



COMUNE DI
GRESSONEY-SAINT-JEAN

Regione Autonoma Valle D'Aosta
Administration communale
Gemeindeverwaltung



**LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA
PER RIFACIMENTO TETTO
CORPO DI FABBRICA OVEST
DI "CASA FANTOLIN"
SITO IN LOC. VILLA MARGHERITA**

S.1

Committente: Amministrazione comunale di GRESSONEY SAINT JEAN

Progettista: UFFICIO TECNICO COMUNALE

Data: OTTOBRE 2019

Rev. n. _____



RELAZIONE DI CALCOLO

4.1 – Relazione sulle strutture: opere edilizie

§ 4.1

4.1.1 Oggetto

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali previste nel progetto di ristrutturazione del complesso monumentale di Villa Margherita di proprietà del Comune di Gressoney Saint Jean (AO).

L'intervento riguarda i due edifici pubblici del complesso, accessori all'edificio signorile della seconda metà del XIX secolo, denominato Villa Margherita: il rustico, di pertinenza della Villa, composto da due maniche parzialmente affiancate, una a n. 3 piani fuori terra, l'altra a n. 2 piani fuori terra, non cantinate e con retrostante terrazzo piano a copertura di un'autorimessa e l'edificio denominato Casa Fantolin, parzialmente addossata al pendio, con una porzione verso valle a n.2 piani fuori terra ed una porzione verso monte a n. 3 piani fuori terra più sottotetto, non cantinata.

4.1.2 Stato attuale

RUSTICO

Le strutture portanti verticali sono in muratura in pietrame di buona tessitura, parzialmente intonacate.

Gli orizzontamenti sono lignei, in generale con orditura monodirezionale, assito di calpestio e sottostante plafonatura senza caratteristiche di pregio.

Il tetto è in legno, con trave di colmo e travi rompitratta longitudinali appoggiate sui muri trasversali o su capriate lignee. La copertura è in lose con sottostante perlinatura.

Sono presenti due scale esterne in legno che servono due ballatoi, sempre in legno, per l'accesso al primo piano (secondo fuori terra); l'accesso al secondo piano (terzo f.t.) è fornito da una scala interna in legno.

Il retrostante terrazzo di copertura dell'autorimessa ha struttura mista in c.a. e laterizio con travetti prefabbricati accoppiati monodirezionali e getto di completamento; appoggia su telaio in c.a. e sui muri in pietra del rustico.

L'edificio è attualmente adibito al piano terreno a deposito e autorimessa per i mezzi comunali, mentre al primo piano sono stati ricavati tre alloggi.

Lo stato di conservazione delle strutture verticali è buono; quello degli orizzontamenti è invece inadeguato per via dell'eccessiva deformabilità. Fa eccezione il solaio in c.a. del terrazzo, in buone condizioni ma che è stato costruito ad una quota poco funzionale.

Il coronamento delle murature merita un consolidamento nelle parti non collegate dal solaio di sottotetto.

Nella struttura di copertura e nelle scale esterne-ballatoi vi è la necessità di parziali sostituzioni di elementi ammalorati o deformati, di consolidamento di nodi e d'irrigidimento della struttura portante principale.

CASA FANTOLIN

Come per il rustico, le strutture portanti verticali sono in muratura in pietrame di buona tessitura, parzialmente intonacate.

Gli orizzontamenti sono solai misti in c.a. e laterizio, con orditura monodirezionale, di recente costruzione.

Il tetto è in legno, con trave di colmo e travi rompitratta longitudinali appoggiate sui muri trasversali o su capriate lignee. La copertura è in lose senza perlinatura.

L'accesso ai livelli superiori è attualmente possibile dal lato di monte, sfruttando il dislivello del terreno. Sono presenti ballatoi sulle facciate di valle.

L'edificio è attualmente in disuso.

Lo stato di conservazione delle strutture verticali e dei solai in c.a. è discreto, nonostante l'attuale stato di abbandono; gli orizzontamenti in c.a. garantiscono, laddove presenti, buona solidità all'edificio ed appaiono adeguati alla destinazione d'uso di abitazione. Il coronamento delle murature merita un consolidamento nelle parti non collegate dal solaio di sottotetto.

Nella struttura di copertura e nei ballatoi vi è la necessità di parziali sostituzioni di elementi ammalorati o deformati, di consolidamento di nodi e d'irrigidimento della struttura portante principale.

