

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.



to cofinanziato
Unione Europea

CUP: J94F04000020001

U.O. PRODUZIONE CENTRO NORD

PROGETTO DEFINITIVO PARTI VARIATE

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

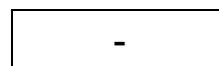
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

DEPOSITI DEFINITIVI IN VAL RIGA

E – DEPOSITO HINTERRIGGER

Relazione tecnico-descrittiva degli interventi di salvaguardia dei fabbricati

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IBL1 1A D 26 RH RI0350 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione a seguito delibera PAB del 24/07/2018		Dic. 2018	M. Rigo	Dic. 2018	C. Mazzocchi	Dic. 2018	ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE CENTRO NORD Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23177 Sez. A

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	VALUTAZIONE CEDIMENTI DEL VERSANTE.....	6
3.1	Codice di calcolo e metodologia di verifica.....	7
3.2	Descrizione sezione di calcolo.....	7
3.3	Modello di calcolo.....	8
4	VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO 10	
4.1	Deformazione flessionale e di taglio.....	13
4.2	Definizione delle categorie di danno	16
5	CAPPELLA DI SANTA CROCE – STATO DI CONSERVAZIONE E MONITORAGGIO	19
5.1	Monitoraggio	21
6	CAPPELLA DI SANTA CROCE – OPERE PROVVISORIALI - PUNTELLI	22
6.1	Analisi di carico	25
6.1.1	<i>Peso proprio</i>	25
6.1.2	<i>Neve</i>	26
6.1.3	<i>Vento</i>	27
6.1.1	<i>Sisma</i>	29
6.2	Dimensionamento e verifica puntello.....	34
6.2.1	<i>Combinazioni delle azioni</i>	34
6.2.2	<i>Azioni</i>	34
6.2.1	<i>Verifiche</i>	34

1 PREMESSA

Il progetto in esame riguarda l'asse ferroviario Monaco – Verona, accesso sud alla galleria di base del Brennero ed in particolare il quadruplicamento della linea Fortezza – Verona, Lotto 1: Fortezza – Ponte Gardena.

Nell'ambito di tale progetto si prevede anche la sistemazione dei depositi comunemente indicati come depositi in Val Riga. In corrispondenza del deposito presso il maso di Hinterrigger il progetto prevede la rimodellazione morfologica mediante abbancamento di materiali di scavo delle gallerie sul rilevato esistente così come verrà lasciato da BBT al termine dei propri lavori di realizzazione della Galleria di Base.

Il presente elaborato ha per oggetto la stima dei cedimenti indotti dal rilevato di abbancamento sul maso di Hinterrigger effettuata, con ragionevole cautela, sulla base delle prime osservazioni delle indagini geognostiche tuttora in corso, la valutazione degli effetti indotti dalle subsidenze sulle opere in superficie ed infine gli interventi per la tutela della Cappella di Santa Croce sempre presso il Maso Hinterrigger.

La Cappella, risalente al XVII sec. e al cui interno è presente un affresco con Madonna del Soccorso, è soggetta al provvedimento di vincolo DGP-LAB 2364 del 12/05/1986.

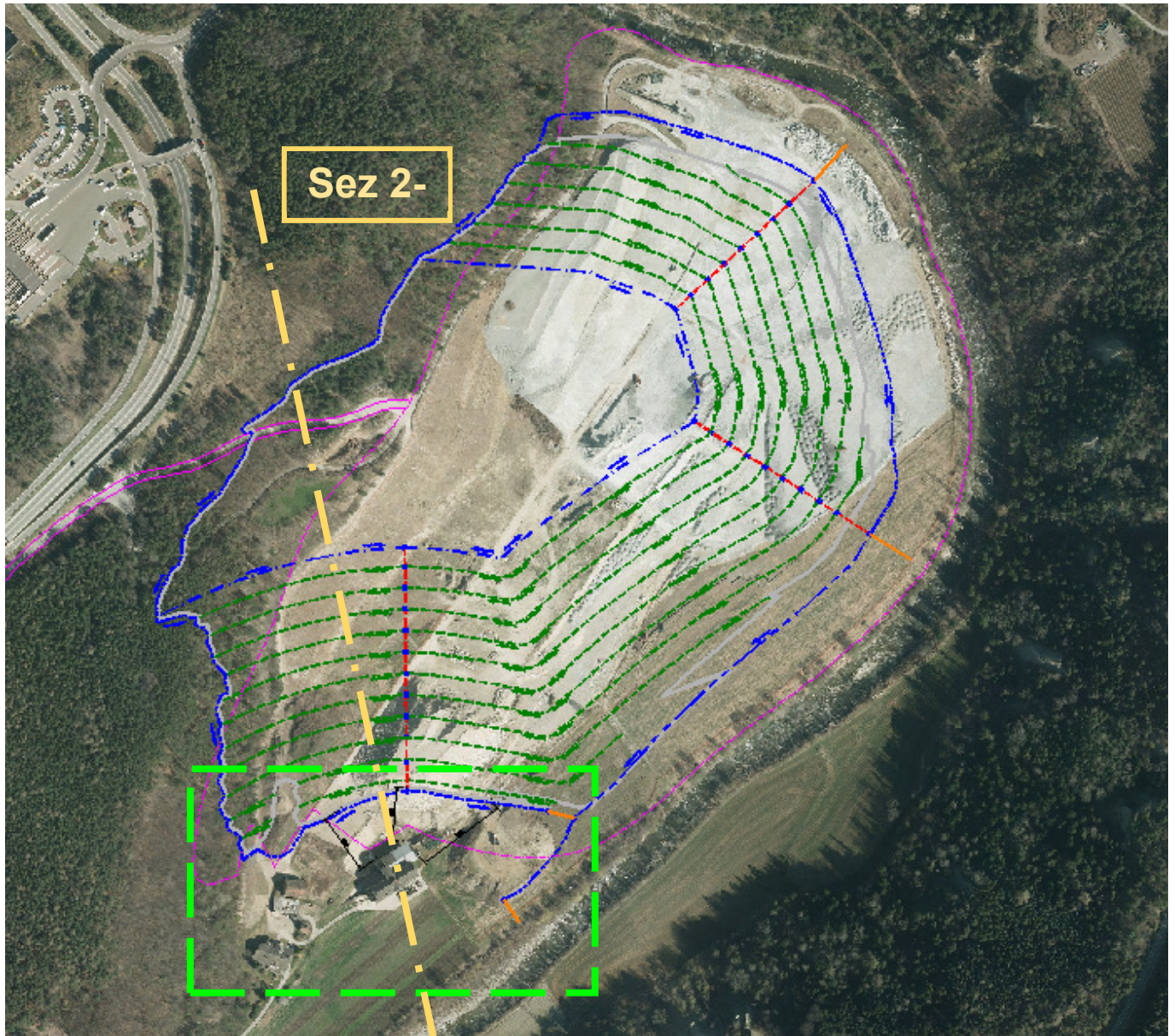


Figura 1.1 – Ubicazione area di studio

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A: “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

3 VALUTAZIONE CEDIMENTI DEL VERSANTE

Nel presente paragrafo verranno determinati, con un ampio margine di cautela, i cedimenti differenziali che interesseranno gli edifici in oggetto sulla base delle prime osservazioni delle indagini geognostiche tuttora in corso.

La distanza minima dell'edificato dal rilevato di abbancamento è di 38m come mostrato nella figura seguente:

