



RESTAURO CONSERVATIVO DELLA COPERTURA DELL'EDIFICIO DI RADIOTERAPIA ALL'INTERNO DELL'OSPEDALE DI PADOVA

RELAZIONE_STRUTTURALE

LIVELLO DI PROGETTO: DEFINITIVO_ESECUTIVO

CODICE: **RS**

SCALA:

EDIFICIO: RADIOTERAPIA

LIVELLO: DEF-ESEC

DIRETTORE GENERALE: Dott.ssa Patrizia Benini

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: Ing. Emanuele Scarabel

RESPONSABILE DELLA STRUTTURA:

Dott. Ing. Emanuele Scarabel - U.O.S Servizi Tecnici Patrimoniali -
Via Gattamelata, 64 - 35128 Padova - emanuele.scarabel@iov.veneto.it

PROGETTO RESTAURO
CONSERVATIVO :



Arch. Andrea Simionato - Via Beccaria, 2/2 Padova - T. +39 049 88008804 |
studiosimionato@libero.it - andrea.simionato@archiworldpec.it

PROGETTO STRUTTURALE:



Ing. Alessandro Turatto - TRE ESSE s.r.l | Via San Marco, 14 - 30030 Vigonovo (VE)
T. +39 049 8705564 - a.turatto@3essesrl.com

REVISIONE n° 02

DATA: NOVEMBRE_2021

ELABORATI

VERIFICA: M.B.

Elaborati Tavola / Annotazioni

VALIDAZIONE: A.S.

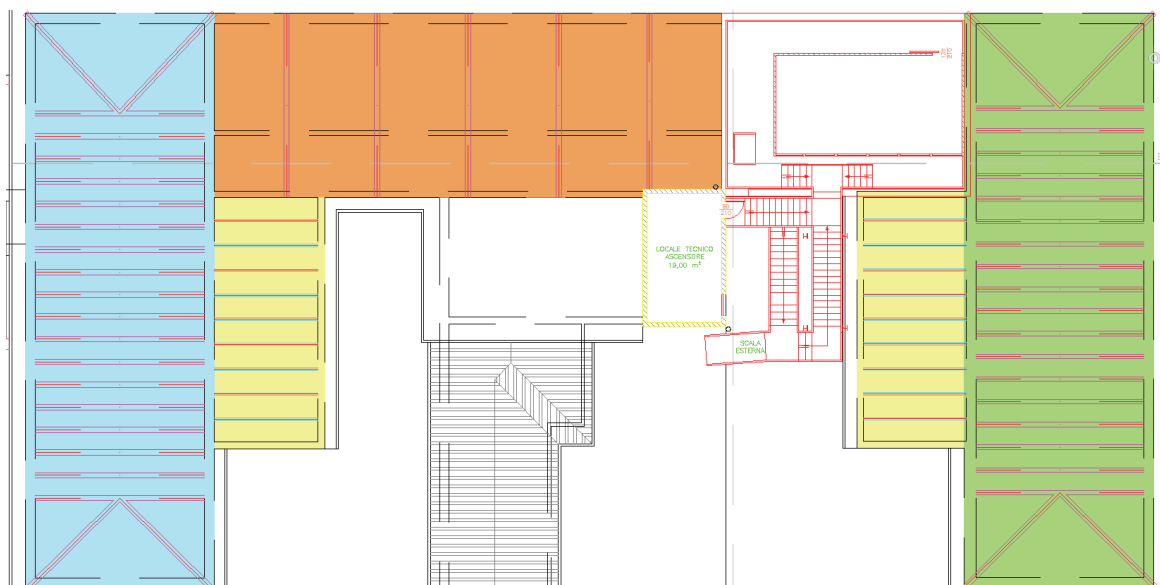
APPROVAZIONE: Ing. Emanuele Scarabel

SOMMARIO

	Pag.
1. DESCRIZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA DELLE STRUTTURE	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
3. CRITERI DI CALCOLO	10
4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	11
4.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	11
4.2 LEGNO MASSICCIO CLASSE C16	11
4.3 MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE	12
5. VERIFICA ELEMENTI COPERTURA LIGNEA	13
5.1 ANALISI DEI CARICHI	13
5.1.1 PESI PROPRI STRUTTURALI E CARICHI PERMANENTI	13
5.1.2 CARICHI ACCIDENTALI - NEVE	13
5.1.3. PRESSIONE DEL VENTO	13
5.1.4. SISMA	15
5.1.5 CARICHI SULLE STRUTTURE IN CONDIZIONI SISMICHE	32
5.1.6 VARIAZIONI TERMICHE	33
5.1.7 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE	34
5.1.8 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE	36
5.2 RELAZIONE SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE LIGNEE	38

1. DESCRIZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA DELLE STRUTTURE

La presente Relazione riguarda la verifica statica delle coperture lignee, e delle relative strutture di coronamento, del fabbricato ospitante la Radioterapia dello IOV ubicato all'interno del complesso di Via Giustiniani dell'Azienda Ospedaliera di Padova. Il sistema strutturale costituente le coperture in legno è suddivisibile in quattro zone costituite dai seguenti elementi.



LEGENDA STRUTTURA DI COPERTURA

- Zona composta da:
 - Capriate 24x24 ad interasse 100cm
 - Arcarecci 12x18 ad interasse 100cm
 - Travetti 5x11 ad interasse 80cm
 - Piano in pannelli OSB spessore 3cm
 - Guaina per impermeabilizzazione
 - Manto di copertura in coppi

- Zona composta da:
 - Capriate 20x20 ad interasse 100cm
 - Arcarecci 16x18 ad interasse 100cm
 - Travetti 5x11 ad interasse 80cm
 - Piano in pannelli OSB spessore 3cm
 - Guaina per impermeabilizzazione
 - Manto di copertura in coppi

- Zona composta da:
 - Capriate 24x24 ad interasse 400cm
 - Arcarecci 12x18 ad interasse 100cm
 - Travetti 5x11 ad interasse 80cm
 - Piano in pannelli OSB spessore 3cm
 - Guaina per impermeabilizzazione
 - Manto di copertura in coppi

- Zona composta da:
 - Travi tipo Varese ad interasse 110cm
 - Piano in pannelli OSB spessore 3cm
 - Guaina per impermeabilizzazione
 - Manto di copertura in coppi

Le capriate risultano appoggiate sul piano sommitale delle pareti murarie d'ambito nelle quali risultano inserite.



