

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

COP1 – Cantiere operativo Val Lemme PRIMA FASE Relazione geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 0	E	C V	R B	C A 1 7 0 1	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	F. Epifani	03/06/13	F. Epifani	03/06/13	A. Palomba	03/06/13	 Ing. R. Giachi

n. Elab.:	File: IG5100ECV_RB_CA1701_001A.DOCX
-----------	-------------------------------------



COMUNE DI VOLTAGGIO



PROVINCIA DI ALESSANDRIA



REGIONE PIEMONTE

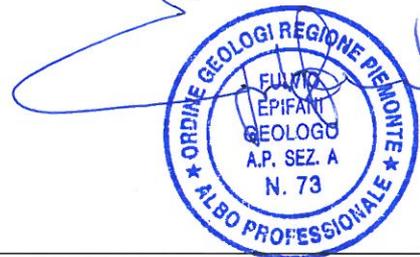
**TRATTA A.V./A.C. MILANO-GENOVA
 TERZO VALICO DEI GIOVI
 REALIZZAZIONE GALLERIA VALLEMME**

**VERIFICA DELLA FONDAZIONE
 DELL'IMPIANTO DI BETONAGGIO
 E DELLA FILTROPRESSA**

Il Geologo:

dott. geol. Fulvio Epifani

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
 Via XX Settembre, 73 – 28041 ARONA (NO)
 tel. 0322/241531 - fax 0322/48422
 e-mail fulvio.epifani@tin.it



Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"

RELAZIONE TECNICA

Committente

LAURO S.P.A.

Emissione

Aprile 2013

revisione	oggetto	data	controllato
1			
2			
3			

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	4
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
6	CALCOLO DELLA PRESSIONE AMMISSIBILE PER FONDAZIONI DIRETTE	11
7	VERIFICA DEI CARICHI DI PROGETTO	13

1 PREMESSA

L'Impresa "Lauro S.p.A." deve effettuare, per conto del Consorzio COCIV, i lavori di scavo e rivestimento di un tratto della galleria Vallemme nell'ambito della tratta A.V./A.C. Milano-Genova terzo valico dei Giovi.

Nell'ambito delle lavorazioni, si rende necessario predisporre la relazione geologica e geotecnica relativa alla fondazione dell'impianto di cls e della filtropressa di cantiere.

2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

La presente relazione viene redatta in base a:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- O.P.C.M. 3519/2006 del 28/04/2006 “Criteri generali da utilizzare per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”;
- D.G.R. n.11-13058 del 19/01/2010 “Aggiornamento e adeguamento dell’elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)”.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico, il settore in esame appartiene alla “Zona Sestri-Voltaggio”.

La Zona Sestri-Voltaggio è rappresentata da una fascia a sviluppo N-S, confinante ad W con le formazioni ad alta pressione del Gruppo di Voltri e ad E con il Supergruppo dei bacini sedimentari Antola-Zatta. In essa si distinguono tre unità tettoniche sovrapposte, dalla più bassa (Marini, 1977, Cortesogno e Haccard, 1980): l’Unità Cravasco Voltaggio, l’Unità Gazzo Isoverde, chiamata anche Unità Triassico-Liassica, e l’Unità Timone-Tejolo, chiamata anche Unità di monte Figogna. La prima e la terza sono due unità metaofiolitiche con le relative coperture, la seconda è un’unità metasedimentaria prevalentemente carbonatica (comprende dolomie con livelli di gessi e carniole, calcari e argilloscisti) di pertinenza paleogeografica incerta, presumibilmente associabile ad un ambiente di piattaforma carbonatica in fase di collasso. La Zona è caratterizzata da un’intensa attività tettonica.

Dal punto di vista litologico la zona in oggetto ricade interamente nella Formazione delle “Argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta”, costituite da metargilliti filladiche con intercalazioni di spessore da metrico a submetrico di calcari microcristallini per lo più scistosi. Il limite inferiore è definito dai Calcari di Erselli o dai Diaspri, o in assenza di entrambi dai Basalti; il limite superiore è rappresentato dalle Metargilliti Filladiche (Marini, 1998).

Le meta-argilliti si presentano come scisti nerastri o grigio scuri, spesso grafitosi, talvolta limoso/sabbiosi, a patine di alterazione brunastre, con scistosità accentuata e facile divisibilità in scaglie sottili.