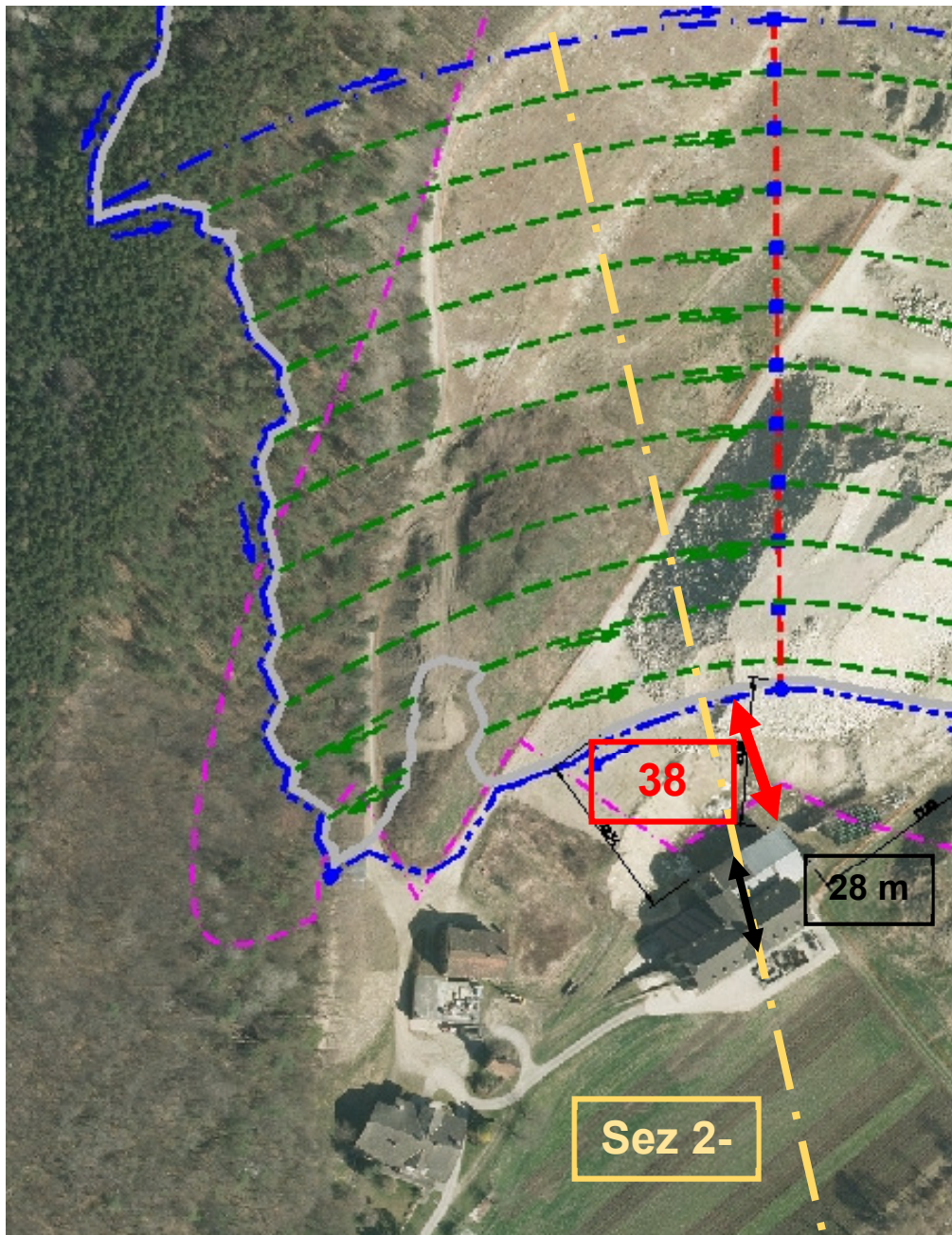


Figura 3.1 – Ingrandimento dell'area sul maso oggetto di studio

La sezione di calcolo sarà la sezione 2-2.

La valutazione dei cedimenti dei rilevati dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione è stata condotta allo stato limite di esercizio come richiesto dalla normativa vigente per le opere in terreni sciolti.

3.1 CODICE DI CALCOLO E METODOLOGIA DI VERIFICA

I calcoli sono stati effettuati con il programma agli elementi finiti Plaxis 2D Version 2017.

Il programma utilizzato (realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart) è un programma agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Esso fa uso di una interfaccia grafica che consente all'utente di costruire un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

3.2 DESCRIZIONE SEZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la geometria del deposito implementata nel software di calcolo. Il maso esistente ha una dimensione in sezione pari a 28m.

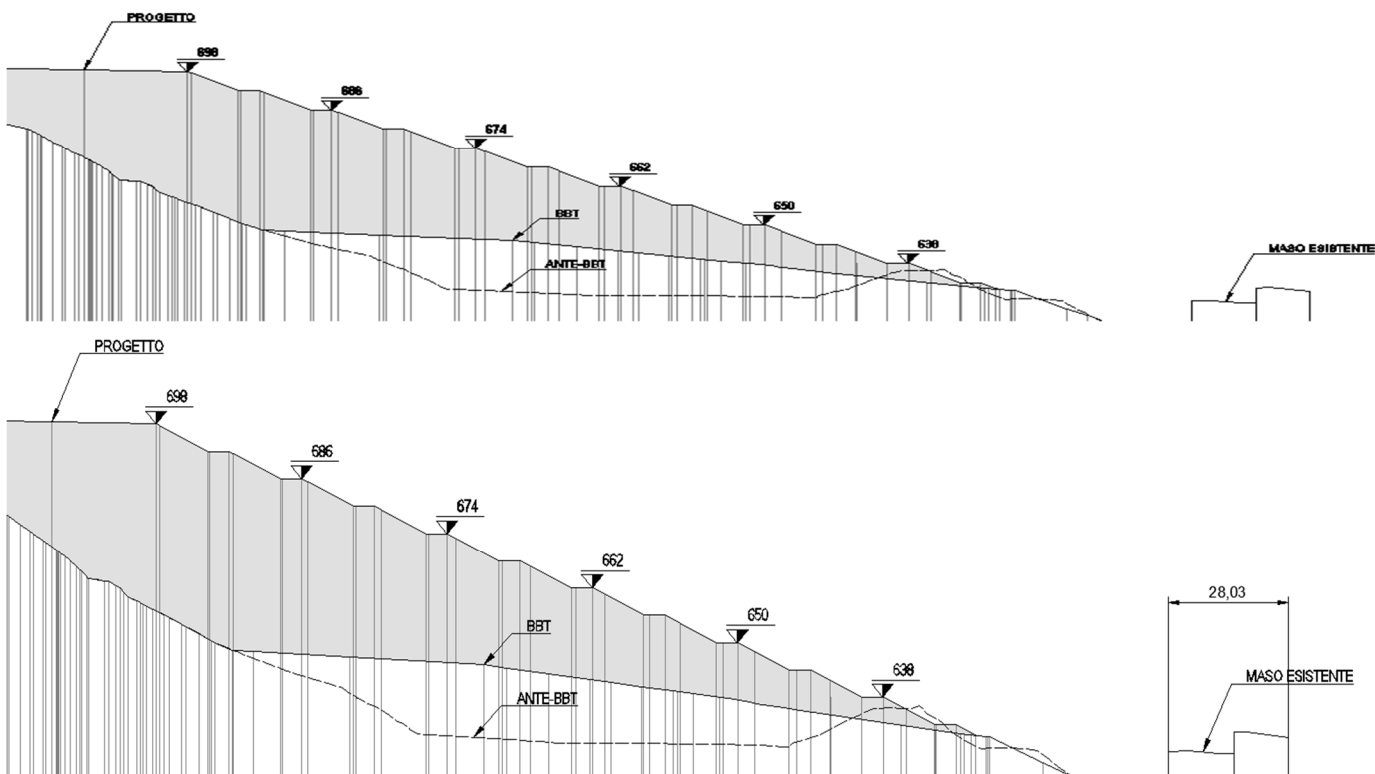


Figura 3.2 – Sezione di calcolo

I depositi morenici incontrati nell'ambito del Deposito sono costituiti da sabbie da fini (fino a sabbie limose) a medio-grossolane e da ghiaie e ciottoli di dimensioni variabili. Si tratta di materiali in cui sono state condotte prove SPT che hanno dato risultati generalmente piuttosto alti (superiori a 40 colpi/30cm) ed in alcuni casi a rifiuto. Viste le caratteristiche granulometriche dei materiali i parametri che ne caratterizzano la resistenza al taglio sono ovviamente parametri drenati.

In aggiunta ai materiali naturali presenti in sito si ha la presenza del materiale costituente il riempimento.

Si ipotizza di poter caratterizzare i materiali costituenti il riempimento per mezzo di parametri di resistenza drenati ed in particolare di potervi associare un valore di angolo di resistenza al taglio pari a 33-35°. Cautelativamente nei calcoli si sceglie di utilizzare un valore di angolo di attrito pari a 33° tenendo anche conto del carattere scistoso del materiale risultante dallo scavo delle Filladi che costituirà una porzione importante del riempimento.

Il materiale di deposito dello smarino proveniente dagli scavi di BBT è stato caratterizzato da cui è stata tratta la tabella seguente contenente i parametri geotecnici utilizzati nelle analisi numeriche. Ai fini della stima dei cedimenti indotti sul maso sono stati utilizzati i parametri relativi al caso F2, ovvero i valori medi tra il caso F1 e F2.

