



## COMUNE DI PONZONE

Provincia di Alessandria

Pratica edilizia:

Oggetto: Opere in calcestruzzo armato di messa in sicurezza del piano viabile delle strade interne del Villaggio Losio, in corrispondenza di due eventi franosi (rif. "Lanzicher" e "3° ingresso").

Committente: Amministrazione comunale COMUNE DI PONZONE  
via Gratarola, 1 - 15010 PONZONE (AL).

Progetto: Dott. Ing. Piergiorgio Canepa.

Consulenza geologica: Dott. Geol. Luigi Foglino – Ricaldone (AT).  
Dott. Geol. Stefano Lozza – Genova.

**RELAZIONI TECNICHE EX D.P.R. 380/2001**  
**relazione tecnica del progetto (art. 93)**  
**relazione geotecnica**  
**relazione sulle fondazioni (art. 93)**  
**relazione illustrativa sui materiali (art. 65 c. 3-b)**  
**relazione di calcolo degli elementi strutturali (art. 93)**  
**piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera**

**Premessa.** – Il sottoscritto Dott. Ing. Piergiorgio Canepa, libero professionista iscritto al n. 6792 dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova, è stato incaricato dalla Committenza, con Determina n. 3 del 07-02-2013, di redigere il progetto strutturale esecutivo dell'opera in oggetto.

Il presente fascicolo contiene tutte le relazioni tecniche di progetto esecutivo previste dagli artt. 65 e 93 del D.P.R. 380/01.

Tiglieto, febbraio 2014

Il Progettista



## Sommario

<b>1.</b>	<b>- RELAZIONE TECNICA DEL PROGETTO (art. 93 D.P.R. 380/01)</b> .....	<b>3</b>
1.1	- <i>intervento 1</i> .....	3
1.2	- <i>intervento 2</i> .....	3
1.3	- <i>Riferimento normativo</i> .....	4
<b>2.</b>	<b>- RELAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>4</b>
2.1	- <i>cortina pali</i> .....	4
2.2	- <i>muro su pali</i> .....	4
<b>3.</b>	<b>- RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (art. 93 c. 4 D.P.R. 380/01)</b> .....	<b>5</b>
3.1	- <i>Capacità portante del terreno</i> .....	5
3.1.1	- <i>Cortina di pali</i> .....	5
3.1.2	- <i>Muro su pali</i> .....	6
3.2	- <i>Coefficiente di reazione del terreno</i> .....	7
3.3	- <i>Scelta del tipo di fondazione</i> .....	7
<b>4.</b>	<b>RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI COSTRUTTIVI (art. 65 D.P.R. 380/01)</b> .....	<b>8</b>
4.1	- <i>Materiali costruttivi</i> .....	8
4.1.1	- <i>Calcestruzzo</i> .....	8
4.1.1.1	- <i>Acciaio per calcestruzzo armato</i> .....	8
4.1.1.2	- <i>Acciaio per micropali</i> .....	8
4.2	- <i>Condizioni di sollecitazione</i> .....	8
4.3	- <i>Verifiche di sicurezza</i> .....	8
<b>5.</b>	<b>- RELAZIONE DI CALCOLO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (art. 93 D.P.R. 380/01)</b> .....	<b>9</b>
5.1	- <i>Analisi dei carichi</i> .....	9
5.1.1	- <i>sovraccarico utile su carreggiata stradale</i> .....	9
5.2	- <i>Appendice di calcolo</i> .....	9
<b>6.</b>	<b>- PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA</b> .....	<b>9</b>
6.1	- <i>Premessa</i> .....	9
6.2	- <i>Descrizione delle strutture</i> .....	9
6.2.1	- <i>Tipologia e destinazione d'uso</i> .....	9
6.2.1.1	- <i>Caratteristiche delle strutture di fondazione</i> .....	9
6.2.1.2	- <i>Caratteristiche della struttura di elevazione</i> .....	9
6.3	- <i>Tipologia delle ispezioni e dei controlli</i> .....	10
6.4	- <i>Manutenzione delle strutture</i> .....	10
6.4.1	- <i>Assistenza tecnica</i> .....	10
6.4.2	- <i>Attrezzature specifiche necessarie per manutenzione</i> .....	10
6.4.3	- <i>Anomalie riscontrabili</i> .....	10
6.5	- <i>Programma di attuazione</i> .....	10

