. Gaetano La Montagna AIPO - Agenzia Interregionale per il fiume Po Sede di Milano via Taramelli , 12 - 20124 Milano tel: 02/77714213 - 02/77714222 mail: gaetano.lamontagna@agenziapo.it	STUDIO GEOLOGICO: Dott. Geol. Luca Maffeo Albertelli via A. De Gasperi, 28 - 25047 Darfo Boario Terme (BS) tel: 035/4340011 mail: luca@cogeo.info
--	---

SUPPORTO TECNICO ALLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA:  DIZETA INGEGNERIA Via Bassini, 19 - 20133 MILANO Tel. 02-70600125 server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014 Direttore Tecnico Dott. Ing. Fulvio Bernabei

1. Premessa.....	2
2. Inquadramento geologico dell'area	4
3. Caratteristiche di sismicità.....	5
4. Caratteristiche stratigrafiche del sito	6
5. Caratteristiche del terreno e parametri geotecnici adottati	8
6. Descrizione dell'opera di fondazione in progetto	8
7. Verifiche geotecniche	10
Verifica a carico limite (SLU).....	12
Verifica dei cedimenti (SLE).....	16
Verifica struttura di fondazione (SLU)	17

1. Premessa

La presente relazione riporta la descrizione e le verifiche geotecniche relative alla fondazione della struttura a sezione "U" nell'ambito dei lavori di sistemazione del torrente Lura, nel tratto cittadino del Comune di Rho compreso fra Via Bersaglio e Via Terrazzano. La costruzione nel suo complesso - come già specificato nella relazione tecnica - è costituita da una struttura in c.a. inserita all'interno dell'alveo attuale del torrente, composta da tre elementi principali strutturalmente connessi: due muri verticali di sostegno ed una platea di fondazione.

Per la progettazione dell'opera in oggetto, in cui sarà necessario effettuare operazioni di livellamento, regolarizzazione e pulizia generale dell'alveo, si è tenuto conto in particolare delle indicazioni riportate nel capitolo 6 del D.M. 14-01-2008 in merito all' "Articolazione del progetto" (rif. § 6.2).

Nel suddetto paragrafo la normativa prescrive che il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve essere articolato nelle seguenti fasi:

- 1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;*
- 2. scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;*
- 3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;*
- 4. descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;*
- 5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;*
- 6. piani di controllo e monitoraggio.*

La caratterizzazione e la modellazione geologica ha permesso la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, come riportato nella relazione geologica di progetto.

In funzione del tipo di opera o intervento e della complessità del contesto geologico, è stata disposta una campagna di specifiche indagini finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso ha costituito un riferimento dettagliato per l'inquadramento dei problemi geotecnici e per la definizione di un modello di verifica. Metodi e risultati delle indagini sono esaurientemente esposti e commentati nella relazione geologica di progetto.

La presenza di molti edifici limitrofi all'area di intervento ha determinato ed influenzato le scelte progettuali: da un lato sono stati considerati come sovraccarichi di superficie agenti sulle spalle di elevazione della struttura, dall'altro ha suggerito una soluzione progettuale che evitasse scavi di sbancamento che potessero interessare le porzioni di terreno (variandone lo stato tensionale) vicine alle strutture dei fabbricati esistenti. La scelta di una struttura a forma di "U" è stata inoltre dettata dall'esigenza di contrastare efficacemente l'azione erosiva dell'acqua al piede della fondazione dei muri di sponda esistenti che nel tempo ha generato pericolosi fenomeni di subsidenza e/o scalzamento delle fondazioni. Proprio a causa di questi fenomeni si è verificato nel 2010 il ribaltamento di un tratto di sponda in sinistra idrografica.

Per completezza si precisa infine che la realizzazione delle opere in oggetto interferisce per un certo grado con l'assetto idrogeologico dell'area in esame in quanto, come si evince in Figura 1, la falda risulta al di sotto del piano di posa ad una profondità $D < B$. Per tale ragione nei modelli e nei calcoli di verifica è stato considerato l'effetto della falda ed in particolare - a favore di sicurezza - si è fatto riferimento alla situazione di livello di falda coincidente con il piano di posa della fondazione. Pertanto, non essendo l'opera realizzata ad un livello inferiore a quello di falda, si esclude il raggiungimento e la verifica degli stati limite idraulici di sollevamento e sifonamento.

