

Comune di Palù del Fersina
Provincia Autonoma di Trento

Committente:
Comune di Palù del Fersina

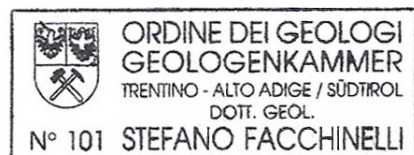
***Riqualificazione degli insediamenti storici e del
paesaggio – restauro dell'ex segheria in loc. Knoppe
p.ed. 238 del c.c. di Palù (Palù del Fersina, Trento)***



RELAZIONE GEOLOGICA conforme NTC 2018
Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito
(contiene la relazione sulla modellazione sismica)

RELAZIONE GEOTECNICA conforme NTC 2018
Caratterizzazione e modellazione geotecnica

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Settembre 2023

INDICE

1 Premessa - relazione geologica	3
2 Geologia dell'area (modello geologico)	5
3 Aspetti sismici	9
4 Terre e rocce da scavo	12
5 Incertezze nella ricostruzione del modello geologico	13
6 Conclusioni	14
1 Premessa - relazione geotecnica	15
2 Stratigrafia e parametri meccanici terreno	15
3 Verifiche di massima e criteri geo esecutivi dei lavori	16
3a Modalità esecutive scavo, drenaggi e impermeabilizzazioni	16
3b Fondazioni	17
3c Smaltimento acque pluviali	19
3d Liquefazione terreni	19
4 Conclusioni	20

1 Premessa - relazione geologica

Su incarico e per conto di Palù del Fersina è stata condotta un'indagine geologica per il progetto di restauro dell'ex segheria in loc. Knoppe p.ed. 238 del c.c. di Palù (Palù del Fersina, Trento).

L'edificio in oggetto è oramai un rudere semi interrato nel pendio con muri portanti in sassi; di conseguenza si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Seguiranno il consolidamento e ripristino delle elevazioni, la sistemazione della gora e del canale di afflusso e deflusso delle acque fluviali. Qualora le strutture murarie non dessero garanzie di tenuta esse saranno integralmente ripristinate utilizzando il materiale presente in loco. Una volta ultimato il consolidamento dell'elevazione si provvederà con la posa di pavimentazioni in pietra con sottostante massetto e protezioni drenanti. Isolazioni e drenaggi si realizzeranno anche a tergo dei muri contro terra. Verranno poi realizzata la copertura dell'edificio, all'interno di questo si poserà la ruota dentata, mentre esternamente si risanerà la gora e realizzato un nuovo canale di adduzione delle acque verso la ruota. E' evidente che di rilevanza geologico - geotecnica vi sono solo i lavori di sottomurazione e i modesti scavi necessari per la realizzazione dei drenaggi semi perimetrali alla struttura interrata.



Fig. 1.1: prospetto Sud segheria (raffronto).

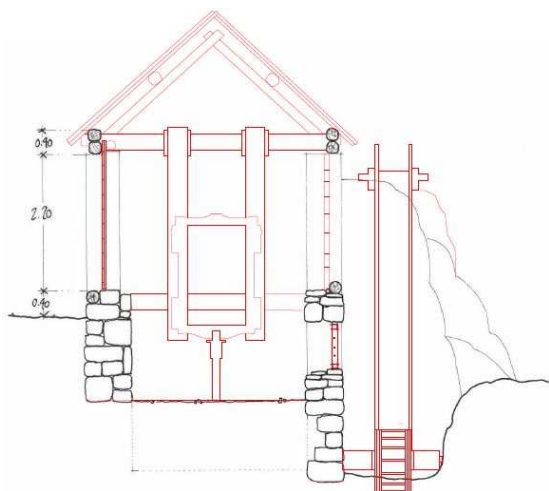


Fig. 1.2: sezione A - A (raffronto).

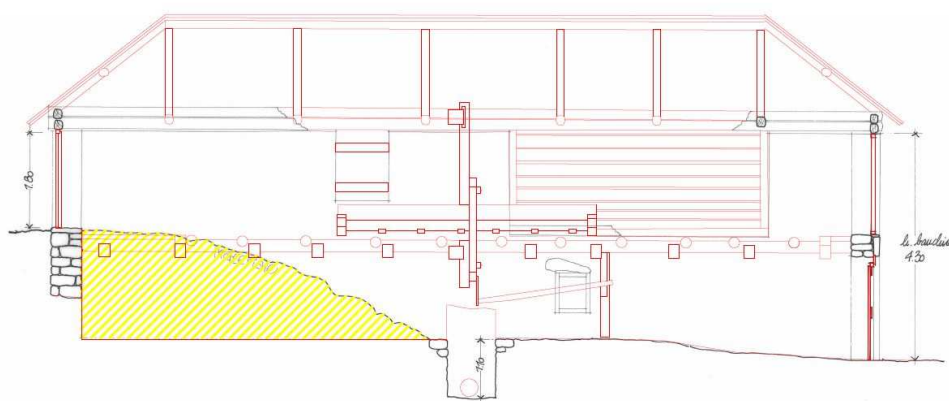


Fig. 1.3: sezione B - B di progetto (raffronto).

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti delle **NTC 2018** e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica, per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare.

In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Nella Carta di Sintesi della Pericolosità entrata in vigore nel territorio provinciale a settembre 2020, il sito ricade in "area a pericolosità media - P3" (torrentizia).

E' stato pertanto necessario effettuare lo "studio di compatibilità" ai sensi delle NA della CSP del PUP, che è consegnato in allegato.

Nessun vincolo idrogeologico, derivante da sorgenti o pozzi selezionati, fissa per il sito la "Carta delle Risorse Idriche" del P.U.P. (variante 2018).

La situazione stratigrafico - geotecnica dei terreni costituenti il sottosuolo della particella è stata ricostruita sulla base dei dati bibliografici disponibili e di quanto osservato in occasione dei sopralluoghi appositamente condotti.

In corso d'opera, a partire dalla fase iniziale dei lavori di scavo, si provvederà pertanto ad un supplemento di indagine volto alla verifica puntuale del modello geologico - stratigrafico qui proposto.

I sopralluoghi lungo l'area e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dal dott. geol. Stefano Facchinelli, nel periodo agosto - settembre 2023.

2 Geologia dell'area (modello geologico)

L'area in oggetto¹ è sita alla periferia meridionale dell'abitato di Palù del Fersina (Val dei Mocheni, Trento), in località Knoppe, ad una quota media di circa 1280 metri sul medio mare; in particolare essa costituisce il sedime dei ruderi di una vecchia segheria semi interrata nel pendio e che traeva forza motrice da un canale derivante l'acqua dal Rio Val dei Lenzi, posto ad Est.



Fig. 2.1: foto aerea della zona con ubicazione del rudere.

L'area si pone in prossimità della base del fianco settentrionale della Val dei Mocheni, sulla destra idrografica del Torrente Fersina che la incide, e prossima a dove avviene la confluenza con il Rio Val dei Lenzi, tributario che incide ramificato il versante N della valle fino quasi alla sua sommità, ovvero il Monte Ruioch. In conseguenza di ciò il rudere ricade in seno al piede della conoide torrentizio – deiettiva formata rio, corpo sedimentario che ha costretto il Fersina a correre accostato alla base dell'opposto fianco vallivo (fig. 2.2).