4.1.3 Indagini

Nell'ambito dell'iniziativa di riqualificazione degli edifici, è stata realizzata una campagna d'indagini propedeutiche. Le indagini sono state eseguite dalla Soc. 4EMME Laboratorio di Torino, con i rapporti di prova seguenti, agli atti del progetto e sono così articolate:

- Rilievo geometrico dell'edificio, da parte del Progettista generale.
- Sondaggi puntuali per verifiche geometriche e sulla natura del sedime di appoggio (pozzetti in fondazione, cfr. relazione 4EMME 6598/TO dal 13 al 15.4.2016).
- Prove geognostiche SPT e prova MASW, cfr. relazione 4EMME 6588/TO e 6589/TO dal 21 al 24.3.2016.
- Indagini sulle murature, cfr. relazione 4EMME da 6591/TO a 6594/TO dal 13 al 15.4.2016:
 - Prove soniche;
 - Prove penetrometriche;
 - Prova con martinetto piatto doppio;
 - Prove sulla malta.
- Indagini sui solai in c.a., cfr. relazione 4EMME da 6595/TO a 6597/TO dal 13 al 15.4.2016:
 - Prove di pull out sui calcestruzzi;
 - Scopertura di armature;
 - Prove di trazione su armature.
- Indagini sui solai in legno, cfr. relazione 4EMME 6590/TO del 30-31.3.2016:
 - Ispezione visiva, prove resistografiche, determinazione della sezione efficace, classificazione dell'elemento e determinazione della classe di utilizzo.

Sulla scorta dei rilievi e indagini eseguite, si sono avute le seguenti indicazioni:

- Non vi sono criticità nelle fondazioni dell'edificio.
- La prova con martinetto indica una modulo elastico secante buono e coerente con le indicazioni tabellari per la tipologia di muratura. Il tasso di lavoro in esercizio, nel muro indagato, è contenuto entro adeguato margine.
- Le prove soniche indicano una qualità della muratura omogenea e propria di una muratura compatta.
- Le prove penetrometriche sulla malta forniscono risultati ovunque piuttosto scarsi; è da considerare che si tratta di una prova superficiale, che interessa lo strato di malta

più degradato dagli agenti esterni.

- Le prove petrografiche e l'analisi della malta permette la sua classificazione come malta idraulica M 2.5, a base di calce e aggregati prevalentemente silicatici.
- Le indagini sugli elementi in legno hanno mostrato che a fronte di una buona qualità meccanica dell'essenza, sono presenti diffusi fenomeni di degrado, in genere localizzati nelle teste o in prossimità degli appoggi nelle murature.
- Le strutture più moderne in c.a. hanno caratteristiche dei materiali ordinarie per la tipologia.

4.1.4 Interventi strutturali in progetto

Il presente progetto prevede i seguenti interventi strutturali.

RUSTICO

- Formazione di vespaio aerato con allargamento della base fondale;
- Rifacimento dei solai del primo orizzontamento a struttura metallica con lamiera e getto di cls collaborante;
- Rifacimento del solaio del secondo orizzontamento a struttura lignea con getto in cls collaborante;
- Consolidamento o ricostruzione di maschi murari per riduzione/modifica di sezione;
- Inserimento di nuovi incatenamenti a quota sottotetto;
- Rifacimento delle scale esterne, ballatoi e balconi (tavolato e gradini), rinforzi dei modiglioni con elementi metallici inseriti in fresature all'estradosso, riparazioni localizzate di balaustre, parapetti, con adeguamento ai carichi di Normativa;
- Copertura: consolidamento di nodi della grossa orditura longitudinale che si mantiene (colmo e rompitratta longitudinali) e sostituzione dell'orditura secondaria (punti), con la formazione di cavalletti portanti a sollievo dell'orditura longitudinale; rinforzo degli sporti con elementi metallici inseriti in fresature all'estradosso;
- Cordolature di coronamento delle murature in profili metallici, ad integrazione di elementi lignei dormienti di pari funzione, atti a riprendere la spinta della copertura;
- Cuciture armate delle intersezioni dei muri;
- Rifacimento del solaio a terrazzo di copertura dell'autorimessa a quota più conveniente, con struttura mista in c.a. e laterizio a travetti prefabbricati e getto di completamento in opera, sostenuta da nuovo telaio in c.a. su nuovi plinti isolati o in modifica dei plinti esistenti;
- Nuova intercapedine tecnica a monte dell'area serbatoi pellets con copertura in pannelli sandwich su profilati metallici.

CASA FANTOLIN

- Nuove intercapedini/bocche di lupo per risanamento locali contro terra;
- Nuova scala e vano ascensore esterni, in legno;
- Nuova scala interna in c.a. (a p.t.) e legno (ai piani superiori);
- Rifacimento delle scale esterne, ballatoi e balconi (tavolato e gradini), rinforzi dei modiglioni con elementi metallici inseriti in fresature all'estradosso, riparazioni

localizzate di balaustre, parapetti, con adeguamento ai carichi di Normativa;

- Copertura: consolidamento di nodi della grossa orditura longitudinale che si mantiene (colmo e rompitratta longitudinali) e sostituzione dell'orditura secondaria (punti), con la formazione di cavalletti portanti a sollievo dell'orditura longitudinale; rinforzo degli sporti con elementi metallici inseriti in fresature all'estradosso; risanamento dei nodi ammalorati delle capriate interne;
- Cordolature di coronamento delle murature in profili metallici, ad integrazione di elementi lignei dormienti di pari funzione, atti a riprendere la spinta della copertura;
- Cuciture armate delle intersezioni dei muri.

