



COMUNE DI TAURASI

PROVINCIA DI AVELLINO



RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA

Livello di Progettazione		Fattibilità Tecnica ed Economica	Elaborato	RELAZIONE TECNICA GENERALE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
		Definitivo	STR.01	
	■	Esecutivo		

Elenco Elaborati:

PROGETTO ANTISISMICO

- **STR.01** RELAZIONE TECNICA GENERALE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
- **STR.02** RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA
- **STR.03** RILIEVI, INDAGINI E LIVELLO DI CONOSCENZA - RELAZIONE SUI MATERIALI
- **STR.04** RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
- **STR.05** RELAZIONE GEOLOGICA
- **STR.06** RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
- **STR.07** TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE
TABULATO DI CALCOLO GEOTECNICO
SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI
- **STR.08** PIANO DI MANUTENZIONE
- **STR.09** PIANTE DEL RILIEVO DELLO STATO DI FATTO
- **STR.10** PIANTE DEL PROGETTO CON DETTAGLI ESECUTIVI
- **STR.11** DIMENSIONI STRUTTURALI ED ONERI

Visti per l'accettazione

Il richiedente

Amministrazione Comunale di Taurasi
via del Convento 1, 83030 Taurasi (AV)
C.F. 81000670646

Il Sindaco
dott. Antonio Tranfaglia

Il Progettista



ing. Giuseppe Camuso

Luogo e data	Taurasi, dicembre 2022
Aggiornamento	00

RELAZIONE TECNICA GENERALE

OGGETTO: *RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA*
- LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO -

STRUTTURE IN MURATURA

COMMITTENTE	COMUNE DI TAURASI (AV)
UBICAZIONE	VIA CONCEZIONE SNC
COMUNE	TAURASI (AV)
COORD. MEDIE GEOGRAFICHE	LONG. EST: 14.95484 ° LAT. NORD: 41.00967 °
DATI CATASTALI	TAURASI, FOGLIO 10 P.LLA 12 SUB. 4-5-6
ALTITUDINE	370 m s.l.m.m.
DEST. D'USO	RESIDENZIALE (CLASSE D'USO II)
SUOLO TIPO	B ($V_{s,eq}=373$ m/s)
CAT. TOPOGR.	T1
PROGETTISTA STRUTTURE	ING. GIUSEPPE CAMUSO
ELABORAZIONE	DICEMBRE 2022
SOFTWARE	CDSWin – S.T.S. SOFTWARE TECNICO SCIENTIFICO S.r.l.; S. AGATA LI BATTIATI (CT) Italia – LICENZA N. 35437

1. Premessa

La presente relazione riguarda la il progetto riguardante i lavori strutturali di miglioramento sismico facenti parte di quelli di maggiore consistenza avente ad oggetto la: *“RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA”* in Taurasi (AV).

Infatti, si intendono realizzare alcuni interventi di miglioramento sismico secondo quanto stabilito dalle N.T.C.2018 nel D.M. 17.01.2018 e Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7, sugli alloggi ERP di proprietà Comunale siti alla via Concezione di Taurasi (AV) in zona posta ad altitudine di circa 370 m s.l.m.m., classificata sismicamente di prima categoria (alta sismicità) secondo D.G.R 5447/2002 poiché avente, mediamente, coordinate: long. est: 14.95484 ° - lat. nord: 41.00967°.

2. Interventi di progetto

In particolare, si intendono realizzare interventi di miglioramento sismico mediante:

- Rinforzo strutturale armato della porzione “sud” - in muratura di tufo – del fabbricato mediante intonaco con malta cementizia bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata (tipo Planitop HDM Maxi della MAPEI S.p.A.) in abbinamento a rete sintetica in fibra di vetro;
- Realizzazione di cerchiatura metallica del vano presente in detta porzione “sud”, mediante n.2 profili accoppiati HEA180 con acciaio S275;
- Applicazione di presidi “anti-ribaltamento” degli elementi secondari (tramezzi) ;

3. Inquadramento normativo

Per quanto attiene alle verifiche strutturali, il manufatto è stato identificato a mezzo di un’opportuna indagine dello stato di fatto che, previa analisi storico-critica, accompagnata da rilievi, e accertamenti in sito ha permesso di procedere alle fasi seguenti.

4. Analisi strutturale svolta

Si è proceduto alla valutazione della risposta sismica dell'intero organismo strutturale mediante l'analisi statica non lineare (pushover).