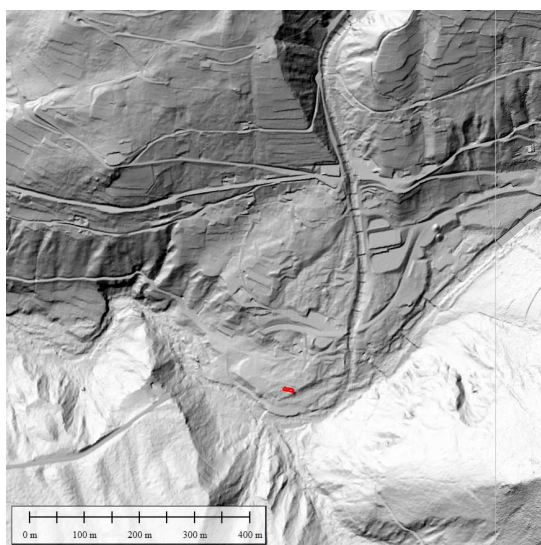


Fig. 2.2: DTM della zona in esame con ubicazione del rudere.

¹ Vista sul rudere.

La situazione morfologica descritta comporta che il sottosuolo del sito sia costituito per una profondità certamente “significativa” da alluvioni deiettive grossolane del Rio Val dei Lenzi, ovvero da ghiaie prevalentemente vulcaniche (ignimbriche) con ciottoli, massi e locali trovanti in matrice sabbioso – limosa, a luoghi abbondante.

Ciò significa che l’energia deposizionale del rio è forte anche al piede della conoide, probabilmente grazie alla componente limosa del sedimento che favorisce la propagazione della sua componente grossolana durante gli eventi di colata.

Il terreno, che possiede ottime caratteristiche di resistenza e bassa compressibilità, è molto permeabile e non è sede di circolazione idrica entro una profondità significativa.

Della pericolosità torrentizia si disserterà nello studio di compatibilità allegato, qui si evidenzia solo l’assenza di altre criticità; nulla è la possibilità che lungo la conoide si inneschino movimenti gravitativi (la pendenza media del sito è $< 10^\circ$, mentre le caratteristiche di resistenza del terreno sono ottime), così come sono assenti i rischi valanghivo (per ovvi motivi) e quelli relativi ai crolli di massi, data l’assenza di pareti rocciose all’intorno dell’area.



Foto 2.1: il terreno torrentizio – deiettivo affiorante lungo la zona.

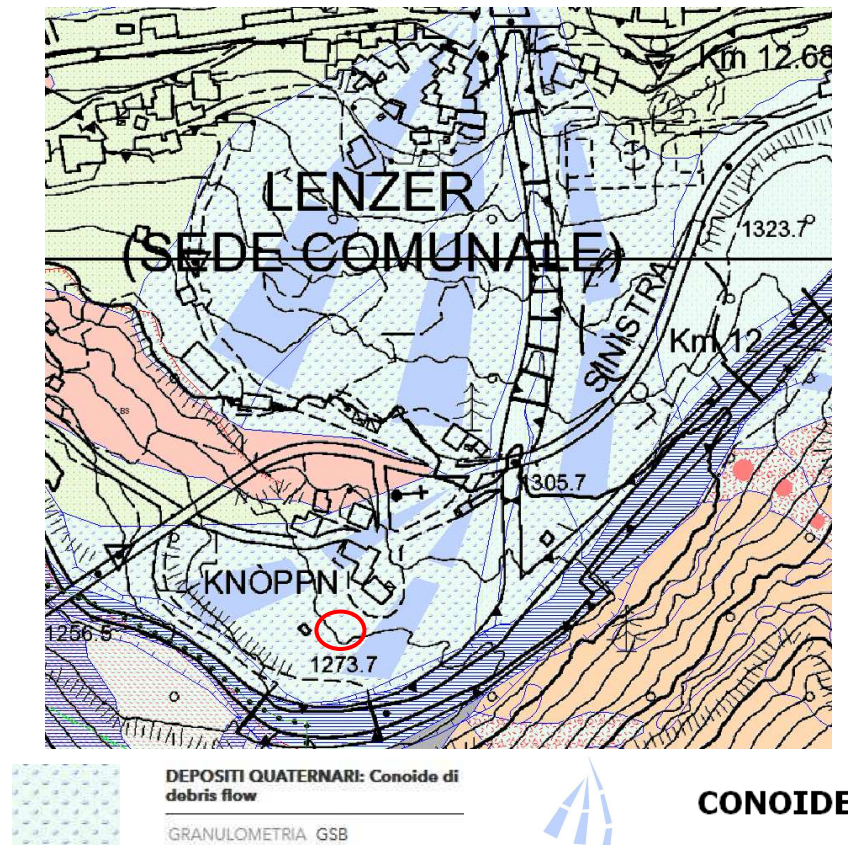


Fig. 2.3: carta geologica P.A.T. con l'ubicazione dell'area in esame.

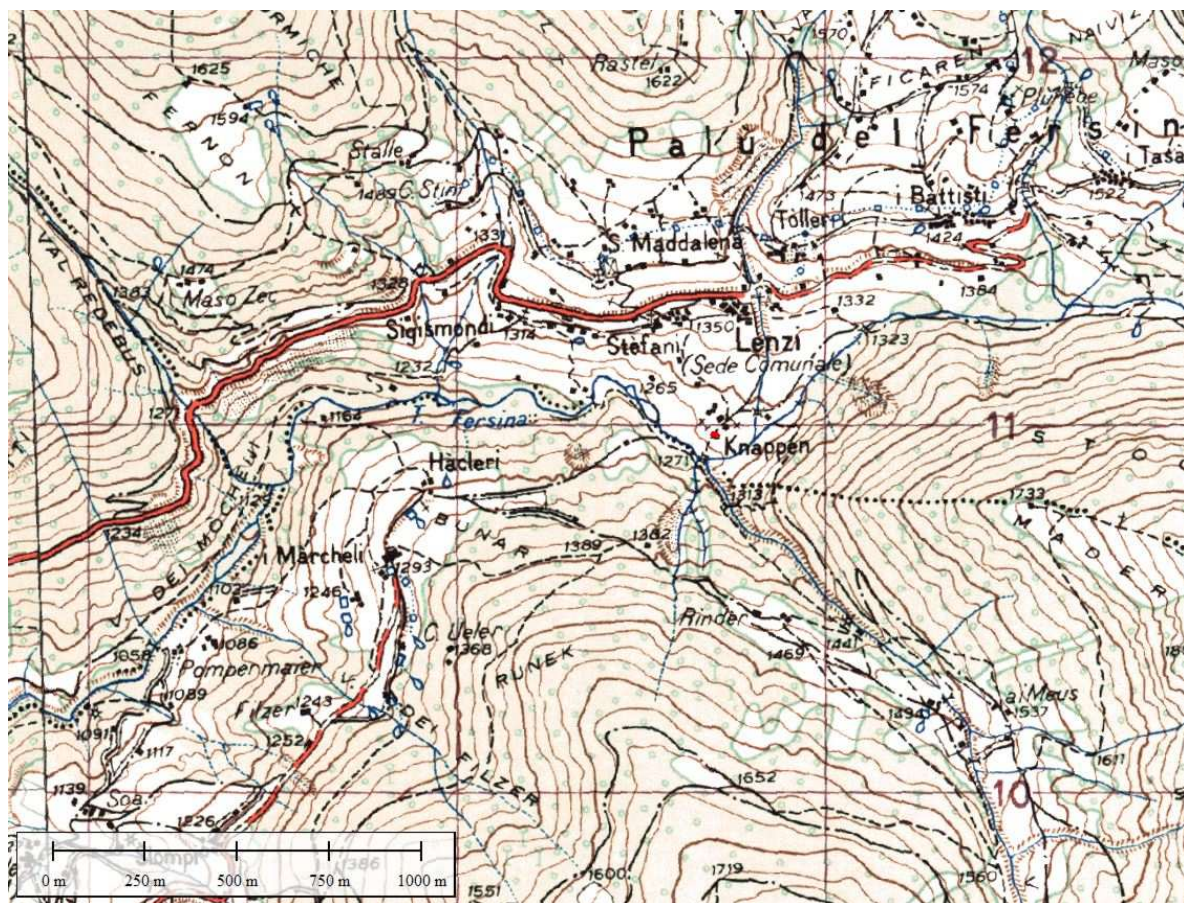


Fig. 2.4: IGM 1:25.000 con ubicazione dell'area.