4.1.5 Normative di riferimento

Il calcolo delle nuove strutture è stato eseguito in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- Legge 5/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale, precompresso ed a struttura metallica"
- Legge 2/2/1974 n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.M. 17/1/2018: "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" (NTC).
- Circolare 2 Febbraio 2009, n.617

4.1.6 Classi di esposizione e materiali

Fondazioni e strutture all'interno degli edifici: CLASSE XC2

Calcestruzzi:

getti non armati

$$R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2 \text{ (C12/15);}$$

getti armati in genere

$$R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2 \text{ (C25/30);}$$

Solaio terrazzo: CLASSE XF2

Calcestruzzi:

solaio terrazzo

$$R_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (C28/35).}$$

Acciaio per c.a.: B 450 C

Tensione di snervamento $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$; tensione di rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$,
allungamento $A_{gtk} > 7.5\%$;

Acciaio per carpenteria metallica: S235 (UNI EN 10025-2)

Tensione di snervamento $f_{yk} > 235 \text{ N/mm}^2$; tensione di rottura $f_{tk} > 360 \text{ N/mm}^2$.

Legno (nuove strutture)

Classe C24 (UNI EN 338)

Resistenza a flessione $f_{mk} > 24 \text{ N/mm}^2$

Legno (nuove strutture)

Classe GL32h (UNI EN 1194)

Resistenza a flessione $f_{mk} > 32 \text{ N/mm}^2$

4.1.7 Parametri geotecnici

Dai dati forniti dalla relazione geotecnica risulta una stratigrafia del terreno, caratterizzata da :

- Ghiaia sabbiosa con ciottoli e blocchi
- $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$ (drenato)
- $\phi = 36^\circ$
- $c = 0,35 \text{ kg/m}^2$

4.1.8 Azioni di calcolo

- Carichi verticali

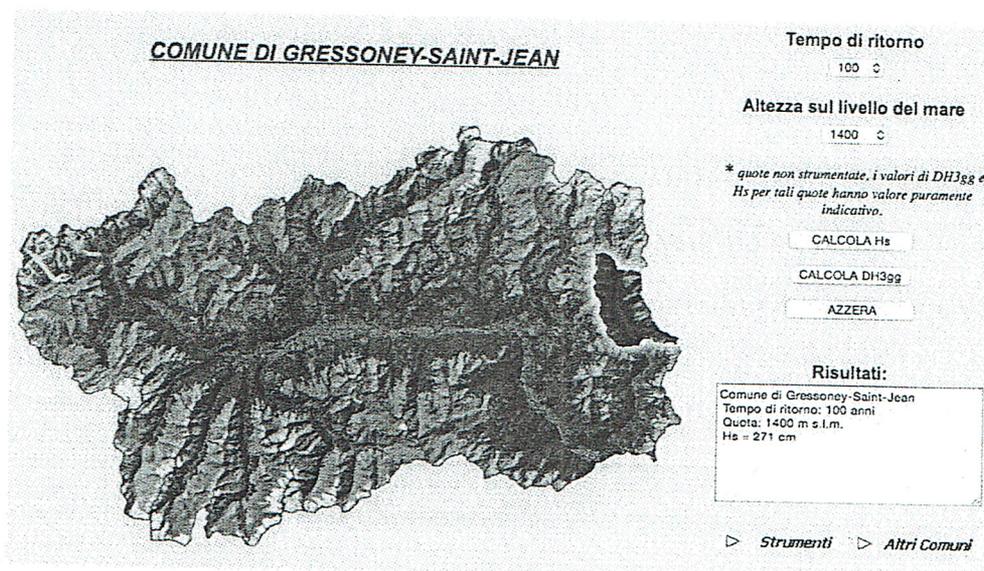
• pp murature in pietrame	22.00 kN/m ³
• pp solaio in CA esistente	2.500 kN/m ²
• pp solai in legno (3 cm) + cls (4-5cm)	1.50 kN/m ²
• pp solaio lamiera + cls (H _{tot} =11 cm)	2.15 kN/m ²
• pp solaio terrazzo H=32	4.00 kN/m ²
• permanenti solaio terrazzo	2.00 kN/m ²
• permanenti solai locali interni	1.50 kN/m ²
• pp + permanenti copertura	4.00 kN/m ²
• variabili solai (tranne locali archivio)	3.00 kN/m ²
• variabili solai (locali archivio)	6.00 kN/m ²
• neve (*)	10.80 kN/m ²

- Neve:

(*) carico neve secondo in accordo con quanto determinato nella relazione valanghiva:

Il carico statico della massa nevosa sulla copertura risulta dal prodotto di:

- **H_n** altezza del manto nevoso al suolo (M. Barbolini, F. Ferro (2005) "Definizione dei valori di progetto di parametri nivometrici standard per la prevenzione del rischio valanghivo sul territorio valdostano", Regione Autonoma Valle d'Aosta) ricavati dall'applicativo messo a disposizione sul portale regionale www.regione.vda.it (H_s)



- **p_n** densità della neve accumulata per precipitazione

$$q_n = H_n \text{ (m)} \times 0,4 \text{ (t/m}^3\text{)} = 2,71 \times 0,4 = 1,08 \text{ t/m}^2$$

• **Vento:**

Secondo DM 14.1.08 §3.3: zona I, classe B (aree suburbane-boschive), entroterra a quota > 750 m.s.m.: categoria di esposizione IV, altezza costruzione $Z = 10$ m.

L'azione del vento è stata assunta applicando alla pressione $q(b) = 645 \text{ N/m}^2$ i coefficienti di esposizione $c_e = 1.8$ (zona I, classe B, cat. IV, $Z = 10$ m) e di forma c_p .

Per la parete sopravvento, $c_p = +0.8$; per la parete sottovento, $c_p = -0.4$.

$q_{v1} = 0.8 \times 0.645 \times 1.8 = 0.93 \text{ kN/m}^2$ vento su pareti sopravvento;

$q_{v2} = 0.4 \times 0.645 \times 1.8 = 0.46 \text{ kN/m}^2$ vento su pareti sottovento.

L'azione del vento non è mai superiore all'azione sismica; infatti, ad esempio, per il Rustico:

Superficie totale esposta: circa $A = 200 \text{ m}^2$;

Spinta totale del vento: $H_w = 200 \times (0.93 + 0.46) = 278 \text{ kN}$

valore inferiore alla risultante delle azioni sismiche (vedi oltre).

• **Sisma:**

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i quattro punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati.

Il sito su cui sorgerà l'opera ricade all'interno della **zona sismica 3**.

Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito con analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Come descritto nel D.M. 17 gennaio 2018 par. 7.3.3.1, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il numero di modi di vibrazione considerato ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare percentuali delle masse della struttura non inferiori all'85% della massa totale.

Il metodo di analisi sismica è dinamica lineare.

Dati Progetto			
-	Sito	GRESSONEY-SAINT-JEAN (long. 7.824 lat. 45.778700)	
-	Categoria del suolo di fondazione		B
-	Coeff. di amplificazione stratigrafica	S_s	1.20
-	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.00
-	Coefficiente	S	1.20
-	Vita nominale dell'opera	V_N	50 anni
-	Coefficiente d'uso (classe d'uso IV)	C_U	2
-	Periodo di riferimento	V_R	100
-	Probabilità di superamento in $V_{R,SLU}$	PV_R	10 %
-	Probabilità di superamento in $V_{R,SLD}$	PV_R	63 %
-	Tempo di ritorno	T_R	949
-	Coeff. di smorzamento viscoso	ξ	5 %

Valori risultanti per SLV:

a_g	0.764 g/10
$a_g S$	0.091 g > 0.075 g
Fo	2761
T _C *	0.308

- Edificio con struttura in muratura ordinaria

La struttura viene considerata dissipativa (§ 7.3.1)

- Fattore di comportamento $q = 2,38$

con $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ (Tab 7.3.II)

dove :

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,7$ costruzioni di muratura ordinaria (NTC 2018 - §7.8.1.3)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

- **Valanga:**

Per il solo RUSTICO, l'azione della valanga non è mai superiore all'azione sismica; infatti:

Superficie totale esposta: circa $A = 280 \text{ m}^2$;

pressione della valanga: $H_v = 2.0 \text{ kN/m}^2 \times 280 \text{ m}^2 = 560 \text{ kN} < H_E$.

- **Metodo di calcolo: stati limite.**

4.1.10 Valutazione della sicurezza e modello di calcolo

4.1.10.1 Classificazione dell'intervento

Con riferimento al capitolo 8 delle NTC, l'intervento in progetto è classificabile come un intervento di miglioramento con valutazione della sicurezza, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22.1.2004 n. 42 "Codice dei Beni culturali e del Paesaggio".

Si osserva che non è considerabile ampliamento l'estensione della falda di copertura lato monte del rustico in corrispondenza del nuovo locale tecnico per serbatoi pellet, in quanto la struttura del nuovo vano (muro e soletta di fondo dell'intercapedine) è indipendente dalla struttura preesistente e il nodo di appoggio della falda ampliata sul nuovo muro è un appoggio scorrevole; non vi è pertanto alcuna connessione strutturale tra le nuove opere e l'edificio esistente, in quanto non vi è scambio di azioni orizzontali e la variazione di carico verticale subita dall'edificio esistente è trascurabile.

