REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI PAVIA

COMUNE DI CONFIENZA

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE PONTE SULLA S.P.197 ROBBIO - CONFIENZA POSTO ALL'ALTEZZA DEL KM 2+000

studio di ingegneria
lavezzi e grandi

Via Monte Nero 10/C - TROMELLO (PV) - IT
Tel. +39.0382.809100 - Fax +39.0382.809874
P.IVA 01544450180
amministrazione@studiolavezzigrandi.it
www.studiolavezzigrandi.it

Allegato n.

B

RELAZIONE TECNICA E SPECIALISTICA

Rev.	*Data*	*Note*	*Redatto*	*Controllato*	*Approvato*
0	01.09.2017	Emissione	*R.D.*	*E.R.*	*A.G.*
1					

Commessa	18CONF17	*Fase*	***PROGETTO DEFINITIVO***		
Località	**Strada Provinciale S.P.197 - Ponte sulla roggia Biraga**			*Scala*	- - - -

Stazione appaltante

Amministrazione Comunale di Confienza

Sede	Corso V.Emanuele 24 - 27030 Confienza (PV)	*tel*	*+39 0384.64032*	*PEC*	confienza@postemailcertificata.it

studio di ingegneria **lavezzi** e **grandi**

Studio di Ingegneria
Lavezzi e Grandi
Via Monte Nero 10/C
27020 Tromello (PV)
C.F./P.IVA 01544450180

PROGETTISTA RESPONSABILE: ing. Antonio Grandi

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

Sindaco Pro Tempore: Michele Zanotti Fragonara

SOMMARIO

PREMESSA ..... **- 2 -**

1. NORMATIVA ..... **- 3 -**

2. CARICHI STRADALI ..... **- 3 -**

3. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE ..... **- 5 -**

4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PONTE STORICO ..... **- 8 -**

5. VERIFICHE STRUTTURALI SUGLI ELEMENTI PORTANTI DEL PONTE STORICO ..... **- 9 -**

5.1 STATO TENSIONALE DI VERIFICA ..... - 9 -

5.2 IPOTESI DI RIPRISTINO TOTALE DEL PONTE STORICO ..... - 12 -

5.3 VALUTAZIONI IN MERITO ALL'IPOTESI DI RIPRISTINO TOTALE DEL PONTE STORICO ..... - 13 -

6. PROGETTO PROPOSTO ..... **- 13 -**

7. DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE OPERE ..... **- 15 -**

7.1 IMPALCATO ..... - 15 -

7.2 SPALLE ..... - 15 -

BIBLIOGRAFIA ..... **- 20 -**

PREMESSA

Il ponte da assoggettarsi a **interventi di ristrutturazione** è costituito da un arco ribassato che sovrappassa il cavo irriguo denominato Roggia Biraga, la cui gestione è in carico all'Associazione Irrigua Est Sesia (AIES) con sede in Novara. L'infrastruttura, di proprietà dell'ente governativo Provincia di Pavia, è collocata interamente nel territorio comunale di Confienza (PV) e insiste sulla SP 197 Robbio - Confienza, km 2+000.

Dall'analisi della documentazione storica, assai limitata, parrebbe l'edificazione della struttura, realizzata in muratura di mattoni pieni con giunti di malta cementizia e con luce libera di poco superiore ai 10 m, possa essere fatta risalire alla metà del diciannovesimo secolo, all'incirca decennio 1850 - 1860.

La caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica del sito è redatta dal dott. geol. Renato Pascariello, con studio professionale in Alagna Valsesia (VC) in fraz. Reale Inferiore 8. La Relazione Geologica e Sismica è in calce alla presente e costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

Nel seguito sono elencati, quali input, la normativa vigente (e cogente) in materia, i dati del terreno (dalla Relazione Geologica e Sismica), i carichi strutturali, il dettaglio dei parametri che definiscono l'analisi strutturale, i materiali utilizzati e lo schema strutturale.

I risultati (output) riportano la verifica dalla struttura esistente nei confronti dei carichi di normativa, a tale proposito vedasi quanto citato nell'elaborato denominato Relazione Illustrativa, la verifica del nuovo impalcato, il dimensionamento conseguente delle nuove spalle costituite dalle travi di testata impostate su micropali valvolati, disposti su doppia fila sfalsata (quinconce), trivellati direttamente nelle spalle del ponte attuale.

1. NORMATIVA

- **D.M. LL. PP. 11-03-88**

  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.

- **Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC**

- **Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88**

  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.

- **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08**

  Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Ponti (cap.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

2. CARICHI STRADALI

Per i carichi stradali ci si è riferiti agli schemi e ai valori indicati dalla normativa vigente in merito a ponti di prima categoria.

Come deducibile dallo schema in *Fig.1*, nella fattispecie in esame la larghezza della sede stradale è occupata dalla carreggiata senza marciapiedi con due corsie (una per ciascun senso di marcia).

Nella *Fig.2* si riporta lo schema per ponti di prima categoria del carico viaggiante prescritto dalla normativa vigente. Dallo schema risulta che di carico sulla striscia d'arco di ponte di larghezza pari a 1 m corrisponde all'impronta di due ruote gemellate (una per ciascun tandem) con 150 kN ciascuna (generate da due tandem da 300 kN per asse) e un carico distribuito paria a 9 kNm^{-2} sulla restante parte.

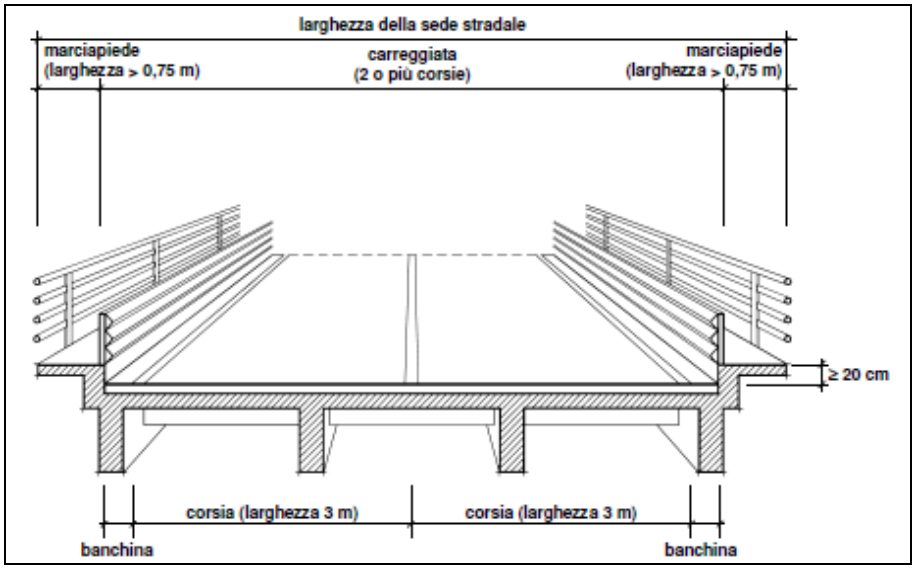


Fig.1: schema della sede stradale presente nella normativa vigente

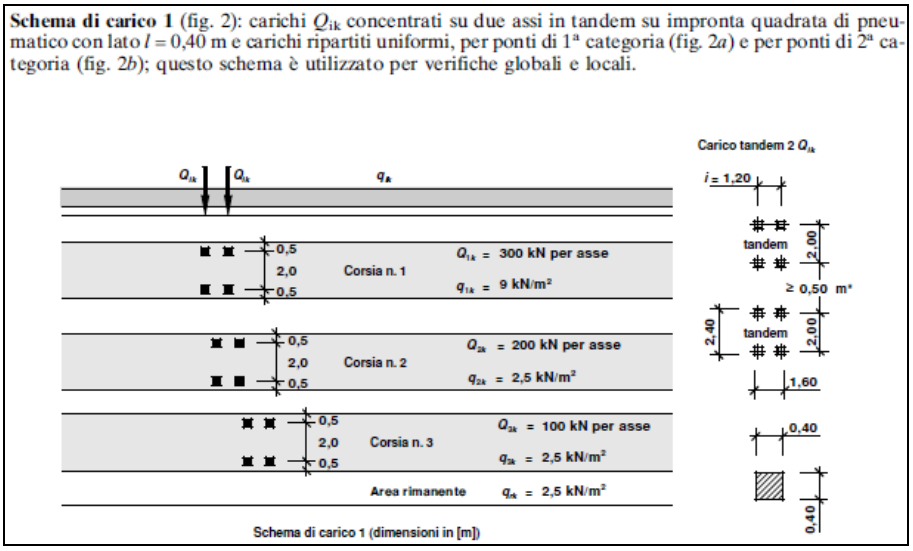


Fig.2: schema di carico per ponti di prima categoria come da normativa vigente

3. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Il carotaggio e le prove STP in foro, svolte in data 24 luglio 2017, sono state eseguite in asse strada perforando la spalla del ponte lato Comune di Robbio. La scelta di perforare la spalla è stata dettata dalla necessità di valutarne la profondità ma soprattutto lo stato di conservazione della muratura costituente la stessa, oltre che a esaminare direttamente il terreno sul quale insiste la fondazione.

Il carotaggio ha permesso di confermare la posizione dell'estradosso della spalla del ponte a quota -1,20 m dal piano stradale ovvero determinare il piano di appoggio della fondazione della spalla stessa a quota -5,60 m dal piano viabile. La trivellazione con il recupero delle carote si è conclusa a -12,00 m dal piano strada e, nel corso del carotaggio, sono state effettuate n.3 prove STP a differenti profondità (-6,50 m, -9,00 m e -12,00 m).