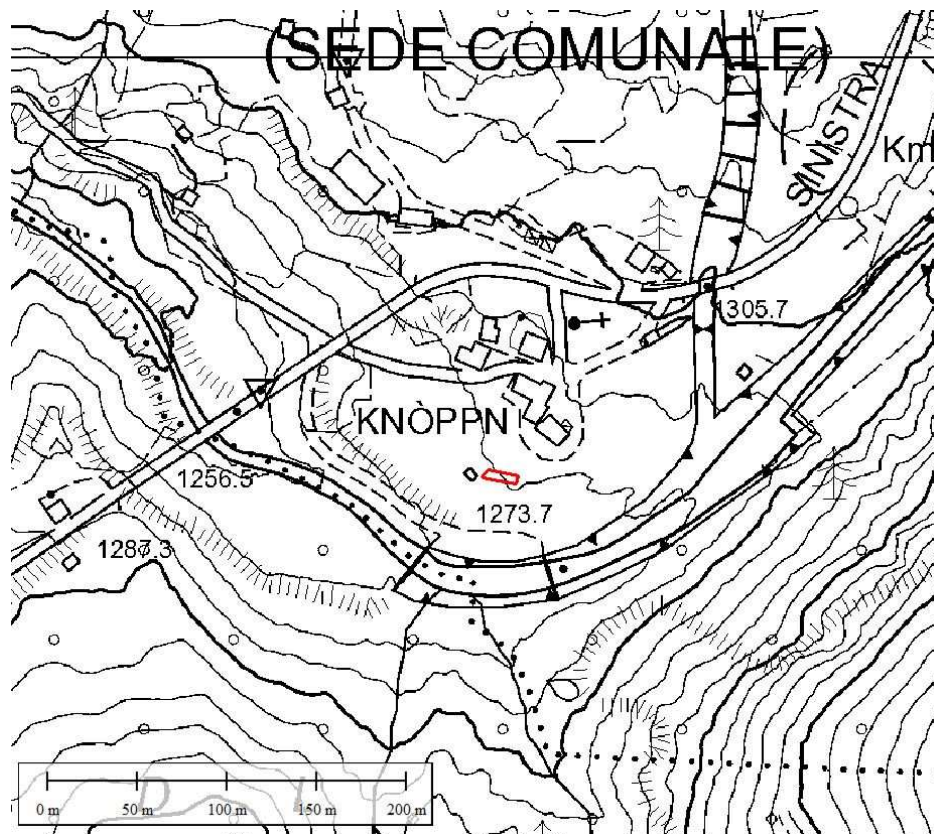


Fig. 2.5: ubicazione area sulla corografia P. A.T. 1:10.000 (scala a vista).

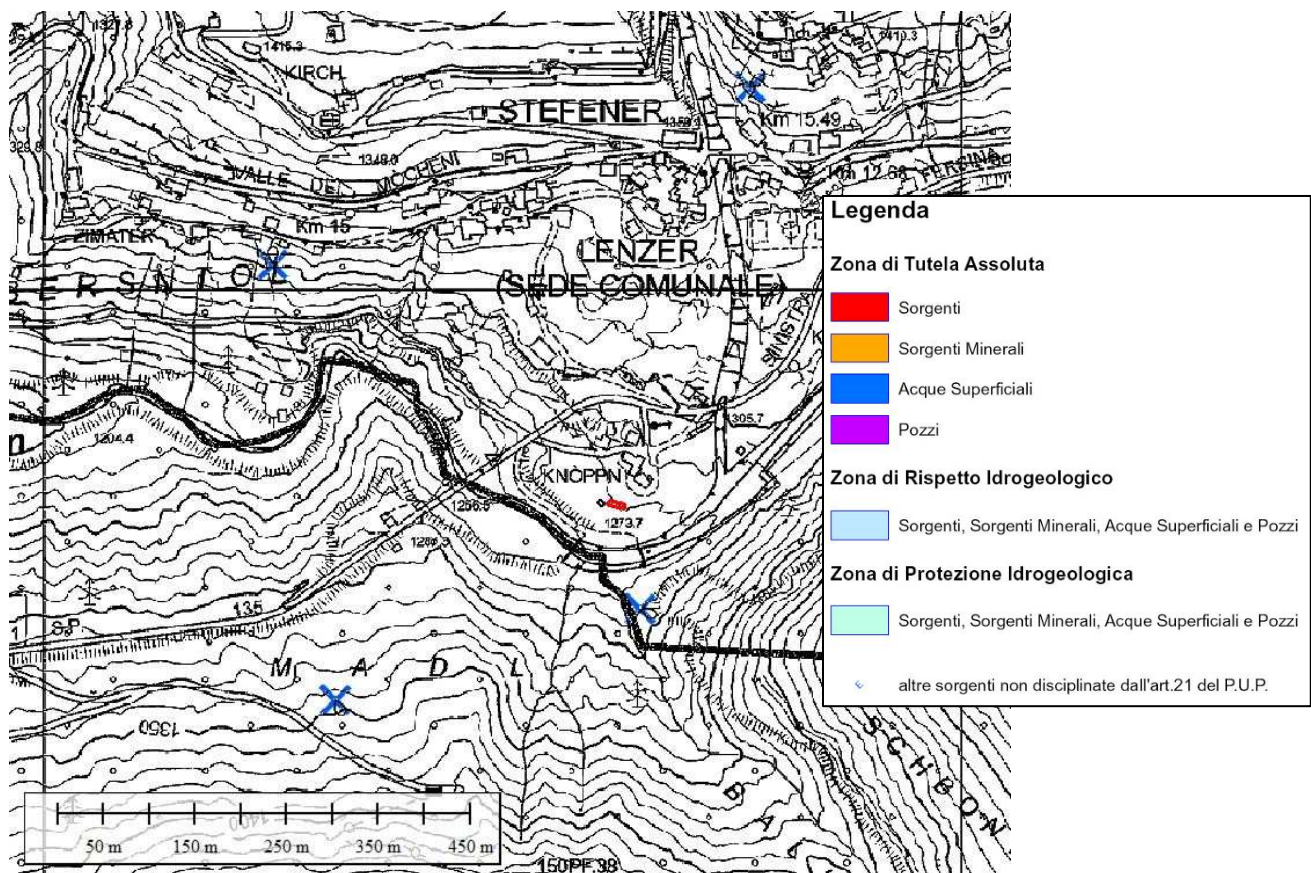


Fig. 2.6: ubicazione zona sulla carta delle "risorse idriche" del P.U.P. Var. 2018. Lungo la zona ed al suo intorno NON vi sono vincoli di carattere idrogeologico.