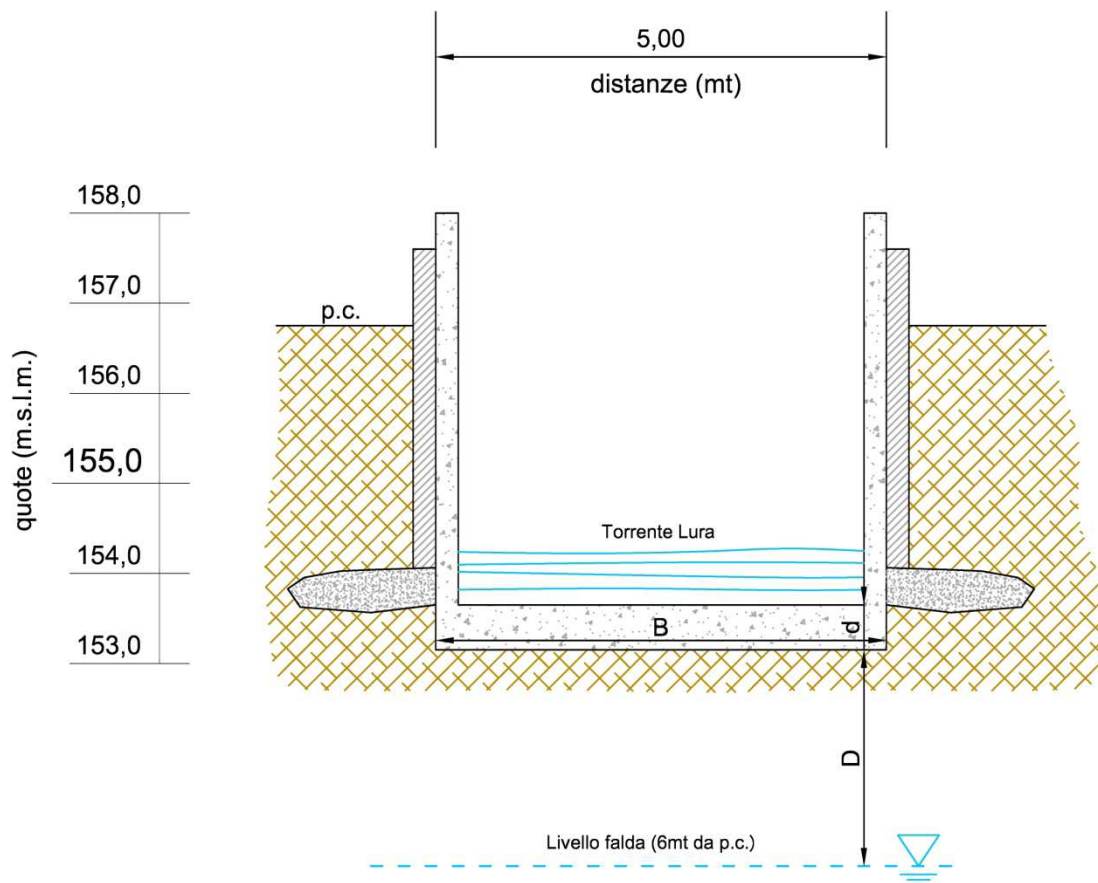


Figura 1: Sezione tipo con individuazione del piano di posa e del livello della falda rispetto al piano campagna.

2. Inquadramento geologico dell'area

Come emerge dalla relazione geologica allegata al presente progetto il torrente Lura ha acquisito l'attuale conformazione dopo la fusione dei grandi ghiacciai alpini, in tempi che si possono definire geologicamente molto recenti. L'area del bacino idrografico del Lura attraversa trasversalmente, dalla sorgente alla confluenza con il fiume Olona, molte delle varie tipologie di apparati morenici e coltri di materiali alluvionali fluvioglaciali rinvenibili nella zona compresa tra l'arco alpino e la città di Milano, di conseguenza l'alveo del corso d'acqua presenta caratteristiche diverse da nord a sud. In particolare il tratto oggetto di intervento ricade nella zona denominata "sezione 4 - LG" (alta pianura ghiaiosa) come indicato nella relazione geologica.

Sezione 4 – LG (alta pianura ghiaiosa)

Dall'abitato di Saronno fino al termine della zona rilevata, presso lo stabilimento Alfa Romeo di Arese. Il percorso del torrente Lura è spesso modificato da interventi antropici e raddrizzato, solo nella zona a N del territorio comunale di Caronno Pertusella si rinviene una porzione di piana incisa naturalmente dal corso meandriforme del torrente associabile alla piana alluvionale naturale (VA8). La zona circostante è interamente composta dalla superficie rappresentativa delle conoidi dell'"alta pianura ghiaiosa" (LG1). Il terrazzo intermedio rissiano rimane ancora piuttosto vicino sia a W che a E del torrente, ma non influenza ulteriormente la morfologia.

Lungo la valle del Torrente Lura è possibile osservare l'affiorare del ceppo, conglomerato prevalentemente calcareo-dolomitico con scarsi elementi cristallini. E' piuttosto massiccio, senza stratificazione, di colore grigiastro, con sottili intercalazioni sabbioso-arenacee.



Figura 2: Affioramento di terreni appartenenti al "Ceppo" lungo il torrente Lura, tipica formazione conglomeratici recente più o meno cementata.

3. Caratteristiche di sismicità

Come già indicato nella relazione tecnico-illustrativa la struttura ricade in **zona sismica 4**.

Per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v si è fatto poi riferimento ai risultati delle indagini MASW che hanno evidenziato una **categoria di sottosuolo C**: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti [...]*" (rif. Tab. 3.2.II). Inoltre, data la morfologia dei luoghi, è stata considerata una **categoria topografica T1**: "*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ".