## 1. - RELAZIONE TECNICA DEL PROGETTO (art. 93 D.P.R. 380/01).

Il progetto prevede due interventi distinti e in luoghi diversi:

- intervento 1: realizzazione di una cortina di micropali per il consolidamento della carreggiata della strada interna del complesso residenziale presso l'ingresso 1 e di una piastra in c.a. larga quanto la carreggiata e palificata sul ciglio di valle, per il consolidamento del piano viabile cedevole;
- intervento 2: realizzazione di un muro in c.a. su micropali per il contenimento della carreggiata di un altro tratto della strada interna del complesso residenziale presso l'ingresso 3.

### 1.1 - *intervento 1*

Esso consiste nella costruzione di una cortina di micropali in aderenza al ciglio di valle della carreggiata stradale, dotata di pali diagonali ad effetto tirante verso monte, senza comportare danneggiamenti dell'asfaltatura e quindi necessità di successive riprese del tappeto.

Con riferimento al progetto di massima redatto dai Geologi Lozza e Foglino, in sede di estensione della presente progettazione esecutiva e sulla scorta di un rilievo topografico di dettaglio eseguito appositamente, onde estendere al massimo la capacità contenitiva dell'opera e prevenire possibili cedimenti futuri, si è ritenuto conveniente sviluppare la costruzione del cordolo per una lunghezza di 33 m sino alla progressiva corrispondente all'inizio di un'opera di contenimento presente sotto strada all'interno del giardino privato del mappale 400. Contestualmente si è deciso un diradamento dei micropali della cortina prevista (passando da un interasse di 50 ad uno di 75 cm) che consente di mantenere il numero previsto di micropali Ø160 (51); in tal modo, se è vero che si riduce leggermente l'azione di confinamento della cortina – comunque accettabile –, si ottiene un minor disturbo del terreno in fase di costruzione, con mitigazione del rischio di ulteriori franamenti indotti dalle vibrazioni in fase di perforazione.

Per quanto riguarda la piastra sulla carreggiata, vista la lieve entità delle problematiche di cedimento in atto (minori di quelle descritte in precedenza) si descrive una soluzione molto più economica, ma altrettanto efficace, basata sulla creazione di un solettone armato sostenuto da una rada cortina di pali verso valle.

### 1.2 - *intervento 2*

Esso consiste nella costruzione di un muro, con fondazione palificata, in aderenza al ciglio di valle della carreggiata stradale, anche in questo caso senza comportare danneggiamenti dell'asfaltatura e quindi necessità di successive riprese.

Con riferimento al progetto di massima redatto dai Geologi Lozza e Foglino, in sede di estensione della presente progettazione definitiva, sulla scorta di un rilievo topografico di dettaglio eseguito appositamente, l'area effettivamente interessata dall'intervento può essere contenuta in circa 9 metri: a differenza del suddetto progetto di massima si prevede la sotomurazione del cordolo del ciglio stradale (attualmente appeso a sbalzo sul corpo di frana,

senza procedere a demolizioni preventive), e la realizzazione di una tradizionale piastra di fondazione palificata (con gli stessi micropali impiegati nell'intervento precedente) da cui spicca il paramento di elevazione del muro di sostegno. Onde limitare l'entità dello scavo e più in generale il disturbo del terreno in situ, vista la forma geometrica del fronte franato, si prevede la realizzazione di una fondazione con ali laterali inclinate (cfr. prospetto di progetto); sul lato destro di tale fondazione trova appoggio un pozzetto prefabbricato in calcestruzzo per lo scarico della cunetta stradale limitata dal nuovo muro, in esatta prosecuzione di quella precedente già confinata dal predetto cordolo esistente.