4.1.10.2 Valutazione della sicurezza – caratterizzazione dei materiali e livelli di conoscenza

Per l'analisi storico-critica si rimanda alla relazione generale.

La valutazione della sicurezza è stata effettuata sul rilievo geometrico complessivo e degli elementi strutturali più significativi.

La definizione dei parametri meccanici delle murature è ottenuta secondo la procedura indicata dalla Circolare, attraverso la Tabella C8A.2.1 e tramite un raffronto con i risultati forniti dalle prove sui materiali.:

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Nella fattispecie, avendo un livello di conoscenza LC2, si ha:

- Resistenze: medie degli intervalli riportati in tabella
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati in tabella.

Per la determinazione dei valori di calcolo delle resistenze e dei moduli di elasticità, si considera:

-	livello di conoscenza			LC2
-	fattore di confidenza	FC	=	1,2
-	fattore di sicurezza parziale per calcolo statico	γ_M	=	3
-	fattore di sicurezza parziale per calcolo sismico	$\gamma_{M,SIS}$	=	2.4

Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

-	resistenza a compressione	f_m	=	3,20	N/mm ²
-	resistenza a taglio	τ_0	=	0,07	N/mm ²
-	modulo di elasticità normale	E	=	1 740	N/mm ²

- modulo di elasticità tangenziale	G	=	580	N/mm ²
- peso specifico	w	=	22	kN/m ³
- resistenza a compressione di calcolo ($\gamma_M * FC$)	f_d	=	0,89	N/mm ²
- resistenza a compressione di calcolo ($\gamma_{M,SIS} * FC$)	$f_{d,SIS}$	=	1,11	N/mm ²

4.1.10.3 Tipo di analisi

L'analisi della struttura è stata effettuata secondo i criteri del § 8.7 delle NTC,

Criteri di analisi della sicurezza

Definizione e classificazione

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono verificate secondo il metodo degli *Stati Limite*:

a. Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;
- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

Metodi di verifica

Una struttura deve essere verificata per tutti gli stati limite ultimi. La verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici. Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve, sisma) mediante idonee "combinazioni di carico" e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da "massimizzare" l'effetto sfavorevole considerato.

Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidità e resistenza trascurabili a fronte dei principali. È quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidità.

Le travi di fondazione sono schematizzate come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali, nel caso specifico con il "metodo del telaio equivalente". Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari).

Le murature a cassa vuota sono considerate con uno spessore equivalente alla somma dei singoli paramenti murari.

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica. La verifica delle viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

Codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in cemento armato si e' fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura e' sviluppata in ambiente Windows, ed e' stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di liberta' utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma e' fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Grado di affidabilita' del codice

L' affidabilita' del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un' ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualita' della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Motivazione della scelta del codice

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via piu' dettagliate.

Valutazione della correttezza del modello

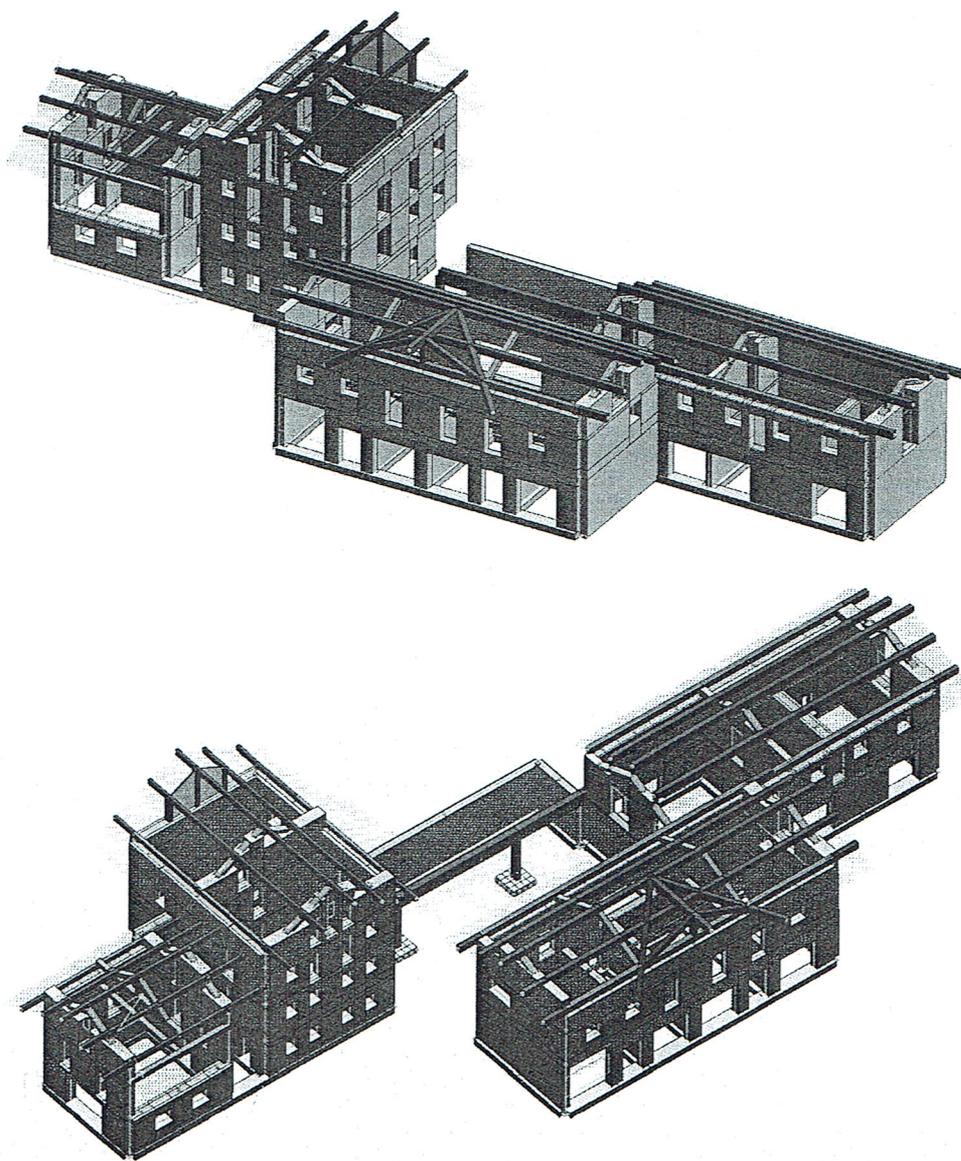
Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilita', le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da' origine a sollecitazioni simmetriche.