Sulla scorta dei risultati ottenuti dalla interpretazione delle SPT, dalle caratteristiche dei terreni indagati ovvero dal modello geologico, si sono ricavati i seguenti parametri geotecnici:

PER ORIZZONTI COSTITUITI DA SABBIA LIMOSA

Peso unità di volume (kNm-³): **19,61**
Peso unità di volume saturo (kNm-³): **20,10**
Φ (°): **34,43**
Cu (kPa): **0**
Modulo edometrico (MPa):**13,77**
Modulo elastico (MPa):**16,35**
Modulo Poisson: **0,31**
Modulo di taglio G (MPa):**121,24**
Velocità onde di taglio (ms^{-1}):**149,61**

PER ORIZZONTI COSTITUITI DA SABBIA

Peso unità di volume (kNm-³): **19,71**
Peso unità di volume saturo (kNm-³): **20,30**
Φ (°): **34,43**
Cu (kPa):**0**
Modulo edometrico (MPa):**19,80**
Modulo elastico (MPa):**12,38**
Modulo Poisson: **0,31**
Modulo di taglio G (MPa):**128,65**
Velocità onde di taglio (ms^{-1}):**183,79**

PER ORIZZONTI COSTITUITI DA ARGILLA SABBIOSA O SABBIA ARGILLOSA

Peso unità di volume (kNm-³): **19,52**
Peso unità di volume saturo (kNm-³): **19,71**
Φ (°): **33,87**
Cu (kPa): **0**
Modulo edometrico (MPa):**12,89**
Modulo elastico (MPa):**16,64**
Modulo Poisson: **0,31**
Modulo di taglio G (MPa):**111,31**
Velocità onde di taglio (ms^{-1}):**183,79**

Analizzando quanto ricavato dal carotaggio, da quanto indicato in bibliografia ovvero nella parte geologica dello strumento urbanistico vigente (PGT) si è ottenuto il modello geologico di cui alla seguente figura.

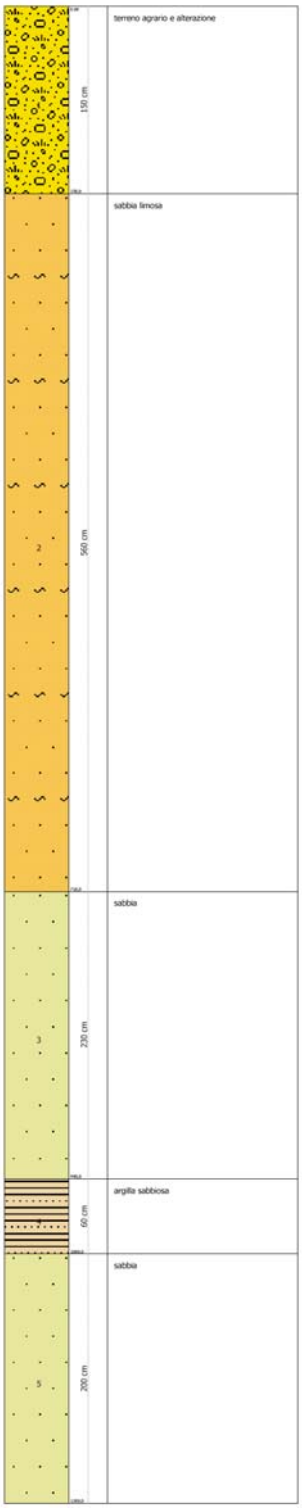


Fig.3: modello geologico del sottosuolo

4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PONTE STORICO

Il ponte è realizzato tramite un arco circolare con raggio pari a 8,30 m, angolo al centro pari a 76° e uno sviluppo curvo dello stesso di circa 11,70 m all'estradosso; l'arco non è perpendicolare al flusso della corrente ma inclinato di circa 9° rispetto alla stessa. Tale considerazione geometrica evidenzia due aspetti: la struttura ha un comportamento tridimensionale e la spalla maggiormente sollecitata dall'azione idrodinamica della corrente è quella verso il Comune di Robbio.

Tra le valutazioni preliminari preme ricordare che l'asse dell'arco è deviato rispetto all'asse stradale evidenziando il fatto che la struttura possiede un comportamento tridimensionale, il quale ne aumenta ulteriormente la resistenza e il grado di sicurezza nei confronti di potenziali lesioni e/o cedimenti (formazione di cerniere plastiche e cedimento alle spalle).

La situazione geometrica della struttura è evidenziata nella successiva *Fig.4* nella quale sono visibili anche le travi in calcestruzzo a bordo della sede stradale che ancorano le barriere protettive.

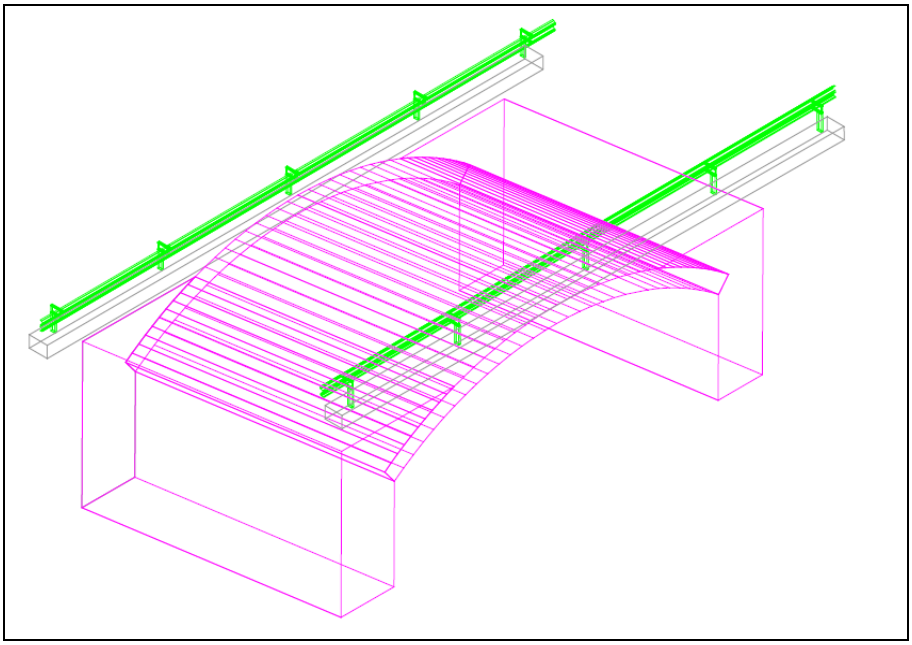


Fig.4: schema tridimensionale della struttura

5. VERIFICHE STRUTTURALI SUGLI ELEMENTI PORTANTI DEL PONTE STORICO

In prima istanza sono state effettuate le verifiche strutturali necessarie al fine di appurare la possibilità di un ripristino totale del ponte storico. Circa le motivazioni inerenti l'abbandono di tale soluzione progettuale a favore di un ripristino parziale del manufatto con realizzazione una nuova sovrastruttura viabile si rimanda all'elaborato denominato A - Relazione illustrativa.

5.1 STATO TENSIONALE DI VERIFICA

La verifica dello stato tensionale è stata effettuata utilizzando il software di calcolo *Arco* del Prof. Piero Gelfi, docente presso l'Università degli Studi di Brescia. *Arco* è un programma per l'analisi di archi e volte in muratura basato sul teorema statico dell'analisi limite. L'applicazione delle idee alla base del calcolo limite applicato alle strutture in muratura risale agli studi di Heyman. Il teorema statico può essere enunciato nel modo seguente: *un arco in muratura è sicuro se esiste una linea delle pressioni, in equilibrio con i carichi esterni e giacente interamente nello spessore dell'arco, e se le tensioni corrispondenti sono sufficientemente basse*. Partendo dal teorema statico si applica il metodo di Mèry che enuncia: *Una struttura è in grado di sopportare determinati carichi se si può dimostrare che può equilibrarli con un regime di sforzi ammissibile per il materiale*. In ipotesi di duttilità e assenza di fenomeni di instabilità, con il metodo di Mèry si cerca l'esistenza di questo regime di sforzi, sintetizzato dalla curva delle pressioni.

La struttura ad arco, tre volte iperstatica, viene resa isostatica introducendo tre cerniere, in corrispondenza delle quali si assumono momenti iperstatici nulli. La posizione delle cerniere viene variata alla ricerca di un regime di sforzi ammissibile.

Scopo di tale analisi è la verifica della congruità tra i valori tensionali calcolati dal programma con le risultanze delle prove sui materiali in situ determinando così i coefficienti di sicurezza per ciascun elemento strutturale.

La procedura è stata applicata seguendo l'approccio classico del calcolo degli archi ove il rinfianco è considerato un mero sovraccarico verticale, ignorando l'effetto delle pressioni passive orizzontali che possono essere mobilitate quando l'arco spinge contro il rinfianco. Con riferimento alla *Fig.5*, tale considerazione comporta avere *wall reactions* nulle.

Il programma fornisce anche le reazioni verticali e orizzontali alle spalle (*reactions at springings*) e il tiro della catena (*tie thrust*) che annullerebbe la componente orizzontale alle spalle.

In merito al carico viaggiante, considerando la diffusione al dì sotto della pavimentazione per lo spessore del ricoprimento dell'arco, si ottiene una superficie pari a 3,64 m^2 con un carico pari a 89,62 kNm^{-2} su di una lunghezza di 2,60 m per la striscia di arco la larghezza pari a 1 m. Nel programma si è considerata un'estensione dell'arco pari a 7 m necessaria al fine di ottenere le reazioni totali sulle spalle.

L'arco è stato diviso in 15 conci (equivalenti ciascuno a 12 corsi di mattoni) e si dapprima considerata la striscia di carico in centro all'arco, come indicato dallo schema di *Fig.5*, ricavando i risultati con le sollecitazioni superiori e inferiori dell'arco in corrispondenza di ogni concio, le sollecitazioni massime, le eccentricità della linea delle pressioni rispetto alla mezzeria dell'arco e le reazioni totali sulle spalle.