Fall/ Caso	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	E_k [MPa]	Osservazioni
F1	0.00	20	5	Charakteristische Werte aus der Literatur für lehmig-tonige Böden Valori caratteristici ripresi da letteratura per terreni limo argillosi
F2	0.00	29	15	Mittelwerte zwischen Fall F1 und Fall F3 Valori medi tra il caso F1 e il caso F3
F3	0.00	38	25	Parameter, welche mit den Eigenschaften der ersten In-Situ-Bodenschicht übereinstimmen. Parametri coincidenti a quelli del primo strato di terreno in situ

Tabelle 6: Für die numerische Berechnung angenommene geotechnische Parameter
Tabella 6: Parametri geotecnici ipotizzati per l'analisi numerica

Tabella 3.1 – Parametri geotecnici materiale abbancato da BBT

	γ_k	ϕ_k	c_k	$E_{50}=E_{oed}$	E_{ur}	k_0
	kN/m ³	°	kPa	kPa	kPa	-
Unità 1	19	40	5	70000	175000	0.357
Unità 2	19	28	0	70000	350000	0.531
Unità 4	21	38	0	70000	350000	0.384
Rilevato	19	33	0	25000	-	0.455
BBT_F3	19	29	0	25000	-	0.515

Tabella 3.2 – Parametri geotecnici caratteristici e di progetto

3.3 MODELLO DI CALCOLO

Il modello costitutivo implementato per il terreno è di tipo Hardening Soil, mentre per il materiale di abbancamento si fa uso del modello di Mohr-Coulomb. Il comportamento è di tipo drenato per tutti i materiali.

Di seguito si riporta la stima degli spostamenti verticali differenziali che interessano il maso al termine della fase finale costruttiva del rilevato di abbancamento. Il maso ha una distanza minima al piede del rilevato di circa 38m. il cedimento è stato valutato lungo la sezione 2-2 la quale taglia il maso per una lunghezza pari a 28m.

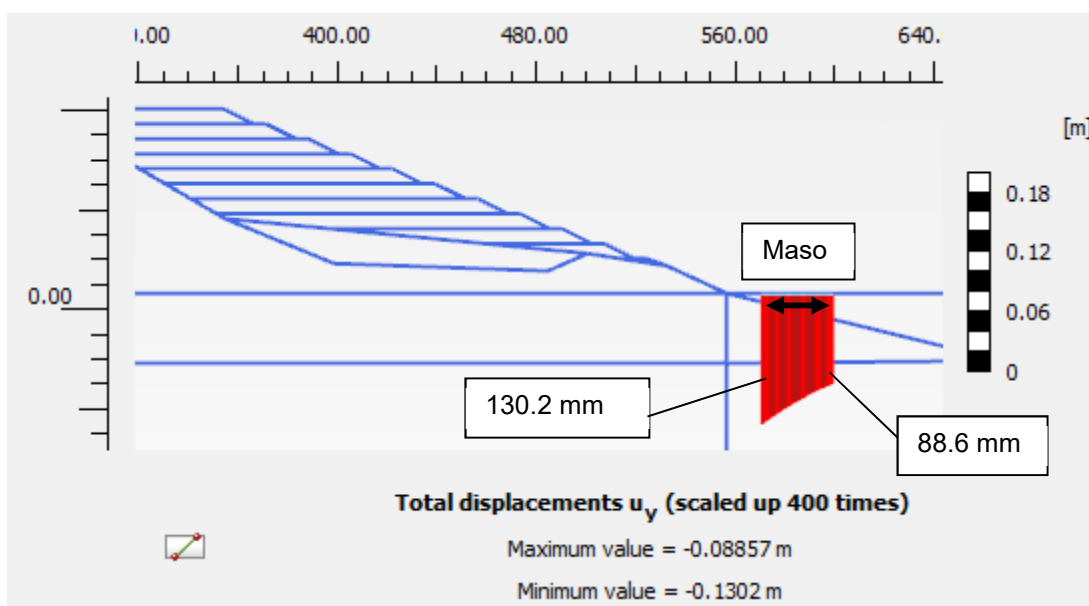


Figura 3.3 – Spostamenti verticali totali al termine della fase finale

Il cedimento differenziale è:

$$\Delta = 130.2 \text{ mm} - 88.6 \text{ mm} = 41.6 \text{ mm}$$

4 VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO

Le analisi degli edifici sono state condotte considerando gli effetti combinati dovuti ai cedimenti verticali ed orizzontali. Per tutti gli edifici le analisi sono state svolte con lo schema della trave equivalente. I fabbricati interferenti vengono schematizzati come semplici travi elastiche e prive di peso aventi altezza H e lunghezza L pari a quelle della sezione dell'edificio analizzato (Burland, 1997).

La dimensione L (lunghezza) viene considerata secondo lo schema riportato di seguito:

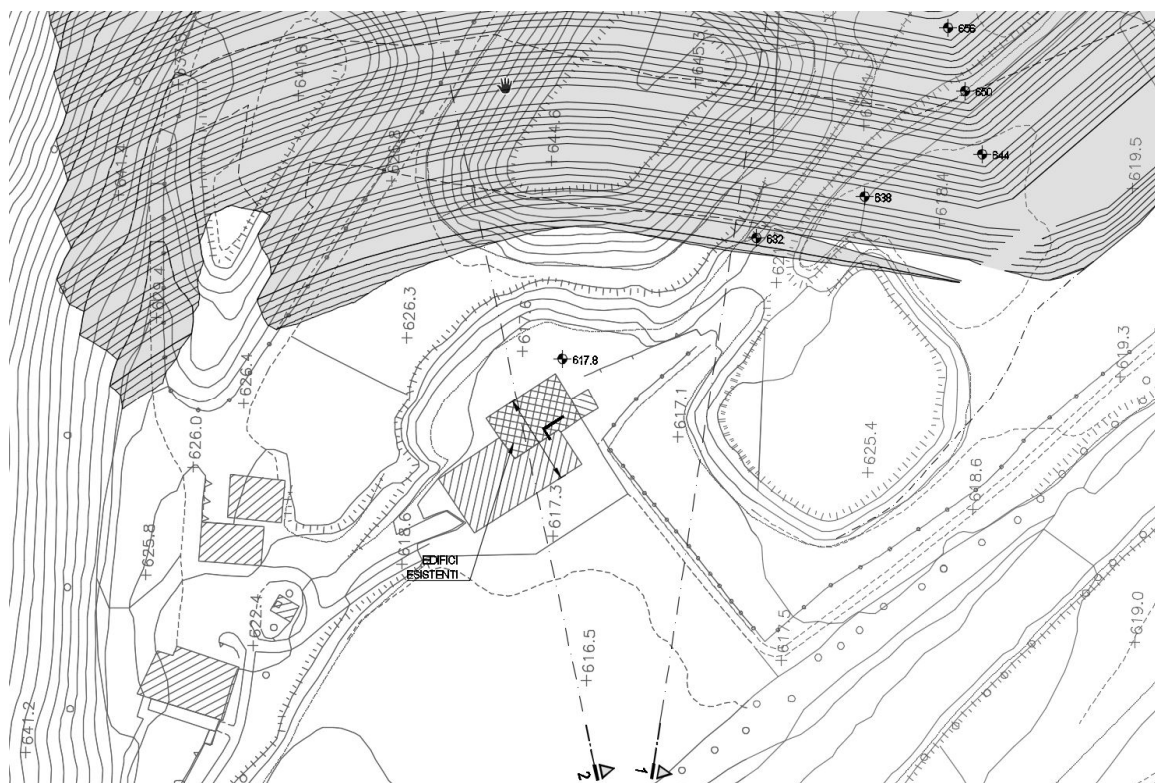


Figura 4.1 – Individuazione della lunghezza dell'edificio

La curva dei cedimenti si suddivide in tre zone:

- due zone con concavità verso il basso – zone “hogging”, dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a trazione, per la presenza di deformazioni superficiali di estensione e per il contributo della curvatura del p.c.;
- una zona con concavità verso l'alto – zona “sagging”, dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a compressione, per la presenza di deformazioni superficiali di compressione oltre che per il contributo della curvatura del p.c..

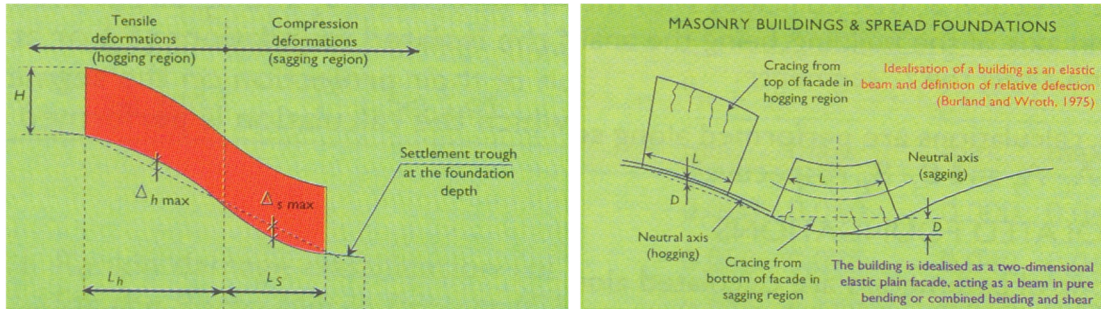


Figura 4.2 – Zone di Hogging e Sagging

La nuova configurazione della trave (equivalente all'edificio) implica la mobilitazione di sollecitazioni flessionali e di taglio e corrispondenti deformazioni.