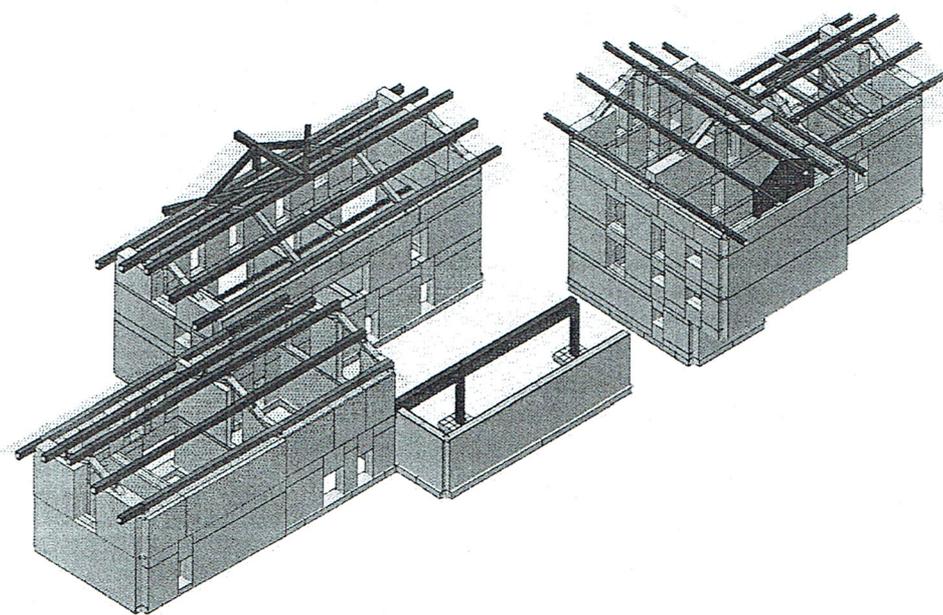
Giudizio motivato di accettabilita' dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonche' il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validita' dei risultati.

4.1.11 Relazione di calcolo delle strutture portanti

Seguono alcune viste dei modelli tridimensionali di calcolo realizzati.





4.2 – Ancoraggi dei ponti da neve

§ 4.2

4.2.1 Premessa

La presente relazione contiene il dimensionamento delle fondazioni delle opere di difesa attiva (ombrelli) dalla valanga 343 CRV “Villa Margherita” in comune di Gressoney-Saint-Jean.

Le verifiche sono state effettuate ai sensi delle seguenti normative:

1. D.M. 17/01/2018 (“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”);
2. Direttiva tecnica della Confederazione svizzera per la “costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco” dell’Ufficio federale dell’ambiente (UFAM) di Berna (CH) e dell’Istituto Federale per lo studio della neve e delle valanghe (SNV) di Davos (CH) [Edizione 2007].