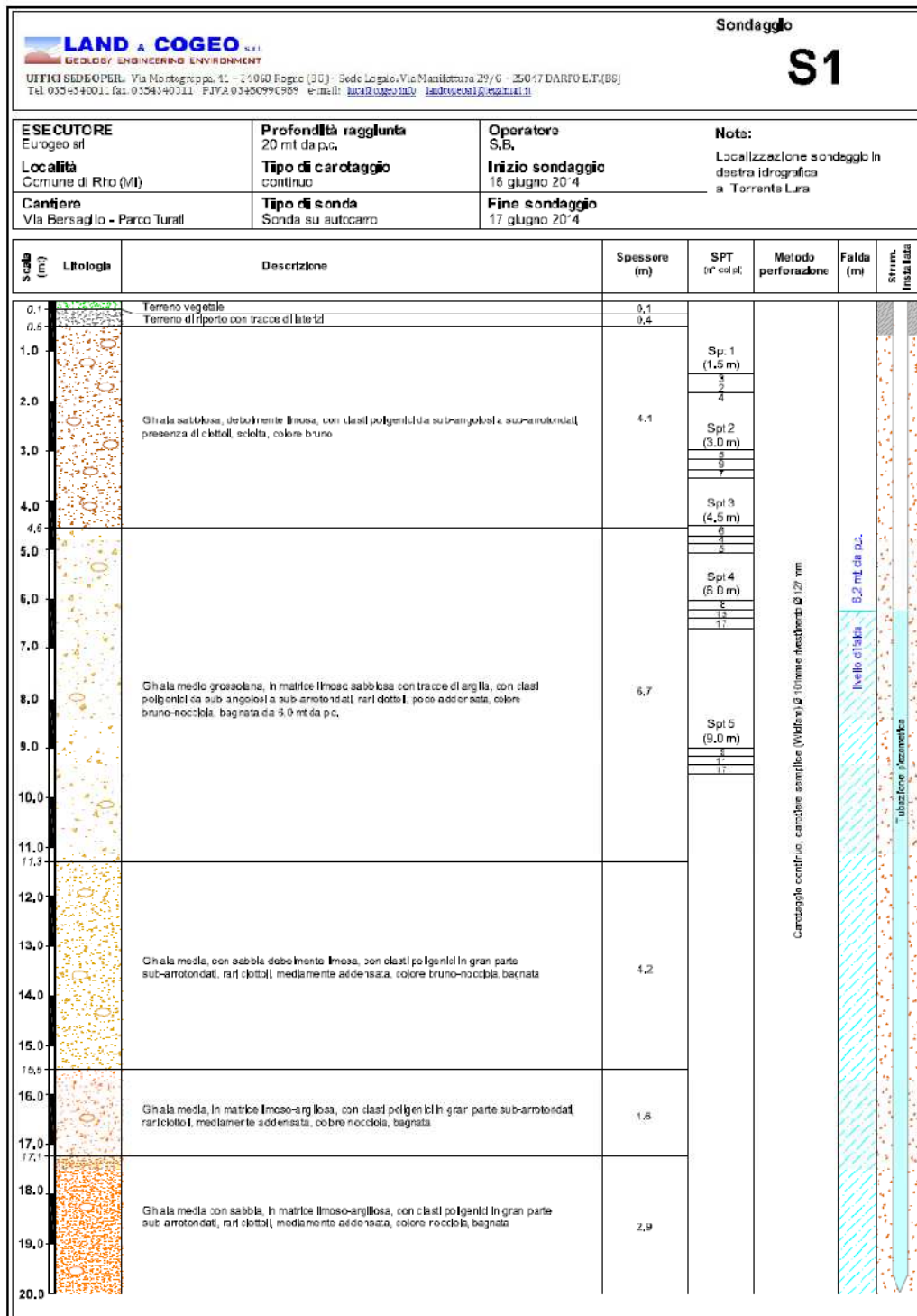
Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