### 1.3 - Riferimento normativo.

D.M. 14-01-2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

## 2. - RELAZIONE GEOTECNICA.

I siti d'intervento appartengono a pendii generati da aste fluviali di primo ordine, affluenti del Rio Verazza, il quale ha generato la valle principale la cui sponda sinistra è occupata dall'insediamento del Villaggio Losio. La morfologia è tipica del territorio collinare costituito da formazioni sedimentarie tenere, marcatamente incise da corsi d'acqua, con versanti da ripidi a scoscesi e di aspetto talvolta calanchivo, facenti parte del Bacino Terziario del Piemonte; il substrato roccioso appartiene all'Unità Voltri (Gruppo di Voltri), composta da ofioliti con metasedimenti e scaglie lherzolitiche. Per quanto riguarda i parametri geotecnici necessari alla definizione della resistenza del terreno si riportano i dati desunti dalla relazione geologica (ridotti di opportuni coefficienti di cui alla tab. 6.2.II delle NTC2008, approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)):

### 2.1 - cortina pali

per il **copertura detritica sciolta**:

peso di volume naturale:  $\gamma_n \approx 19,0 \text{ kN/m}^3$

- *in condizioni drenate*:

angolo di attrito efficace:  $\phi' \approx 24,8^\circ$

coesione efficace:  $c' \approx 8 \text{ kPa}$

per l'**ammasso roccioso**:

peso di volume:  $\gamma_n \approx 24,0 \text{ kN/m}^3$

angolo di attrito :  $\phi_d \approx 18,8^\circ$

coesione:  $c_d \approx 80 \text{ kPa}$

### 2.2 - muro su pali

per il **copertura detritica sciolta**:

peso di volume naturale:  $\gamma_n \approx 20,3 \text{ kN/m}^3$

- *in condizioni drenate*:

angolo di attrito efficace:  $\phi' \approx 17,9^\circ$

coesione efficace:  $c' \approx 18,6 \text{ kPa}$

per l'ammasso roccioso:  
 peso di volume:  $\gamma_n \approx 24,0 \text{ kN/m}^3$   
 angolo di attrito:  $\phi_d \approx 25,7^\circ$   
 coesione:  $c_d \approx 120 \text{ kPa}$

**3. - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (art. 93 c. 4 D.P.R. 380/01).**

Vista la criticità degli interventi, dovuta all'assenza di un idoneo terreno di fondazione disponibile entro qualche decimetro dal piano campagna e quindi la necessità di ricorrere a fondazioni indirette, la modellazione strutturale e successive verifiche eseguite conducono alla quantificazione delle pressioni di contatto massime sotto riportate.

**3.1 - Capacità portante del terreno.**

Considerando i parametri geotecnici sopra indicati, si determina la capacità portante del terreno di fondazione attraverso la teoria di Terzaghi:

$$q_r = k_1 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma' \cdot w' + k_2 \cdot c \cdot N_c' + k_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot N_q' \cdot w''$$

dove:

- $q_r$  = capacità portante o carico di rottura.
- $k_i$  = coefficienti correttivi relativi alla forma planimetrica della fondazione (nel nostro caso assunta nastriforme, cioè relativa a fondazione continua).
- $\gamma$  = peso specifico apparente del terreno.
- $B$  = larghezza della fondazione.
- $N_g', N_c', N_q'$  = coefficienti di Terzaghi.
- $w', w''$  = coefficienti riduttivi che tengono conto dell'eventuale presenza di falda acquifera (in questo caso assente).
- $c$  = coesione del terreno.
- $D$  = profondità della fondazione rispetto al piano campagna.

I carichi di rottura sopra determinati per i terreni dei due diversi siti d'intervento sono confrontabili e possono essere assunti, uno per l'altro, pari a  $49 \text{ t/m}^2 \sim 500 \text{ kPa}$ .

Di seguito viene riportato il calcolo della capacità portante per ciascun sito e il confronto con la pressione di contatto massima trasmessa dalle opere progettate.