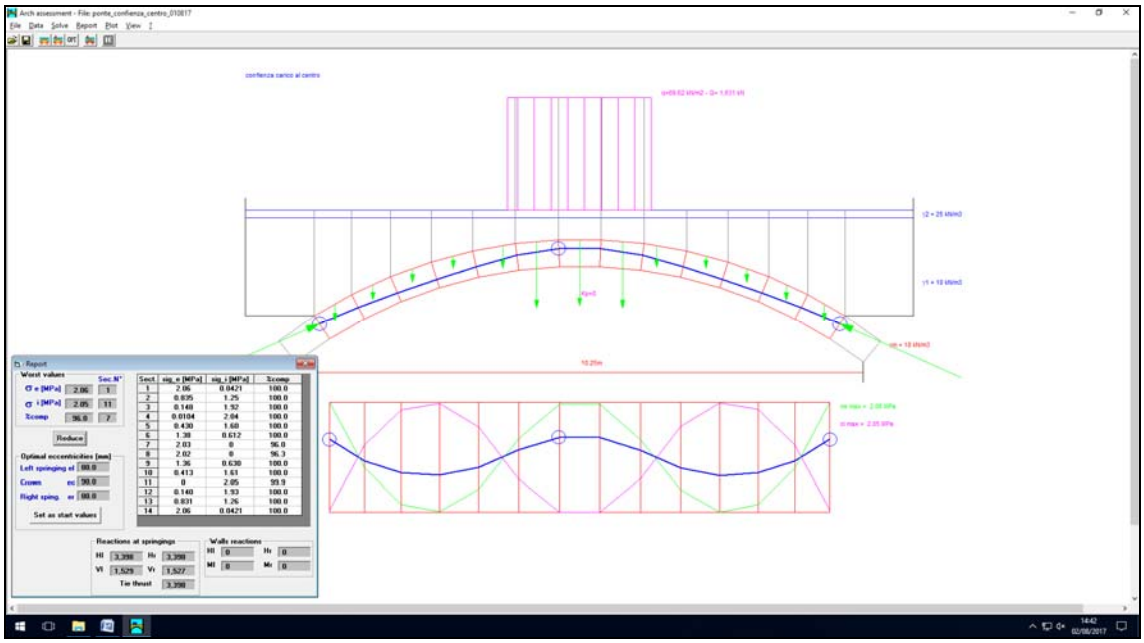


Fig. 5: schema di carico viaggiante in centro arco

Le sollecitazioni massime calcolate sono, all'estradosso, σ_e = 2,06 MPa e all'intradosso σ_i = 2,05 MPa, con una sezione compressa del 96% rispetto alla sezione complessiva.

Ripetendo la medesima procedura con il carico viaggiante in prossimità di una spalla si sono ottenuti i risultati di cui alla *Fig.15* ove risulta evidente l'incremento delle eccentricità nella curva delle pressioni. Le sollecitazioni massime calcolate sono, all'estradosso, σ_e = 3,50 MPa e all'intradosso σ_i = 3,56 MPa con una sezione compressa del 38% rispetto alla sezione complessiva.

Limitatamente alla muratura costituente l'arco, le forze calcolate rimangono ampiamente nel campo delle sollecitazioni ammissibili di una muratura in buono stato la quale potrebbe essere caratterizzata, a titolo meramente indicativo, da un carico di rottura compreso in un intervallo tra 6 e 7 MPa (equivalenti a 60 - 70 daNcm^{-2}). Naturalmente la muratura presente in sito, in merito alla quale si stanno attendendo i risultati delle prove, non possiede sicuramente tali requisiti.

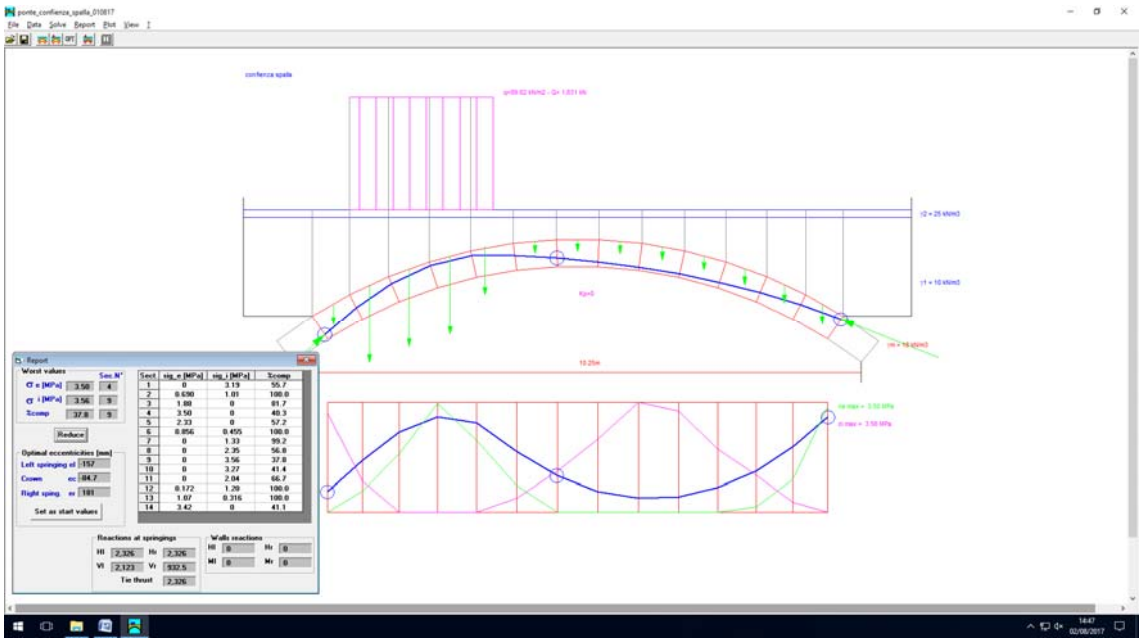


Fig.6: schema di carico viaggiante in corrispondenza della spalla

Utilizzando la reazione verticale massima alla spalla sommata al peso statico della spalla stessa si ricava che la sollecitazione massima al piede sul terreno (corrispondente all'incirca al fondo alveo) è pari a circa 3,10 daNcm^{-2}. Tale valore parrebbe essere compatibile con le caratteristiche meccaniche del terreno evidenziate dal carotaggio.

Importante riflessione deve essere condotta in merito alla presenza dello strato deteriorato, di spessore pari a circa 0,50 m, rinvenuto alla base della fondazione: tale strato, anche se meccanicamente non giunge a rottura potrebbe, in particolari condizioni critiche, generare cedimenti assai significativi per il corretto funzionamento dell'arco. Si ritiene che tali cedimenti, sicuramente già avvenuti, abbiano generato (favorito o contribuito) la formazione delle lesioni visibili sui rinfianchi del ponte. Essendo inoltre la struttura sghemba a comportamento tridimensionale, un eventuale cedimento su una porzione di spalla può aver generato (favorito o contribuito) la formazione di lesioni come quella visibile circa a metà della spalla sinistra, lato Robbio.

5.2 IPOTESI DI RIPRISTINO TOTALE DEL PONTE STORICO

A tale proposito si rimanda al capitolo 6 dell'elaborato progettuale denominato A - Relazione illustrativa.

5.3 VALUTAZIONI IN MERITO ALL'IPOTESI DI RIPRISTINO TOTALE DEL PONTE STORICO

A tale proposito si rimanda al paragrafo 6.4 dell'elaborato progettuale denominato A - Relazione generale.

6. PROGETTO PROPOSTO

L'intervento progettato prevede quindi (vedasi *Fig7*) quanto di seguito elencato:

- realizzazione di un nuovo impalcato costituito da n.6 travi in calcestruzzo, prefabbricate e precompresse di altezza 50 cm, accostate e rese collaboranti tramite un getto integrativo, anch'esso in calcestruzzo, avente spessore pari a 20 cm. La luce libera tra l'estradosso dell'arco e l'intradosso del nuovo impalcato, pari a circa 20 cm (i quali, a seguito della realizzazione della calotta in materiale fibrorinforzato, potrebbero diminuire di circa 5 cm), saranno più che sufficienti a garantire l'assenza di interazioni tra i due manufatti;
- l'impalcato sarà vincolato alle nuove spalle, costituite ciascuna da una trave in cemento armato gettata in opera. Tale trave, oltre a unire la testa dei micropali di fondazione, si collegherà, tramite adeguata armatura, con l'impalcato, in modo tale questi possa comportarsi alla stregua di diaframma rigido nel proprio piano, nel rispetto, naturalmente, della situazione di vincolo ipotizzata;
- ciascuna trave sarà intestata su n.14 micropali valvolati, disposti su doppia fila sfalsata (quinconce), trivellati direttamente nelle spalle del ponte attuale. Nell'attuale fase progettuale ogni micropalo avrà un diametro di trivellazione pari a 22 cm con armatura diametro 177,8 mm spessore 8 mm; la lunghezza

sarà pari a 10/12 metri e sarà meglio definita nelle successive fasi progettuali. **La scelta di trivellare i micropali direttamente nelle spalle del ponte attuale possiede l'importante duplice scopo di ridurre di circa 1,50 m la luce di calcolo delle travi dell'impalcato (limitando così il sopralzo stradale a 0,50 m e quindi minimizzando il più possibile la modifica della pendenza longitudinale della livelletta stradale, purtroppo necessaria) ovvero, attraverso l'iniezione di miscela cementizia, di consolidare lo strato deteriorato - *molle* - presente al dì sotto delle fondazioni del ponte storico. Così facendo verrà rinforzata anche la struttura muraria la quale, dopo la realizzazione dell'infrastruttura viaria, sarà scarica da azioni esterne e soggetta solo al peso proprio;**

- il rilevato stradale, a tergo delle spalle, non richiede ulteriori verifiche di stabilità in quanto, di fatto, verrà contrastato dall'attuale struttura muraria del ponte, ulteriormente consolidata dai pali trivellati.