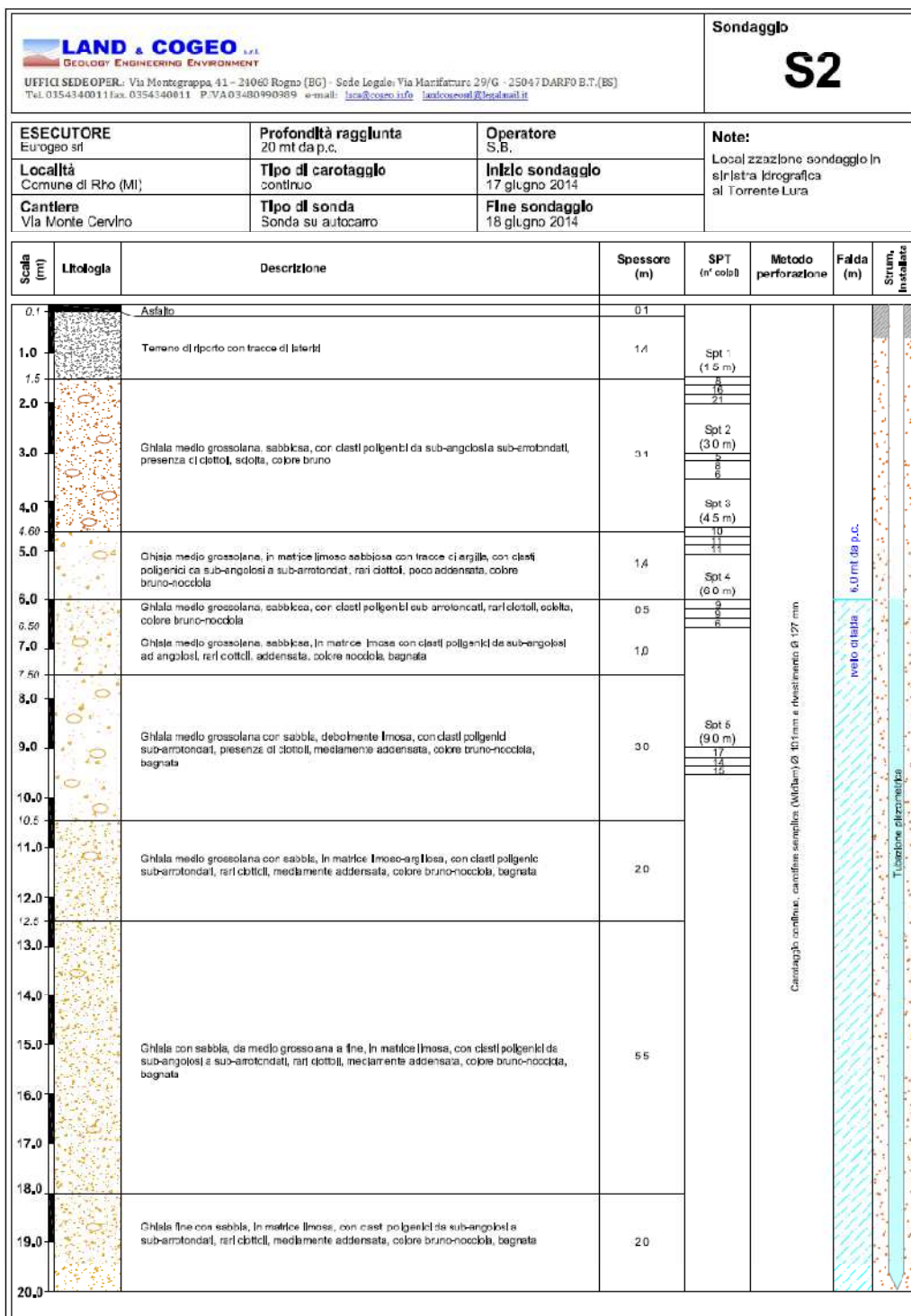
Località:		RHO (MI)
Vita nominale	$V_N =$	50 anni
Tipo di costruzione	tipo =	2
Classe d'uso	$Cl_U =$	II
Coefficiente d'uso	$C_U =$	1.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	50 anni
Probabilità di superamento	$P_{VR} =$	10%
Periodo di ritorno	$T_R =$	475 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$	2,6800
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0,044 g
Zona sismica	zona =	4
Categoria di sottosuolo	suolo =	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1,50000
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima		
- verifiche locali	$\beta_m^* =$	1,00000
- verifica di stabilità globale	$\beta_s =$	0,20000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1,00000
Coefficienti sismici per le verifiche locali		
- orizzontale	$k_h =$	0,06615
- verticale	$k_v =$	0,03308
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
- orizzontale	$k_h =$	0,01323
- verticale	$k_v =$	0,00662

4. Caratteristiche stratigrafiche del sito

Di seguito vengono riportate le stratigrafie dei sondaggi geognostici S1 e S2, realizzati il primo in via Bersaglio-Parco Turati e l'altro in via Monte Cervino.

Le misurazioni del livello di falda all'interno dei tubi piezometrici installati nei fori di sondaggio, hanno mostrato un livello di falda variabile dai 6,0 ai 6,2 mt di profondità dal p.c. rispettivamente nei piezometri S1 ed S2.





5. Caratteristiche del terreno e parametri geotecnici adottati

In base alle indagini effettuate sul territorio oggetto di intervento ed alla rielaborazione nella relazione geologica allegata al progetto vengono adottati i seguenti parametri geotecnici.

Terreno di fondazione:

Peso specifico	$\gamma_f^{\text{sat}} =$	19,10 kN/m ³
	$\gamma'_f =$	9,10 kN/m ³
Angolo di attrito	$\phi'_f =$	30°
Coesione	$c'_f =$	0 kPa

Terreno a tergo del muro:

Peso specifico	$\gamma_{\text{tm}} =$	18,50 kN/m ³
Angolo di attrito	$\phi'_m =$	30°
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_m =$	18,66°
Coesione	$c'_m =$	0 kPa

6. Descrizione dell'opera di fondazione in progetto

La struttura di fondazione in progetto è costituita da una platea in c.a. di spessore costante pari a 50cm che si estende per tutta la lunghezza del tratto di torrente considerato con una larghezza variabile tra i 5,00÷5,50m. Questa base fondale ha il compito di formare un orizzontamento rigido impermeabile in grado di ripartire uniformemente i carichi provenienti dai muri di elevazione in c.a. vincolati alla platea stessa. Avendo la platea uno sviluppo prevalentemente longitudinale di circa 260m è stato necessario prevedere opportuni giunti strutturali ogni 25m lineari che consentono le libere dilatazioni della struttura. Inoltre ai fini del calcolo e delle verifiche geotecniche è stata ipotizzata una platea di lunghezza L pari alla larghezza B.

Al fine di modificare al minimo l'attuale profilo longitudinale del torrente - eccetto laddove risultasse necessario eliminare eventuali tratti di pendenza negativa determinati da fenomeni di deposito di materiale in alveo - è stata fissata la quota del piano di posa in modo che l'estradosso della platea coincidesse con la quota dell'alveo esistente. Sarà pertanto necessario effettuare uno scavo per garantire l'alloggiamento della platea stessa che costituirà quindi il nuovo alveo del tratto di torrente oggetto di intervento.