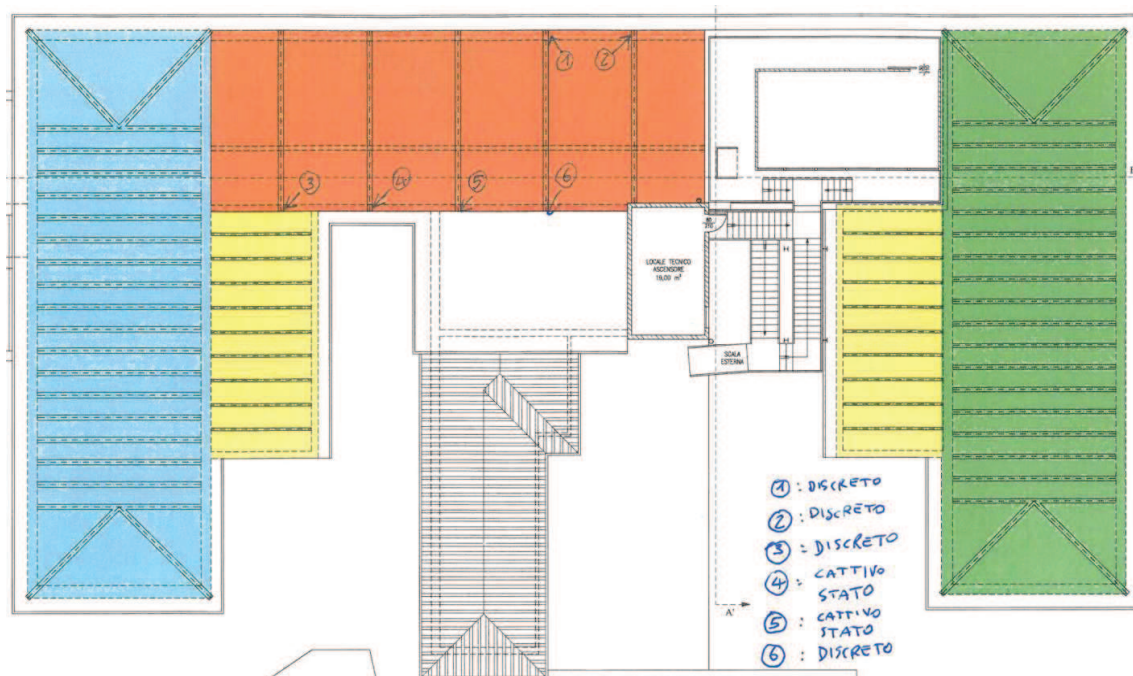
In alcune zone sono presenti dei tavelloni forati posti in opera in sostituzione di tavelline ammalorate o mancanti.



Alcuni elementi, sia appartenenti all'orditura primaria che a quella secondaria, risultano fortemente degradati.

A tal scopo sono state eseguite indagini resistografiche mediante trapano manuale che hanno fornito

indicazioni in merito allo stato di conservazione delle strutture lignee.



Ubicazione e risultanze delle indagini resistografiche





Il degrado sembra provenire da marcescenze localizzate, dovute probabilmente a momentanee esposizioni degli elementi strutturali agli agenti atmosferici e quindi all'umidità, o dall'attacco di agenti biologici, come insetti *xylofagi* (Capricorno, Lyctus, Tarlo, Sirex), funghi e muffe. Tali ammaloramenti risultano talora localizzati in corrispondenza di punti difettosi degli elementi lignei quali nodosità, cipollature, stellature o sacche di resina che ne predispongono un decadimento precoce nell'efficienza delle caratteristiche fisico-meccaniche geometriche di regolarità e di resistenza.

Alla luce di quanto riscontrato in sede di sopralluogo, ed in base alle risultanze delle analisi sulle strutture effettuate in sito, gli interventi riguardanti il consolidamento delle strutture lignee e murarie del sottotetto si articolano essenzialmente nel ripristino statico dell'orditura primaria, secondaria e terziaria costituita dalle capriate, dagli arcarecci e dai morali posti a supporto del soprastante manto di tavelline in cotto.

Previa verifica dello stato di conservazione di ciascun elemento, si procederà allo smontaggio di tutti gli elementi irrecuperabili, al recupero ed al riposizionamento delle porzioni riutilizzabili, all'integrazione delle porzioni mancanti con nuovi elementi in legno della stessa essenza di quelli esistenti e di uguali dimensioni, alla verifica di tutte le chiodature e all'integrazione di quelle mancanti. In particolare, si procederà al consolidamento degli innesti puntone-tirante delle capriate con la messa in opera di protesi in resina epossidica solidarizzate alle sezioni lignee mediante barre in acciaio Inox di opportuno diametro. E' prevista l'adozione di casseforme, ove necessario, in legno antico simile all'esistente e la pulizia finale compreso anche il ripristino dell'appoggio e della muratura. Eventualmente fosse necessario il ripristino di piccole lacune in corrispondenza agli appoggi sulle murature, esso verrà eseguito con mattoni pieni della stessa natura di quelli esistenti e malta di calce.

Nel caso di porzioni terminali dei puntoni moderatamente degradati, e quindi recuperabili, si procederà invece al ripristino delle testate delle travi lignee mediante il rifacimento delle parti ammalorate.

Si adotterà la tecnica della ricostruzione con pasta epossidica e successiva iniezione a pressione di resina epossidica per la solidarizzazione delle armature, previa asportazione del legno ammalorato con eventuale

impregnazione con resine epossidiche a conservazione penetrante o acriliche tipo Paraloid B72.

Particolare attenzione sarà posta nel ripristino del sistema di fascette metalliche che forniscono continuità alle catene mediante la messa in opera, completamente reversibile e non invasiva, di nastri forati zincati aventi sez. 60x2 mm.

Al fine di conseguire un risultato di miglioramento del comportamento sismico della struttura, si opererà anche all'integrazione del sistema delle connessioni nodali dei vari elementi lignei che compongono le capriate.

In particolare, si integrerà il sistema di piatti metallici di connessione, attualmente assente a livello dei nodi di colmo e presente in maniera unilaterale a livello dei nodi intermedi, mediante la messa in opera di ulteriori piatti in acciaio aventi sez. 50x6 mm collegati ciascuno mediante 5 viti mordenti di tipo VGS \varnothing 9mm – L 160 mm. Saranno infine poste in opera 2+2 viti di connessione mordenti di tipo VGS \varnothing 11mm – L 500-600 mm inserite in diagonale in ogni nodo. Il piano di falda sarà stabilizzato mediante la messa in opera, del tutto reversibile, di un sistema di controventatura in cavi in acciaio zincato \varnothing 8mm a 49 fili muniti di tenditore disposti a Croce di S. Andrea collegati ai nodi superiori delle capriate mediante unioni bullonate. Tale accorgimento è atto a costituire un diaframma rigido idoneo alla trasmissione ed alla ripartizione omogenea delle forze sismiche orizzontali sulle strutture sottostanti.

L'intervento di restauro conservativo della copertura sarà completato dalla rimozione di parte delle tavelline in cotto in cattivo stato di conservazione e loro sostituzione con tavelline di uguale fattura.

Per quanto attiene ai ripristini murari, nel caso di piccoli dissesti dei laterizi si interverrà mediante interventi di scuci-cuci su tratti di murature lesionate per piccole rotture o lievi cedimenti con l'impiego di materiale di recupero in analogia all'esistente con l'utilizzo di malta di calce analoga all'originale.

Nel caso di fessurazioni di natura superficiale, invece, si interverrà mediante stuccatura strutturale delle lesioni nelle murature mediante iniezione di formulato epossidico. L'intervento andrà eseguito in collaborazione con il restauratore incaricato per il perfetto controllo delle fasi d'intervento.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le corrispondenti verifiche di sicurezza sono stati sviluppati con riferimento alle seguenti normative:

- “Decreto Ministeriale 17/01/2018 - Ministero delle Infrastrutture - Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”.
- “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione de rischio sismico del patrimonio culturale” (12 ottobre 2007).
- “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)” (19/01/2011).
- “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)” (09/02/2011).

3. CRITERI DI CALCOLO

Il calcolo per il dimensionamento delle strutture e per la verifica delle tensioni specifiche massime è stato eseguito secondo i principi classici della Scienza delle Costruzioni e basato sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali, nel rispetto della vigente legislazione in materia.

I carichi considerati sono dettagliatamente indicati nel capitolo relativo all'Analisi dei carichi; sostanzialmente essi tengono conto dei:

- **Pesi propri strutturali**
- **Carichi permanenti di esercizio (comprensivi dei carichi tecnologici)**
- **Sovraccarichi accidentali (carichi utili)**
- **Sovraccarichi per vento**
- **Sovraccarichi per neve**
- **Effetti sismici**

Le verifiche di sicurezza delle strutture, e in particolare le verifiche di resistenza delle sezioni trasversali delle membrature, sono state condotte seguendo il metodo degli Stati Limite.