Le caratteristiche dell’intervento in progetto sono state ricavate dagli elaborati grafici costituenti il progetto esecutivo, del quale la presente relazione costituisce parte integrante. E’ prevista la posa in opera di strutture paravalanghe modulari prefabbricate monoancoraggio, costituite da profilati metallici e reti in fune (ombrelli). Ogni elemento è ancorato al terreno da una struttura di fondazione collegata al baricentro dello stesso. Si prevede l’utilizzo di una tipologia di elemento corrispondente ad un parametro D_K , che rappresenta l’altezza della neve misurata perpendicolarmente al pendio dalla sommità dell’opera, pari a 3,00 m.

4.2.2 Metodo di calcolo e definizione dei parametri

Si prevede di realizzare la fondazione con ancoraggi in doppia fune in acciaio spiroidale. Il carico trasmesso all’ancoraggio è dato dalla forza massima agente su un singolo elemento (ombrello), calcolata secondo la metodologia illustrata nella Direttiva tecnica della Confederazione svizzera.

Si è tenuto conto delle seguenti azioni:

componente parallela al pendio della pressione della neve: S_N [kN/m] = $H_K^2 \times N \times f_c \times f_s$,
essendo:

H_K altezza dell’opera misurata verticalmente;

N fattore di scivolamento, assunto pari a 3,0 (classe 4);

f_c fattore di altitudine, assunto in funzione della quota topografica (1.750 m s.l.m.) pari a 1,05;

f_s fattore di riduzione per superficie di appoggio flessibile, pari a 0,8;

4. Relazione sulle strutture: ancoraggi dei ponti da neve

componente parallela al pendio del prisma di neve per superficie d'appoggio non perpendicolare al pendio: G_N [kN/m] = $1,5 \times D_K^2 \times \tan \delta$, essendo:

δ angolo formato tra la superficie d'appoggio e la perpendicolare al pendio, assunto pari a 30° ;

forze marginali: S_R [kN/m] = $f_R \times S_N$, essendo:

$f_R = (0,92 + 0,65 \times N) \times A / 2 < (1,00 + 1,25 \times N)$, calcolato in funzione dell'intervallo A tra le opere (pari a 0,5 m nel caso in esame). Il limite superiore vale per un'opera isolata. Le forze marginali sono applicate alle due estremità dell'elemento per una lunghezza pari a

$\Delta l = 0,60 \times A / 2 < D_K / 3$, dove il limite superiore vale per un'opera isolata.

Il carico totale agente sulla struttura risulta $R_N = S_N \times b + G_N \times b + S_R \times \Delta l$, in funzione della larghezza b dell'elemento.

In funzione dell'azione R_N è richiesta la verifica dell'ancoraggio rispetto ai seguenti meccanismi di rottura:

1. rottura della fune;
2. sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia bulbo iniettato - terreno;
3. sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia fune - malta di iniezione.

E' applicato il metodo dello stato limite ultimo, verificando la seguente disuguaglianza:

resistenza di calcolo (R_d) > azione di calcolo (E_d).

Sono adottati i seguenti valori dei coefficienti parziali:

azioni $\gamma_Q = 1,5$

resistenza a rottura della fune $\gamma_m = 1,35$

resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $\gamma_m = 1,5$.

L'azione di calcolo risulta quindi $E_d = 1,5 \times R_N$.

Le resistenze di calcolo risultano:

Meccanismo di rottura 1, $R_{1d} = 2 \times T \times 0,8 / 1,35$; essendo T la resistenza a rottura caratteristica della fune (dichiarata dal produttore) e 0,8 il coefficiente riduttivo che tiene conto dell'indebolimento in corrispondenza della curvatura della fune;

Meccanismo di rottura 2, $R_{2d} = \pi \times D \times L \times \tau / 1,5$; essendo D il diametro di perforazione, L la lunghezza di ancoraggio e τ la resistenza unitaria allo sfilamento all'interfaccia malta - terreno. Si sono considerati i valori $\tau = 0,4 \text{ N/mm}^2$ nel caso di terreno sciolto o detrito, $\tau = 1,0 \text{ N/mm}^2$ nel caso di roccia.

Meccanismo di rottura 3, $R_{3d} = 2 \times \pi \times d \times L \times \tau \times 0,85 \times 0,85 / 1,5$; essendo d il diametro della fune, L la lunghezza di ancoraggio e τ la resistenza unitaria allo sfilamento all'interfaccia fune - malta (assunta pari a $1,5 \text{ N/mm}^2$). Si applicano inoltre 2 coefficienti riduttivi, posti entrambi pari a 0,85, funzione l'uno del numero di trefoli inseriti nel foro, l'altro delle condizioni della superficie del trefolo.