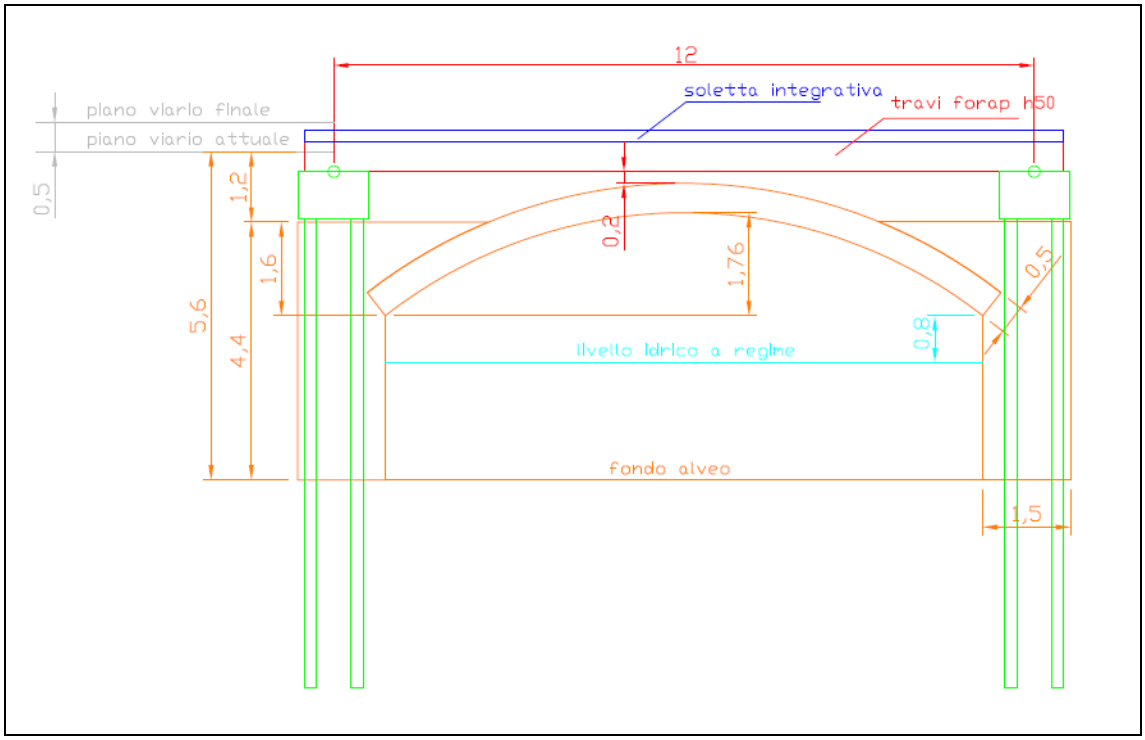


Fig.7: schema di progetto sovrapposto al ponte esistente

7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

7.1 IMPALCATO

L'impalcato è stato progettato, in fase preliminare, considerando l'utilizzo di n.5 travi precompresse prefabbricate ad intradosso piano tipo FORAP (GRUPPOCENTRONORD S.p.A.) o similare, altezza 50 cm. In particolare n. 5 travi accostate aventi larghezza cadauna pari a 120 cm per una larghezza complessiva pari a 6,00 m. La larghezza della sezione attuale, pari a 7 m, sarà raggiunta con il rivestimento in muratura, larghezza 20 cm per ciascun lato, necessario al fine di conservare le caratteristiche estetiche attuali del ponte storico.

Nel seguito sono elencati i valori di taglio e momento per una trave dell'impalcato soggetta a carico permanente e sovraccarico viaggiante. In particolare, i valori espressi riguardano la sollecitazione massima alla spalla con la posizione del carico viaggiante all'estremo dell'impalcato.

I valori espressi per il taglio sono utilizzati per il dimensionamento della trave di testata (nuova spalla) e per la verifica della palificata di fondazione.

- Momento peso proprio (kNm): **248,40**
- Taglio peso proprio (kN): **82,80**
- Momento sovraccarico permanente (kNm): **64,80**
- Momento sovraccarico accidentale (kNm): **788,40**
- Taglio sovraccarico permanente (kN): **21,60**
- Taglio sovraccarico accidentale (kN): **272,07**.

7.2 SPALLE

In merito al dimensionamento e alla verifica delle travi di testata (nuove spalle del ponte) è stato utilizzato il software di calcolo Sismicad 12.10 di Concrete s.r.l., Padova, considerando la stratigrafia del sito con le relative caratteristiche

meccaniche dei terreni e i carichi esercitati sulla spalla valutati dettagliati nel paragrafo precedente.

Nel seguito si riportano, in successione, le schermate del programma con le impostazioni di verifica adottate per il sito in esame.

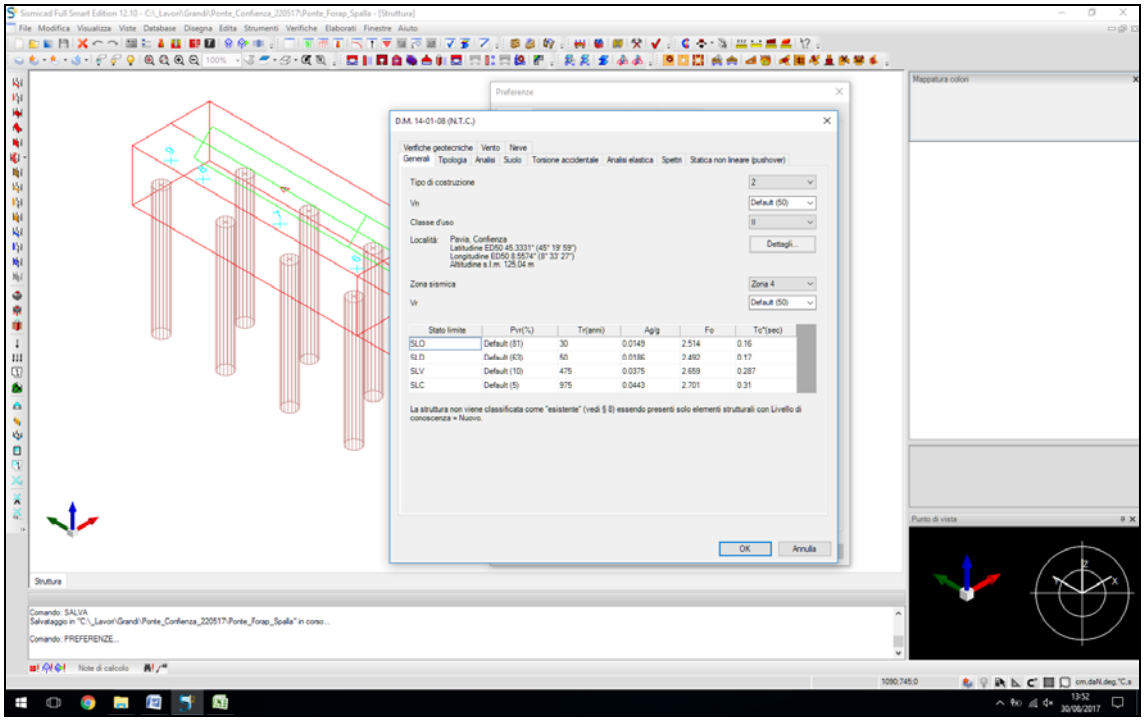


Fig.8: caratterizzazione sismica del sito in esame

Metodo di analisi e norma di verifica: **D.M. 14-01-08 (N.T.C.)**

Tipo di costruzione: **2**

Vita nominale (anni): **50**

Classe d'uso: **II**

Località: **Confienza (PV) - lat. 45.3331°, long. 8.5574°**

Zona sismica: **4**

Periodo di riferimento Vr (anni): **50**

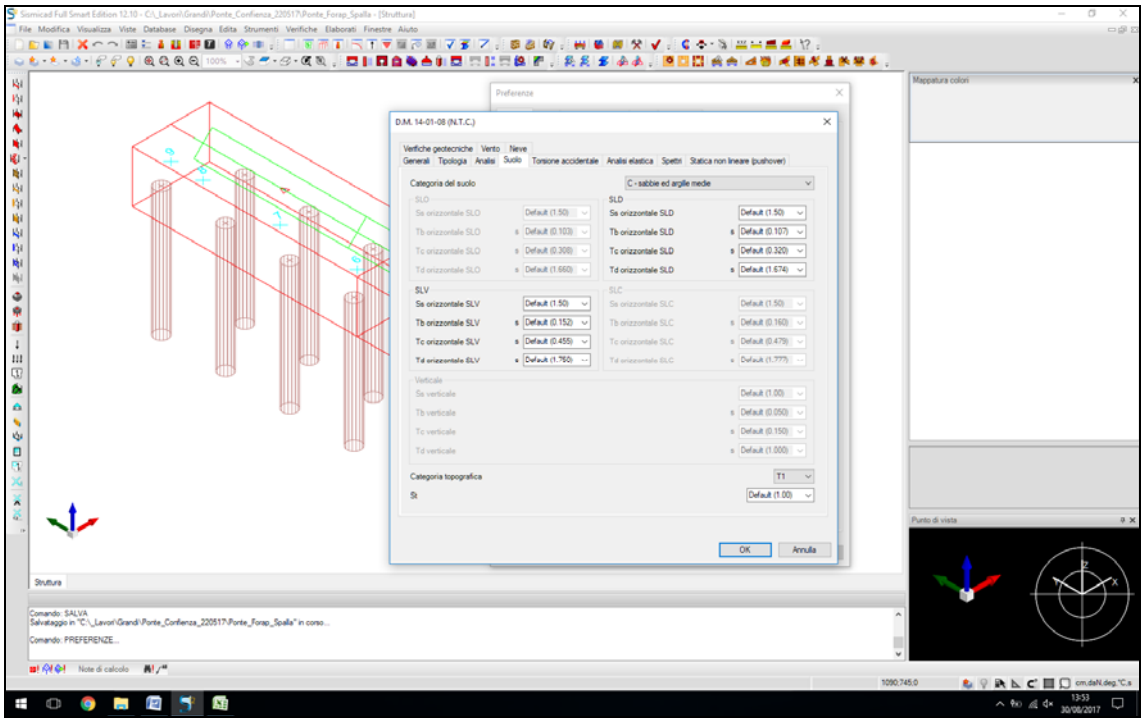


Fig.9: categoria del suolo e topografia

Categoria del suolo: **C - sabbie e argille medie**
Categoria topografica: **T1**

La modellazione della stratigrafia della seguente figura è ricavata da quanto dettagliato nel capitolo relativo alle caratteristiche geologiche, considerando quale quota *zero* la sommità della spalla in muratura esistente (eliminando, in pratica, lo strato di alterazione avente spessore pari a 150 cm e ben visibile nella stratigrafia di cui alla *Fig.3*).