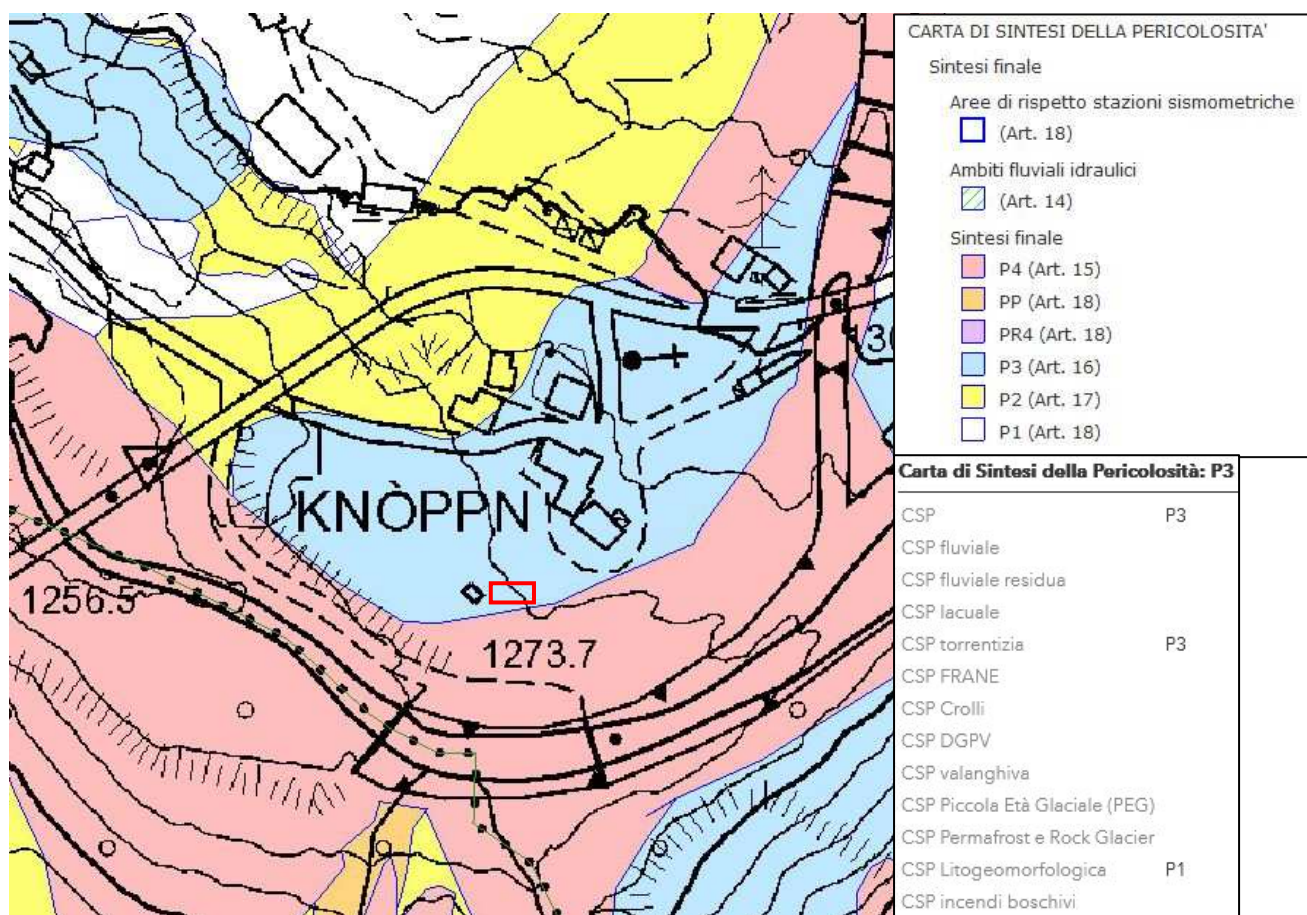


Fig. 2.7: Estratto della Carta di Sintesi della Pericolosità (CSP) del P.U.P..

3 Aspetti sismici

L'area, come l'intero territorio del Comune di Palù del Fersina, ricade in Zona Simica 3 a "bassa sismicità". Ai fini delle verifiche geotecniche da eseguire ai sensi delle **NTC 2018**, si allegano di seguito gli elementi di rilevanza geotecnica (freccia).

Vita Nominale opere²

Opera	Tipo	V _N
Parti d'opera provvisionali con V _N ≤ 2anni	1	≤ 2
Parti d'opera provvisionali con 2anni < V _N ≤ 10anni	1	5 ≤ 10
Opere ordinarie	2	≥ 50
Grandi opere	3	≥ 100

Classi d'uso opere

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

² V_N = 100 conmi come da istruzioni PAT per le opere di carattere pubblico.

Valori del coefficiente d'uso C_U .Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Con riferimento a quanto sopra illustrato, nel caso specifico in studio in accordo con i dati di progetto si assume quanto segue:

Tipo della costruzione = 2 (opera ordinaria)

V_N = vita nominale dell'opera = 100 anni

Classe d'uso = II

C_U = coefficiente d'uso = 1.0

Si ottiene pertanto il valore di riferimento della vita dell'opera: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

Categoria topografica³

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 $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie sismiche del suolo di fondazione⁴

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

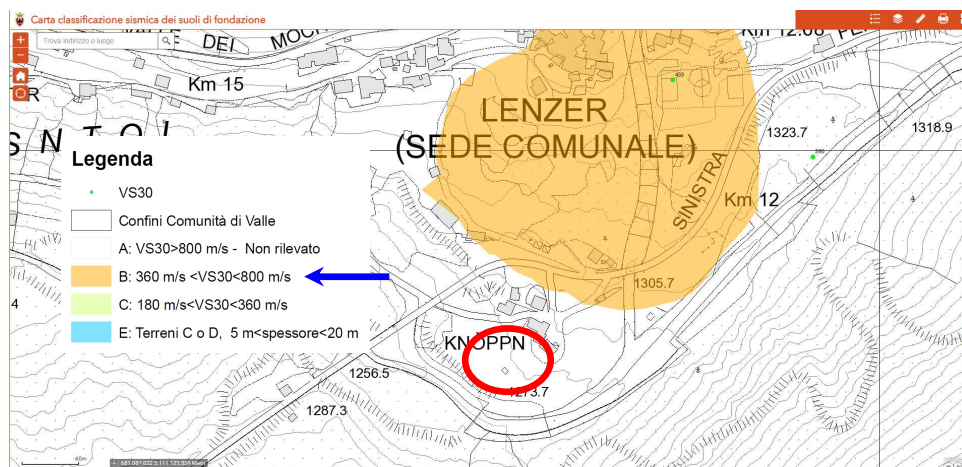


Figura 3.1: categoria sismica del sottosuolo con indicata l'area in esame (fonte: S.G. della P.A.T.).

³Il sito si pone in pendio con inclinazione $< 10^\circ$.

⁴ Per quanto riguarda la categoria sismica del suolo delle opere in oggetto essa è indubbiamente la B (vedi fig. 3.1).

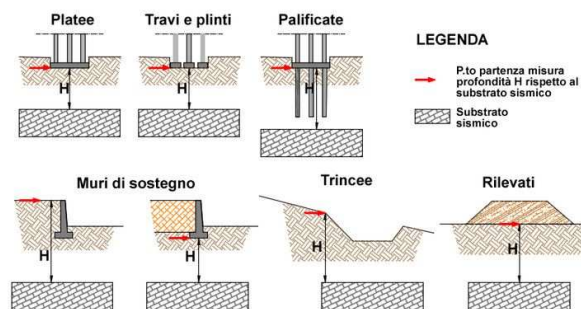
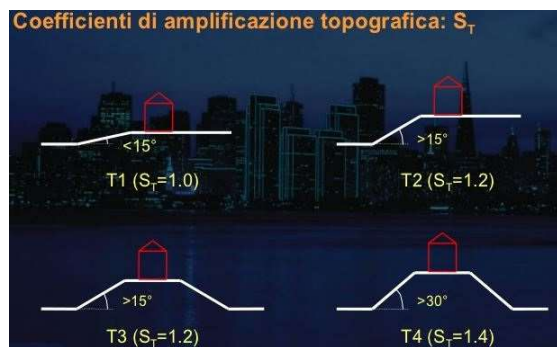


Fig. 3.2.