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale di assegnate distribuzioni di forze allo schema strutturale sino al raggiungimento della resistenza plastica in una sezione critica di travi o pilastri. Raggiunto tale valore in quella sezione non può aversi un incremento delle sollecitazioni che rimarranno costanti e pari al valore resistente; tale sezione sarà libera di ruotare sino all'eventuale raggiungimento del limite di rotazione previsto per lo stato limite in questione. Se non si verificano rotture delle cerniere plastiche che si formano nello schema le forze statiche possono crescere sino alla formazione di un meccanismo di collasso ottenuto mediante una distribuzione di cerniere plastiche tali da generare un cinematismo (labilità della struttura).

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili da utilizzare per le verifiche sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi duttili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di deformazioni.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi fragili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili degli elementi esistenti (previa loro modellazione ed inserimento delle armature presenti) si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito, divise per i fattori di confidenza.

Ai fini del calcolo, si considera una struttura in classe d'uso II.

Invece, per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili degli elementi nuovi si considerano le proprietà dei materiali nominali.

Infine, ai sensi del § 8.4.2 del D.M. 17/01/2018, la verifica della struttura (nel caso di miglioramento sismico) si ottiene soddisfacendo la condizione che l'incremento di $\zeta_E \geq 10\%$ (dove il parametro ζ_E rappresenta il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione).

Si specifica che nei tabulati di calcolo la “non verifica” è da intendersi come il mancato raggiungimento del parametro $\zeta_E \geq 100\%$ (non obbligatorio in caso di miglioramento).

Viceversa, l'intervento proposto è da ritenersi verificato quale miglioramento sismico poiché consente un incremento di $\zeta_E \geq 10\%$,

allo SLD si ha un incremento medio del 20,15% mentre allo SLV del 14,53%

ANTE OPERAM		POST OPERAM		VARIAZIONE	
ζ_E SLD	ζ_E SLV	ζ_E SLD	ζ_E SLV	$\Delta\zeta_E$ SLD	$\Delta\zeta_E$ SLV
0,579	0,349	0,63	0,447	8,81%	28,08%
0,605	0,383	0,605	0,383	0,00%	0,00%
0,68	0,482	0,928	0,493	36,47%	2,28%
0,756	0,328	1,023	0,419	35,32%	27,74%
0,579	0,349	0,63	0,447	8,81%	28,08%
0,605	0,383	0,605	0,383	0,00%	0,00%
0,68	0,482	0,928	0,493	36,47%	2,28%
0,756	0,328	1,023	0,419	35,32%	27,74%
				20,15%	14,53%

4.1. Verifiche agli Stati Limite

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E.

Tuttavia, trattandosi di strutture esistenti, le verifiche che verranno tenute in conto sono le sole SLU.

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17/01/2018 e successive modifiche ed integrazioni.

Pertanto, le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3 agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**S.L.U.**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

Nella progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando l'approccio 2, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (definiti

dalla tab.6.2. I del DM. 17.01.2018); i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico tramite i coefficienti M_1 (definiti dalla tab.6.2.II del DM. 17.01.2018); i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R_3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 § 3.2.3 sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

5. Analisi storico-critica e definizione strutturale

Per la valutazione statica del fabbricato è stato necessario effettuare una prima fase di indagine preliminare, atta alla reperire tutti i documenti progettuali, costruttivi, di collaudo e di manutenzione delle opere esistenti interessate dagli interventi.

L'esito di suddetta indagine è indicata nell'allegata relazione sul "Rilievi, indagini e *livello di conoscenza*", seguendo le indicazioni riportate dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7, le indagini svolte sull'edificio in esame, hanno portato il raggiungimento di un livello di conoscenza limitato, pari a **LC1**.

In sintesi: I due alloggi ERP di via Concezione costituiscono un unico fabbricato che in origine apparteneva alla famiglia Addimanda. A seguito del danneggiamento post sisma 1980 ed il trasferimento in altro sito del fabbricato da ricostruire, le unità abitative furono acquisite a patrimonio comunale con Delibera di C.C. n.55 del 05/11/1996.

Successivamente, furono oggetto di un importante progetto di “Recupero Edilizia Residenziale” del 1997 a cura della Comunità Montana Terminio-Cervialto che eseguì considerevoli lavori di riparazione e riqualificazione tra il 1998 ed il 2001 con finanziamento D.G.R. 3317/1998.