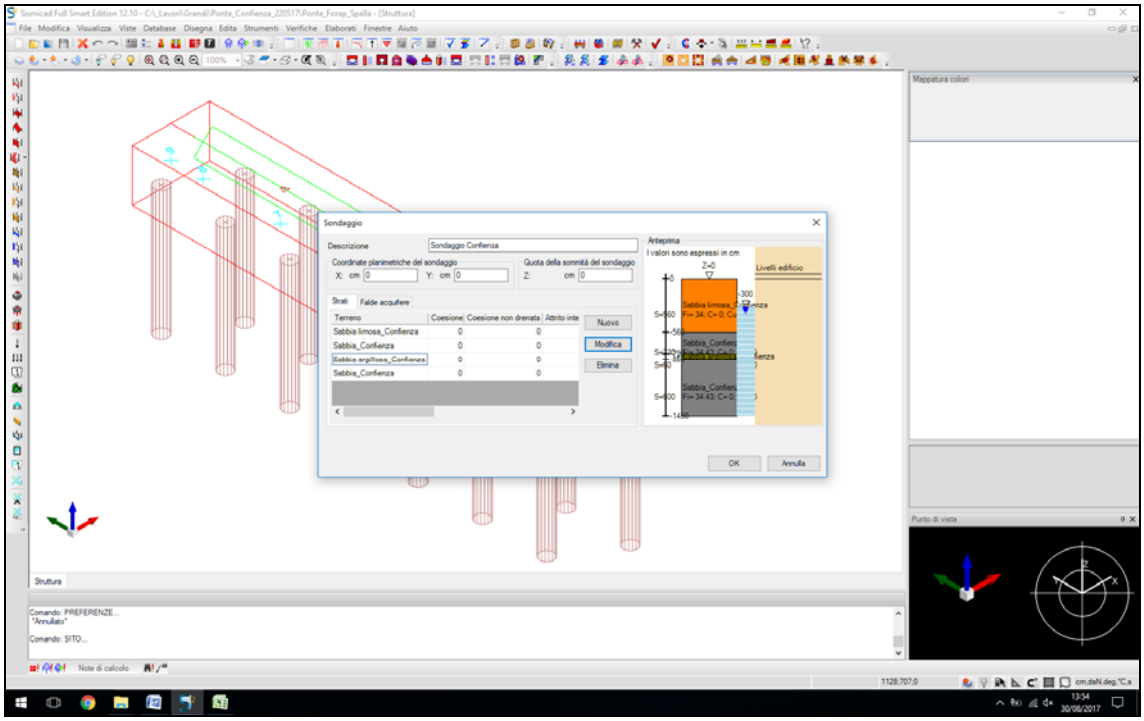


Fig.10: modellazione della sequenza stratigrafica del sottosuolo

La seguente figura riporta lo schema strutturale di verifica delle nuove spalle costituite dalle travi di testata, in cemento armato e dai micropali trivellati. Per un più accurato dimensionamento delle armature, i carichi sulla spalla sono considerati quali forze concentrate (una per trave), schematizzati secondo due tipologie: trave gravata dal carico viaggiante e trave scarica.

Per la trave con il carico viaggiante (simbolo verde) si hanno i seguenti valori:

Peso proprio (kN): **82,80**
Sovraccarico permanente (kN): **21,60**
Sovraccarico accidentale (kN): **272,07**

mentre per la trave scarica (simbolo azzurro) si hanno i seguenti valori:

Peso proprio (kN): **82,80**
Sovraccarico permanente (kN): **21,60**
Sovraccarico accidentale (kN): **0,00**

Per il dimensionamento è stata considerata la situazione più svantaggiosa di un tandem di carico in ingresso al ponte e uno in uscita in corrispondenza di una singola spalla.

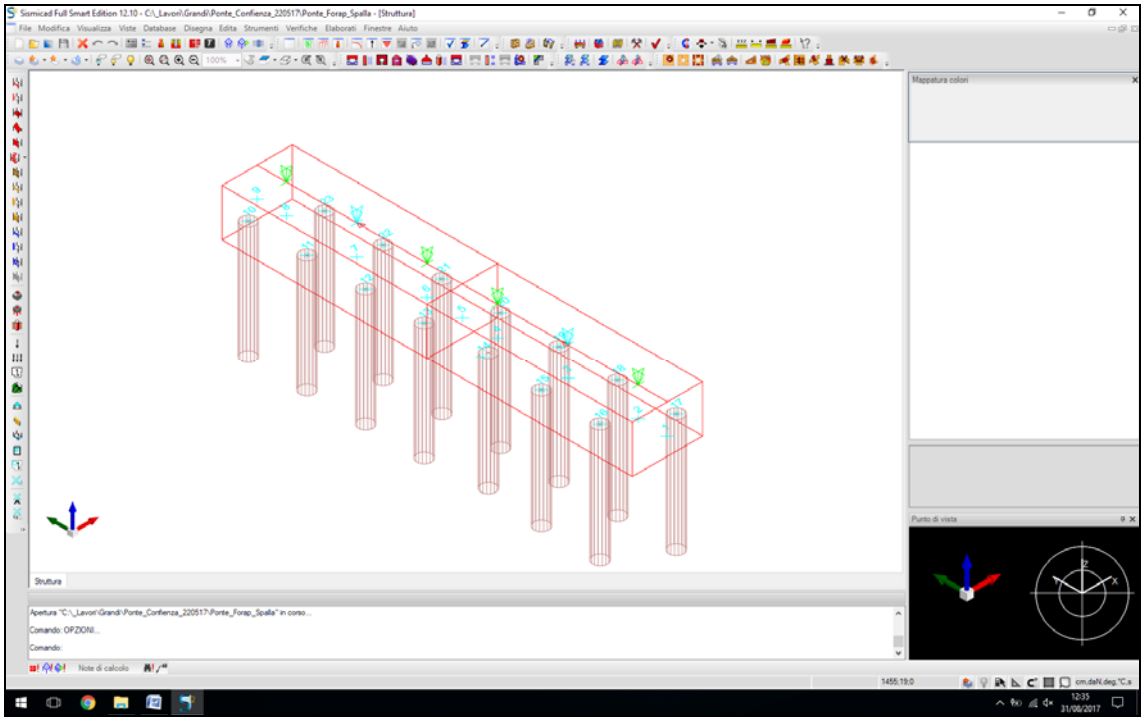


Fig.11: schema strutturale nuova spalla (trave di testata - micropali)

Il modello ha verificato il soddisfacimento dei requisiti richiesti alla palificata con 14 micropali, disposti su doppia fila sfalsata (quinconce), aventi diametro di trivellazione pari a 22 cm e armatura diametro 177,8 mm, spessore 8 mm. La lunghezza è pari a 10/12 metri e verrà meglio definita nelle successive fasi progettuali.

BIBLIOGRAFIA

Boothby, T.E. (2001). Analysis of masonry arches and vaults. Prog. Struct. Engng Mater. 3, 246-256

Concrete Srl (2017). Sismicad 12.10, manuale d'uso

Gelfi, P., (2002). "Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults", International Journal for Restoration of Buildings, Aedificatio Verlag, Freiburg, Vol. 8, No 6, pag. 573-589, ISSN 0947-4498

Harvey, W.J., (1988). Application of the mechanism analysis to masonry arches, The Structural Engineer 66(5), 77-84

Heyman J. (1966). The stone skeleton, International Journal of Solids and Structures 2, 249-279.

Confienza (PV), lì 11.09.2017

Il progettista
ing. Antonio Grandi

Pascariello Dott. Geol. Renato
Frazione Reale Inferiore n.8
13021 Alagna Valsesia (VC)
Cod Fisc. PSCRNT46C06L669O – P. I.V.A. 01476890023
IBAN IT12F0306944900100000001185

REGIONE LOMBARDIA PROVINCIA DI PAVIA

COMUNE DI CONFIENZA

Oggetto:

INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE PONTE SULLA S.P. 197 ROBBIO - CONFIENZA POSTO ALL□ALTEZZA DEL KM 2+000

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Stazione appaltante:
A□ □inistrazione Co□unale di Con□ienza
Corso V. Emanuele 24
27030 Confienza (PV)

Sindaco Pro Tempore **Mi□□ele Zanotti Fragonara**

Alagna Valsesia, Settembre 2017

Pascariello Dott. Geol. Renato

R□□do□u□enti□on□ienza□onte□rati□a□on□ienza .do□

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta, a supporto della pratica edilizia, ispirandosi a quanto indicato nelle vigenti Norme Tecniche, in particolare nel D.M 11.03.1988, nel D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni e nelle Norme Tecniche allegate al PRG ed al PGT.

L'elaborato, non comprende progettazione e valutazioni di carattere geologico in merito alla gestione delle "Rocce e Terre da Scavo" ai sensi della D.M. 10 agosto 2012, n. 161 e dell'art. 186 del Dlgs n. 152 del 3/04/2006.

1.1 Oggetto dell'intervento

L'intervento si colloca nel territorio del comune di Confienza, su di un'area indicata, nell'allegata Corografia tratta dalla C.T.R. A7a1-Palestro.

Più precisamente l'area è inserita nella piana alluvionale individuabile in località Ponte della Rissa, pressoché al confine con il comune di Robbio, appena a valle di Cascina Dada, ad una quota di circa 125 m s.l.m. come visibile nella sottostante ortofoto.