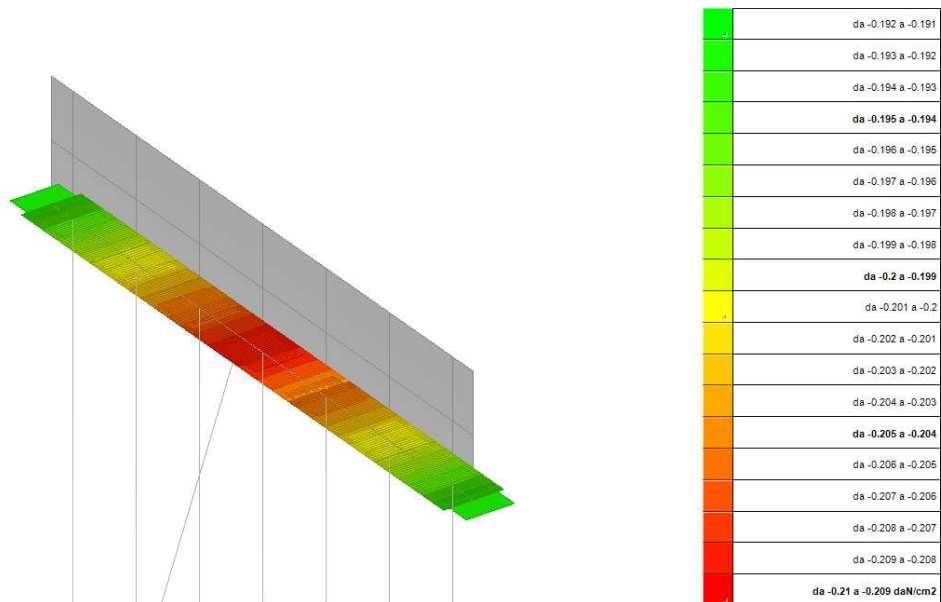
**3.1.1 - Cortina di pali.**

dati:	angolo di attrito efficace:	$\phi = 24,8$ [°]
	coesione del terreno di fondazione:	$c = 0,80$ [t/m <sup>2</sup> ]
	peso di volume del terreno:	$\gamma = 1,90$ [t/m <sup>3</sup> ]
	larghezza della fondazione:	$B = 0,50$ [m]
	profondità della fondazione rispetto al p.c.:	$D = 1,10$ [m]
	sovraccarico sul p.c.:	$g = 0,00$ [t/m <sup>2</sup> ]

<i>Fattori di capacità portante di Terzaghi</i>	$N_c = 24,68$
	$N_q = 12,40$
	$N_\gamma = 9,27$

<b>FONDAZIONE QUADRATA:</b>	capacità portante o carico di rottura:	$q_r = 55,1$ [t/m <sup>2</sup> ]
-----------------------------	--	----------------------------------

La verifica strutturale conduce alla quantificazione di una pressione massima di fondazione di  $0,209 \text{ daN/cm}^2 = 2,1 \text{ t/m}^2$  in corrispondenza di uno stato limite ultimo (SLU 4), localizzato in corrispondenza del palo-tirante posto inclinato.



Tale pressione risulta ampiamente compatibile con il carico di rottura del terreno assunto pari a  $q_r=49 \text{ t/m}^2$  e determina un coefficiente di sicurezza  $f_s=49/2,1=23 (>\gamma_R=2,3 \text{ tabella 6.4.1 NTC 2008})$ .

### 3.1.2 - Muro su pali.

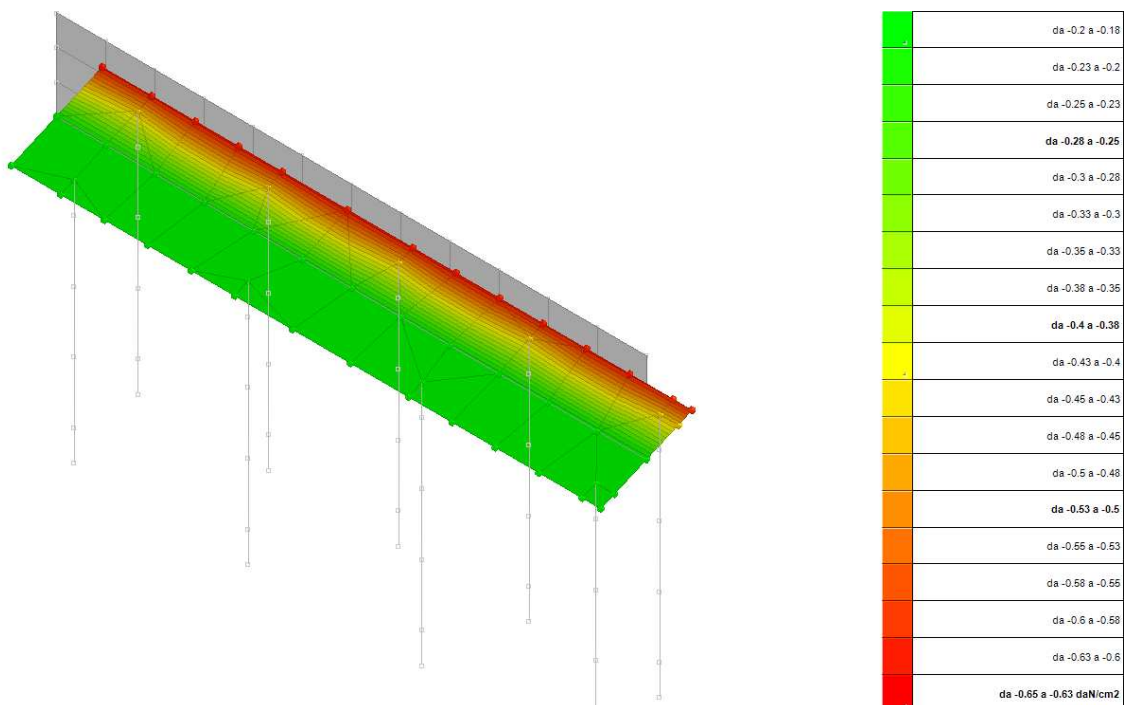
dati:

angolo di attrito efficace:	$\phi=$	17,9 [°]
coesione del terreno di fondazione:	$c=$	1,86 [t/m <sup>2</sup> ]
peso di volume del terreno:	$\gamma=$	2,03 [t/m <sup>3</sup> ]
larghezza della fondazione:	$B=$	1,50 [m]
profondità della fondazione rispetto al p.c.:	$D=$	0,60 [m]
sovraccarico sul p.c.:	$g=$	0,00 [t/m <sup>2</sup> ]

*Fattori di capacità portante di Terzaghi*

$N_c=$	15,37
$N_q=$	5,96
$N_\gamma=$	3,82

FONDAZIONE QUADRATA:	capacità portante o carico di rottura:	$q_r =$	49,1 [t/m <sup>2</sup> ]
----------------------	--	---------	--------------------------



La verifica strutturale conduce alla quantificazione di una pressione massima di fondazione di  $0,615 \text{ daN/cm}^2 = 6,2 \text{ t/m}^2$  in corrispondenza di uno stato limite ultimo (SLU 4), localizzato in corrispondenza del ciglio di valle della fondazione. Tale pressione risulta ampiamente compatibile con il carico di rottura del terreno assunto pari a  $q_r = 49 \text{ t/m}^2$  e determina un coefficiente di sicurezza  $f_s = 49/6,2 = 7,9$  ( $> \gamma_R = 2,3$  tabella 6.4.I NTC 2008).

### 3.2 - Coefficiente di reazione del terreno.

Il comportamento del terreno viene descritto attraverso il modello elastico lineare di Winkler, secondo il quale il cedimento  $u_z$  di un punto del piano di fondazione è linearmente dipendente dal carico uniformemente distribuito  $q$  ivi applicato:

$$u_z = q/k$$

dove:

$q$  = carico uniformemente distribuito.

$k$  = coefficiente di reazione del terreno =  $k_1 \cdot ((B+0,3)/2/B)^2$

$k_1$  = coefficiente sperimentale attribuibile a terreni coerenti di consistenza molto compatta, derivante da una prova di carico su piastra (di lato 0,3 m).

$B$  = larghezza della fondazione

coefficiente da prova di carico su piastra:	$k_1 =$	5,2 [daN/cm <sup>3</sup> ]
larghezza della fondazione:	$B =$	0,5 [m]
coefficiente di reazione del terreno:		$k =$ 3,3 [daN/cm <sup>3</sup> ]

Dall'esame degli andamenti delle pressioni sul terreno forniti dal programma di calcolo (sufficientemente uniformi sulle impronte delle fondazioni previste), e supposta omogenea la consistenza dei terreni presenti in situ, non si rilevano differenze apprezzabili di pressioni tali da generare cedimenti differenziali del piano di posa; le palificate previste, infine, saranno certamente in grado di irrigidire notevolmente le colonne di terreno di fondazione in adiacenza alle stesse per cui non si attendono cedimenti e/o assestamenti delle strutture.