A seguito di ciò fu permesso il riutilizzo degli alloggi che vennero assegnati ed utilizzati. Attualmente, risulta occupato uno solo dei due alloggi (quello di cui al sub. 4).

6. Caratteristiche della struttura

Sull'edificio esistente sono state condotte alcune visite di sopralluogo con lo scopo, essenzialmente, di valutare la consistenza e lo stato di conservazione dell'opera avendo estrema sicurezza sull'aspetto geometrico-strutturale dell'opera.

Pertanto, si è constatato un buono stato di conservazione dei materiali sia esterni che interni, non sono stati rilevati dissesti (in atto o stabilizzati) non sono stati individuati quadri fessurativi e meccanismi di danno (in grado di compromettere la stabilità dell'edificio dal punto di vista globale e locale), pertanto si è passati a ricostruire l'assetto geometrico dell'edificio.

Attualmente il fabbricato si presenta come un unico corpo di fabbrica isolato con una forma poligonale avente facciate prospicienti su strada pubblica e su proprietà privata.

Esso ha struttura portante in muratura (lapidea al piano seminterrato e di tufo vulcanico squadrato ai piani superiori). Gli orizzontamenti sono realizzati mediante solai latero-cementizi (che, a seguito degli interventi del 1998-2001, hanno sostituito i solai in legno

originari) ed il collegamento tra i vari livelli avviene mediante scale interne in c.a. (realizzate con gli stessi interventi).

Il sistema di copertura è prevalentemente a falde con tegole ma è presente una piccola parte a terrazzo piano praticabile.

Gli ambienti sono rifiniti al civile, intonacati e tinteggiati, con pavimenti in gres ed impianti idrico-elettrico-riscaldamento.

Da un punto di vista costruttivo, l'immobile ha struttura portante in muratura.

In particolare, si hanno i seguenti elementi strutturali:

IMPALCATO ZERO (FONDAZIONE):

graticcio di travi in muratura della larghezza fino a 90 cm

IMPALCATO PRIMO (PIANO SEMINTERRATO-TERRA):

Muratura lapidea dello spessore strutturale di 70-85 cm;

Muratura in tufo dello spessore strutturale di 40 cm;

Solai latero-cementizi dello spessore di 20 cm;

IMPALCATO SECONDO (PIANO TERRA-PRIMO):

Muri in tufo dello spessore strutturale di 40-60-80 cm;

Solai latero-cementizi dello spessore di 20 cm;

IMPALCATO TERZO (PIANO PRIMO-SECONDO):

Muri in tufo dello spessore strutturale di 40-60 cm;

Solai latero-cementizi dello spessore di 20 cm;

IMPALCATO QUARTO (COPERTURA):

Solai latero-cementizi dello spessore di 20 cm;

7. Materiali presenti e livello di conoscenza

Nella Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP - Tab. C8.5.I vengono riportati i valori dei parametri meccanici e del peso specifico di alcune tipologie murarie. La tipologia muraria dell'edificio in oggetto viene identificata in questa

tabella come “muratura in pietre a spacco con buona tessitura” e “muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)”. Di seguito vengono riportati i valori caratteristici propri di questa tipologia.

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm 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)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Per poter assegnare i valori il più possibile realistici alla muratura in esame bisogna valutare la qualità della stessa facendo riferimento ai canoni della “regola dell’arte”. Nello studio di questa particolare costruzione si è conseguito il livello di conoscenza **LC1** che identifica una conoscenza limitata del manufatto date le scarse verifiche e indagini in situ.

Secondo il §C8.5.2.1 le “*Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte*”.

Il fattore di confidenza relativo a questo livello di conoscenza è **FC=1,35**, maggiore è il livello di conoscenza minore è il corrispondente fattore di confidenza.

Questo fattore è un coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di carenze nella conoscenza dei parametri del modello analizzato.

Sulla base di questo, la normativa prevede che la scelta dei valori caratteristici possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria, in considerazione del LC1, come segue:

- Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.
 - Resistenza media a compressione della muratura: $f_m=2,00$ [N/mm²]
 - Resistenza media a taglio della muratura: $\tau_0=0,04$ [N/mm²]
 - Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali $f_{v0}=0,10$ [N/mm²]
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8.5.I.
 - Modulo di elasticità lineare: $E=1410$ [N/mm²]
 - Modulo di elasticità tangenziale: $G=450$ [N/mm²]
 - Peso specifico medio: $14,5$ [kN/m³]

Per le strutture in muratura, inoltre, viene previsto dalla norma un coefficiente parziale di sicurezza che deve essere considerato nelle analisi di vulnerabilità sismica, esso è pari a $\gamma_m=2$.