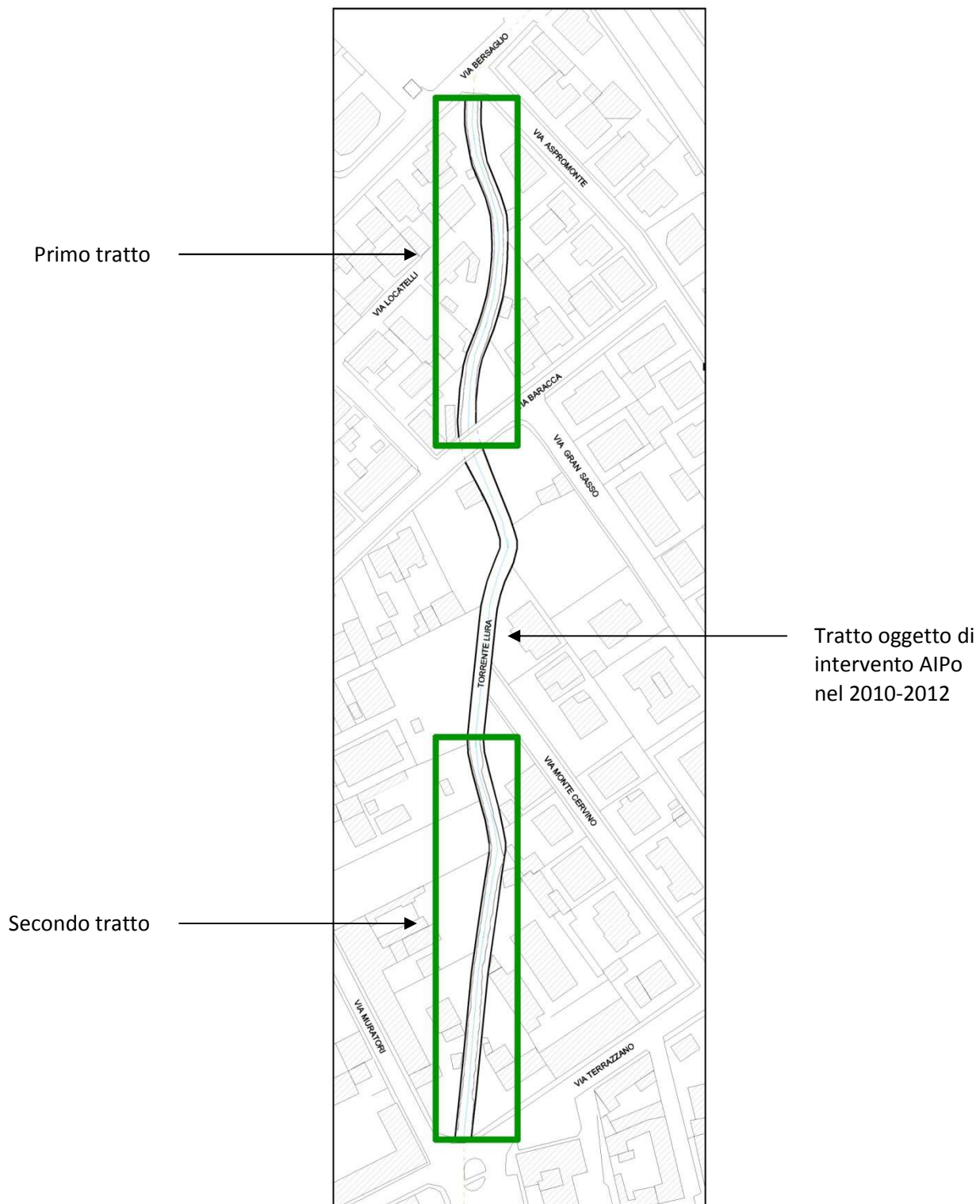


Figura 3: Estratto planimetrico dell'area oggetto di intervento. Con il riquadro verde vengono individuate le porzioni di torrente in cui verrà realizzata la nuova opera strutturale in c.a.

7. Verifiche geotecniche

Per la verifica degli elementi di fondazione si fa riferimento al capitolo "Opere di fondazione" (rif. § 6.4) delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-01-2008). La norma specifica che le verifiche di sicurezza vanno eseguite nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le NTC raccomandano di effettuare le verifiche di sicurezza prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

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

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

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

La verifica SLU di tipo strutturale degli elementi di fondazione è stata eseguita in precedenza, contestualmente al dimensionamento della struttura in c.a. in progetto. Per quanto riguarda invece le verifiche SLU di tipo geotecnico si procede esclusivamente con la verifica nei confronti del collasso per carico limite poiché, data la simmetria del problema geotecnico presente, risulta poco significativo condurre le altre tipologie di verifica.

La norma prevede che tale verifica venga eseguita seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

- Combinazione: $(A1+M1+R3)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I.

Per scelta si seguirà l'**approccio 2** che considera un'unica combinazione di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1), per la resistenza dei materiali (M1) e per la resistenza globale del terreno (R3).

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Os}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, il terreno subisce deformazioni che provocano degli spostamenti del piano di posa detti cedimenti. È quindi necessario procedere alla verifica di tali cedimenti con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto in progetto. I cedimenti possono essere valutati con metodi empirici o analitici, in particolare nel caso in esame - di terreno a grana media o grossa - i parametri che caratterizzano la deformabilità del terreno possono essere valutati sulla base delle indagini geotecniche in sito.