All’interno della formazione sono presenti lenti di calcari micritici silicei definiti “palombini”, la cui distribuzione non è uniforme, ma risulta più concentrata in corrispondenza della cerniera delle pieghe delle argilliti. Si tratta di calcari arenacei e subordinati calcari marnosi raramente a grana grossa. Gli strati, di spessore da decimetrico a metrico, sono di colore grigio scuro, compatti, a frattura concoide, e possono presentare diversi gradi d’alterazione, giungendo ad essere addirittura completamente incoerenti e con una colorazione bruno-rossiccia.

la formazione delle Meta-Argilliti a Palombini, infine, presenta talora dei caratteristici inclusi ofiolitici di Metabasalti, Serpentinici e di Scisti Diasprigni che rappresentano porzioni dell’originario substrato sul quale si deposero i sedimenti pelitico – carbonatici poi tettonizzati.

I depositi superficiali nell’area in esame sono costituiti da una coltre di origine eluvio-colluviale, formata da sabbie e ghiaie immerse in una matrice prevalentemente argillosa o da limo argilloso sabbioso, il cui spessore, a causa della pendenza dei versanti e della disomogeneità della

morfolgia, differisce da zona a zona e si può trovare sia come coltre sottile (1 – 3 metri), sia come coltre potente (> 3 metri), e, lungo il fondovalle, da depositi alluvionali, terrazzati di circa 1-2 m rispetto ai depositi alluvionali attuali di pertinenza del Torrente Lemme, costituiti da ciottoli poligenici di varia granulometria, arrotondati ed immersi in una matrice fine prevalentemente limoso-sabbiosa.

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In riferimento alla nuova classificazione sismica del Piemonte, il Comune di Voltaggio risulta ascritto alla classe 3.

Per l'analisi sismica relativa all'area in esame si è innanzitutto proceduto ad individuare la posizione dell'area, al fine di definire gli spettri delle componenti, orizzontali e verticali, delle azioni sismiche di progetto per il sito specifico.

La definizione di questi spettri, relativi a uno specifico Stato Limite, è articolata in tre fasi:

- FASE 1 – individuazione della pericolosità del sito, (progetto S1-INGV)
- FASE 2 – scelta della strategia di progettazione
- FASE 3 – determinazione dell'azione di progetto

FASI 1 E 2

Dopo aver proceduto all'individuazione geografica del sito, le variabili che devono essere introdotte sono la classe dell'edificio e la vita nominale dello stesso.

Nel caso in esame, si è fatto riferimento alla classe I "Presenza occasionale di persone ..." (rif. punto C2.4.2. della Circolare n. 617 del 27/02/2009) ed è stata considerata una vita nominale pari a 50 anni. Si ricorda che per Vita Nominale s'intende la *"durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture e i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali delle varie applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità"*.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione a un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale parametro riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato, il tempo di ritorno (T_R) dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso, secondo quanto riportato nella sottostante tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si ottiene:

$$V_R = 50 \times 0,7 = 35 \text{ anni}$$

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini dell’attuale normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli “stati limite” sono definiti di seguito:

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi.

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

- Stato Limite di Salvaguardia (SLV): a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva invece una parte della sua rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto, la costruzione subisce gravi danni rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Si ricorda inoltre come SLO e SLD appartengano agli “stati limite di esercizio”, mentre SLV e SLC

FASE 3

Come indicato dalle “Linee guida NTC08” redatte dalla Commissione Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi (luglio 2010), come condizione di riferimento è stato scelto lo Stato Limite di Salvaguardia (SLV).

In funzione delle condizioni al contorno sopra descritte, si sono ottenuti i seguenti parametri caratteristici:

PARAMETRI	VALORI
a_g (g)	0,075
F ₀	2,462
T _c * (s)	0,271

Per quanto concerne la categoria di sottosuolo, in base ai dati a disposizione si ritiene che lo stesso sia ascrivibile alla Categoria E (rif. punto C3.2.2. del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”).

Per quanto riguarda la categoria topografica, si è fatto riferimento alla tabella proposta in seguito:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In base a quanto osservato, l’area è stata ascritta alla categoria *T1*.

I parametri correttivi determinati sono quindi i seguenti:

PARAMETRI	VALORI
Amplificazione stratigrafica (S _s)	1,60
Coeff. funzione della categoria suolo (C _c)	1,94
Amplificazione topografica (S _t)	1,00

Dalle elaborazioni effettuate si sono ottenuti, per condizioni di SLV, i seguenti valori di coefficiente sismico:

- COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $k_h = 0,024$
- COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $k_v = 0,012$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In base ai sondaggi eseguiti in fase di progettazione, nel settore in esame è emersa la presenza di un substrato roccioso, costituito da argille a palombini, al di sopra del quale è presente un considerevole spessore di materiale alterato nei primi metri della colonna stratigrafica.