Nel caso in esame la configurazione delle deformazioni determinate lungo la sezione 2 è la seguente:

Distanza dal piede del rilevato [m]	u_y [cm]
38	-13,02
38	-12,93
38	-12,93
39	-12,90
39	-12,90
40	-12,64
40	-12,64
41	-12,54
41	-12,54
44	-11,98
44	-11,98
44	-11,88
44	-11,88
49	-11,19
49	-11,19
49	-11,10
49	-11,10
54	-10,41
54	-10,41
55	-10,34
55	-10,34
55	-10,28
55	-10,28

60	-9,63
60	-9,63
61	-9,58
61	-9,58
61	-9,52
61	-9,52
64	-9,13
64	-9,13
65	-9,07
65	-9,07
66	-8,99
66	-8,99
66	-8,91
66	-8,91
67	-8,89
67	-8,89
67	-8,86

Tabella 4.1 – Spostamenti verticali

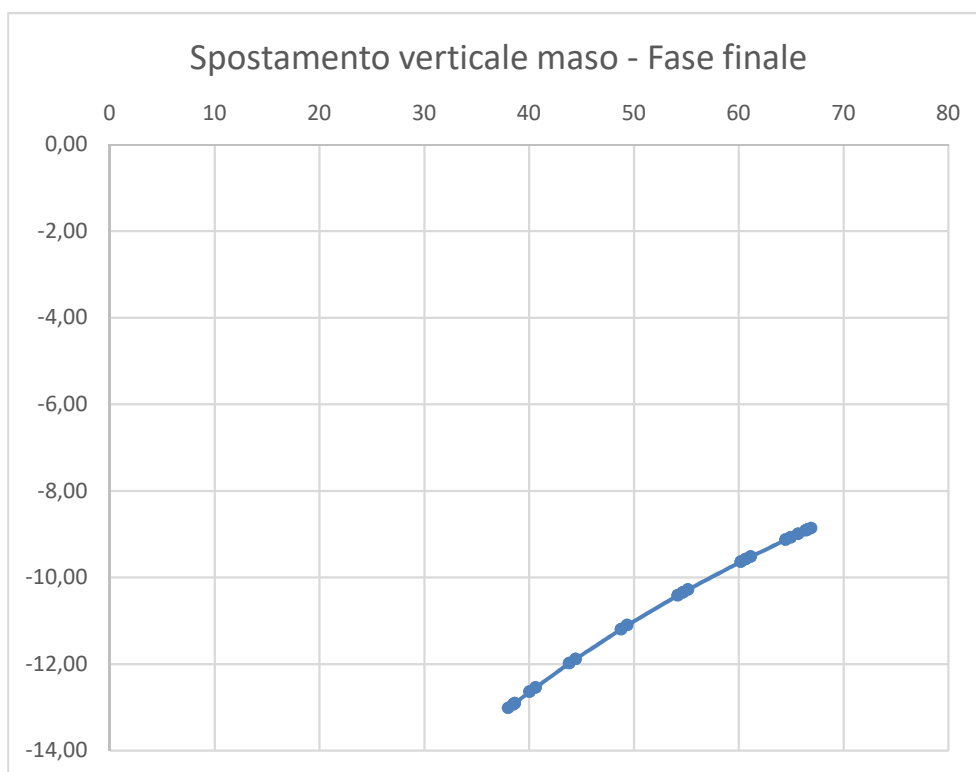


Figura 4.3 – Diagramma spostamenti verticali fase finale

Per la definizione delle deformazioni indotte si considera di imprimere alla trave equivalente all'edificio la stessa deformata "green field". Siamo quindi nella configurazione di concavità verso il basso per cui "hogging region", strutture sottoposte a trazione.

4.1 DEFORMAZIONE FLESSIONALE - DI TAGLIO - ORIZZONTALE

Le deformazioni flessionale e di taglio possono essere determinate secondo le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta/L_i}{\left[\frac{L_i}{12t} + \frac{3IE}{2tL_iHG} \right]}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta/L_i}{\left[1 + \frac{HL_i^2G}{18IE} \right]}$$

dove:

ε_f = deformazione flessionale

ε_t = deformazione di taglio

Δ/L_i = rapporto di inflessione = 0.000117

L_i = porzione ($\leq L$ = lunghezza edificio) di edificio ricadente nella zona analizzata = 29.00m

I = modulo di inerzia ($H^3/12$ in zona sagging ; $H^3/3$ in zona hogging) = 204.71

E/G = rapporto tra il modulo di elasticità longitudinale e tangenziale (12.5 per fabbricati in c.a. e 2.6 per fabbricati in muratura)

t = distanza dell'asse neutro dal bordo teso della trave ($H/2$ in zona sagging ; H in zona di hogging)

Quindi:

$$\varepsilon_f = 0.000176$$

$$\varepsilon_t = 0.0000671$$

Oltre a queste deformazioni, si deve tenere conto degli effetti delle deformazioni orizzontali ε_y del terreno. Il valore di ε_y è ricavabile dalla seguente equazione:

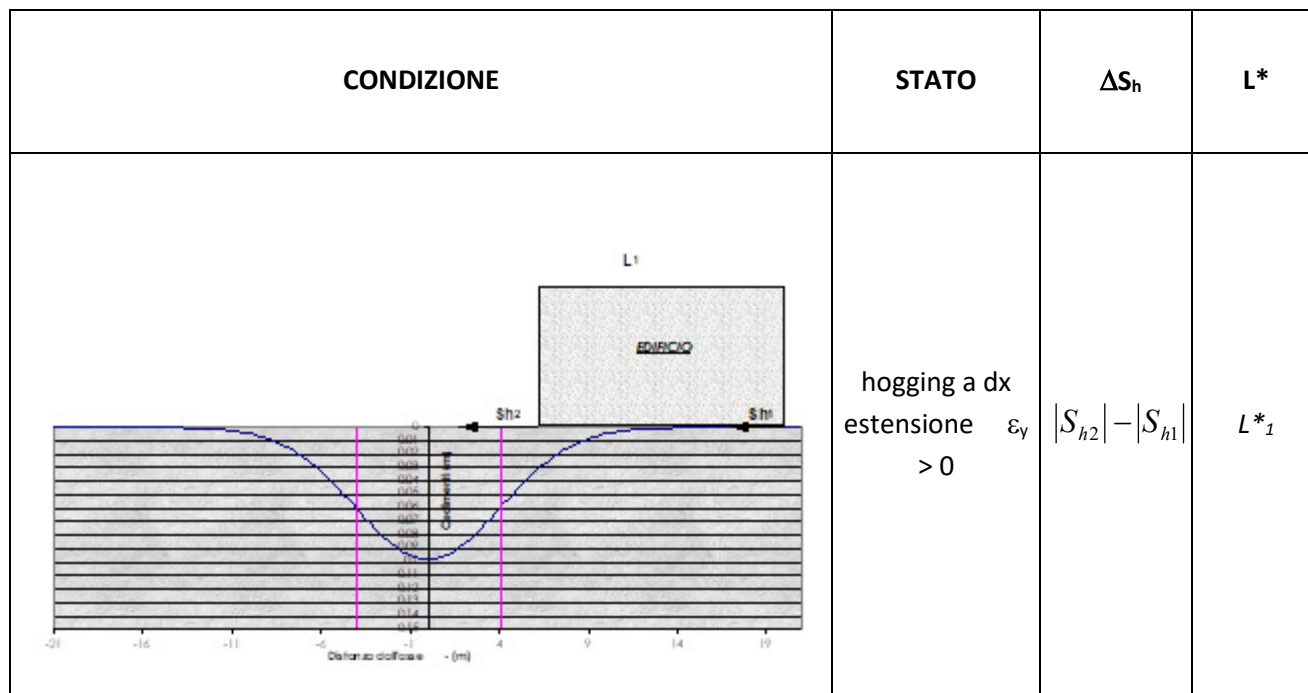
$$\varepsilon_y = \frac{\Delta S_h}{L_i}$$

dove:

S_h = spostamento orizzontale nel punto posto alla distanza y dall'asse dell'abbancamento.