Verifiche agli stati limite ultimi idraulici (UPL e HYD)

La norma prevede che le opere geotecniche siano verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento. Nel caso in esame non si analizzano le citate situazioni in quanto il livello della falda non risulta essere al di sopra del piano di posa della struttura.

Verifica a carico limite (SLU)

Per la determinazione del carico limite - inteso come la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura - si assume un meccanismo di rottura generale del terreno come indicato nella figura seguente.

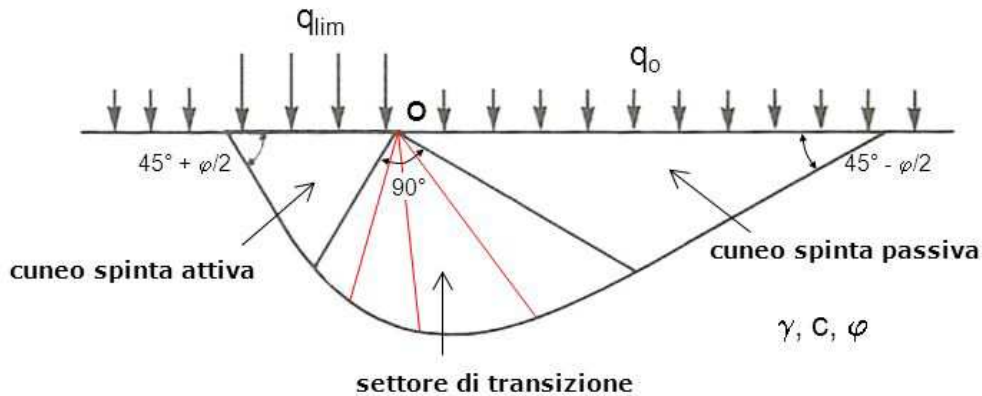


Figura 3: Schema per il calcolo della capacità portante.

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante sono stati condotti da *Prandtl* e *Terzaghi* per il caso di fondazione nastriforme, utilizzando il metodo dell'equilibrio limite. Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura *Mohr-Coulomb*. Con riferimento al meccanismo di rottura di *Terzaghi*, relativo al caso di una fondazione nastriforme, è possibile evidenziare che il carico limite dipende, oltre che dalla larghezza della fondazione B ; dall'angolo di resistenza al taglio ϕ ; dal terreno; dalla coesione c ; dal peso proprio del terreno γ interno alla superficie di scorrimento; dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna è dato da $q = \gamma D$. Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale ma solo formule approssimate trinomie ottenute dalla somma di tre componenti da calcolare separatamente.

Per la valutazione del carico limite di fondazioni superficiali generiche, si utilizza l'espressione più generale proposta da *Brinch-Hansen* (1970):

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

In cui si è indicato con: s_{γ} , s_c , s_q , i fattori di forma; d_{γ} , d_c , d_q , i fattori di profondità; i_{γ} , i_c , i_q , i fattori di inclinazione del carico; b_{γ} , b_c , b_q , i fattori di inclinazione della base; g_{γ} , g_c , g_q , i fattori di inclinazione del piano campagna; B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.

Come accennato in precedenza il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico. Nel caso di terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali pertanto non sarà necessario distinguere un comportamento a breve termine (in condizioni non drenate) ed uno a lungo termine (in condizioni drenate) come avviene nel caso di limi e argille. Essendo il terreno in esame prevalentemente di tipo ghiaioso l'analisi viene quindi condotta con riferimento alle condizioni drenate.

Verifica a carico limite (approccio2)

- o combinazione A1+M1+R3

$$\gamma_M = 1$$

coefficienti parziali per i parametri geotecnici

$$\gamma_{R3} = 2,3$$

coefficiente parziale per il carico limite

- o parametri geotecnici del terreno (sondaggio S1)

$$\phi_k' = 30^\circ$$

angolo di resistenza al taglio caratteristico

$$\phi_d' = 30^\circ$$

angolo di resistenza al taglio di progetto

$$c' = 0$$

coesione

$$\gamma_{sat} = 19,1 \text{ kN/m}^3$$

peso dell'unità di volume saturo

$$\gamma_d = 16,7 \text{ kN/m}^3$$

peso dell'unità di volume secco

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 9,1 \text{ kN/m}^3$$

peso dell'unità di volume in termini efficaci

- o parametri caratteristici della fondazione

$$D = 0,5\text{m}$$

altezza della fondazione

$$B = 5,0\text{m}$$

larghezza della fondazione

$$L = 5,0\text{m}$$

lunghezza della fondazione

- o fattori di capacità portante

$$N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \phi'$$

$$N_q = 18,40$$

$$N_c = 30,14$$

$$N_\gamma = 22,40$$

- o fattori di forma

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1,57$$

$$s_c = 1,61$$

$$s_\gamma = 0,6$$

- o fattori di profondità del piano di posa ($D \leq B$)

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1$$

$$d_c = 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- o inclinazione del carico

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi'} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \phi'}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$$