8. Analisi dei carichi

Di seguito si illustrano i calcoli dei carichi agenti sulla struttura; pertanto, in accordo con le indicazioni dei paragrafi §3.1.2, §3.1.3 e §3.1.4 del DM. 17.01.2018 si assumono i seguenti valori dei carichi:

8.1. Carico Solaio Abitabile

Il carico del solaio abitabile è considerato per destinazione d'uso "residenziale" e valutato secondo i pesi dell'unità di volume dei rispettivi materiali secondo la tab. 3.1.I del DM. 17.01.2018 ed in base alle caratteristiche tipologiche degli elementi strutturali stessi.

Permanenti

Strutturali

• Soletta					0,04	×	25	=	1,00	kN/m ²
• Travetti	2	×	0,10	×	0,16	×	25	=	0,80	kN/m ²
• Laterizi	2	×	0,40	×	0,16	×	8	=	1,02	kN/m ²
									G₁ = 2,82	kN/m²

Non strutturali

• Intonaco					0,02	×	18	=	0,36	kN/m ²
• Massetto					0,07	×	18	=	1,26	kN/m ²
• Pavimento (gres 1.3 cm)								=	0,20	kN/m ²
• Incidenza tramezzi								=	1,00	kN/m ²
									G₂ = 2,82	kN/m²

$$G_1 + G_2 = 5,64 \text{ kN/m}^2$$

Variabili

• A: Ambienti ad uso residenziale	Q₁ = 2,00	kN/m²
-----------------------------------	-----------------------------	-------------------------

- Carico da neve $Q_2 = 1,08 \text{ kN/m}^2$

- H: Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione $Q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$

- H1: Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione $Q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Carico da neve $Q_2 = 1,08 \text{ kN/m}^2$

8.5. Carico Scala Interna

Il carico della scala interna è considerato per destinazione d'uso "residenziale" e valutato secondo i pesi dell'unità di volume dei rispettivi materiali secondo la tab. 3.1.I del DM. 17.01.2018 ed in base alle caratteristiche tipologiche degli elementi strutturali stessi.

Permanenti

Strutturali

• Soletta	$0,10 \times 0,34 \times 25 / 0,30$	$= 2,83 \text{ kN/m}^2$
		$G_1 = 2,83 \text{ kN/m}^2$

Non strutturali

• Pedata (marmo)	$0,30 \times 0,03 \times 27 / 0,30$	$= 0,81 \text{ kN/m}^2$
• Alzata (marmo)	$0,16 \times 0,03 \times 27 / 0,30$	$= 0,43 \text{ kN/m}^2$
• Massetto	$0,46 \times 0,03 \times 18 / 0,30$	$= 0,83 \text{ kN/m}^2$
• Gradino	$0,024 \times 24 / 0,30$	$= 1,92 \text{ kN/m}^3$
• Intonaco	$0,34 \times 0,02 \times 18 / 0,30$	$= 0,41 \text{ kN/m}^4$
		$G_2 = 4,40 \text{ kN/m}^2$

$$G_1 + G_2 = 7,23 \text{ kN/m}^2$$

Carichi proiettati

$$G_{1//} = 3,21 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2//} = 4,98 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{1//} + G_{2//} = 8,20 \text{ kN/m}^2$$

Variabili

• A: Ambienti ad uso residenziale	$Q_1 = 2,00 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------------	-----------------------------

8.6. Carico da neve

Dal §3.4 del D.M. 17/01/2018, il carico provocato dalla neve è:

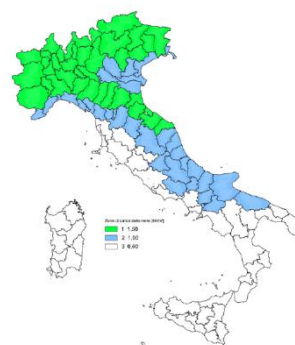
1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 370 [m]

1.2 zona: Zona II

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
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.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
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.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
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.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Risulta, il valore caratteristico della neve al suolo pari a:

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo 1,35 [kN/m²]

Per quanto riguarda il calcolo dei coefficienti correttivi:

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_e	1.00
-------	------

3.2 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 $C_t = 1$.