S_v = cedimento verticale nel punto posto alla distanza y dall'asse dell'abbancamento

ΔS_h = si veda l'illustrazione



Gli spostamenti orizzontali sono stati ottenuti mediante modellazione e riportati nella seguente tabella:

Distanza dal piede del rilevato [m]	u_x [cm]
38	0,67
38	0,67
38	0,67
38	0,67
38	0,67
38	0,67
38	0,67
38	0,67
39	0,66
39	0,66
40	0,66
40	0,66
40	0,66
40	0,66
44	0,64
44	0,64
44	0,64
44	0,64

49	0,62
49	0,62
49	0,62
49	0,62
55	0,60
55	0,60
55	0,60
55	0,60
55	0,60
55	0,60
55	0,60
61	0,57
61	0,57
61	0,57
61	0,57
61	0,57
61	0,57
65	0,54
65	0,54
65	0,54
65	0,54
65	0,54
65	0,54
67	0,53
67	0,53
67	0,53

Tabella 4.2 – Spostamenti orizzontali

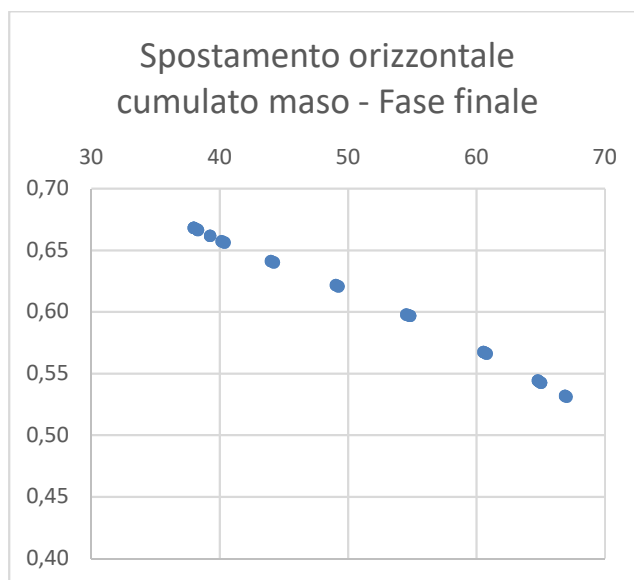


Figura 4.4 – Diagramma spostamenti orizzontali fase finale

È possibile stimare:

$$\varepsilon_y = 0.000048$$

I campi di deformazione vengono composti secondo le seguenti equazioni:

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_y + \varepsilon_f \text{ (condizione di flessione)} = 0.000224$$

$$\varepsilon_{totale} = 0.35 \cdot \varepsilon_y + \left[(0.65 \cdot \varepsilon_y)^2 + \varepsilon_t^2 \right]^{0.5} \text{ (condizione di taglio)} = 0.0000908$$

In zona di hogging le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni in estensione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in estensione).

4.2 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI DANNO

Il sistema di classificazione del danno indotto sulle strutture è basato sulla “facilità di riparazione”, prendendo in considerazione alcuni aspetti quali l’apertura delle fessure, l’inclinazione, i danni ai servizi.

A tale sistema di classificazione, composto da sei classi di danno (da 0 a 5), Boscardin e Cording (1989) fanno corrispondere dei valori limite di deformazione a trazione, riportati e descritti nelle seguenti tabelle.

Categoria di danno	Intensità del danno*	Deformazione limite di allungamento ε_{lim} (%)
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05

1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30
4 a 5	Da severa a molto severa	> 0.30

Tabella 4.3 – Categoria di danno e corrispondenti deformazioni limite (M.D. Boscardin & E.G. Cording, 1989)

Categoria di danno	Descrizione
0	Fessure capillari con apertura ≤ 0.1 mm
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 mm
3	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni $5 \div 15$ mm oppure numero elevato di lesioni con apertura ≤ 3 mm
4	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni $15 \div 25$ mm, dipendente anche dal numero delle lesioni
5	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni ≤ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni

Tabella 4.4 – Descrizione dei danni e degli effetti associati

Per quanto sopra determinato possiamo affermare di rientrare nella categoria di danno 0 – Trascurabile.

Il metodo di calcolo utilizzato è basato sulle seguenti ipotesi:

- gli spostamenti e le deformazioni indotte sugli edifici sono assunte pari a quelle corrispondenti alla condizione "green field";
- la rigidità degli edifici analizzati è considerata nulla, mentre in realtà le opere di fondazioni interagiscono con il terreno riducendo il rapporto di inflessione e le deformazioni orizzontali ottenute nella condizione "green field";
- nessuna distinzione tra fondazioni su plinti, su trave e su platea che presentano chiaramente comportamenti differenti soprattutto nei confronti degli spostamenti orizzontali;

Tenendo conto delle suddette ipotesi si può affermare che tale approccio risulta molto conservativo ed i risultati ottenuti si riferiscono alla peggiore configurazione di danno possibile.

5 CAPPELLA DI SANTA CROCE – STATO DI CONSERVAZIONE E MONITORAGGIO

Presso il Maso Hinterrigger è sita la Cappella di Santa Croce. Il fabbricato, risalente al XVII sec., non è stato oggetto di particolari lavori di restauro e recupero e di conseguenza non è in un buon stato di conservazione.

Il fabbricato costituisce una piccola chiesetta privata in C.C. di Varna I, insistente sulla p.ed. 108, di proprietà della Famiglia Sossai. La struttura portante è in muratura di pietra intonacata a meno dello zoccolo di base.

Il fabbricato, soggetto al provvedimento di vincolo DGP-LAB 2364 del 12/05/1986, custodisce al suo interno un affresco con Madonna del Soccorso.

Abside rettangolare con solaio di copertura a volta realizzato in struttura lignea intonacata. La struttura del tetto a due falde è in legno con travatura principale e di ripartizione. Il fabbricato è completo di torretta campanaria lignea (piramidale), porta di ingresso e finestre a tutto sesto.

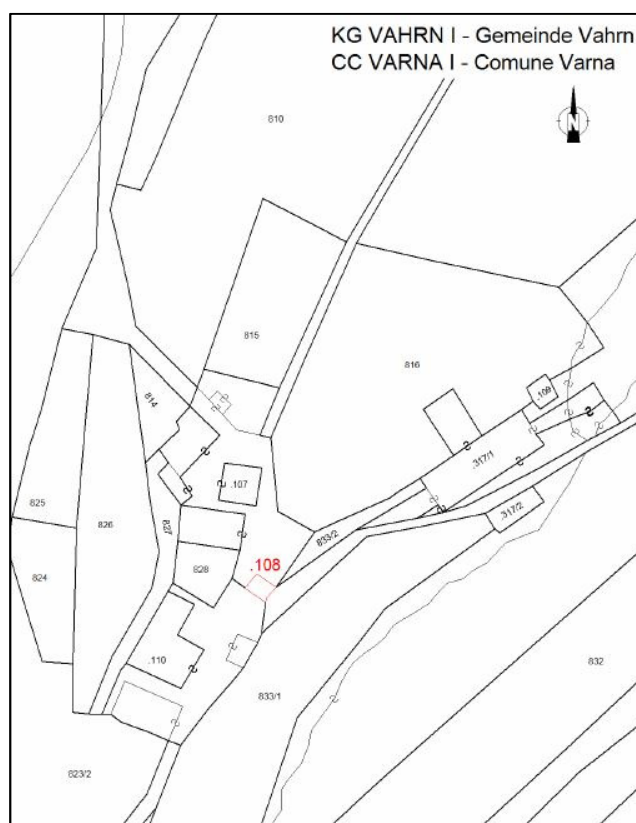


Figura 5.1 – Mappa catastale

La struttura appare sufficientemente solida e non si riscontrano problemi di stabilità generale. Sulle pareti esterne, in corrispondenza delle finestre sono presenti alcune crepe e lesioni passanti, riscontrabili anche dall'interno del fabbricato.

Dal Documento AP 062 di "Asseverazione stato di fatto del fabbricato sulla p.ed. 108 in C.C. di Varna I", prodotto dal Consorzio BBT nel 2007, si evince che sul solaio in corrispondenza della torretta campanaria

è presente una apertura apparentemente causata da un crollo parziale, ma trattasi di un foro resosi necessario per accedere alla campana.

La torretta del campanile presenta le tavole lignee di rivestimento in alcuni punti ammalorate e sollevate. Si riportano alcune immagini esterne del fabbricato.



Figura 5.2 – Viste - Cappella di Santa Croce

5.1 MONITORAGGIO

Sulla base di quanto descritto in precedenza, ci si attende che si vengano a creare, nell'area interessata dal maso, dei cedimenti differenziali che comporteranno delle rotazioni del piano campagna. La pendenza massima attesa lungo la sezione di studio sarà del 0.16%.

Prima dell'inizio delle lavorazioni dovrà essere installato un idoneo sistema di monitoraggio, con l'obiettivo, di avere un controllo continuo degli effetti sull' ambiente circostante ed in particolare sul fabbricato vincolato della Chiesetta in oggetto.

Tenendo conto che dal fatto che le condizioni operative (ambientali) possono influenzare le misure e che pertanto possono essere introdotti errori di tipo stocastico dovuti per esempio alle variazioni delle condizioni meteo (temperatura, pressione atmosferica, umidità, pioggia, ecc.) o altre condizioni al contorno oggi non prevedibili, il sistema di monitoraggio deve essere previsto avendo come riferimenti i seguenti criteri:

- avere un elevato numero di misure.
- ridondanza delle misure, ottenuta utilizzando strumenti diversi che possano "leggere", qualora si manifestino, gli stessi fenomeni misurando, appunto, grandezze diverse.