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

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1$$

$$i_\gamma = 1$$

- inclinazione piano di fondazione

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

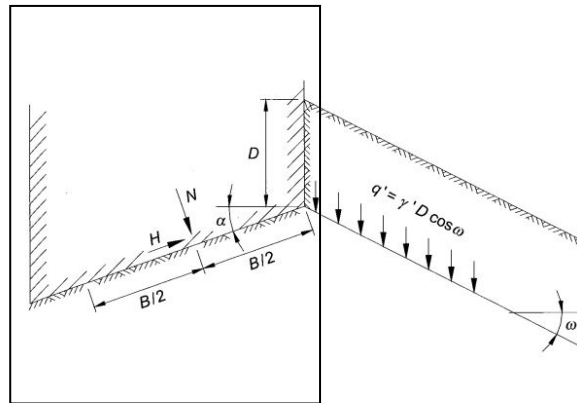
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = 1$$

$$b_c = 1$$

$$b_\gamma = 1$$



- inclinazione piano campagna

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

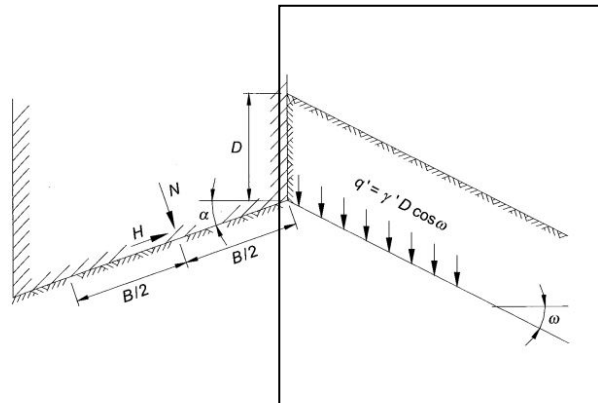
$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \omega}$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_q = 1$$

$$g_c = 1$$

$$g_\gamma = 1$$



A favore di sicurezza si considera il caso di terreno di fondazione in falda, condizione che sottostima il carico limite (la cui verifica risulta già ampiamente soddisfatta come descritto di seguito).

Sintesi della verifica

$$q_{lim} = 5,48 \text{ daN/cm}^2$$

carico limite secondo *Brinch-Hansen*

$$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{R3} = 2,38 \text{ daN/cm}^2$$

carico ammissibile di progetto

$$\sigma_{A1max} = 0,94 \text{ daN/cm}^2$$

pressione massima di progetto in combinazione **SLU A1 1**

$$\sigma_{A1max} < q_{Rd}$$

verifica soddisfatta

Verifica dei cedimenti (SLE)

Nel caso in esame di terreno incoerente (ghiaia sabbiosa) l'entità dei cedimenti sarà più contenuta rispetto al caso dei terreni coesivi. Tuttavia è stato eseguito il controllo dei cedimenti con il metodo *Burland-Burbidge* che stima il cedimento di fondazioni su sabbie a partire dai risultati di prove SPT.

w [mm]	cedimento
$B = 5\text{m}$	larghezza della fondazione
$z_i = B^{0,7} = 3,085\text{m}$	profondità significativa dal piano di posa della fondazione
$N_{\text{SPT}} = 18$	numero di colpi medio SPT
$I_c = 1,706 / N_{\text{SPT}}^{1,4} = 0,0298$	indice di compressibilità
$q' = 94\text{kPa}$	pressione efficace sul piano della fondazione
$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot D = 4,55\text{ kPa}$	pressione verticale efficace preesistente sullo stesso piano di posa

I caso: sabbia NC (fondazione quadrata)

$$w_0 = q' \cdot I_c \cdot B^{0,7} =$$

$$w_0 = 8,64\text{mm}$$

II caso: sabbia NC (fondazione quadrata e piano di posa a profondità D dal piano campagna)

$$w_0 = \sigma'_{v0} \cdot I_c / 3 \cdot B^{0,7} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot I_c \cdot B^{0,7} =$$

$$w_0 = 8,36\text{mm}$$

Calcolo dei coefficienti correttivi:

$$C_1 = \left(\frac{1,25 L/B}{L/B + 0,25} \right)^2$$

Fondazione quadrata
 $C_1=1$

$$C_2 = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

Nessuna correzione perché
 $H > z_i$

$$C_3 = 1 + R_3 + R_1 \log t/3$$

Per $t \geq 30$ anni per struttura ordinaria $C_3=1,5$

A favore di sicurezza, si considera il caso più sfavorevole.