### 3.3 - Scelta del tipo di fondazione.

Dalle considerazioni fatte al § precedente e viste le destinazioni della struttura, si considera prioritaria la stabilità della fondazione rispetto ai cedimenti del piano di posa che comporterebbero perdite di verticalità dei paramenti e/o cedimenti del piano viabile, con comparsa di crepe sull'asfalto, ingresso di acque meteoriche al di sotto della piattaforma, ammolimento del terreno e ulteriore cedimento del piano viabile; si andrebbe ad innescare un circolo vizioso che porterebbe, nel tempo, una più o meno rapida ed intensa rovina della carreggiata. Le tipologie di fondazioni previste rappresentano pertanto le soluzioni tecnicamente ed economicamente più efficaci per la risoluzione delle problematiche oggi manifeste.

**4. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI COSTRUTTIVI (art. 65 D.P.R. 380/01).**

**4.1 - Materiali costruttivi**

**4.1.1 - Calcestruzzo**

classe di resistenza:	<b>C20/25</b>
resistenza cubica caratteristica:	$R_{ck} = 250$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
peso specifico del materiale:	$\gamma = 2500$ [daN/m <sup>3</sup> ]
coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,1$
modulo di elasticità longitudinale del materiale:	$E = 302005$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
modulo di elasticità tangenziale del materiale:	$G = 137275$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
coefficiente longitudinale di dilatazione termica:	$\alpha = 0,00001$ [1/°C]

**4.1.1.1 - Acciaio per calcestruzzo armato.**

denominazione:	<b>B450C</b>
tipologia barre:	aderenza migliorata
tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 4500$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 5400$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Densità:	$\rho = 7850$ [daN/m <sup>3</sup> ]
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,3$
Modulo di elasticità longitudinale del materiale:	$E = 2060000$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità tangenziale del materiale:	$G = 792308$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente espansione termica lineare:	$\alpha = 0,000012$ [1/°C]

**4.1.1.2 - Acciaio per micropali.**

denominazione:	<b>S355</b>
tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 3550$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 5100$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Densità:	$\rho = 7850$ [daN/m <sup>3</sup> ]
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,3$
Modulo di elasticità longitudinale del materiale:	$E = 2100000$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità tangenziale del materiale:	$G = 807692$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente espansione termica lineare:	$\alpha = 0,000012$ [1/°C]

**4.2 - Condizioni di sollecitazione.**

zona sismica: 4, Categoria di suolo A  
sovraccarico variabile: 20,0 t/m<sup>2</sup>

**4.3 - Verifiche di sicurezza.**

metodi di verifica:	stati limite ex NTC2008
fattore parziale di sicurezza per cls:	$\gamma_c = 1,6$
fattore parziale di sicurezza per acciaio da cls:	$\gamma_s = 1,15$
fattore parziale di sicurezza per acciaio da carpenteria:	$\gamma_{M0} = 1,05$

data .....

il Progettista 

il Direttore dei lavori 





## 5. - RELAZIONE DI CALCOLO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (art. 93 D.P.R. 380/01).

### 5.1 - *Analisi dei carichi.*

#### 5.1.1 - sovraccarico utile su carreggiata stradale

Si suppone la carreggiata stradale assoggettata ad un carico mobile pari a 20,0 t/m<sup>2</sup>, ovvero la pressione indotta da un'autobetoniera a tre assi, di capacità pari a 10 m<sup>3</sup> di calcestruzzo, a pieno carico. Viste le caratteristiche plano-altimetriche della strada, non si ritiene possibile il transito di automezzi più pesanti di quello suddetto. Si consideri che, in ogni caso, le verifiche condotte lasciano un margine di sicurezza per cui non si ritiene vietabile il transito di automezzi più pesanti, almeno nei tratti consolidati dalle opere previste.

### 5.2 - *Appendice di calcolo.*

Si veda il fascicolo allegato alla presente.

## 6. - PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA.

### 6.1 - *Premessa.*

Su incarico del Progettista, per conto della Committenza, il sottoscritto Dott. Ing. Piergiorgio Canepa ha redatto la progettazione esecutiva strutturale delle strutture di cui al §1; si considera che l'opera sia realizzata in un ambiente di tipo suburbano/rurale, in assenza di sostanze aggressive (inclusa l'atmosfera).