Per la gestione del sistema di monitoraggio e dei dati acquisiti dovrà essere prevista un'idonea struttura per la gestione che dovrà analizzare e validare i dati, nonché interpretare eventuali fenomeni in corso, gestire eventuali allarmi e proporre le conseguenti azioni, redigere reports periodici prima della archiviazione finale.

Per quanto sopra si prevede di ripetere lo stato di consistenza all'inizio dell'intervento, a 1/3 e a 2/3 della massima altezza di progetto raggiunta dal deposito in oggetto.

La strumentazione prevista per questo tipo di monitoraggio sarà costituita da:

- inclinometri da parete;
- fessurimetri da parete.

6 CAPPELLA DI SANTA CROCE – OPERE PROVVISORIALI - PUNTELLI

Il fabbricato in oggetto, pur essendo particolarmente robusto, non versa in buone condizioni di conservazione e, come indicato in precedenza, non ha subito interventi di recupero o ripristino.

Le murature perimetrali sono separate tra loro dalla presenza di vistose fessure passanti e per questo motivo un potenziale cedimento differenziale del piano di imposta delle fondazioni potrebbe comportare la non verticalità delle pareti. L'eccentricità dei carichi verticali rispetto al baricentro del piano di appoggio crea delle componenti orizzontali che potrebbero portare a:

- un aumento dello scenario fessurativo dell'immobile e maggiore separazione delle murature portanti;
- ribaltamento delle murature portanti e quindi crollo della copertura lignea.

L'intervento che si rende necessario, quindi, è di far funzionare il fabbricato come un unico corpo rigido e per far questo si deve ricorrere ad una "legatura" delle strutture.

La tipologia di intervento sarà quella di prevedere un sistema di puntelli orizzontali e verticali che andranno ad impedire gli spostamenti relativi tra le opere murarie del fabbricato.



Figura 6.1 – Esempio di sistema di puntelli inclinati esterni

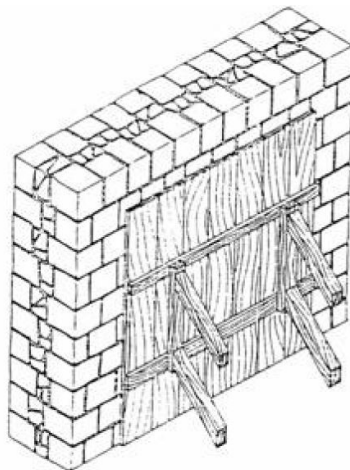


Figura 6.2 – Puntelli inclinati e sistema di protezione della muratura in tavolato di legno

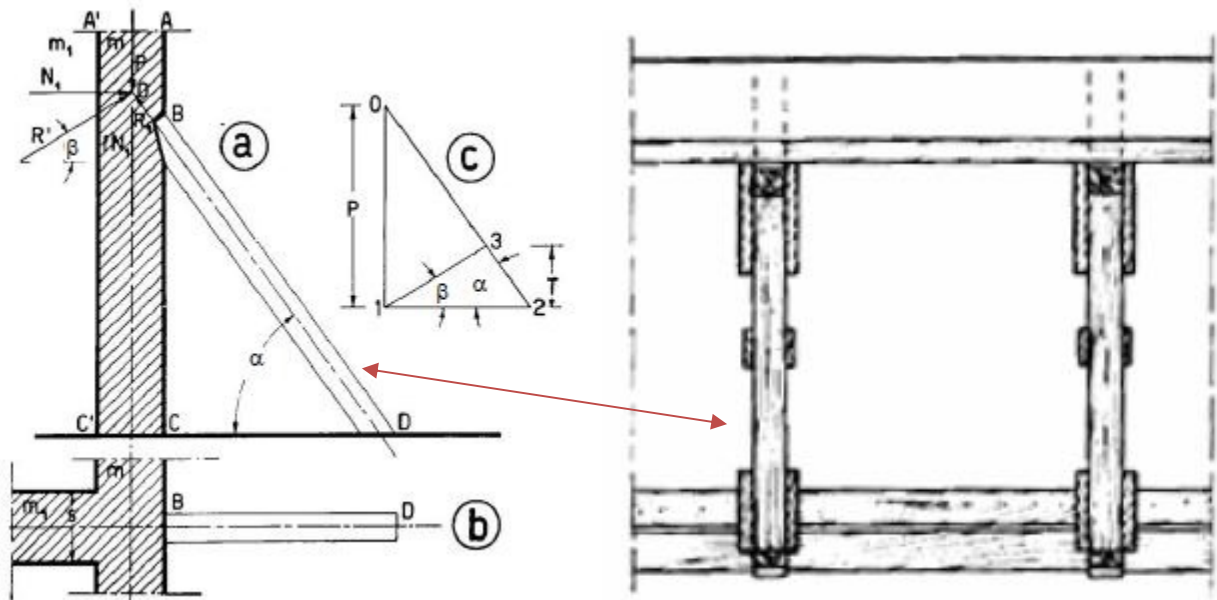


Figura 6.3 – Schema puntelli inclinati e vista laterale

Di seguito si riporta uno schema grafico delle dimensioni del fabbricato in oggetto.

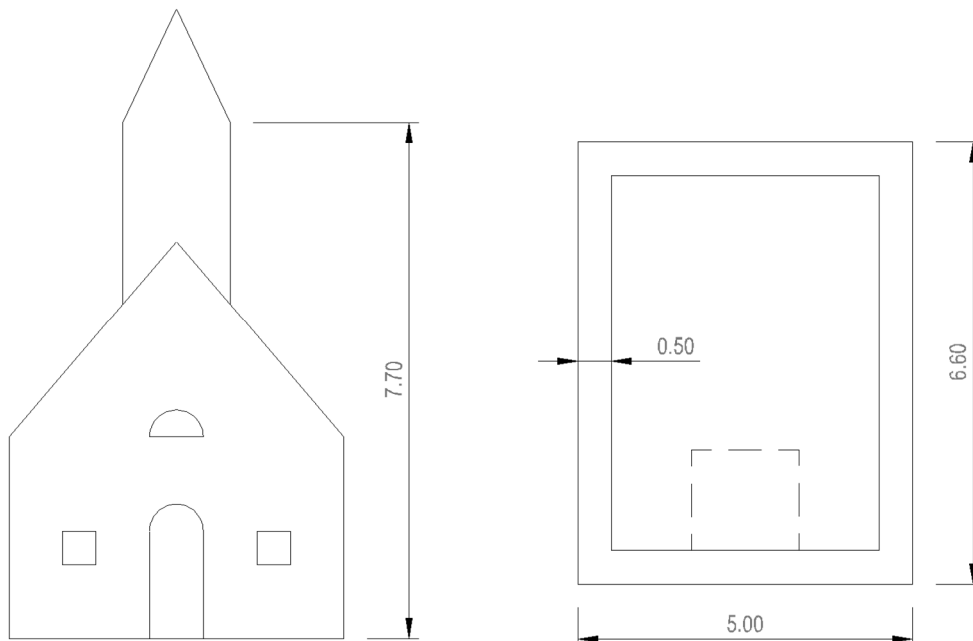


Figura 6.4 – Cappella di Santa Croce – Schema grafico

Dovendo preservare e tutela la struttura esistente, l'intervento dovrà prevedere uno schema di puntelli inclinati e puntoni orizzontali interni metallici alle cui estremità saranno posizionati tavolati in legno che consentono di non danneggiare l'intonaco già reso fragile dal passare del tempo. Una cerchiatura esterna costituirà una ulteriore garanzia affinché il fabbricato si comporti come un unico corpo rigido.

Non saranno previsti puntelli verticali interni a soffitto in quanto il fabbricato è dotato di un controsoffitto ligneo intonacato sagomato a botte.