Il progetto prevede la ristrutturazione del ponte che attraversa la Roggia Rizzo Biraga poiché il manufatto presenta segni evidenti d'ammaloramento.

Per le caratteristiche puntuali dell'opera ed i relativi particolari costruttivi si rimanda al progetto redatto dal dott. ing. Antonio Grandi.

Dal punto di vista della classificazione delle opere ai sensi del D.M. 14.01.2008, in seguito indicato come NTC - 2008, esse risultano:

tipo 2 con vita nominale ≥ 50 anni (tab 2.4.1)

classe d'uso II (§ 2.4.2)

1.2 Normativa di riferimento

- D.M.11.03.1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sulle terre e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*"
- NTC - 2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni
- DM 16/01/96 paragrafo "Criteri generali di progettazione"
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 – Circolare 2 febbraio 2009
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodici 7 e 8
- d.lgs. 152/2006, art.186 e s.m.i.
- dgr 22 dicembre 2005 n°8/1566
- d.lgs 81/2008 art. 118 e 120
- R.D. 523/1904 art. 96 lett.f
  D.M. Ambiente 10 agosto 2012, n. 161
- d.lgs n. 69 del 21 giugno 2013
- Legge n. 71 del 24 giugno 2013
- Legge n. 98 del 09 agosto 2013
  Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo idrogeologico

1.3 Vincoli e fattibilità

L'area su cui sarà realizzato l'intervento è inserita, nella "*Carta dei vincoli*"– scala 1: 10.000 a firma del dott. geol. Antonello Borsani, allegata al PGT, nella Classe Fattibilità Geologica **II** (Fattibilità con modeste limitazioni).

Detta classe che comprende le aree nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo.

La normativa, allegata al PGT, recita, estrapolando le parti inerenti al progetto, per nuovi fabbricati di qualsiasi destinazione d'uso si richiedono approfondimenti di carattere geotecnico ed idrogeologico limitato al singolo progetto edilizio mediante indagini dettagliate, in ottemperanza al D.M del 11/03/1988.

Le indagini geognostiche da svolgersi in fase preliminare alla stesura del singolo progetto, dovranno essere finalizzate alla definizione dei seguenti elementi:

- **successione litostratigrafica locale**
- **caratteristiche geotecniche dei terreni individuati**

- □osizione della □alda □reati□a
- interazione tra strutture e terreno di □ondazione.

In particolare poi, per le fondazioni su pali, la caratterizzazione geotecnica dovrà essere rilevata lungo l'intero fusto del palo fino ad una profondità definita, mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo e posa di piezometri per il controllo ed il monitoraggio del livello di falda.

Dal punto di vista sismico l'area è stata, inserita nell'elaborato "□□*rt*□□*de*□□□ □*er*□□*o*□□*t*□□□□ □□□□□*o*□□□*e*" in classe Z4a "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali" che danno origine a una risposta sismica locale d'amplificazione litologica.□

1.4 Classificazione sismica

Il comune di Confienza è stato inserito, con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio n. 3274 del 20.03.2003, nella zona sismica 4

Tale classificazione è stata recepita dalla Regione con DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 7 OTTOBRE 2003 N. 7/14964

Con DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 11 luglio 2014 n. 2129 veniva confermata la classe e indicata un amax = 0,037909

Tale nuova classificazione è entrata in vigore al 10 aprile 2016.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico si fa rilevare come, all'interno dell'area investigata e nelle aree limitrofe, si osservino solo terreni costituiti da sedimenti alluvionali d'età quaternaria che ricoprono sedimenti d'ambiente di transizione da facies continentali verso un substrato sedimentario d'ambiente marino.

Si tratta di sabbie, localmente passanti a sabbie ghiaiose, talora limose, dei terrazzi fluvioglaciali wurmiani del Livello Principale della Pianura risalenti al Pleistocene recente.

3. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

La porzione di territorio esaminata insiste interamente sul sistema del livello fondamentale della pianura (depositi fluvioglaciali würmiani del Pleistocene recente), da cui emergono sporadici dossi rissiani la cui evoluzione morfologica è legata alla successione dei fenomeni di deposito ed erosione, conseguenti all'attività fluvioglaciale seguita al sollevamento post-pliocenico (Terziario superiore-Quaternario inferiore).

La zona e caratterizzata da un andamento sub pianeggiante, a tratti blandamente depressa e degradante verso sud.

.1 ***Acque superficiali***

Il torrente Agogna costituisce il principale corso d'acqua presente nella zona a cui si uniscono corsi minori, varie rogge e canali che insieme danno origine al fitto reticolo idrografico.

In particolare la zona è interessata dal corso della Roggia Rizzo Biraga e dal Cavo Ladro che s'immette, nella prima, appena a valle del Ponte della Rizza.

.2 ***Acque sotterranee***

La composizione litologica, caratterizzata da livelli permeabili (sabbie e ghiaie) separati da strati, anche potenti, di depositi poco permeabili o impermeabili (limi, torbe e argille) e l'assetto strutturale del materasso alluvionale poco inclinato secondo l'asse padano, permettono l'instaurarsi di numerose falde acquifere.

In particolare la circolazione idrica sotterranea prossima al piano campagna, che può interferire con le opere di fondazione, è alimentata da processi percolativi attraverso gli orizzonti più superficiali, cui concorrono in modo consistente le pratiche irrigue connesse particolarmente alla risicoltura.

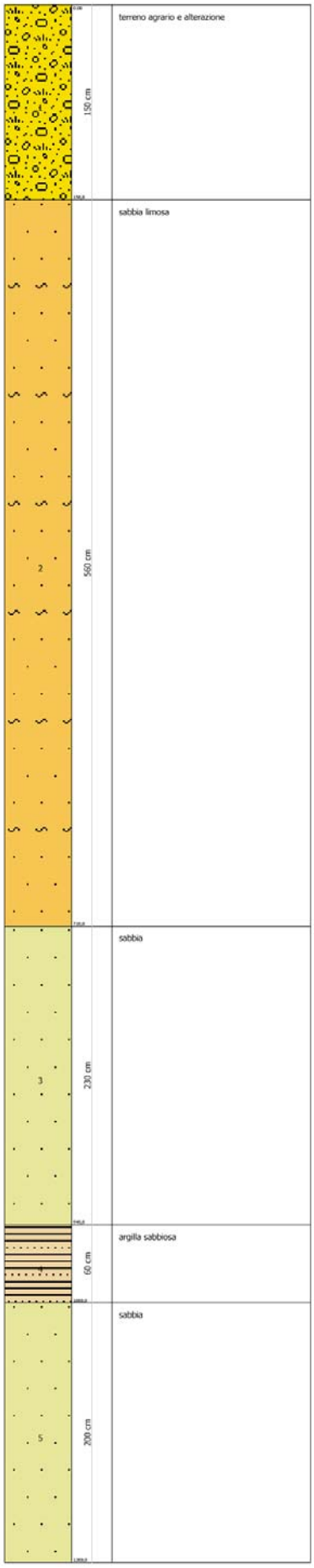
Le escursioni stagionali di questa falda superficiale, di tipo freatico, sono, infatti, strettamente legate ai cicli colturali di conseguenza il massimo innalzamento si riscontra nel semestre primavera-estate, mentre la massima depressione in quello autunno-inverno.

Localmente il livello piezometrico medio si trova intorno ai 3 metri, e la direzione di flusso della falda e prevalentemente verso nord est – sud ovest è in parte determinato dall'azione drenante esercitata dalla Sesia.

Le escursioni stagionali che possono essere anche di poco superiori al metro sono strettamente legate, più che agli eventi pluviometrici, all'elevato apporto idrico che avviene nella stagione irrigua.

4. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Sulla base del carotaggio eseguito (di cui si allega la relazione tecnica), dei dati disponibili, da quanto indicato in bibliografia e sul PGT si è ottenuto il seguente modello geologico:


terreno agrario e alterazione
150 cm
sabbia limosa
2
560 cm
sabbia
3
230 cm
argilla sabbiosa
4
60 cm
sabbia
5
200 cm

5. VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

Sulla base dei risultati ottenuti dalla interpretazione degli SPT effettuati nel carotaggio eseguito per valutare lo spessore delle pile e le caratteristiche dei terreni sottostanti e del modello geologico sopra riportato si sono ottenuti i seguenti parametri geotecnici:

Peso Unità di Volume (KN/m³)	19,61
Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	20,1
Fi (°)	34,43
Cu (KPa)	
Modulo Edometrico (Mpa)	13,77
Modulo Elastico (Mpa)	16,35
Modulo Poisson	0,31
Modulo di taglio G (Mpa)	121,24
Velocità onde di taglio (m/s)	149,61

Peso Unità di Volume (KN/m³)	19,71
Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	20,3
Fi (°)	34,43
Cu (KPa)	0
Modulo Edometrico (Mpa)	19,18
Modulo Elastico (Mpa)	12,38
Modulo Poisson	0,31
Modulo di taglio G (Mpa)	128,65
Velocità onde di taglio (m/s)	183,79

Peso Unità di Volume (KN/m³)	19,52
Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	19,71
Fi (°)	33,87
Cu (KPa)	0
Modulo Edometrico (Mpa)	12,89
Modulo Elastico (Mpa)	16,64
Modulo Poisson	0,31
Modulo di taglio G (Mpa)	111,31
Velocità onde di taglio (m/s)	183,79

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Gibbs & Holtz 1957	57,18
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Gibbs & Holtz 1957	48,57
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Gibbs & Holtz 1957	38,87

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Sowers (1961)	34,43
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Sowers (1961)	34,85
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Sowers (1961)	33,87

Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Mpa)
Strato (1) o	30,907	0.00-6,95	22,9535	Schultze-Menzenbach Sabbia limosa	16,35
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Bowles (1982) argilla sabbiosa	12,38
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Schultze-Menzenbach Sabbia media	16,64

Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Mpa)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Menzenbach e Malcev	13,77
Strato (2) Strato	33,898	6,95-9,45	24,449	Buisman-Sanglerat	19,18
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Menzenbach e Malcev	12,89

Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (KN/m³)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Meyerhof ed altri	20,10
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Meyerhof ed altri	20,30
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Meyerhof ed altri	19,71

Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (KN/m³)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Terzaghi-Peck 1948-1967	19,61
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Terzaghi-Peck 1948-1967	19,71
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Terzaghi-Peck 1948-1967	19,52

Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	(A.G.I.)	0,31
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	(A.G.I.)	0,31
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	(A.G.I.)	0,31

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Mpa)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Ohsaki	121,24
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Ohsaki	128,65
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Ohsaki)	111,31

Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Ohta & Goto (1978) Limi	149,61
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Ohta & Goto (1978) Limi	178,51
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Ohta & Goto (1978) Limi	183,79

Liquefazione

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Seed e Idriss (1971)	9,187
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Seed e Idriss (1971)	1,18
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Seed e Idriss (1971)	0,568

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Navfac 1971-1982	4,55
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Navfac 1971-1982	4,79
Strato (3)	26,919	9,45-12,45	20,9595	Navfac 1971-1982	4,22

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Mpa)
Strato (1)	30,907	0.00-6,95	22,9535	Robertson 1983	4,50
Strato (2)	33,898	6,95-9,45	24,449	Robertson 1983	4,80
Strato (3) Strato	26,919	9,45-12,45	20,9595	Robertson 1983	4,11

6. MODELLO SISMICO DEL SITO e STIMA della PERICOLOSITÀ SISMICA

Il territorio comunale di Confienza (PV) ricade in zona sismica 4.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori d'accelerazione di picco orizzontale del suolo a(g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

te or e d otto o

Con riferimento a quanto disposto dal capitolo 3.2.2 delle NTC -08, si è provveduto a classificare il sottosuolo dell'area oggetto d'intervento senza ricorrere a prove MASW ma utilizzando i valori ricavati dagli S.P.T. e facendo ricorso alla tabella di cui sotto, estratta dalle NTC - 08.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Il sito oggetto d'intervento si ascrive, a scopo cautelativo alla **CATEGORIA C**

te or e to o r e

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Con riferimento alla tabella di cui sopra, si ascrive l'area oggetto d'intervento alla **CATEGORIA T1**.

e o e de e or e ettr e o do M

Si è provveduto, a ricavare lo *ettro d r o t er o o t or* e relativo al Comune di Confienza loc. Ponte della Rizza, utilizzando un software distribuito dalla società Geostru s.r.l. inserendo una serie di elementi di base quali:

latitudine: 45,314839 [°]
longitudine: 8,578245[°] in ED50

SITI DI RIFERIMENTO

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	12695	45,3323	8,5152	5295,290
Sito 2	12696	45,3352	8,5860	2339,787
Sito 3	12918	45,2852	8,5901	3420,187
Sito 4	12917	45,2823	8,5194	5853,236

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

PARAMETRI SISMICI

	Prob. Superamento [%]	Tr [anni]	Ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,015	2,515	0,162
Danno (SLD)	63	50	0,019	2,493	0,170
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,038	2,658	0,288
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,044	2,706	0,309

COEFFICIENTI SISMICI

	Ss [-]	Cc [-]	St [-	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s^2]	Beta [-]
SLO	1,500	1,920	1,000	0,004	0,002	0,219	0,180
LD	1,500	1,890	1,000	0,005	0,003	0,274	0,180
SLV	1,500	1,580	1,000	0,010	0,005	0,552	0,180
SLC	1,500	1,550	1,000	0,012	0,006	0,654	0,180

Con riferimento a 7.11.3.4.2 delle NTC2008 può essere omessa la verifica alla liquefazione.

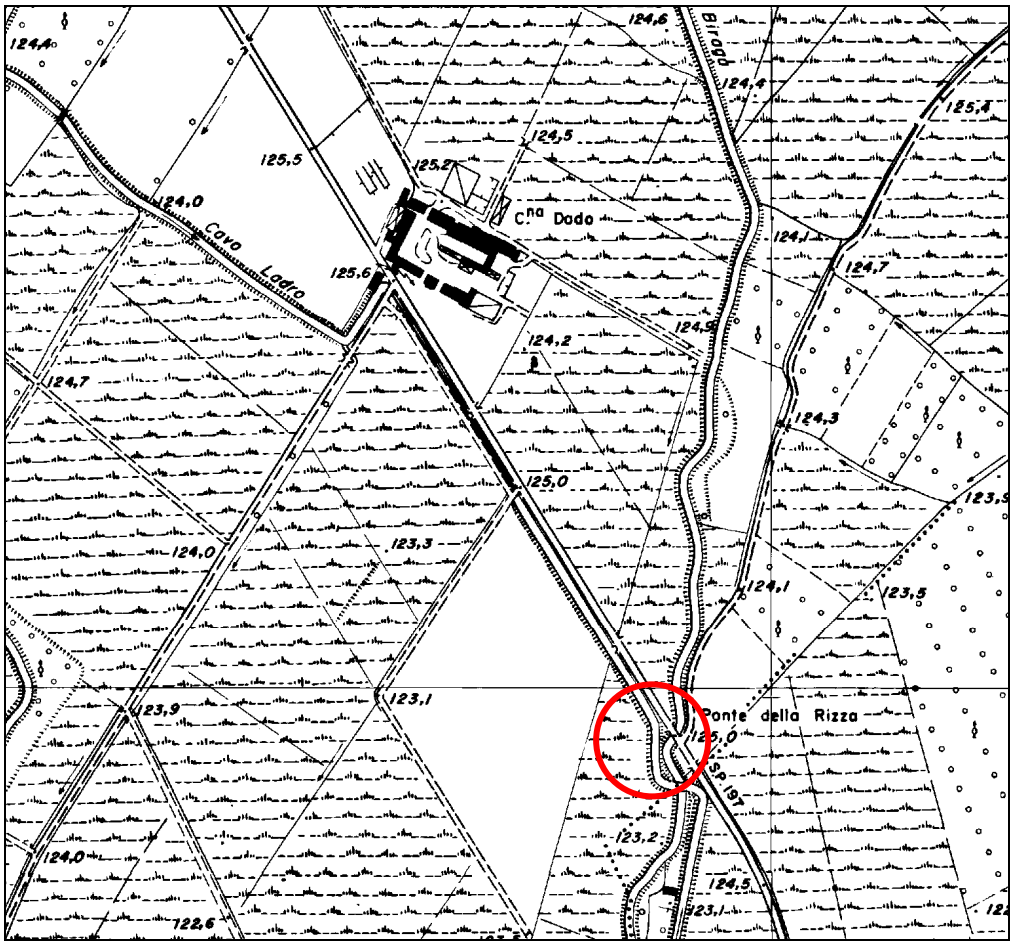
7. CONCLUSIONI

Col presente elaborato vengono forniti al progettista, come peraltro richiesto dalle NTC 2008, sia il modello geologico sia geotecnico indispensabili per studiare l'intervento da proporre.

Per quanto attiene alle verifiche geotecniche, solo quando in possesso degli elaborati delle nuove opere di fondazione e dei relativi carichi, si potrà procedere ad una verifica geotecnica delle stesse.