4.2.3 Verifiche

Si prevede la realizzazione di ancoraggi in doppia fune spiroidale in acciaio dei seguenti diametri:

$\phi 22$, resistenza caratteristica a rottura 389 kN;

In funzione della pendenza ψ del terreno e dell'altezza delle opere D_K si prevede l'utilizzo delle seguenti tipologie di ancoraggio:

descrizione	condizioni di verifica
doppia fune spiroidale $\phi 22$ - L=6,50 m	$\psi = 48^\circ$ - $D_K = 3,00$

Considerate le dimensioni standard dei diversi elementi di ritenuta presenti sul mercato, il calcolo della forza agente è effettuato in funzione della larghezza massima che può avere l'elemento a seconda del valore di D_K richiesto. Si sono utilizzate quindi le seguenti coppie di valori:

$D_K = 3,00$ m – larghezza dell'elemento $b = 3,00$ m.

Applicando le relazioni riportate nel paragrafo precedente e in funzione delle condizioni di verifica indicate nella tabella precedente, si ottengono i seguenti valori delle azioni e resistenze di calcolo, relativamente ad un elemento centrale:

azioni di esercizio	azione di calcolo	resistenze di calcolo
$R_N = 279,9$ kN	$E_d = 419,8$ kN	rottura fune $R_{1d} = 461,0$ kN sfilamento bulbo $R_{2d} = 414,7$ kN (*) sfilamento fune $R_{3d} = 549,3$ kN

La resistenza allo sfilamento è calcolata in base alle seguenti ipotesi:

- ancoraggio realizzato interamente in terreno sciolto oppure detrito;
- diametro minimo di perforazione pari a 90 mm;
- contributo nullo alla resistenza fornito dal primo metro di profondità.

* la resistenza R_{2d} è di poco inferiore all'azione E_d . Si ritiene accettabile il risultato tenendo conto della elevata profondità dell'ancoraggio in oggetto (6,50 m) e quindi della probabilità che le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione siano superiori a quelle ipotizzate.

In presenza di informazioni sulla profondità del substrato roccioso, oppure durante la fase di perforazione, si potrà procedere ad una nuova verifica per calcolare una eventuale riduzione delle lunghezze di ancoraggio attualmente previste. A titolo indicativo nella seguente tabella sono riportate le lunghezze necessarie nell'ipotesi di ancoraggio realizzato interamente in roccia ad esclusione del primo metro di profondità:

4. Relazione sulle strutture: ancoraggi dei ponti da neve

lunghezza di ancoraggio in roccia
$L = 1,00 + 3,00 = 4,00 \text{ m}$

Si dovrà tenere presente, eventualmente, che la diminuire delle lunghezze di ancoraggio potrebbe diventare determinante il meccanismo di rottura relativo allo scorrimento tra fune e malta, funzione delle caratteristiche della malta di iniezione e indipendente del tipo di terreno.

Il calcolo delle sollecitazioni agenti su un elemento marginale è stato effettuato applicando all'estremità libera dell'elemento le forze marginali calcolate in funzione del parametro f_R relativo ad un elemento isolato (pari a 4,5 in funzione di $N = 3,0$) per la lunghezza $D_K = 3,0$.

Per l'effetto delle forze marginali risultano quindi azioni superiori sugli elementi marginali di una fila rispetto a quelli centrali. Per gli elementi marginali di ogni fila è prevista la realizzazione di una doppia perforazione e di un doppio ancoraggio, ciascuno della stessa tipologia degli ancoraggi degli elementi centrali della stessa fila. Le azioni e resistenze di calcolo relative agli elementi marginali sono riportate nella seguente tabella.

azioni di esercizio	azione di calcolo	resistenze di calcolo
$R_N = 664,7 \text{ kN}$	$E_d = 997,0 \text{ kN}$	rottura fune $R_{1d} = 997,0 \text{ kN (**)}$ sfilamento bulbo $R_{2d} = 995,2 \text{ kN (**)}$ sfilamento fune $R_{3d} = 1098,6 \text{ kN}$

** le resistenze R_{1d} e R_{2d} sono state calcolate applicando un coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_m = 1,25$, inferiore a quelli riportati nel paragrafo precedente. Si ritiene accettabile il risultato, tenendo conto degli elevati valori delle azioni che derivano da un'applicazione cautelativa dei parametri che definiscono le forze marginali. Risulta comunque un fattore di sicurezza globale rispetto ai carichi di esercizio di poco inferiore a 2 ($1,5 \times 1,25 = 1,875$) anche nell'ipotesi peggiore di assenza di substrato roccioso.

4.2.4 Indicazioni relative alle prove di carico

Le prove di carico sugli ancoraggi dovranno essere effettuate secondo quanto previsto al par. 6.6.4 delle NTC (1), ovvero applicando all'ancoraggio un ciclo di carico e scarico e raggiungendo una forza pari a 1,2 volte la forza di esercizio, indicata nella seguente tabella:

ancoraggio	forza di esercizio	forza di prova
doppia fune spiroidale $\phi 22$	$280 \text{ kN} = 28,0 \text{ ton circa}$	$336 \text{ kN} = 33,6 \text{ ton}$