4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

4.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Acciaio S235 avente le seguenti caratteristiche meccaniche.

- Tensione di rottura:	$f_t = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- Tensione di snervamento:	$f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$
- Resilienza:	$KV = 27 \text{ J (+ 20}^\circ\text{C)}$
- Allungamento percentuale a rottura:	$\varepsilon_t = 21$
- Tensione normale ammissibile:	
per $t \leq 40 \text{ mm}$:	$\sigma_{amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

4.2 LEGNO MASSICCIO CLASSE C16

Per gli elementi strutturali in legno massiccio si sono ipotizzati prodotti caratterizzati dalle seguenti proprietà prestazionali così come indicato dalla norma UNI EN 1194

Proprietà di resistenza:

Flessione	$f_{m,k} = 160 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Trazione parallela	$f_{t,0,k} = 100 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Compressione parallela	$f_{c,0,k} = 170 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k} = 22 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Taglio	$f_{v,k} = 18 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$

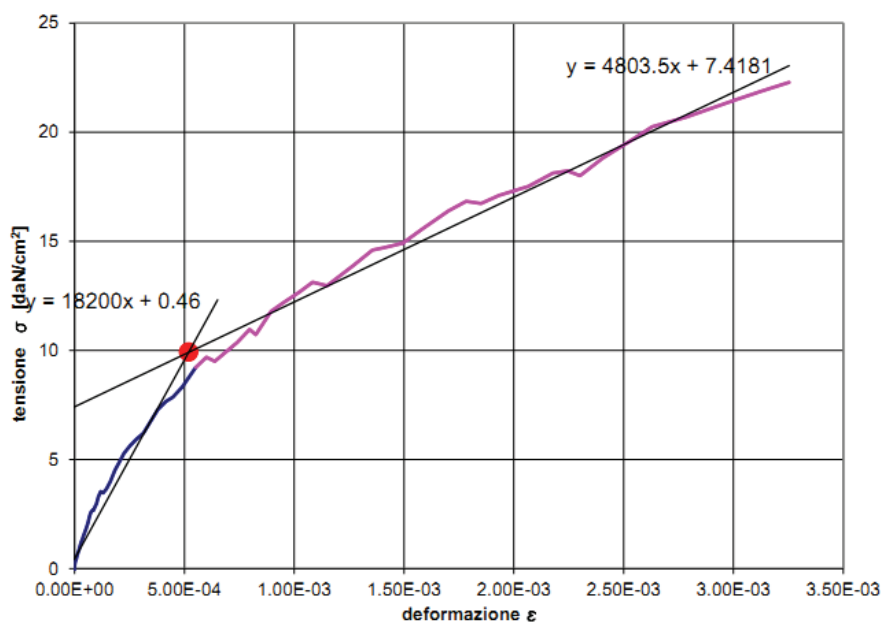
Proprietà di rigidezza:

Modulo elastico medio	$E_{0,mean} = 80000 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Modulo tangenziale medio	$G_{mean} = 5000 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$
Massa volumica	$\rho_k = 310 \text{ (daN/m}^3\text{)}$

4.3 MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18



5. VERIFICA ELEMENTI COPERTURA LIGNEA

5.1 ANALISI DEI CARICHI

5.1.1 PESI PROPRI STRUTTURALI E CARICHI PERMANENTI

- I pesi propri strutturali vengono valutati in automatico dal programma di calcolo assumendo per il legno massiccio una densità pari a 500 kg/mc.
- I carichi permanenti in copertura sono costituiti dall'orditura terziaria (moraletti lignei: 12 kg/mq), le tavelle in cotto (54 kg/mq) ed il soprastante manto in coppi (60 kg/mq).
- I carichi permanenti del controsoffitto in arelle sono pari a 60 kg/mq.

5.1.2 CARICHI ACCIDENTALI - NEVE

Il sovraccarico accidentale viene valutato secondo le seguenti Normative:

“Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018.

Il carico della neve al metro quadrato di proiezione orizzontale della costruzione, previsto dalle norme suddette, è pari a:

$$q_s = \psi_i q_{sk}$$

$$\psi_i = \psi_1 = 0.8$$

$$q_{sk} = 1,0 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$$

(Zona II / $a_s < 200 \text{ m}$)

In definitiva:

$$q_s = 80 \text{ kg/m}^2$$

5.1.3. PRESSIONE DEL VENTO

[Zona 1 – Classe di rugosità B – Categoria di esposizione: IV]

Secondo **D.M. 17.01.2018** la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} * C_e * C_p * C_d$$

dove:

q_{ref}	pressione cinetica
c_e	coefficiente di esposizione
c_p	coefficiente di forma o aerodinamico
$c_d = 1$	coefficiente dinamico

La pressione cinetica q_{ref} (in N/m^2) di riferimento è data dall'espressione:

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6$$

dove v_{ref} è la velocità di riferimento del vento (in m/sec) e secondo la tabella 7.1 della Normativa è pari a 25 m/sec.

Sostituendo i valori si ottiene:

$$q_{ref} = 25^2 / 1.6 = 39 \text{ kg/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z dal suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

La formula per la sua determinazione è:

$$c_e = K_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t(\ln(z/z_0))]$$

dove, seguendo la normativa si hanno i seguenti coefficienti:

$c_t = 1$ coefficiente di topografia

$K_r = 0.22$ (tab. 7.2)

$z_0 = 0.30$ (tab. 7.2)

$z_{min} = 8 \text{ m}$ (tab. 7.2)

Essendo $z > z_{min}$

$$c_e = c_e(z) = K_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t(\ln(z/z_0))] = 1.7$$

Sostituendo i valori la pressione del vento è:

$$p = q_{ref} * c_e * c_p * c_d = 39 * 1.7 * c_p * 1$$

dove $c_p = +0.8 / -0.4$

Quale effetto radente del vento sulla superficie dei rivestimenti si considera una forza orizzontale di tipo tangenziale pari a:

$$p.v.t. = 0.04 \cdot 39 \cdot 1.7 = 3 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{azione tangenziale})$$

5.1.4. SISMA

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per l’opera in oggetto si considerano:

Vita nominale (V_N):	50 anni
Classe d’uso:	IV ($C_u = 2$)
Periodo di riferimento azione sismica ($V_R = V_N \cdot C_u$):	100 anni

Determinazione dell’accelerazione al suolo:

Stato limite	P_{VR} (Probabilità di superamento ne periodo V_R)
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con $T_R = \text{tempo di ritorno} = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Le caratteristiche della struttura consentono un'analisi di tipo modale; il fattore di struttura q da adottare nella determinazione dell'azione sismica di progetto dipende dalla tipologia strutturale verificata e dal tipo di particolari costruttivi realizzati.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, come le nostre, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel nostro caso, vista la presenza di controventi a "K" (v. D.M. 17/01/2018 § 7.5.2.1) la struttura deve essere considerata non dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge le colonne.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. D.M. 17/01/2018 § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di

Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD "A");

- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD"A" e ad 1,1 per CD"B".

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9 del D.M. 17/01/2018, devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. D.M. 17/01/2018 § 7.3); si deve

tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello. Nel nostro caso vengono rappresentati unicamente in termini di massa.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza. Nel nostro caso essi vengono rappresentati mediante elementi "shell" di adeguato spessore.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. Nel nostro caso abbiamo adottato esclusivamente modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei

cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente, attraverso spettri di risposta.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s).