3.2 Coefficiente di forma

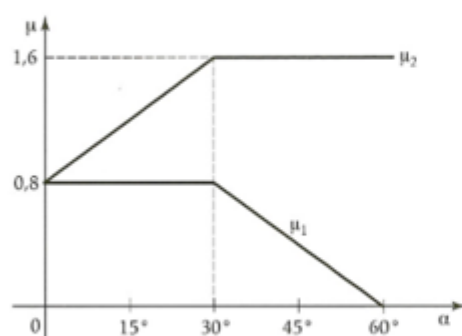
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

30 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

30 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80
$\mu_2 (\alpha)$	1,60

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1,60	0,00

In definitiva, dal §3.4.1 del D.M. 17/01/2018, risulta:

CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

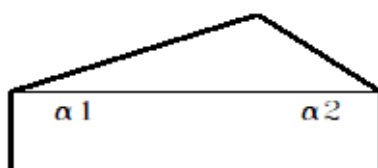
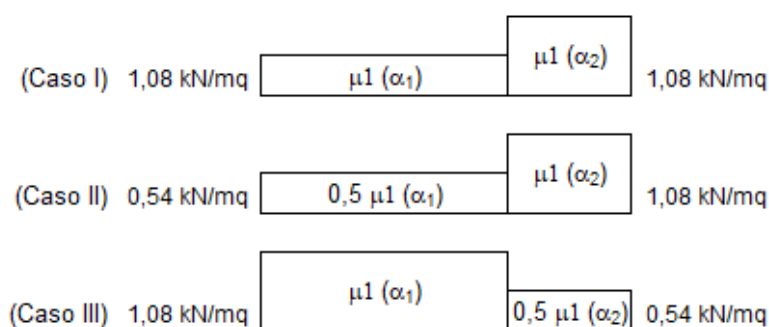
C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

Per il calcolo si considera solo la più gravosa delle tre condizioni di carico, di seguito calcolate.

α_1 (inclinazione falda)	30 [deg]
α_2 (inclinazione falda)	30 [deg]

$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80



Caso I: Carico da neve depositata in assenza di vento

Caso II: Carico da neve depositata in presenza di vento

Caso III: Carico da neve depositata in presenza di vento

8.7. Carico da vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.2018 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7.

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

370	[m]
41	[km]
50	[anni]
IV	

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

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

ZONA 9	
A	I
B	I
C	I
D	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90° , per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva:

no

H di colmo

10,80 m

Direzione del vento →

30°

9,20 m

H di gronda

*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$
$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$
$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b \cdot C_r$

C_r coefficiente di ritorno 1.00
 v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

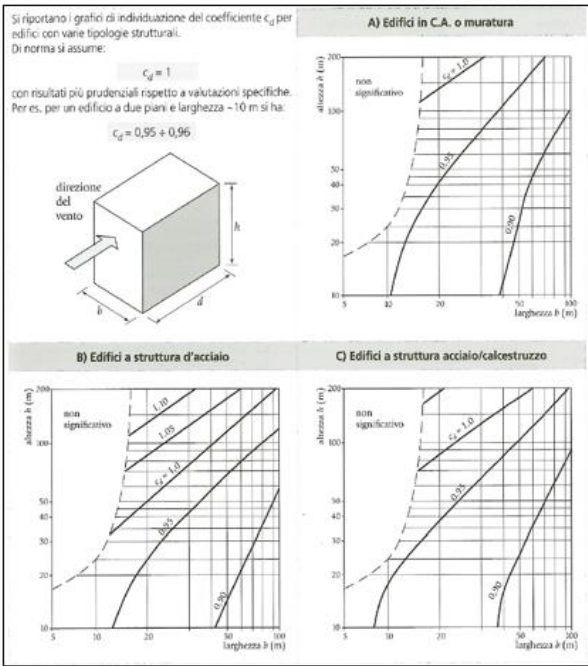
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$
Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

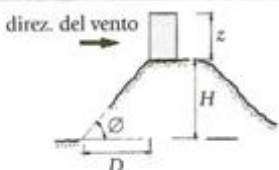


C_d	1.00
-------	------

Esso può essere assunto cautelativamente 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 Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$
Coefficiente β		
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$
Coefficiente γ		
per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00****Coefficiente di esposizione [§3.3.7]**