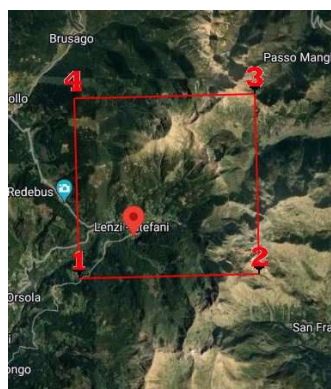


Fig. 3.3: reticolo di riferimento e localizzazione sito.

Stati limite

 Classe Edificio

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

 Vita Nominale 100

 Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0.036	2.555	0.239
Danno (SLD)	101	0.043	2.531	0.280
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.090	2.675	0.368
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.113	2.645	0.390
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Fig. 3.4: stati limite da utilizzare per le verifiche NTC 2018.

Coefficienti sismici					Coefficienti sismici				
Tipo ☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti. H (m) 1 us (m) 0.1 Cat. Sottosuolo B Cat. Topografica T1					Tipo ☒ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti. H (m) 1 us (m) 0.1 Cat. Sottosuolo B Cat. Topografica T1				
	SLO	SLD	SLV	SLC		SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20	SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz. categoria	1,46	1,42	1,34	1,33	CC Coeff. funz. categoria	1,46	1,42	1,34	1,33
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00	ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6					☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6				
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.010	0.022	0.033	kh	0.043	0.052	0.108	0.136
kv	0.004	0.005	0.011	0.016	kv	0.021	0.026	0.054	0.068
Amax [m/s²]	0.422	0.507	1.057	1.334	Amax [m/s²]	0.422	0.507	1.057	1.334
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240	Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

Fig. 3.5: coefficienti sismici per le verifiche NTC 2018.

4 Terre e rocce da scavo

Le poche terre e rocce da scavo prodotte dall'intervento in progetto saranno riciclate sul sito, per il rimodellamento della superficie topografica circostante la segheria. Si rammenta che ciò è consentito dalle norme in vigore (Art. 185, comma 1, lettera c), del D. Lgs. 152/2006), salvo dimostrare l'assenza di contaminazione del terreno, ai sensi dell'articolo 4 del DPR 13/2/2017 n. 120.

Le analisi di caratterizzazione da effettuare sui materiali di scavo devono prevedere la ricerca del set analitico minimale riportato alla tab. 4.1 dell'All. 4 del DPR 13 giugno 2017 n. 120 con l'esclusione, se motivata, del parametro amianto. Questo può certamente essere escluso dalla ricerca, poiché tale elemento (silicato varietà di anfibolo o di serpentino) non è presente nelle rocce del bacino del Torrente Fersina.

Nel caso che il materiale soggetto a scavo interessasse porzioni di riporto (ciò è quasi certo per quanto riguarda il materiale interno al rudere), con un contenuto massimo di materiali di origine antropica pari al 20 % in peso, tali matrici dovranno essere sottoposte al test di cessione. Questo sarà effettuato secondo le metodiche di cui al decreto del Ministero dell'ambiente del 5 febbraio 1998, ad esclusione del parametro amianto (art.4, commi 3 e 4 DPR 13 giugno 2017 n. 120), al fine di accertare il rispetto delle concentrazioni soglia di contaminazione delle acque sotterranee, di cui alla Tabella 2, Allegato 5, al Titolo 5, della Parte IV, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152.

5 Incertezze nella ricostruzione del modello geologico

La situazione stratigrafico – geotecnica dei terreni costituenti il sottosuolo del sito è stata ricostruita sulla base dei dati bibliografici disponibili e dei risultati dei sopralluoghi condotti sul sito.

Dato il normale rilievo dell'opera in progetto e la particolare situazione geomorfologica del sito, sito su di una conoide deiettiva, per la presente fase progettuale definitiva il modello ricostruito nel presente studio è certamente adeguato e privo di rilevanti incertezze.

Per l'esecuzione dei lavori si impone invece una verifica in corso d'opera del modello, al fine della sua validazione e per permettere l'approntamento *work in progress* di eventuali misure compensative, se la situazione rilevata si discostasse da quella prevista.

Si definiranno inoltre puntualmente i migliori criteri geo esecutivi delle opere previste.

6 Conclusioni

Su incarico e per conto di Palù del Fersina è stata condotta un'indagine geologica per il progetto di restauro dell'ex segheria in loc. Knoppe p.ed. 238 del c.c. di Palù (Palù del Fersina, Trento).

L'edificio in oggetto è oramai un rudere semi interrato nel pendio con muri portanti in sassi; di conseguenza si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Seguiranno il consolidamento e ripristino delle elevazioni, la sistemazione della gora e del canale di afflusso e deflusso delle acque fluviali. Qualora le strutture murarie non dessero garanzie di tenuta esse saranno integralmente ripristinate utilizzando il materiale presente in loco. Una volta ultimato il consolidamento dell'elevazione si provvederà con la posa di pavimentazioni in pietra con sottostante massetto e protezioni drenanti. Isolazioni e drenaggi si realizzeranno anche a tergo dei muri contro terra. Verranno poi realizzata la copertura dell'edificio, all'interno di questo si poserà la ruota dentata, mentre esternamente si risanerà la gora e realizzato un nuovo canale di adduzione delle acque verso la ruota. E' evidente che di rilevanza geologico – geotecnica vi sono solo i lavori di sottomurazione e i modesti scavi necessari per la realizzazione dei drenaggi semi perimetrali alla struttura interrata.

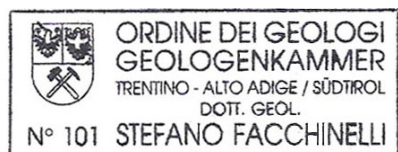
Nella Carta di Sintesi della Pericolosità entrata in vigore nel territorio provinciale a settembre 2020, il sito ricade in "area a pericolosità media – P3" (torrentizia). E' stato pertanto necessario effettuare lo "studio di compatibilità" ai sensi delle NA della CSP del PUP, che è consegnato in allegato.

Dalle indagini effettuate non sono emerse particolari controindicazioni, di ordine geologico ed idrogeologico alla realizzazione di quanto in progetto, fatta salva l'osservanza delle prescrizioni riportate in precedenza e nella relazione geotecnica a seguire.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti delle NTC 2018 e soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica, per cui costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad eseguire i lavori. In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Pergine, settembre 2023

1 Premessa - relazione geotecnica

Su incarico e per conto di Palù del Fersina è stata condotta un'indagine geotecnica per il progetto di restauro dell'ex segheria in loc. Knoppe p.ed. 238 del c.c. di Palù (Palù del Fersina, Trento).

L'edificio in oggetto è oramai un rudere semi interrato nel pendio con muri portanti in sassi; di conseguenza si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Seguiranno il consolidamento e ripristino delle elevazioni, la sistemazione della gora e del canale di afflusso e deflusso delle acque fluviali. Qualora le strutture murarie non dessero garanzie di tenuta esse saranno integralmente ripristinate utilizzando il materiale presente in loco. Una volta ultimato il consolidamento dell'elevazione si provvederà con la posa di pavimentazioni in pietra con sottostante massetto e protezioni drenanti. Isolazioni e drenaggi si realizzeranno anche a tergo dei muri contro terra. Verranno poi realizzata la copertura dell'edificio, all'interno di questo si poserà la ruota dentata, mentre esternamente si risanerà la gora e realizzato un nuovo canale di adduzione delle acque verso la ruota. E' evidente che di rilevanza geologico – geotecnica vi sono solo i lavori di sottomurazione e i modesti scavi necessari per la realizzazione dei drenaggi semi perimetrali alla struttura interrata.

La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, riguarda la fase del progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui alle NTC 2018.