Nel ns. caso:

$$q = q_0 \cdot x \cdot K_R = 1$$

dove: K_R = fattore di regolarità
 q_0 = fattore di tipologia strutturale

Nel caso specifico, quindi, si assume:

$K_R = 1.0$ (edificio regolare in pianta)
 1.0 (edificio regolare in altezza)
 $q_0 = 1.0$

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,8828

LATITUDINE
45,4161

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Padova

COMUNE
Padova

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_R

 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

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

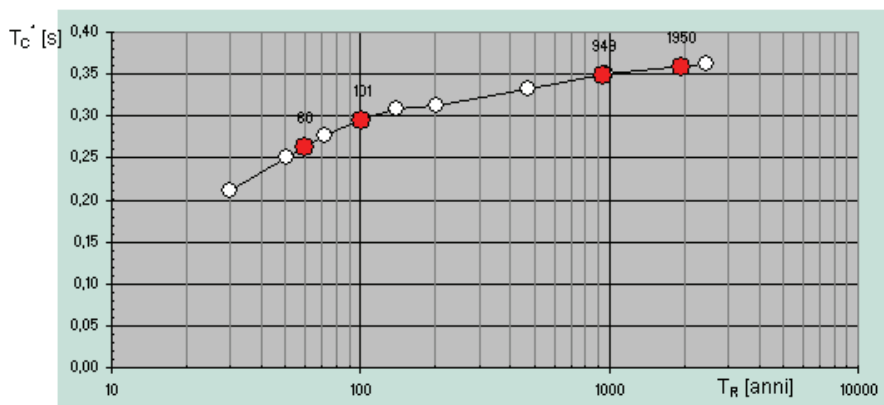
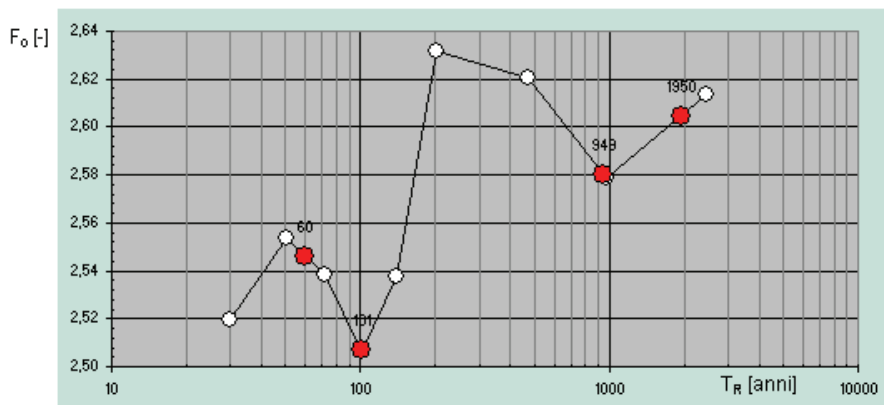
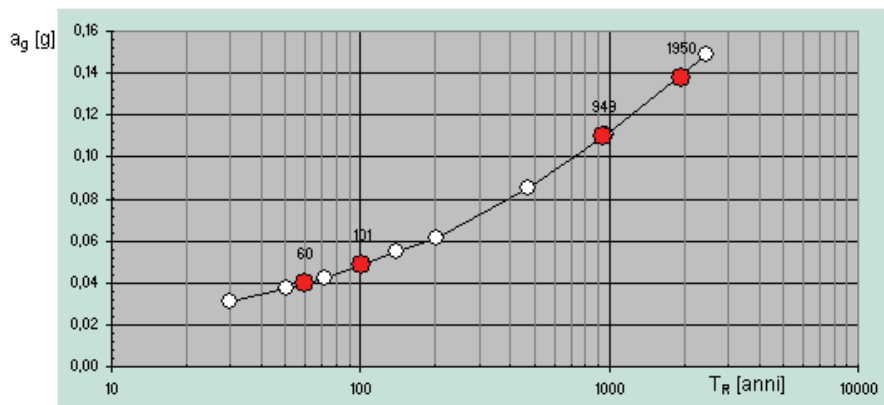
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,063	2,491	0,254
SLD	101	0,081	2,440	0,269
SLV	949	0,203	2,450	0,288
SLC	1950	0,261	2,403	0,294

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: **SLO** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: **C** info $S_B = 1,500$ $C_0 = 1,631$ info

Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\gamma = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\gamma = 1,000$ info

Fattore q_0 : **1** info Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto $\gamma = 1,000$ info

Fattore q : **1**

Elaborazioni

☒ Grafici spettri di risposta
☐ Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

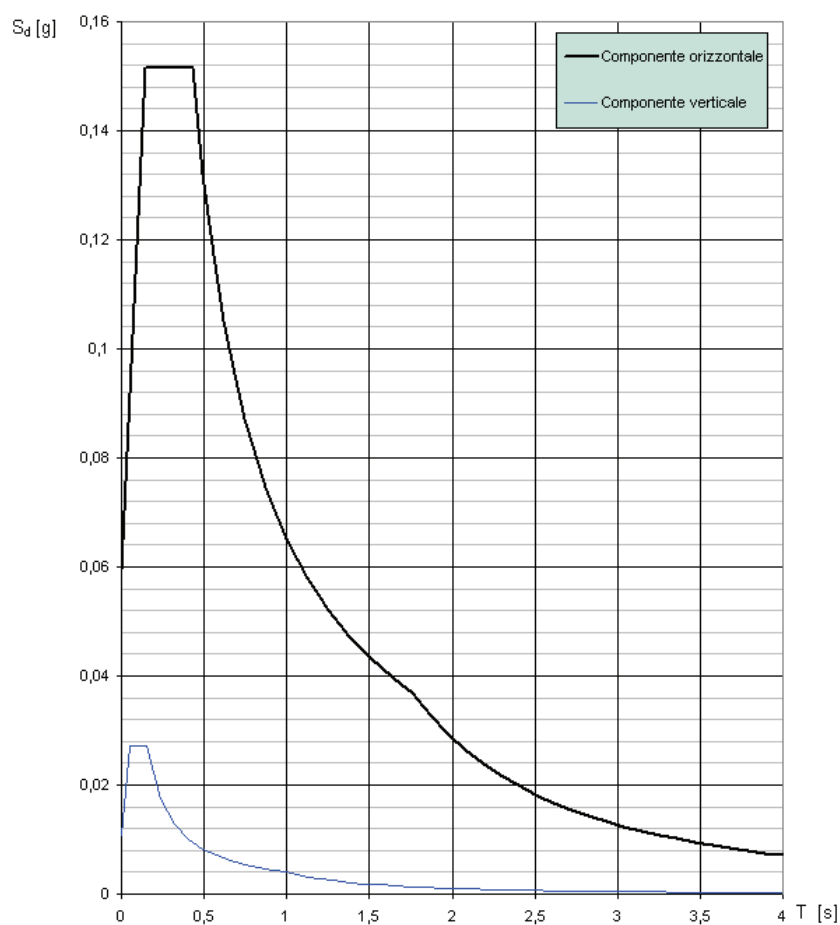
$S_{d,p}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