Lo schema di puntelli e puntoni è riportato nel seguente schema:

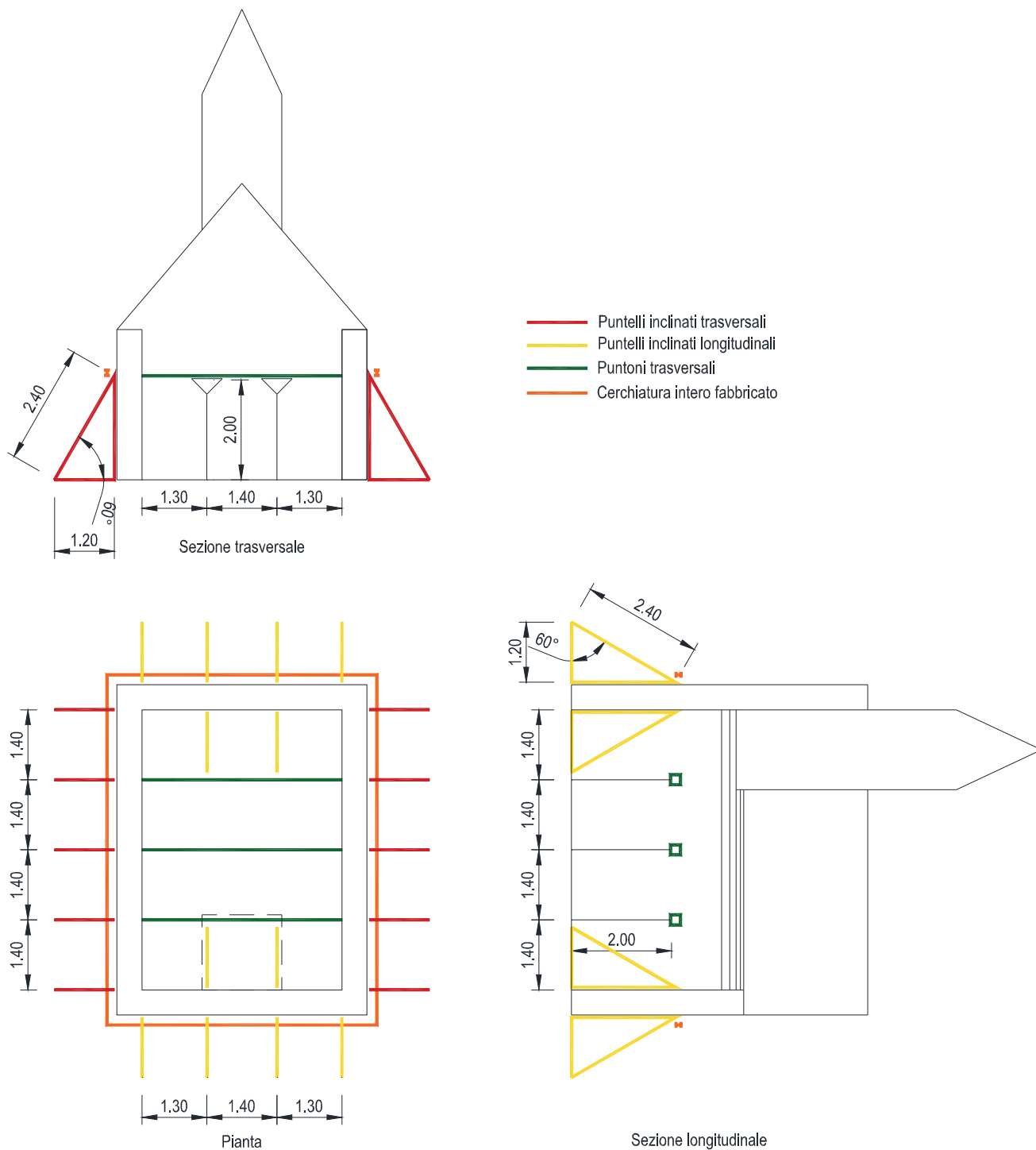


Figura 6.5 – Cappella di Santa Croce – Schema sistema di puntelli

Il dimensionamento e verifica dei puntelli si basa quindi sullo schema rappresentato in figura 6.3 senza tener conto dell'attrito e della coesione tra le murature. Traducendo la soluzione grafica in equazioni di equilibrio si ha:

$$N = \text{sfuerzo assiale sul puntone orizzontale} = \frac{P}{\tan \alpha}$$

$$R = \text{sfuerzo assiale sul puntello inclinato} = \frac{P}{\sin \alpha}$$

P rappresenta il carico agente sul singolo puntello rappresentato dal peso della muratura appartenente alla zona di influenza. A rigore il carico agente sarà solo una porzione di quello complessivo agente al di sopra del puntello stesso in quanto la muratura continua a funzionare. Cautelativamente il carico verrà assunto pari al 100% che si andrà a determinare.

6.1 ANALISI DI CARICO

6.1.1 Peso proprio

Si considera cautelativamente una altezza complessiva della muratura in pietrame pari a 7.50m, uno spessore pari a 0.50m e un peso per unità di volume pari a 27kN/m³.

Sulla base dei cedimenti determinati in precedenza si ha una inclinazione del piano di imposta delle fondazioni pari ad un angolo $\beta = 0.089$ pari ad una pendenza pari a 0.16%.

6.1.2 Neve

●	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

$$q_{sk} \text{ (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])}$$

C_E (coefficiente di esposizione)

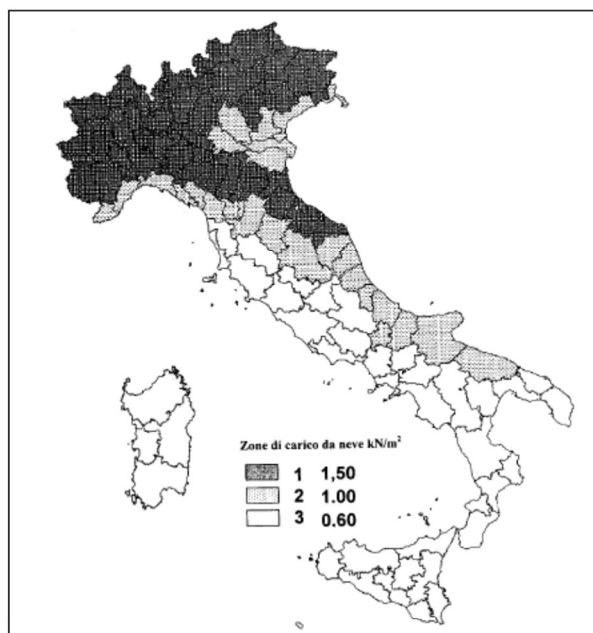
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	671
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2,57

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Are in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

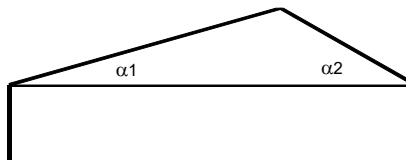
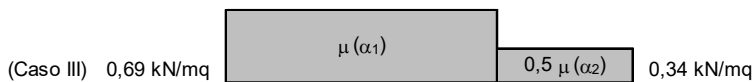
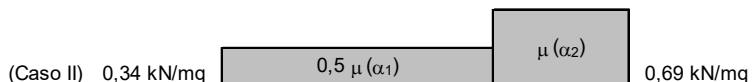
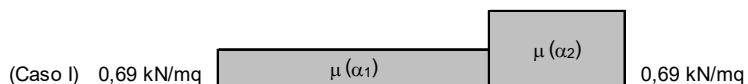
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	2,57
--	------

Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	50
α_2 (inclinazione falda [°])	50

$\mu(\alpha_1)$	0,266666667
-----------------	-------------

$\mu(\alpha_2)$	0,266666667
-----------------	-------------



6.1.3 Vento

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			671
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50$ [m/s])			25,000
$\alpha_R (T_R)$			1,00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)

q_b [N/mq]	391,20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

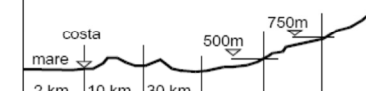
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

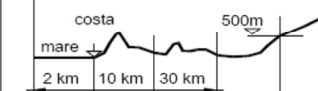
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

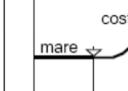
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

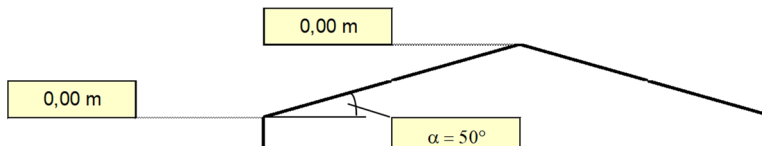
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	D	671

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0,2	0,1	5	1

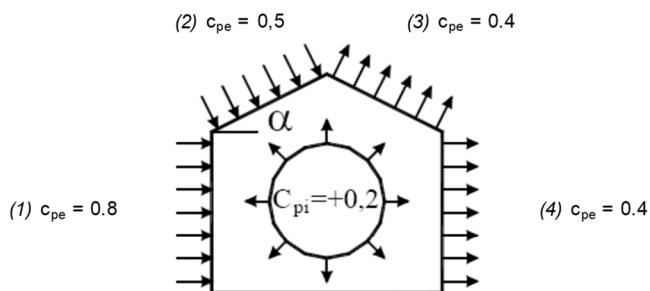
z [m]	c _e
z ≤ 5	1,708
z = 0	1,708
z = 0	1,708



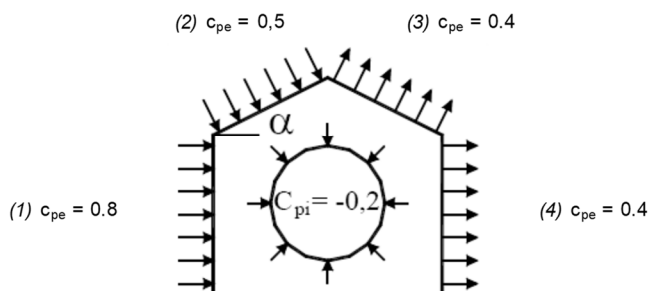
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,401
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,30	0,200
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,401
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,401

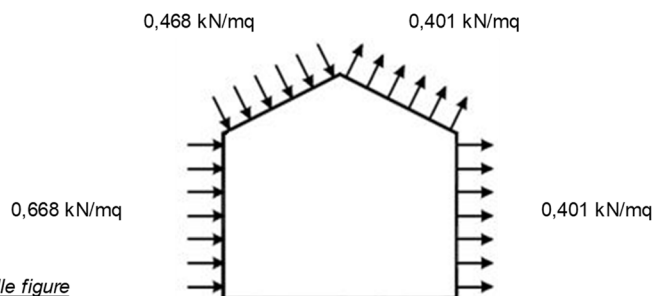


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1,00	0,668
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,70	0,468
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,134
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,134



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,668
(2)	0,468
(3)	0,401
(4)	0,401



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

6.1.1 Sisma

Si riporta di seguito la caratterizzazione sismica dei luoghi e fisico-meccanica del terreno nelle more delle NTC2008 e delle istruzioni ITF.