Lo spessore dello strato di alterazione è mediamente pari a circa 10-12 m ed è caratterizzato per i primi 3-4 m da coltre detritica incoerente alterata e per i restanti metri da roccia allentata, detensionata e spesso profondamente alterata.

Il passaggio alla roccia sana avviene generalmente in maniera graduale.

In base ai valori di letteratura i depositi presenti in sito sono caratterizzati dai seguenti parametri:

MATERIALE	Φ'_{cv} [°]	γ_n [t/mc]	c [kg/cmq]
Sabbie argillose	29° ÷ 38°	1,8	0,0
Argilliti alterate	16° ÷ 32°	2,0	0,0

La nuova normativa vigente, rappresentata dalle "Norme Tecniche sulle Costruzioni", definisce la necessità di fare riferimento non ai valori di picco ma ai valori caratteristici che rappresentano la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Per quel che concerne il calcolo geotecnico esistono due approcci che possono essere utilizzati per la determinazione dei valori caratteristici:

- approccio probabilistico: si considerano le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove,
- valutazione dei parametri caratteristici in funzione del livello di deformazioni previsto per lo stato limite considerato.

Questo secondo approccio si basa sul presupposto che l'approccio probabilistico non sia adatto a modellare il reale comportamento del terreno; per esempio, nel caso di stato limite ultimo, si dovranno considerare i parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione) relativi alla fase post-critica del materiale, cioè quelli relativi ad elevati livelli di deformazione.

In particolare, in funzione del volume di terreno coinvolto, nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

Volumi di terreno interessati	Verifica	Parametri geotecnici caratteristici
Elevati	Stabilità pendii Capacità portante fondazioni	VALORI MEDI
Piccoli	Scorrimento muro di contenimento	VALORI MINIMI

Nel caso in oggetto, scartato l'approccio probabilistico in assenza di un numero adeguato di dati sperimentali, tenuto conto che l'analisi geotecnica si concentrerà sulla capacità portante delle fondazioni, si ritiene che possano essere considerati come caratteristici i parametri geotecnici medi riferiti al range sopra individuato.

La parametrizzazione geotecnica a cui far riferimento sarà quindi:

MATERIALE	Φ_k [°]	γ_n [t/mc]	c [t/mq]
Sabbie argillose	32°	1,8	0,0
Argilliti alterate	22°	2,0	0,0

6 CALCOLO DELLA PRESSIONE AMMISSIBILE PER FONDAZIONI DIRETTE

La metodologia di calcolo utilizzata è quella proposta da Brich e Hansen (EC7 – EC8).

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$ → area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u → Coesione non drenata.

q → Pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c → Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c → Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

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

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

I Fattori di forma sono:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_{\gamma} = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a L' sono:

$$i_q = i_{\gamma} = 1 - H / (V + A' c' \cot\phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot\phi')]^3$$

$$i_{\gamma} = [1 - H / (V + A' c' \cot\phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

7 VERIFICA DEI CARICHI DI PROGETTO

Per lo sviluppo dei calcoli è stato impiegato il software LOADCAP realizzato dalla Società GEOSTRU s.r.l.: la metodologia di calcolo utilizzata è, come descritto nel capitolo precedente, quella proposta da Brinch-Hansen.

Per effettuare la verifica dei carichi in fondazione si è scelto di utilizzare l'Approccio 2 con combinazione unica A1+M1+R3:

Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
SI	1,0	1,0	1,0	1,0	2,3	1,1

In base agli elementi forniti dal tecnico progettista, la tipologia di fondazione è diretta a platea di dimensioni pari a 11,5x20 m e altezza pari a 0,4 m; il piano di imposta è fissato a - 0,4 m dal piano campagna.

Il carico massimo di progetto agente sulla fondazione è pari a circa 85 kN/mq.

Facendo riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita in condizioni sismiche (effetto sismico secondo C7.11.5.3.1 delle NTC '08), nella seguente tabella si riportano i risultati ottenuti dall'elaborazione effettuata:

CARICO PROGETTO (Ed) kN/mq	VERIFICA Ed<Rd	CARICO LIMITE kN/mq (Qlim)	RESISTENZA PROGETTO kN/mq (Rd)	FS Qlim/Ed
85	SI	1.441,19	626,60	>10

In funzione dei risultati ottenuti, il carico di progetto risulta verificato e l'equazione $Ed \leq Rd$ è dunque soddisfatta.

I cedimenti indotti dalla struttura, valutati con il metodo di Burland e Burbidge (1985), sono risultati compatibili con il limite convenzionalmente stabilito.