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

T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_d	0,040 g
F_o	2,546
T_c^*	0,263 s
S_s	1,500
C_c	1,631
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,143 s
T_C	0,430 s
T_D	1,759 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0,060
T_B	0,143	0,152
T_C	0,430	0,152
	0,493	0,132
	0,556	0,117
	0,619	0,105
	0,683	0,095
	0,746	0,087
	0,809	0,080
	0,873	0,075
	0,936	0,070
	0,999	0,065
	1,063	0,061
	1,126	0,058
	1,189	0,055
	1,252	0,052
	1,316	0,050
	1,379	0,047
	1,442	0,045
	1,506	0,043
	1,569	0,042
	1,632	0,040
	1,696	0,038
T_D	1,759	0,037
	1,866	0,033
	1,972	0,029
	2,079	0,027
	2,186	0,024
	2,292	0,022
	2,399	0,020
	2,506	0,018
	2,613	0,017
	2,719	0,015
	2,826	0,014
	2,933	0,013
	3,039	0,012
	3,146	0,012
	3,253	0,011
	3,360	0,010
	3,466	0,010
	3,573	0,009
	3,680	0,008
	3,787	0,008
	3,893	0,008
	4,000	0,007

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_{gv}	0,011 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,685
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_B$	$S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
$T_C \leq T < T_D$	$S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,011
$T_B \leftarrow$	0,050	0,027
$T_C \leftarrow$	0,150	0,027
	0,235	0,017
	0,320	0,013
	0,405	0,010
	0,490	0,008
	0,575	0,007
	0,660	0,006
	0,745	0,005
	0,830	0,005
	0,915	0,004
$T_D \leftarrow$	1,000	0,004
	1,094	0,003
	1,188	0,003
	1,281	0,002
	1,375	0,002
	1,469	0,002
	1,563	0,002
	1,656	0,001
	1,750	0,001
	1,844	0,001
	1,938	0,001
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,000
	2,969	0,000
	3,063	0,000
	3,156	0,000
	3,250	0,000
	3,344	0,000
	3,438	0,000
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info $S_s = 1,200$ $C_c = 1,430$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ 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_o **4** Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ 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, $\xi = 5\%$)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1,500$ $C_c = 1,570$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ 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_o **1** Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

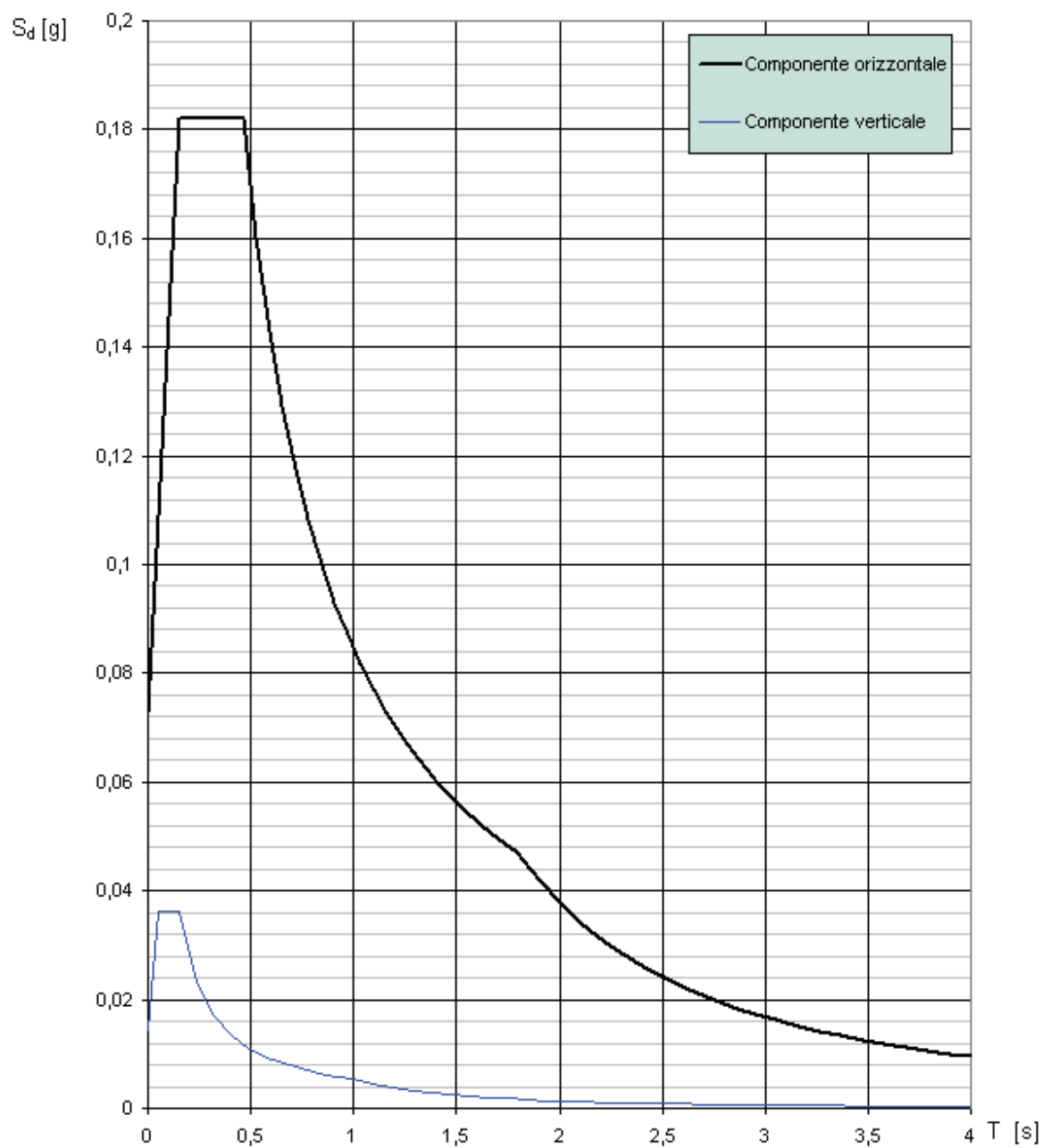
Parametri e punti spettri di risposta →

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 limite: SLD



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,048 g
F_o	2,507
T_c	0,295 s
S_s	1,500
C_c	1,570
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,464 s
T_D	1,794 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_k(T)$ 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	0,073
$T_B \leftarrow$	0,155	0,182
$T_c \leftarrow$	0,464	0,182
	0,527	0,160
	0,590	0,143
	0,654	0,129
	0,717	0,118
	0,780	0,108
	0,844	0,100
	0,907	0,093
	0,970	0,087
	1,034	0,082
	1,097	0,077
	1,160	0,073
	1,224	0,069
	1,287	0,066
	1,350	0,063
	1,414	0,060
	1,477	0,057
	1,540	0,055
	1,604	0,053
	1,667	0,051
	1,730	0,049
$T_D \leftarrow$	1,794	0,047
	1,899	0,042
	2,004	0,038
	2,109	0,034
	2,214	0,031
	2,319	0,028
	2,424	0,026
	2,529	0,024
	2,634	0,022
	2,739	0,020
	2,844	0,019
	2,949	0,017
	3,054	0,016
	3,160	0,015
	3,265	0,014
	3,370	0,013
	3,475	0,013
	3,580	0,012
	3,685	0,011
	3,790	0,011
	3,895	0,010
	4,000	0,009

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{qv}	0,014 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,745
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_z}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,014
$T_B \leftarrow$	0,050	0,036
$T_C \leftarrow$	0,150	0,036
	0,235	0,023
	0,320	0,017
	0,405	0,013
	0,490	0,011
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,007
	0,915	0,006
$T_D \leftarrow$	1,000	0,005
	1,094	0,005
	1,188	0,004
	1,281	0,003
	1,375	0,003
	1,469	0,003
	1,563	0,002
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,001
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,000
	3,438	0,000
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: **C** info $S_B = 1,500$ $C_o = 1,486$ info

Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\gamma = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\gamma = 1,000$ info

Fattore $q_o = 1$ info $\gamma = 1,000$ info

Compon. verticale

Fattore $q = 1$ info $\gamma = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

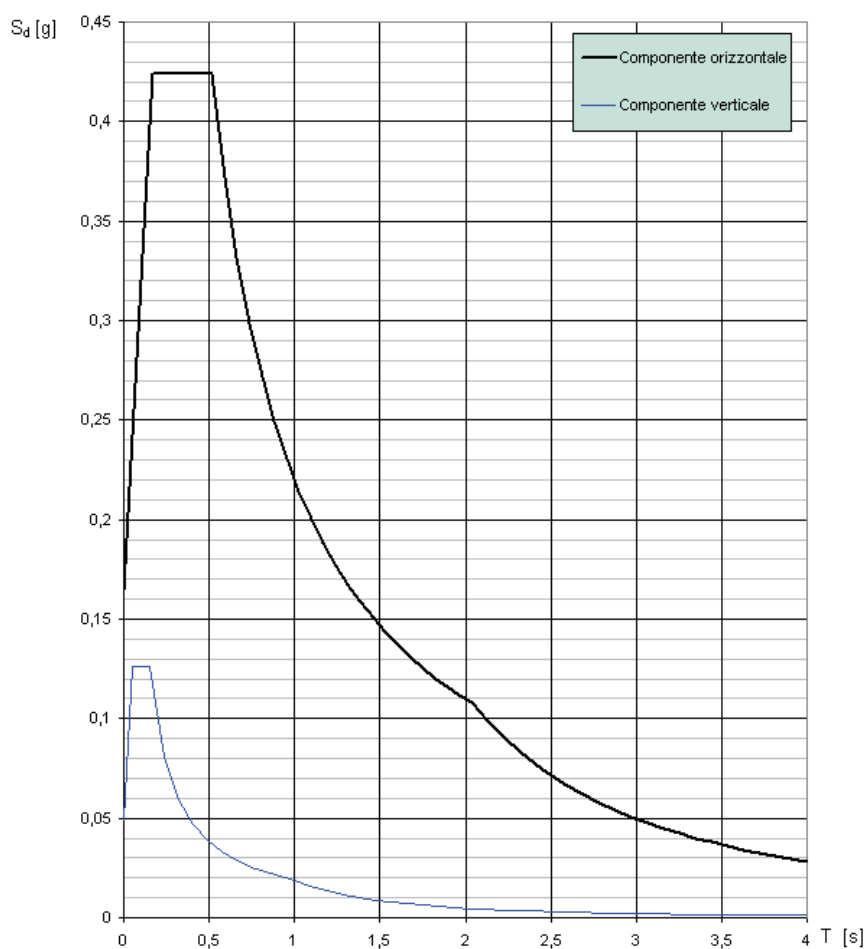
Parametri e punti spettri di risposta info

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 limite: SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,110 g
F_o	2,580
T_c	0,349 s
S_s	1,500
C_c	1,486
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,173 s
T_c	0,519 s
T_D	2,038 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0,164
$T_B \leftarrow$	0,173	0,424
$T_c \leftarrow$	0,519	0,424
	0,591	0,372
	0,663	0,331
	0,736	0,299
	0,808	0,272
	0,880	0,250
	0,953	0,231
	1,025	0,214
	1,098	0,200
	1,170	0,188
	1,242	0,177
	1,315	0,167
	1,387	0,159
	1,459	0,151
	1,532	0,144
	1,604	0,137
	1,676	0,131
	1,749	0,126
	1,821	0,121
	1,893	0,116
	1,966	0,112
$T_D \leftarrow$	2,038	0,108
	2,131	0,099
	2,225	0,091
	2,318	0,083
	2,412	0,077
	2,505	0,071
	2,599	0,066
	2,692	0,062
	2,785	0,058
	2,879	0,054
	2,972	0,051
	3,066	0,048
	3,159	0,045
	3,253	0,042
	3,346	0,040
	3,439	0,038
	3,533	0,036
	3,626	0,034
	3,720	0,032
	3,813	0,031
	3,907	0,029
	4,000	0,028

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,049 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,153
S	1,000
γ	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,3} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,049
$T_B \leftarrow$	0,050	0,126
$T_C \leftarrow$	0,150	0,126
	0,235	0,081
	0,320	0,059
	0,405	0,047
	0,490	0,039
	0,575	0,033
	0,660	0,029
	0,745	0,025
	0,830	0,023
	0,915	0,021
$T_D \leftarrow$	1,000	0,019
	1,094	0,016
	1,188	0,013
	1,281	0,012
	1,375	0,010
	1,469	0,009
	1,563	0,008
	1,656	0,007
	1,750	0,006
	1,844	0,006
	1,938	0,005
	2,031	0,005
	2,125	0,004
	2,219	0,004
	2,313	0,004
	2,406	0,003
	2,500	0,003
	2,594	0,003
	2,688	0,003
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,002
	3,344	0,002
	3,438	0,002
	3,531	0,002
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

5.1.5 CARICHI SULLE STRUTTURE IN CONDIZIONI SISMICHE

Il sito in esame è classificato in Zona Sismica 3 secondo la classificazione sismica presente nelle NTC del 17.01.2018; l'analisi sismica sarà di tipo dinamico – modale in campo lineare adottando lo spettro di risposta di progetto in termini di accelerazione.

Si terrà conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Le sollecitazioni complessive si ottengono dai valori dei singoli modi di vibrazione con una combinazione CQC (Combinazione Quadratica Completa).

Data l'importanza dell'opera le verifiche vengono condotte agli Stati Limite Ultimi di Operatività (SLO), di Danno (SLD) e di salvaguardia della Vita (SLV) considerando un comportamento strutturale dissipativo con classe di duttilità bassa, non si considera la non-linearità di comportamento (sia per materiale che per geometria) ed il sisma di progetto viene applicato ad un modello lineare tridimensionale della struttura.

Per definire lo spettro di progetto sono state assunte le seguenti ipotesi:

- **Vita nominale dell'opera:**

$V_N = 50$ anni

- **Classe d'uso:**

Classe d'uso = IV

Coefficiente $C_u = 2.0$

- **Periodo di riferimento per l'azione sismica:**

$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 2.0 = 100$ anni

- **Fattore di struttura:**

$q = 2.0$ (struttura con controventi concentrici a V)

- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:**

$P_{VR} = 5\%$ (per lo stato limite di collasso SLC)

- **Periodo di ritorno dell'evento sismico:**

$T_R = -V_R / [\ln(1 - P_{VR})] = 975$ anni

- **Categoria del sottosuolo:**

Categoria C

- **Categoria topografica:**

Categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$)

- **Masse strutturali:**

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali corrispondente all'azione quasi permanente (coefficiente ψ_2)

- **Parametri sismici:**

I parametri sismici da considerare per il sito in esame vengono mediati a partire dai punti del reticolo di riferimento.

Le formule utilizzate per mediare i valori rispetto ai punti del reticolo sono pesate sulla distanza dagli stessi punti:

$$p = [\sum p_i / d_i] / [\sum 1 / d_i]$$

Le formule utilizzate per mediare i valori rispetto ai tempi di ritorno tabulati (T_{R1} e T_{R2}) sono:

$$\log (p) = \log (p_1) + \log (p_2/p_1) \times \log (T_R / T_{R1}) / \log (T_{R2} / T_{R1})$$

5.1.6 VARIAZIONI TERMICHE

Si assumono le variazioni termiche caratteristiche di strutture non protette:

$$\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$$

5.1.7 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

Si considerano le combinazioni di carico previste dalla normativa. Il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite e le combinazioni di carico definite sono quelle riportate nella normativa di riferimento (§ 2.6.1 D.M. 17/01/2018).