PARAMETRI SISMICI	
Vita Nominale (Anni) = 50	Coefficiente d'uso $C_u = 1,0$

In questi termini si definisce come periodo di riferimento dell'azione sismica di progetto il tempo:

$$V_R \geq V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Tale valore ha notevole importanza in quanto assumendo una legge di ricorrenza dell'azione sismica di tipo Poissoniano permette di definire, una volta fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 delle NTC - DM 14 gennaio 2008), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento nelle verifiche.

Ai sensi delle NTC 2008 in materia di classificazione sismica della zona in cui ricadono le opere ed in base alla caratterizzazione geotecnica si considera come riferimento quanto riportato di seguito:

<i>PARAMETRI SISMICI</i>	
Longitudine Est (Grd) 11.6396	Latitudine Nord (Grd) 46.7391
Categoria Suolo C	Coeff. Condiz. Topogr. T1

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,6396

LATITUDINE
46,7391

Ricerca per comune

REGIONE
Trentino-Alto Adig

PROVINCIA
Bolzano/Bozen

COMUNE
Varna

Elaborazioni grafiche

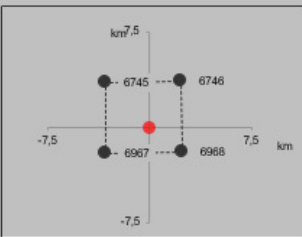
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri


Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta



Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,017	2,545	0,146
SLD	50	0,022	2,464	0,189
SLV	475	0,049	2,555	0,354
SLC	975	0,060	2,680	0,387

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

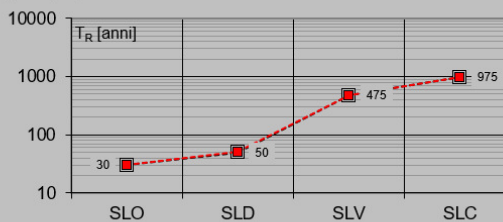
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLC** info

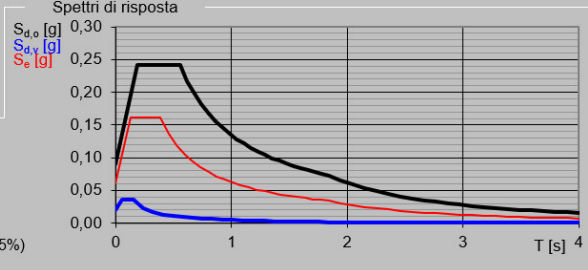
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1,500$ $C_c = 1,436$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1,5** $\eta = 1/q = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

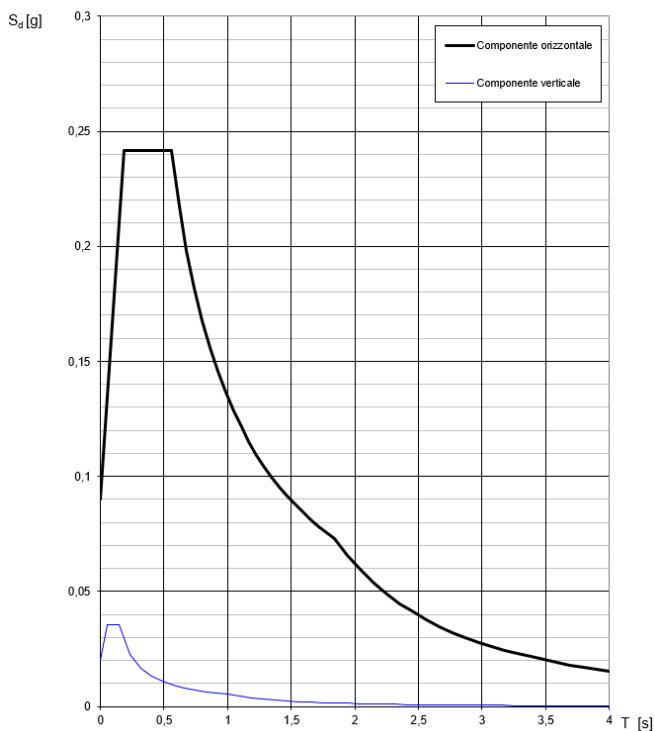
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi' SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,060 g
F_o	2,680
T_C^*	0,387 s
S_S	1,500
C_C	1,436
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,185 s
T_C	0,556 s
T_D	1,840 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_s(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,090
T_B	0,185	0,242
T_C	0,556	0,242
	0,617	0,218
	0,679	0,198
	0,740	0,182
	0,801	0,168
	0,862	0,156
	0,923	0,146
	0,984	0,137
	1,045	0,129
	1,107	0,121
	1,168	0,115
	1,229	0,109
	1,290	0,104
	1,351	0,099
	1,412	0,095
	1,473	0,091
	1,535	0,088
	1,596	0,084
	1,657	0,081
	1,718	0,078
	1,779	0,076
T_D	1,840	0,073
	1,943	0,065
	2,046	0,059
	2,149	0,054
	2,252	0,049
	2,355	0,045
	2,457	0,041
	2,560	0,038
	2,663	0,035
	2,766	0,032
	2,869	0,030
	2,972	0,028
	3,074	0,026
	3,177	0,024
	3,280	0,023
	3,383	0,022
	3,486	0,020
	3,589	0,019
	3,691	0,018
	3,794	0,017
	3,897	0,016
	4,000	0,015

Le forze sismiche saranno valutate secondo il metodo statico che modella l'azione sismica con forze statiche orizzontali.

Vista la scarsa capacità dissipativa del sistema è opportuno adottare un coefficiente di struttura pari a 1.

La forza da applicare a ciascuna massa è data dalla formula seguente:

$$F_h = 0.242W \frac{1}{g}$$

6.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA PUNTELLO

Nel presente paragrafo si procede alla verifica del profilo metallico HEB100 (acciaio S275J2G3) che andrà a costituire il puntello inclinato e il puntone interno a sostegno della muratura della chiesa in oggetto.

6.2.1 Combinazioni delle azioni

Verranno considerate le due seguenti combinazioni:

- Fondamentale:
 $1.3P+1.5Q_{k1}+1.5\Psi_{0i}Q_{ki}$
- Sismica:
 $P+E+\Psi_{2i}Q_{ki}$

6.2.2 Azioni

Considerando come fascia di influenza del singolo puntello/puntone una larghezza pari a 1.40m:

- Peso muratura in pietrame = 141.75kN
- Componente orizzontale del peso dovuto alla inclinazione del piano campagna = 0.22kN
- Azione sismica = 3.50kN
- Azione neve = 2.41kN
- Azione vento:
 - o Sottovento = 4.21kN
 - o Sopravento = 7.01kN

Approccio 1 - Combinazione 1:

- Combinazione fondamentale:
N = 118.24kN
R = 238.56kN
- Combinazione sismica:
N = 85.56kN
R = 171.68kN

L'azione dimensionante per i puntelli risulta essere quella in combinazione fondamentale per cui si assumerà per le verifiche a seguire il valore R = 238.56kN.

6.2.1 Verifiche

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_{yk}}{\gamma_{M0}} = 682000N$$

Quindi:

$$\frac{238560}{682000} = 0.35$$

Verificato.

Per quanto riguarda la verifica a stabilità delle membrature nel caso di aste compresse:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_{yk}}{\gamma_{M1}} = 334180N$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.49 \leq 1$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr}}} 1.09$$

$$\phi = 1.31$$

$$\alpha = 0.49$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_z}{L_{cr}^2} = 601886.52N$$

avendo assunto come lunghezza critica 2.40m.

$$\frac{238560}{334180} = 0.71 \leq 1$$

Verificato.