I sopralluoghi sul sito e la stesura del presente rapporto sono stati effettuati dallo scrivente, dott. Geol. Stefano Facchinelli, nel periodo agosto - settembre 2023.

2 Stratigrafia e parametri meccanici terreno

Il sottosuolo del sito è costituito per una profondità certamente "significativa" da alluvioni deietive grossolane del Rio Val dei Lenzi, ovvero da ghiaie prevalentemente vulcaniche (ignimbriche) con ciottoli, massi e locali trovanti in matrice sabbioso – limosa, a luoghi abbondante. Il terreno è molto permeabile e non è sede di circolazione idrica entro una profondità significativa. Al sedimento possono essere attribuiti i seguenti valori medi cautelativi dei parametri meccanici "non drenati" e di compressibilità "caratteristici":

peso di volume nat.	γ	= 1.90 t/m ³ ;
angolo attr. int. picco	ϕ'	= 36°;
coesione efficace	c	= 0.00 t/m ² ;
coesione apparente	c'	= 0.60 t/m ² ;
modulo elastico	E	= 600 Kg/cm ² .

I valori dei parametri di resistenza e compressibilità dei terreni sopra riportati sono stati ricavati per comparazione con quelli ottenuti da prove geotecniche (Spt e laboratorio) effettuate in terreni analoghi.

L'angolo d'attrito di picco " ϕ' " è la somma del contributo dovuto al solo attrito fra i grani (stato critico) e quello dovuto all'energia spesa sotto forma di dilatanza necessaria a vincere il mutuo incastro tra i grani.

Nel campo dell'applicazione pratica secondo le normative europee (EC7) e nazionali si può utilizzare il valore dell'angolo d'attrito di picco nelle analisi di capacità portante di fondazioni superficiali e nelle verifiche di stabilità, mentre l'angolo d'attrito a volume costante va utilizzato nelle verifiche dello slittamento sul piano orizzontale.

3 Verifiche di massima e criteri geo esecutivi dei lavori

L'edificio in oggetto è oramai un rudere semi interrato nel pendio con muri portanti in sassi; di conseguenza si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Seguiranno il consolidamento e ripristino delle elevazioni, la sistemazione della gora e del canale di afflusso e deflusso delle acque fluviali. Qualora le strutture murarie non dessero garanzie di tenuta esse saranno integralmente ripristinate utilizzando il materiale presente in loco. Una volta ultimato il consolidamento dell'elevazione si provvederà con la posa di pavimentazioni in pietra con sottostante massetto e protezioni drenanti. Isolazioni e drenaggi si realizzeranno anche a tergo dei muri contro terra. Verranno poi realizzata la copertura dell'edificio, all'interno di questo si poserà la ruota dentata, mentre esternamente si risanerà la gora e realizzato un nuovo canale di adduzione delle acque verso la ruota. E' evidente che di rilevanza geologico – geotecnica vi sono solo i lavori di sottomurazione e i modesti scavi necessari per la realizzazione dei drenaggi semi perimetrali alla struttura interrata.

Si definiscono pertanto i più opportuni criteri geo esecutivi delle opere previste e si effettuano le verifiche geotecniche necessarie, per quanto è di competenza dello scrivente e possibile con i dati a disposizione in questa fase progettuale.

3a Modalità esecutive dello scavo, drenaggi e impermeabilizzazioni

Il restauro della segheria comporterà l'isolamento ed il drenaggio delle murature contro terra e ciò comporterà l'apertura di uno scavo che assumerà un'altezza massima di 2.00 m sulla verticale, che porterà alla luce i terreni precedentemente descritti e parametrati, privi di filtrazioni.

Vista la limitata altezza dei fronti non si ritiene necessario effettuare verifiche di stabilità, bensì si prescrive di inclinare le rampe con un angolo di $\leq 60^\circ$ dall'orizzontale, realizzando comunque alla loro base uno spazio pianeggiante di ampiezza adeguata alle lavorazioni sul muro.

La stabilità indicata è da intendersi a breve termine, con terreno asciutto e per fronti non gravati da sovraccarichi. Perciò i lavori di scavo andranno effettuati in periodo di secca, coprendo tempestivamente le scarpate con teli impermeabili nell'eventualità di pioggia, evitando il cumulo dei materiali di risulta ed il transito di automezzi in prossimità del loro ciglio.

A tergo delle opere murarie interrato andrà realizzato un adeguato drenaggio (fig. 3a.1).



Fig. 3a.1: schema del drenaggio da realizzare a tergo dei muri del interrato.

3b Fondazioni

Si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Queste ultime si assimilano a fondazioni continue e si suppongono dotate di ampiezza $B = 1$ m ed incassamento minimo $D = 0.50$ m.

Il terreno di fondazione della segheria sarà costituito da materiale grossolano addensato, al quale sono stati attribuiti i seguenti valori "caratteristici" dei parametri meccanici e di compressibilità (è stato considerato il valore di ϕ di "picco" come suggerito da EC7):

peso di volume naturale	$\gamma = 1.90 \text{ t/m}^3$;
coesione efficace	$c = 0.0 \text{ t/m}^2$;
angolo attrito interno	$\phi = 36^\circ$;
modulo elastico	$E = 600 \text{ Kg/cm}^2$.

Si effettua di seguito il calcolo della capacità portante limite con il criterio EC7 2007 (vedi tabella allegata 1) e con l'approccio n°2 – NTC 2018. Si calcola solo la pressione limite, analogamente all'Approccio 2 delle vecchie NTC 2008, poichè stato attuale della progettazione non si possiedono dati circa i valori delle azioni di progetto, così come non sono noti i valori delle spinte lungo l'asse X-X e Y-Y o momenti lungo i due assi (dati strutturali) e pertanto non è possibile nemmeno effettuare la verifica a scorrimento. Il calcolo della capacità portante con EC7 è espresso dalla relazione:

$$Q_{lim} = q_u = c N_c s_c i_c + q N_q s_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma \text{ dove:}$$

N_γ N_{qf} N_c	fattori di capacità portante $f(\phi)$
S_γ S_{qf} S_c	fattori di forma delle fondazioni
d_γ d_{qf} d_c	fattori di profondità del piano di posa
i_γ i_{qf} i_c	fattori correttivi per carichi inclinati
b_γ b_{qf} b_c	fattori correttivi per la base inclinata
g_γ g_{qf} g_c	fattori correttivi per inclinazione p.c.
B	larghezza della fondazione
c	coesione apparente in termini di sforzi efficaci
γ'	peso di volume depurato dell'eventuale spinta idrostatica
q_o	pressione verticale efficace alla quota d'imposta delle fondazioni

La struttura di progetto si suppone dotata di fondazioni nastriformi continue con ampiezza $B = 1.00$ m e incassamento $D = 0.50$ m. Si è considerato un carico verticale massimo di 25.000 Kg/m e pertanto una pressione sul terreno di 2.50 Kg/cm².

Dall'analisi si ricava un valore di **$Q_{lim.}$ di 9.10 Kg/cm²** (per fondazioni con $B = 1.00$ m e $D = 0.50$ m, tab. 1 al termine della relazione) compatibile con la massima pressione verticale ipotizzata.

Nella fig. 3b.1 e nella tabella allegata sono comunque riportate le variazioni di $Q_{lim.}$ con il crescere di B e D della fondazioni, nel caso esse possedessero dimensioni/incassamento diverse di 1.00 m e 0.50 m.

I cedimenti del terreno conseguenti all'applicazione sul piano di fondazione di una pressione di 2.50 Kg/cm², saranno molto ridotti (0.74 cm), immediati, nonchè di entità ampiamente compatibile con la struttura in progetto.