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

Combinazioni allo stato limite ultimo (condizioni statiche):

$$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_p * P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \gamma_{Qi} * Q_{ik}]$$

Combinazioni rare (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{1k} + \gamma_{Qi} * Q_{ik}$$

Combinazioni frequenti (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \gamma_{1l} * Q_{1k} + \gamma_{1i} * Q_{ik}$$

Combinazioni quasi permanenti (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \gamma_{1i} * Q_{ik}$$

Combinazione eccezionale:

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + A_d + \gamma_{2i} * Q_{ik}]$$

Verifica per lo stato limite di equilibrio

$$\gamma_{G1} = 1,1 \text{ (oppure 0.9)}$$

G_k = pesi permanenti

$$\gamma_{G2} = 1,5 \text{ (oppure 0)}$$

G_k = pesi permanenti non strutturali

$$\gamma_p = 1$$

P_k = precompressione

$$\gamma_{Qi} = 1,5 \text{ (oppure 0)}$$

Q_k = pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo resistente

$$\gamma_{G1} = 1,3 \text{ (oppure 0.9)}$$

G_k = pesi permanenti

$$\gamma_{G2} = 1,5 \text{ (oppure 0)}$$

G_k = pesi permanenti non strutturali

$$\gamma_p = 1$$

P_k = precompressione

$$\gamma_{Qi} = 1,5 \text{ (oppure 0)}$$

Q_k = pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo geotecnico

$$\gamma_{G1} = 1,0$$

G_k = pesi permanenti

$$\gamma_{G2} = 1,3 \text{ (oppure 0)}$$

G_k = pesi permanenti non strutturali

$$\gamma_p = 1$$

P_k = precompressione

$$\gamma_{Qi} = 1,3 \text{ (oppure 0)}$$

Q_k = pesi accidentali

$\psi_{1i}, \psi_{1i}, \psi_{1i}$: coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche:

Categoria/azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Cat. A) ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Cat. B) uffici	0.7	0.5	0.3
Cat. C) ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Cat. D) ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Cat. E) biblioteche, archivi, magazzini	1.0	0.9	0.8
Cat. F) parcheggi per veicoli con peso <30KN	0.7	0.7	0.6
Cat. G) parcheggi per veicoli con peso >30KN	0.7	0.5	0.3
Cat. H) coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (quota <1000m slm)	0.5	0.2	0.0
Neve (quota >1000m slm)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le combinazioni considerate si differenziano in base ai tipi di verifica:

EQU = Stato Limite Ultimo di Equilibrio della struttura (analisi di buckling globale e locale)

STR = Stato Limite Ultimo di Resistenza della struttura (analisi di resistenza di materiale e connessioni)

GEO = Stato Limite Ultimo di Resistenza delle strutture di fondazione (elementi a contatto con il terreno).

SLE = Stato Limite di Esercizio per il calcolo della fessurazione del calcestruzzo e delle deformazioni.

		coefficiente	EQU	STR	GEO	GEO
g₁ = carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00	1.00
<i>delle strutture, di</i>						
<i>acqua e terreno</i>	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00	1.00
g₂ = carichi permanenti	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>non strutturali</i>	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30	1.30
q = carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>(sovraccarico</i>						
<i>accidentale)</i>	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30	1.30

I carichi variabili vengono combinati con un fattore di combinazione $\psi_0 = 1.0$, per il vento si considera un fattore di combinazione $\psi_0 = 0.6$.

5.1.8 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

Le azioni sismiche sulla struttura vengono calcolate mediante un'analisi dinamica modale con spettro di risposta associato ad ogni direzione principale (X, Y, Z) combinando i modi di vibrare collegati alle prime 120 frequenze naturali della struttura mediante il metodo CQC.

Combinazione sismica:

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \gamma \left(\sum_{i=1}^n \lambda_{2i} \cdot Q_{ik} \right)$$

L'azione sismica viene valutata considerando:

le masse partecipanti $G_{1k} + G_{2k} + \gamma \left(\sum_{i=1}^n \lambda_{2i} \cdot Q_{ik} \right)$

l'accelerazione del luogo in esame con tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

(con $V_R = V_N * C_u$)

(con P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R)

In seguito, le sollecitazioni ottenute per ciascuna direzione principale X e Y vengono combinate con le sollecitazioni per sisma verticale (Z) sommando alle sollecitazioni ottenute da sisma in una direzione il 30% delle sollecitazioni ottenute per sisma nelle altre due direzioni.

sisma X = \pm sisma X [CQC] \pm 0.3 sisma Y [CQC] \pm 0.3 sisma Z [CQC]

sisma Y = \pm 0.3 sisma X [CQC] \pm sisma Y [CQC] \pm 0.3 sisma Z [CQC]

sisma Z = \pm 0.3 sisma X [CQC] \pm 0.3 sisma Y [CQC] \pm sisma Z [CQC]

Vengono perciò realizzate le combinazioni di effetti, sommate agli effetti dei carichi permanenti sulla struttura e poi involuppate per ottenere in un unico risultato i valori massimi o minimi di sollecitazione.

5.2 RELAZIONE SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE LIGNEE

Non tenendo conto di un certo numero di trasformazioni a carico di alcune sostanze presenti nella struttura lignea che sono da considerare come fattori di naturale invecchiamento, si può affermare che la presenza di un adeguato equilibrio termo-igrometrico, non costituisce causa di degrado dei manufatti lignei analizzati.

Gli attacchi portati da insetti xilofagi e da funghi o muffe ne costituiscono invece problema per la conservazione.

Ciò che rende particolarmente pericoloso l'attacco di questi fenomeni sugli elementi lignei analizzati è la loro stessa collocazione che non consentendo un facile controllo ha impedito una diagnosi precoce del fenomeno.

Pertanto, il legno una volta messo in opera continua ad essere soggetto ad agenti di biodeteriogeno in varia misura e con varia intensità a seconda della sua natura e delle situazioni ambientali.

Nel nostro caso si è osservato una assente prassi manutentiva e/o di controllo sulle strutture lignee che probabilmente ha perdurato per un lunghissimo lasso di tempo.

Gli organismi che degradano il legno della copertura e delle strutture di sostegno del controsoffitto sottostante, sono: batteri, funghi (carie bruna), insetti silofagi.

I danni causati da questi insetti sono causati dalle larve che vivono per un tempo considerevolmente lungo scavando nell'interno del legno gallerie tortuose piene di rosime che si intersecano fra loro in un fitto intreccio, fino a togliere, in qualche caso, ogni resistenza meccanica al legno.

Purtroppo, molto spesso accade che ci si accorga della presenza dell'insetto soltanto quando l'attacco è già avanzato.

Infatti, nulla appare all'esterno fino al momento in cui le larve si trasformano in insetto perfetto, poiché esse scavano le gallerie all'interno del legno lasciando intatto un leggero strato superficiale.

Altro fenomeno di degrado rilevato sugli elementi lignei che sono rimasti esposti all'aperto (infiltrazioni e danni della copertura in coppi e tavelline), sono i danni da particolari tipi di insetti che generano con estrema facilità funghi e/o carie Bruna (*Xestobium* e *Priobium*), questi insetti sono presenti e infestanti in alcune travi

analizzate (infiltrazioni di acqua hanno incrementato un degradamento fungino), danni gravi in quanto i Lictidi riducono il legno in breve tempo ad un ammasso di rosime.