**Il progettista declina qualsiasi responsabilità in caso di modifiche unilaterali delle parti strutturali o delle condizioni d'uso (diverse da quelle di progetto), soprattutto per quanto riguarda l'applicazione di carichi che eccedano i valori indicati al § 5.1.**

Gli interventi di manutenzione dovranno essere realizzati esclusivamente da personale con i requisiti specifici per le varie tipologie d'intervento, in accordo con quanto riportato nel presente piano.

### 6.2 - *Descrizione delle strutture.*

#### 6.2.1 - Tipologia e destinazione d'uso

Strutture di contenimento-sostegno in calcestruzzo armato per il consolidamento della carreggiata stradale.

##### 6.2.1.1 - *Caratteristiche delle strutture di fondazione*

Le strutture di fondazione sono di tipo indiretto, su palificate di micropali trivellati, solidarizzata alla struttura di elevazione (intervento 2) mediante piastra di calcestruzzo armato, appoggiata direttamente al terreno.

##### 6.2.1.2 - *Caratteristiche della struttura di elevazione*

La struttura di elevazione (intervento 2) fa riferimento a un semplice paramento in c.a.

### 6.3 - *Tipologia delle ispezioni e dei controlli.*

Viste le tipologie di strutture in progetto, saranno necessari semplici controlli visivi delle membrature, da attuare direttamente senza l'ausilio di attrezzature specifiche dal momento che le parti oggetto di controllo sono direttamente ed agevolmente visibili.

### 6.4 - *Manutenzione delle strutture*

#### 6.4.1 - *Assistenza tecnica*

L'assistenza tecnica per eventuali problemi risolvibili da personale non specialistico va fatta nel rispetto dell'assetto della struttura e avendo esatta consapevolezza delle funzioni assolte dai vari elementi strutturali, utilizzando le informazioni desumibili dal presente elaborato o dalla documentazione di progetto esecutivo relativa alla struttura; la risoluzione di eventuali problematiche strutturali deve essere eseguita sotto la supervisione di un tecnico professionista (ingegnere, architetto, geometra) con specifica esperienza in campo strutturale. Nel caso in cui sussistano dubbi, l'utilizzatore è comunque invitato a rivolgersi allo scrivente progettista per ottenere le informazioni necessarie non rilevabili dal presente piano.

#### 6.4.2 - *Attrezzature specifiche necessarie per manutenzione*

Nulla di specifico.

#### 6.4.3 - *Anomalie riscontrabili*

- Corrosione delle barre d'armatura delle membrature in c.a., per scarso ricoprimento di calcestruzzo, con conseguente rigonfiamento dell'acciaio, crepatura e distacco del calcestruzzo stesso.

### 6.5 - *Programma di attuazione*

Con riferimento alle anomalie indicate al § precedente, si prescrive una **manutenzione annuale**, facendo attenzione:

- alla **protezione dalla corrosione** dell'acciaio delle barre d'armatura disposte nei setti di elevazione e nella piastra di fondazione. In caso di riscontro di ruggine, si dovrà procedere alla demolizione del calcestruzzo di copriferro ormai staccato dalla massa, al trattamento delle barre d'acciaio con prodotti specifici in commercio per l'arresto del fenomeno corrosivo e la protezione dell'acciaio, al ripristino del calcestruzzo di copriferro con l'impiego di betoncini ad alta resistenza e ritiro controllato;
- per quanto riguarda l'intervento 2 (muro di contenimento su micropali) dovrà essere eseguita regolare manutenzione del pozzetto di raccolta delle acque della cunetta stradale, sistemazione sulla fondazione del muro. Intasamenti di tale pozzetto, che comportino fuoriuscite incontrollate d'acqua, possono comportare infiltrazioni nel terreno di fondazione, con scadimento delle caratteristiche di resistenza e, nel tempo, possibili cedimenti dei pali maggiormente interessati dal dilavamento.



Handwritten signature and circular professional stamp of Piergiorgio Canepa, Ingegnere della Provincia di Genova, N° 6792.