Diagramma Q_{ult} - B (D)

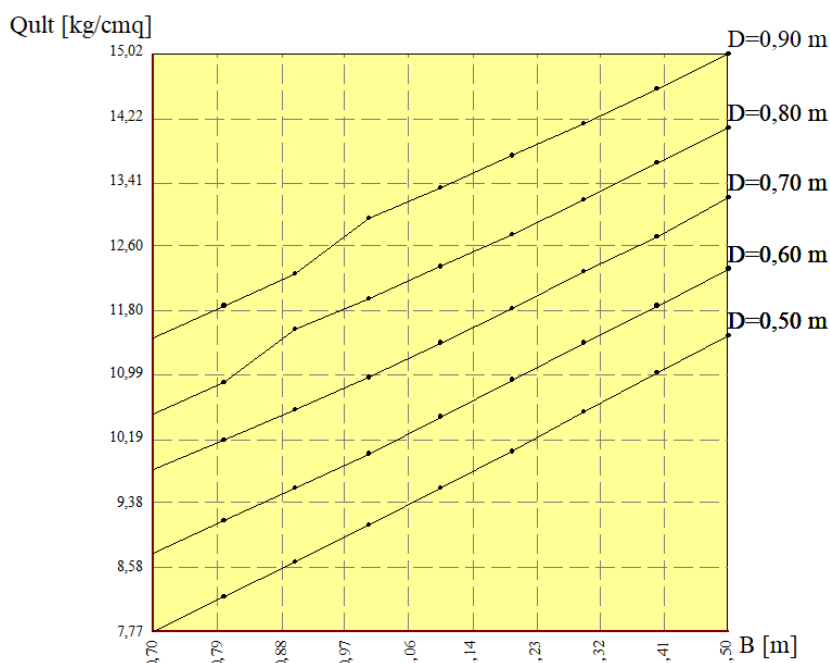


Fig. 3b.1: variazione della pressione limite sul terreno con l'incremento dei valori di B e D della fondazione.

Da ciò si può definire indicativamente un valore del coefficiente di reazione (o di Winkler) del terreno (fino a 5 m di profondità dal p.f.) pari a **$K_z = 3.378$ Kg/cm³**.

Il coefficiente di reazione del terreno (o "Kz di Winkler") è infatti per definizione il rapporto fra carico e cedimento.

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla stratigrafia del terreno. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento a quest'ultimo, ma anche alla dimensione e forma della fondazione.

Un metodo speditivo per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s .

Considerando per il caso in oggetto una fondazione nastriforme di 1.00 m di larghezza ed un carico di 25.000 Kg/m (pressione verticale sul terreno 2.50 Kg/cm^2), il cedimento calcolato con il "metodo elastico" sulla base dei valori di modulo definiti per i terreni fino a 5 m di profondità, è di 0.74 cm (vedi tab. 1 in allegato). Da ciò consegue un valore di $K_z = 3.378 \text{ Kg/cm}^3$. Lo strutturista potrà ricalcolare il valore di K_z sulla base dell'effettiva pressione in fondazione.

3c Smaltimento acque pluviali

Le acque pluviali della segheria, intercettate dalla sua copertura, verranno smaltite tramite rilascio nel canale adduttore delle acque.

3d Liquefazione terreni

La verifica a liquefazione (NTC-18 Cap. 7.11.3.4) può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze riportate in fig. 3d.1. La situazione geologica del sito è tale da escludere la possibilità di fenomeni di liquefazione.

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

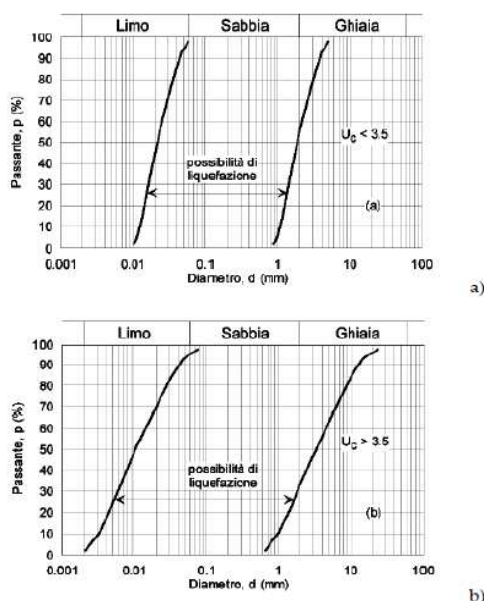


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Fig. 3d.1.

4 Conclusioni

Su incarico e per conto di Palù del Fersina è stata condotta un'indagine geotecnica per il progetto di restauro dell'ex segheria in loc. Knoppe p.ed. 238 del c.c. di Palù (Palù del Fersina, Trento).

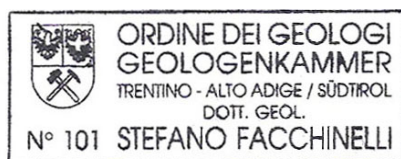
L'edificio in oggetto è oramai un rudere semi interrato nel pendio con muri portanti in sassi; di conseguenza si prevede innanzitutto la rimozione dei materiali collassati e del terriccio all'interno del sedime, per poi procedere alla sottofondazione delle strutture murarie portanti. Seguiranno il consolidamento e ripristino delle elevazioni, la sistemazione della gora e del canale di afflusso e deflusso delle acque fluviali. Qualora le strutture murarie non dessero garanzie di tenuta esse saranno integralmente ripristinate utilizzando il materiale presente in loco. Una volta ultimato il consolidamento dell'elevazione si provvederà con la posa di pavimentazioni in pietra con sottostante massetto e protezioni drenanti. Isolazioni e drenaggi si realizzeranno anche a tergo dei muri contro terra. Verranno poi realizzata la copertura dell'edificio, all'interno di questo si poserà la ruota dentata, mentre esternamente si risanerà la gora e realizzato un nuovo canale di adduzione delle acque verso la ruota. E' evidente che di rilevanza geologico – geotecnica vi sono solo i lavori di sottomurazione e i modesti scavi necessari per la realizzazione dei drenaggi semi perimetrali alla struttura interrata.

Dalle indagini effettuate nulla osta alla realizzazione di quanto in progetto, fatta salva l'osservanza delle prescrizioni riportate.

La presente relazione, che ha fornito indicazioni sulle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalla esecuzione del progetto e dato prescrizioni di tipo geo esecutivo, è stata redatta in base a quanto stabilito dalle NTC 2018, fa riferimento alla relazione geologica del progetto definitivo. Si evidenzia come la presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno, riguarda la fase del progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui alle NTC 2018. In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Lo scrivente rimane a disposizione per eventuali chiarimenti e per dei sopralluoghi in corso d'opera.

dott. Stefano Facchinelli



Stefano Facchinelli

Pergine, settembre 2023

Progetto: Segheria Palù
Progettista: Arch. Pezzato

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Richiami teorici

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni dell'EC7 per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c i_c + q N_q s_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c_u s_c i_c + q$$

s_c, s_q, s_γ sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ sono i fattori di inclinazione del carico.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

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

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

per $\phi=0$	$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$	per forma rettangolare
	$s_c = 1.2$	per forma quadrata o rotonda

per $\phi>0$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \tan \phi$
--------------	---

per $\phi>0$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	per forma rettangolare
	$s_q = 1 + \tan \phi$	per forma quadrata o circolare

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 0.5 \left(1 + \left(1 - \frac{H}{A_f c_u} \right)^{0.5} \right)$$

Inclinazione della risultante dovuta ad un carico orizzontale parallelo ad L :

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}$$

Inclinazione della risultante dovuta ad un carico orizzontale parallelo a B :

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi} \right)^3$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi} \right)^3$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

Per poter applicare la formula dell'EC7 devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < Vtg\delta + A_r C_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_r > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Cedimenti della fondazione

Metodo Elastico

Il metodo dell'elasticità per il calcolo dei cedimenti, così come implementato, fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita (w_{imp})
- uno in condizioni di deformazione laterale libera (w_{lib})

L'espressione di w_{imp} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

dove

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E è il modulo elastico relativo allo strato **i-esimo**;

Δz rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;

ν è il coefficiente di **Poisson**.