I funghi, infine, sono responsabili di alcuni danni al legno in opera e appartengono prevalentemente al gruppo dei Basidiomiceti.

Il danno comporta modificazioni nel colore, nelle proprietà chimiche, fisiche e meccaniche del legno.

Questo degrado viene designato con il nome di Carie del legno.

Le proprietà meccaniche del legno sono notevolmente modificate dall'attacco fungino, specie la resistenza ad urto che è una delle prime caratteristiche del legno a subire una riduzione.

Ad esempio, un attacco iniziale di funghi da carie bruna su legno di conifera, il che si traduce in piccole modificazioni di colore e di aspetto del legno, comporta una perdita di resistenza ad urto del 60%. Lo stesso dicasi per la resistenza a flessione statica.

Trattamento

Nel trattamento curativo per prima cosa bisogna distinguere il tipo di deterioramento che presenta il legno: attacco da insetti o da funghi.

Nel caso di attacco da insetti la disinfestazione del materiale deve essere fatta con prodotti capaci di raggiungere le larve che si trovano nell'interno delle gallerie, anche a distanza dalla superficie esterna.

Prima di procedere al trattamento è quindi necessario stabilire anche se l'attacco è esaurito oppure ancora in atto.

La presenza di fori di sfarfallamento non è sufficiente per concludere se vi sono o no ancora larve vive nell'interno del legno: i segni più evidenti di un attacco in atto sono fori di sfarfallamento a margine netto e chiaro, mucchietti di rosime sopra o sotto il materiale in esame (segno dell'attività delle larve) e insetti xilofagi nell'ambiente

Le sostanze che vengono comunemente usate sono insetticidi disciolti in solventi organici e gas tossici.

La base attiva dei primi è data, principalmente da organofosfati (es.: tionofosfati e ditiofosfati), carbammati e

piretroidi (es.: permetrin, cypermetrin).

I gas tossici più usati sono bromuro di metile, ossido di etilene e acido cianidrico

Deve essere sempre evitato l'uso di prodotti in soluzione acquosa che possono causare variazioni dimensionali al legno, danni alle vernici, alle colle ecc

Il trattamento deve essere effettuato con estrema cura, mediante iniezione dell'insetticida nei fori di sfarfallamento, evitando che la sostanza fuoriesca dal foro provocando danni alle vernici.

Si può fare ricorso a un trattamento a pennello nelle parti non verniciate.

Nel caso in cui il legno è stato profondamente deteriorato, si possono impiegare specifici preservanti contenenti anche resine sintetiche le quali, una volta evaporato il solvente, formano con il rosario degli insetti una massa solida nell'interno delle gallerie conferendo così una maggiore consistenza al legno

Nel caso di un attacco in travi o strutture portanti in genere, dovuto all'attività dei Cerambicidi, si può procedere al trattamento usando prodotti insetticidi in solventi organici che vengono applicati generalmente a pennello o a spruzzo dopo l'asportazione dal legno della parte interessata dalle gallerie.

Si può anche immettere il preservante nell'interno del legno facendo dei fori nei quali il liquido viene iniettato sotto pressione. In questo ultimo caso non è necessario asportare dalla trave la parte interessata dalle gallerie. L'attacco da funghi è evidenziato da ogni variazione di colore che presenta il legno, in questo caso dato che questa alterazione si riscontra su legno messo in opera in particolari condizioni di umidità, per prima cosa è necessario eliminare la fonte di umidità che ha permesso l'insediamento dei funghi nel legno.

Successivamente deve essere effettuato un trattamento con fungicidi disciolti in solventi organici

La base attiva di questi prodotti è data principalmente da pentaclorofenolo (PCP) e tributilossido di Sn (TBTO).

Il trattamento chimico è necessario perché l'attacco da funghi può iniziare nuovamente con il ritorno delle condizioni ambientali favorevoli.

Le spore sono sempre presenti e possono rimanere vive quiescenti per lungo tempo

Degradati strutturali

(Dati rilevati dal sopralluogo in sito alle travi di copertura)

Si rilevano lesioni nelle travi che producono fenomeni di inflessione.

In particolare, si sono individuati:

A) Deformazioni permanenti (quelle caratteristiche per le travi inflesse che riguardano l'asse longitudinale

B) Fessurazioni perpendicolari alle fibre, che insorgono nelle parti tese prima della rottura delle parti compresse: il comportamento plastico del legname nelle sezioni sottoposte a compressione provocano lo spostamento dell'asse neutro verso le zone tese e ad un diagramma delle sollecitazioni diverso da quello accertato e tradizionalmente accettato per i corpi isotropi, la cui sollecitazione massima di trazione raggiunta sul bordo assume valori maggiori che non nel diagramma triangolare e comunque decisamente maggiori della massima sollecitazione di compressione sul bordo opposto

C) Fessurazioni longitudinali (parallele alle fibre); queste lesioni insorgono per molteplici ragioni.

Le accentuate differenze di sollecitazione cui sono sottoposte le parti tese provocano differenze pure accentuate nei valori degli allungamenti delle fibre che sono quindi costrette a mutui scorrimenti nei piani ad esse paralleli.

Sono anche dovute alla tendenza al rialzamento in mezzzeria della parte superiore compressa e quindi a tensioni verticali di trazione; spesso esse insorgono prima delle fessurazioni delle parti tese per la minore resistenza del legname a sollecitazioni così orientate

Il fenomeno delle fessurazioni longitudinali può essere esaltato da fenomeni localizzati di instabilità nelle parti compresse delle travi ed è certamente assecondato dalla riquadratura (per segagione o con altre lavorazioni) specialmente di fusti a fibratura non perfettamente parallela che produce il taglio delle fibre sulle facce esterne (specialmente sulle travi tipo fiume o trieste).

A tali caratteristici comportamenti del legname impiegato a fini strutturali ed alle conseguenti degradazioni sono dovuti i vari dispositivi adottati nelle configurazioni più elaborate di travi composte, consistenti

principalmente in cerchiature, bullonature e apposizione di biette che hanno l'obiettivo di tenere unita la sezione, contrastare le dilatazioni trasversali conseguenti alla compressione, frazionare le lunghezze libere d'inflessione impedire scorrimenti longitudinali.

La loro adozione, spesso dettata in modo empirico ma efficace da osservazioni sul comportamento delle membrature lignee in esercizio, è già nell'ordine di idee dell'intervento di restauro perché essa avviene per prevenire probabili degradazioni o per contrastare fenomeni di degrado già in atto.

Nelle travi inflesse in legno gli sforzi di taglio sugli appoggi possono superare le condizioni di resistenza specialmente quando è insufficiente la ripartizione sulle murature dei carichi trasmessi dalla trave e la reazione è quindi concentrata in regioni molto ridotte.

Oppure quando la deformazione della trave provoca un innalzamento delle estremità appoggiate e quindi una concentrazione delle tensioni sul bordo della muratura: a quest'ultimo inconveniente si è ovviato in passato con mensole sottostanti alle travi e ad esse collegate con chiodature.

PROGETTO RESTAURO CONSERVATIVO:

STUDIO SIMIONATO – Via Beccaria, 2/2 (PD)

Arch. Andrea Simionato

PROGETTO STRUTTURALE:

Tre Esse Srl – Via San Marco, 14 – Tombelle di Vigonovo (VE)

Ing. Alessandro Turatto