COROGRAFIA

STRALCIO DA CARTA TECNICA REGIONALE
Sezione A7a1 Palestro
Scala 1:10.000

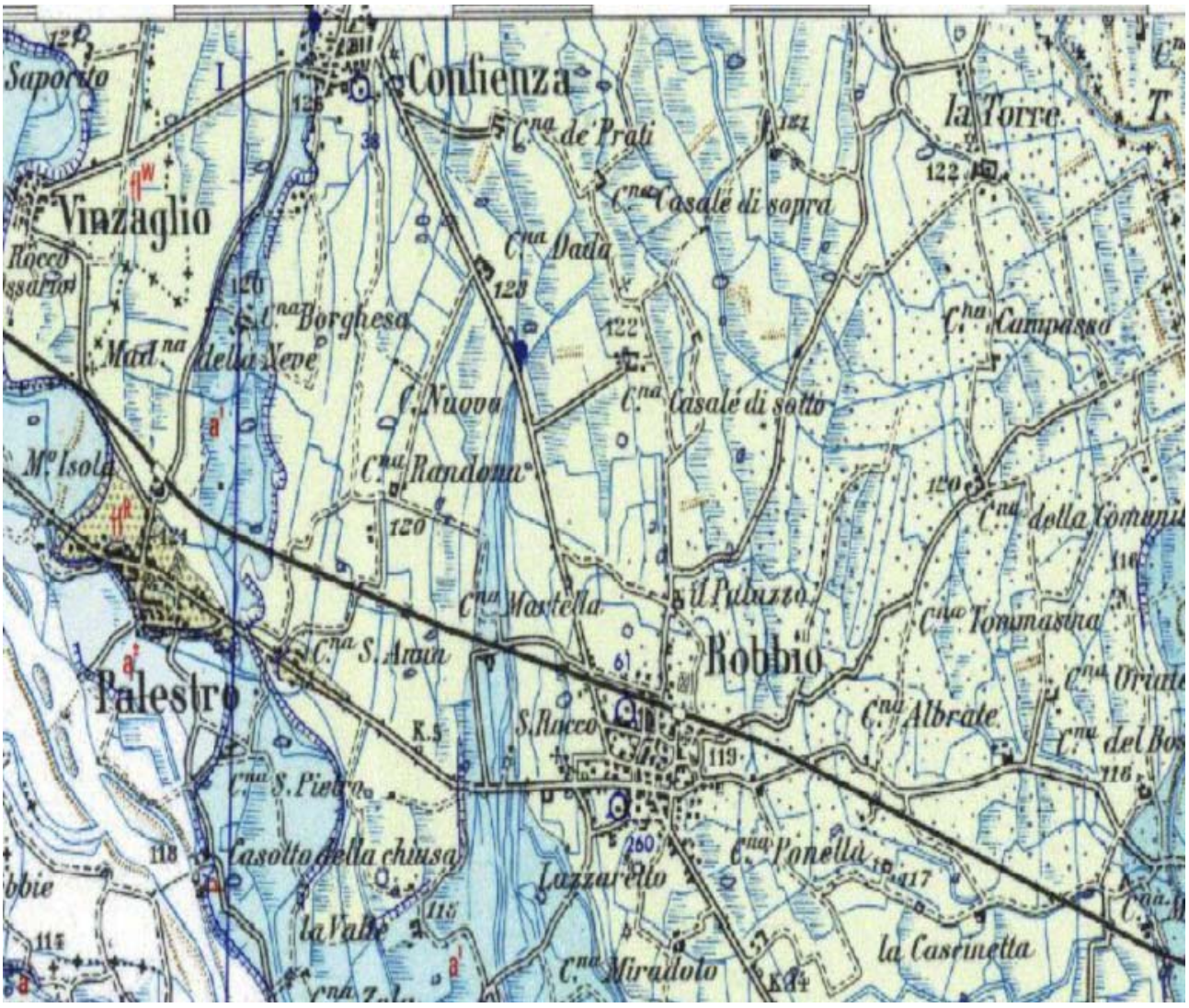


LEGENDA

Ubicazione area

SCHEMA GEOLOGICO
scala 1:100.000

ESTRATTO DA F°44



VOCI DI LEGENDA DA "CARTA GEOLOGICA D'ITALIA F. 44

fg^{w}: *alluvioni fluvioglaciali e fluviali ghiaioso ciottolose localmente sabbioso-limose con debole strato di alterazione brunastro* (WÜRM)

COMUNE DI CONFIENZA

ESECUZIONE DI INDAGINI GEOGNOSTICHE

NOTA TECNICA SONDAGGI

LUGLIO 2017

GEOWORK S.R.L. - GEOTERMIA, MICROPALI, POZZI
Viale Rimembranze, 15 – 13011 BORGOSESIA (VC) - Tel./Fax 0163.23353
www.geowork.info – info@geowork.info - P.IVA 02056420033

1.0 PREMESSA

Su incarico del committente, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche finalizzata alla ricostruzione stratigrafica .La presente nota tecnica descrive le metodologie di indagine, gli strumenti e attrezzature utilizzati e sintetizza i risultati della campagna di indagine appositamente svolta, costituita da n. 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto a 12 metri.

2.0 INDAGINI IN SITO

Allo scopo di definire il modello geologico del sottosuolo e definire le caratteristiche delle diverse unità è stata condotta una campagna di indagini geognostiche. Nel corso della campagna di indagini sono stati effettuati 1 sondaggio geognostico, realizzati a carotaggio e spinto a 12 metri di profondita'. Sono state eseguite durante il sondaggio delle prove SPT in foro.

3.0 CARATTERISTICHE ATTREZZATURA DI SONDAGGIO

L' attrezzatura utilizzata per l'esecuzione dei sondaggi è stata una sonda Gelmina cingolata.

Si tratta di sonda a trasmissione idraulica, costituita da un motore a scoppio, un serbatoio di olio idraulico e varie pompe idrauliche azionate dal motore stesso. Questa porta l'olio in pressione e tramite tubi in gomma armata e distributori lo invia ai vari organi utilizzatori (testa di rotazione, argano, morse, svita aste, stabilizzatori, ecc.). Utensili di perforazione sono stati un carotiere semplice lungo 1500 mm, un carotiere doppio entrambi con diametro di 101 mm, preceduto da una valvola sferica di non ritorno e dotato di corona in widia, posto all'estremità di aste di manovra a sezione circolare lunghe 1500 mm e con diametro di 76 mm.

Le operazioni di sondaggio si sono svolte secondo le fasi di seguito elencate:

- posizionamento e stabilizzazione della sonda, orientazione della slitta.
- inizio della perforazione a partire dal piano campagna e per tratti di 1.5 m per volta.
- infissione,dei tubi di rivestimento, quindi recupero del materiale per battitura.

4.0 METODOLOGIA DEL SONDAGGIO

Il sondaggio, spinto a 12 metri di profondità, sono stati eseguiti a rotazione a carotaggio continuo.

4.1 Perforazione a carotaggio continuo

L'avanzamento a carotaggio continuo è avvenuto con carotieri diametro nominale 101 mm azionati mediante batteria di aste diam. 76 mm. I carotaggi sono stati eseguiti con carotieri semplici . Il foro è stato rivestito a mano a mano che procedeva la perforazione con tubazione metallica provvisoria serie pesante diam. 127 mm. Come fluido di perforazione è stata usata acqua dolce.

I materiali estratti dai carotieri sono stati sistemati in apposite cassette catalogatrici con scomparti. Sulle cassette sono stati indicati in modo indelebile: nominativo della Committente e della località, n. del sondaggio, progressiva della cassetta e profondità di riferimento.

ALLEGATI

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

SONDAGGIO S1

STRATIGRAFIE

SONDAGGIO S1:

da 0 a -1,20 m: riporto;
da -1,20 a -5,60 m: mattoni rossi,
da -5,60 a – 7,50 m: sabbia limosa,
da -7,50 a 9,40 m: sabbie ,
da -9,40 a 10,00 m: argille grigie sabbiose,
Da -10,00 a 12,00 m: sabbie.

PROVE SPT

Sono state effettuate 3 prove SPT in foro all'interno del sondaggio.

SONDAGGIO S1:

SPT a – 6,5 metri da p.c. : 4-10-15
SPT a - 9 metri da p.c.: 14-19-15
SPT a - 12 metri da p.c.: 10-10-17

PROVE SU STRUTTURE IN MURATURA - Prove penetrometriche su giunti di malta (caratteristiche di resistenza)

ATTREZZATURA DI PROVA

Si utilizza il penetrometro Windsor (mod. W-P-2000), costituito da una pistola calibrata che spara apposite sonde normalizzate in acciaio. L'energia è attivata da una molla che esercita una forza di 108 NM. Le misure di penetrazione vengono effettuate mediante micrometro meccanico con precisione 0,001 in. (0,025 mm).

DESCRIZIONE DELLA PROVA

Questa tecnica permette di valutare le proprietà meccaniche della malta di riempimento dei giunti presenti tra gli elementi costituenti una muratura. E' un metodo cosiddetto di "indentazione" basato sulla misura della cavità prodotta dalla penetrazione di una punta di acciaio nel giunto di malta. La profondità di infissione viene correlata mediante apposite tabelle alla resistenza a compressione del materiale ed il valore misurato rappresenta la media di n. 4 determinazioni eseguite su giunti omogenei di porzioni limitate di muratura (circa 0,5 m²).

PROVE SU STRUTTURE IN MURATURA - Prove penetrometriche su giunti di malta (caratteristiche di resistenza)

dati identificativi della prova

Normativa di riferimento:	ASTM C803		
Committente:	Studio di ingegneria Lavezzi Grandi		
Progetto/Cantiere:	S.P. 197 - Ponte in muratura su roggia Biraga; Comune di Confienza (PV)		
Opera/Struttura:	intradosso arcata	Prova n.:	**2**
Ubicazione:	-	Data prova:	03/08/2017

caratteristiche dell'attrezzatura

Tipologia/Produttore:	Windsor Pin System mod. W-P-2000 micrometro a vite (prec. 0,001 in.)	James Instruments Inc.

caratteristiche dell'area di prova

Muratura in laterizio. Giunti di malta di calce a prevalente frazione sabbioso-ghiaiosa (Ømax 5 mm ca.)

Spessore medio dei giunti: 10÷15 mm circa

risultati

Lettura micrometrica	Penetrazione	Resistenza corrispondente
0,700	7,62 mm	11,5 MPa
0,705	7,49 mm	11,9 MPa
0,685	8,00 mm	10,2 MPa
0,665	8,51 mm	8,4 MPa
0,670	8,38 mm	8,9 MPa
0,605	10,04 mm	3,2 MPa
0,655	8,77 mm	7,6 MPa

Resistenza a compressione (valore medio): 8,8 MPa

I valori riscontrati identificano una tipologia di malta meccanicamente equiparabile ad una malta di classe M5 (NTC 2008)

NOTE:

La disomogeneità dei valori ottenuti potrebbe essere ricondotta alla variabilità composizionale della malta caratterizzata, in generale, da preponderante presenza di sabbia e ghiaia.

PROVE SU STRUTTURE IN MURATURA - Prove penetrometriche su giunti di malta (caratteristiche di resistenza)

dati identificativi della prova

Normativa di riferimento: ASTM C803
Committente: Studio di ingegneria Lavezzi Grandi
Progetto/Cantiere: S.P. 197 - Ponte in muratura su roggia Biraga; Comune di Confienza (PV)
Opera/Struttura: intradosso arcata — Prova n.: **2**
Ubicazione: - — Data prova: 03/08/2017

caratteristiche dell'attrezzatura

Tipologia/Produttore: Windsor Pin System mod. W-P-2000 James Instruments Inc.
micrometro a vite (prec. 0,001 in.)

caratteristiche dell'area di prova

Muratura in laterizio. Giunti di malta di calce a prevalente frazione sabbioso-ghiaiosa (Ømax 5 mm ca.)
Spessore medio dei giunti: 10÷15 mm circa

risultati

Lettura micrometrica	Penetrazione	Resistenza corrispondente
0,725	6,99 mm	13,6 MPa
0,735	6,73 mm	17,1 MPa
0,740	6,61 mm	17,6 MPa
0,695	7,75 mm	11,0 MPa
0,645	9,02 mm	6,7 MPa
0,660	8,64 mm	8,0 MPa
0,705	7,49 mm	11,9 MPa

Resistenza a compressione (valore medio): 12,3 MPa

I valori riscontrati identificano una tipologia di malta meccanicamente equiparabile ad una malta di classe M10 (NTC 2008)

NOTE:
La disomogeneità dei valori ottenuti potrebbe essere ricondotta alla variabilità composizionale della malta caratterizzata, in generale, da preponderante presenza di sabbia e ghiaia.