L'espressione di w_{lib} è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato impostato al valore $H_s = 3.00$.

I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo w_{imp} e un valore massimo w_{lib} del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata.

Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	D [m]	α [°]	ω [°]
Fondazione	(N)	0,00	--	1,00	--	0,50	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cmqa]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cmqa]

Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	<i>c</i> [kg/cmqa]	<i>ca</i> [kg/cmqa]
Ghiaia	1900,0	2100,0	36,00	0,00	0,000	0,000

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
<i>E</i>	Modulo di Young espresso in [kg/cmqa]

Descrizione	E	v
	[kg/cm ²]	
Ghiaia	600,00	0.000

Descrizione stratigrafia**Simbologia adottata**

n°	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato
kh	Coefficiente per calcolo resistenza superfici laterali

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	kh
	[m]	[m]	[m]		
1	-10,0	-10,0	-1,2	Ghiaia	0,00

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_f	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche:

		R1	R2	R3	R3sism
Capacità portante	γ_f	1.00	1.80	2.30	1.80
Scorrimento	γ_f	1.00	1.10	1.10	

Condizioni di carico**Simbologia e convenzioni di segno adottate**

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.

Fondazione	Nome identificativo della fondazione
N	Sforzo normale totale espressa in [kg]
Mx	Momento in direzione X espressa in [kgm]
My	Momento in direzione Y espressa in [kgm]
ex	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
ey	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - VARIABILE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kg]	[kgm]	[kgm]	[m]	[m]		[kg]
Fondazione	25000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	0,0

Descrizione combinazioni di carico**Simbologia adottata**

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 A1-M1-R3

Nome	γ	ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Opzioni di calcolo**Analisi in condizioni drenate***Verifica al carico limite*

Metodo di calcolo della portanza:

EC7 - Ed. 2007

Altezza del cuneo di rottura:

AUTOMATICA

Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente:

MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00*Cedimenti*Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti è stata impostata un'altezza dello strato compressibile pari a: 5,00 [m]

RisultatiVerifica della portanza per carichi verticali*Simbologia adottata*

<i>Cmb</i>	Indice della combinazione
<i>Fnd</i>	Indice della fondazione
<i>PF</i>	Rottura per punzonamento in presenza di falda
q_u	Portanza ultima, espressa in [kg/cm ²]
q_d	Portanza di progetto, espressa in [kg/cm ²]
P_u	Portanza ultima, espressa in [kg]
P_d	Portanza di progetto, espressa in [kg]
V	Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kg]
η	Fattore di sicurezza a carico limite ($\eta = P_d/V$)

Cmb	Fnd	PF	q_u [kg/cm ²]	q_d [kg/cm ²]	P_u [kg]	P_d [kg]	V [kg]	η
1	1	NO	9,10	3,96	91027	39577	25000	1.58

*Caratteristiche terreno e fondazione di progetto**Simbologia adottata*

<i>Cmb</i>	Indice della combinazione
<i>Fnd</i>	Indice della fondazione
H	Altezza del cuneo di rottura, espressa in [m]
γ	Peso di volume, espressa in [kg/m ³]
ϕ	Angolo di attrito, espressa in [°]
c	Coesione, espressa in [kg/cm ²]
G	Modulo di taglio, espresso in [kg/cm ²]
B'	Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($B' = B - 2e_x$), espressa in [m]
L'	Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($L' = L - 2e_y$), espressa in [m]
R_{ex}	Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X
R_{ey}	Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y
I_R	Indice di rigidità
I_{RC}	Indice di rigidità critico

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kg/m ³]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	G [kg/cm ²]	B' [m]	L' [m]	Rex	Rey	I_C	I_{RC}
1	1	0,98	1900,00	36,00	0,00	0,00	--	--	--	--	0.00	324.88

*Fattori correttivi verifica capacità portante***Combinazione n° 1****Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	$N_c = 50.59$	$N_q = 37.75$	$N_\gamma = 53.40$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.13$	$D_q = 1.12$	$D_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del piano di posa	$B_c = 1.00$	$B_q = 1.00$	$B_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del pendio	$G_c = 1.00$	$G_q = 1.00$	$G_\gamma = 1.00$

Cedimenti*Cedimento complessivo**Simbologia adottata*

<i>cmb</i>	Identificativo della combinazione
w_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
w_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]
H	Spessore strato compressibile espresso in [m]
X	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
Y	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

cmb	w_i [cm]	w_{imp} [cm]	H [m]	X [m]	Y [m]
1	0,74	0,74	5,50	0,00	0,00

Cedimento dei singoli strati**Simbologia adottata**

Strato	Identificativo dello strato
Terreno	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw_i	Cedimento elastico espresso in [cm]
Δw_{imp}	Cedimento elastico ad espansione laterale impedita espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH [m]	Δw_i [cm]	Δw_{imo} [cm]
1	Ghiaia	5,00	0,7449	0,7449
		5,00	0,7449	0,7449

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati**Simbologia adottata**

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	spessore dello strato i-esimo espresso in [cm]
$\Delta \sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kg/cm ²]
E	modulo elastico dell'i-esimo strato espresso in [kg/cm ²]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Combinazione n° 1 (Fondazione n° 1)

n°	z [m]	ΔH [cm]	$\Delta \sigma_v$ [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	Δw [cm]
1	-0,67	0,33	2,46	600,00	0,1369
2	-1,00	0,33	2,05	600,00	0,1138
3	-1,33	0,33	1,56	600,00	0,0869
4	-1,67	0,33	1,22	600,00	0,0679
5	-2,00	0,33	0,99	600,00	0,0550
6	-2,33	0,33	0,83	600,00	0,0460
7	-2,67	0,33	0,71	600,00	0,0394
8	-3,00	0,33	0,62	600,00	0,0345
9	-3,33	0,33	0,55	600,00	0,0306
10	-3,67	0,33	0,49	600,00	0,0275
11	-4,00	0,33	0,45	600,00	0,0249
12	-4,33	0,33	0,41	600,00	0,0228
13	-4,67	0,33	0,38	600,00	0,0210
14	-5,00	0,33	0,35	600,00	0,0195
15	-5,33	0,33	0,33	600,00	0,0182
		5,00			0,7449 - 0,7449

Abachi**Diagramma Qult - B (Parametrico D)**

I valori della Qult riportati in tabella sono espressi in [kg/cm²]

I valori di B ed D riportati in tabella sono espressi in [m]

	B=0,70	B=0,80	B=0,90	B=1,00	B=1,10
D=0,50	7,77	8,20	8,64	9,10	9,57
D=0,60	8,77	9,16	9,58	10,01	10,46
D=0,70	9,81	10,16	10,55	10,96	11,39
D=0,80	10,50	10,91	11,56	11,95	12,35
D=0,90	11,46	11,86	12,27	12,96	13,34
	B=1,20	B=1,30	B=1,40	B=1,50	
D=0,50	10,04	10,52	11,01	11,49	
D=0,60	10,92	11,39	11,86	12,34	
D=0,70	11,83	12,28	12,74	13,21	
D=0,80	12,77	13,21	13,65	14,10	
D=0,90	13,74	14,15	14,58	15,02	

Tabella 1: determinazione della pressione limite sul terreno di fondazione e cedimenti (segheria fondazioni nastriformi)