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot w_0 = 12,96\text{mm}$$

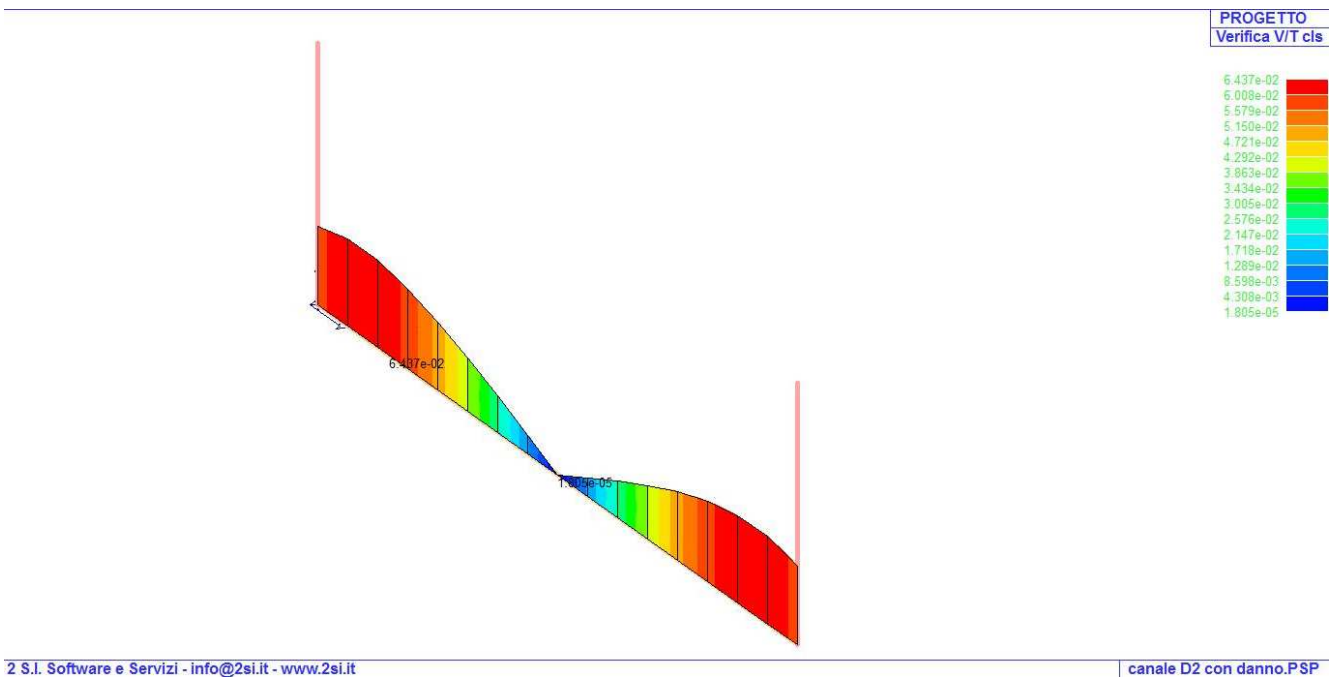
Considerando inoltre l'elevato grado di incertezza nel calcolo del cedimento su terreni incoerenti, si assume un cedimento totale ottenuto incrementando del 50% quello calcolato con i metodi empirici a disposizione.

$$w_{\text{tot}} = 1,5 \cdot w = 19,45\text{mm} \leq 25 \div 50\text{mm}$$

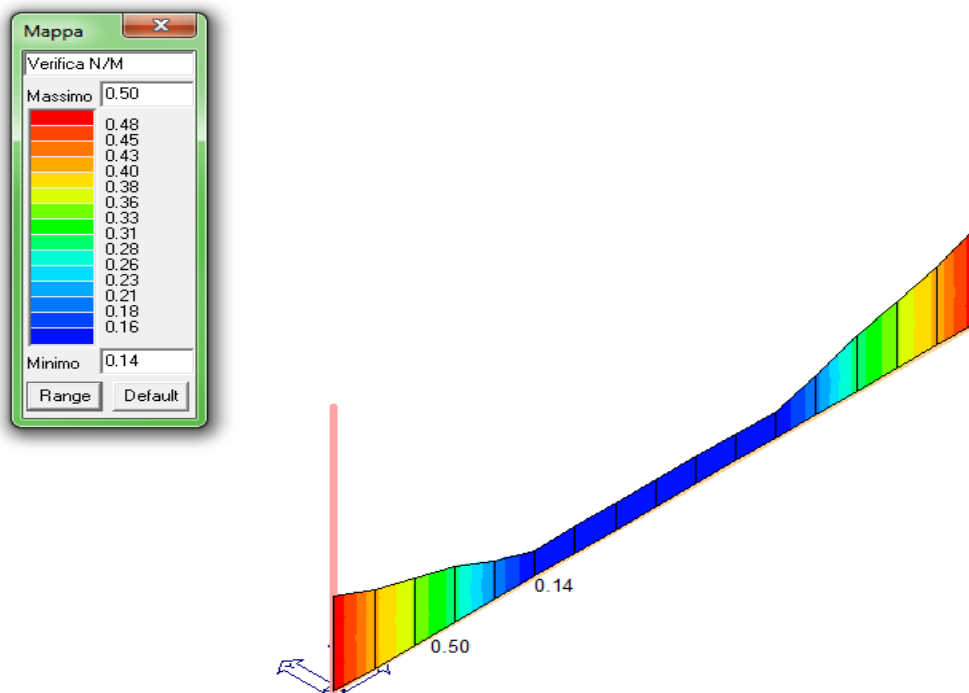
In conclusione l'entità dei cedimenti risulta compatibile con i valori nominali riportati nella letteratura di riferimento.

Verifica struttura di fondazione (SLU)

Di seguito si riportano i diagrammi di verifica a flessione e taglio della struttura di fondazione, rielaborati con il software di calcolo PRO SAP.



La *Figura 1* evidenzia, mediante mappa di colore, la verifica a taglio del calcestruzzo mediante il rapporto tra azioni e resistenze determinate all'interno della platea di fondazione come $V/T \leq 1$.



La *Figura 2* evidenzia, mediante mappa di colore, la verifica a flessione mediante il rapporto tra azioni e resistenze determinate all'interno della platea di fondazione come $N/M \leq 1$.

- ultima pagina -