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

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

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

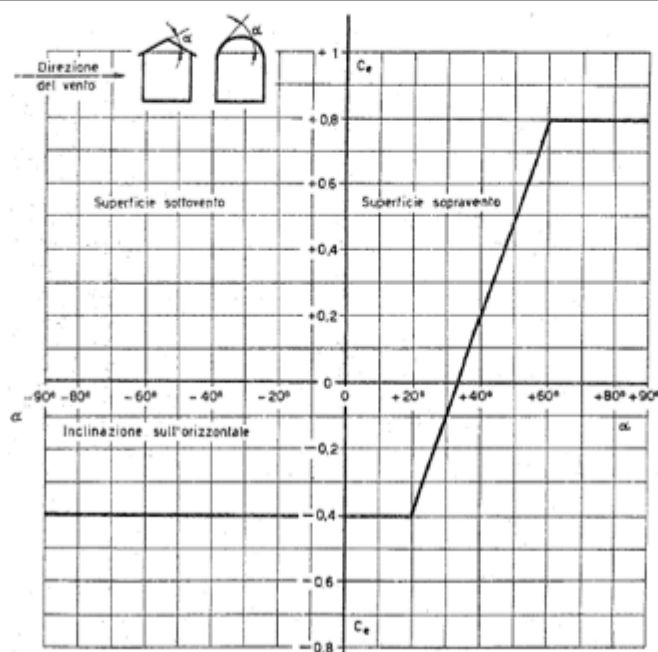
k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.20	0.10	5.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.71	$z < 5.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.71	$z = 4.20$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.71	$z = 4.20$

Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

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.

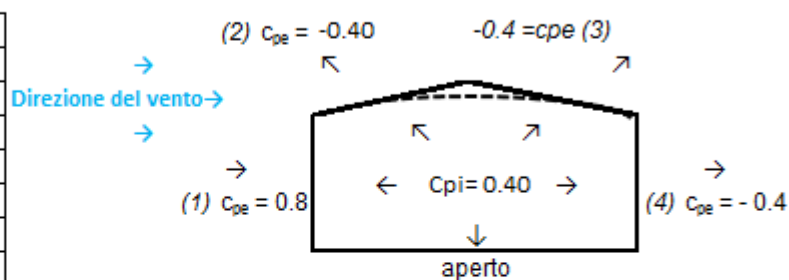


Costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

Configurazione più svantaggiosa

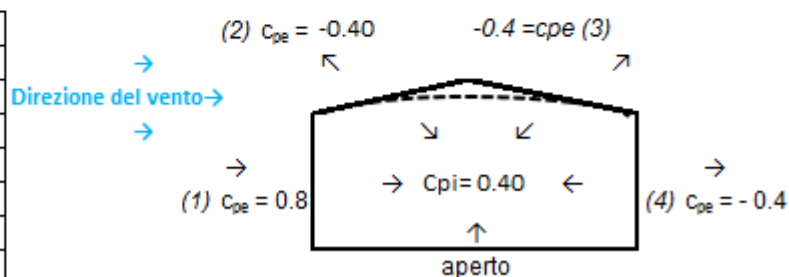
Configurazione A

(1) parete sopravento	C_p
	0.40
(2) copertura sopravento	C_p
	-0.80
(3) copertura sottovento	C_p
	-0.80
(4) parete sottovento	C_p
	-0.80



Configurazione A

(1) parete sopravento	C_p
	1.20
(2) copertura sopravento	C_p
	0.00
(3) copertura sottovento	C_p
	0.00
(4) parete sottovento	C_p
	0.00



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

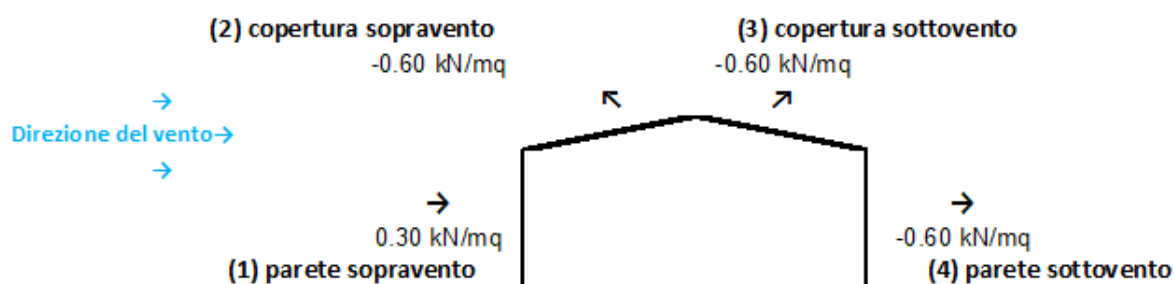
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

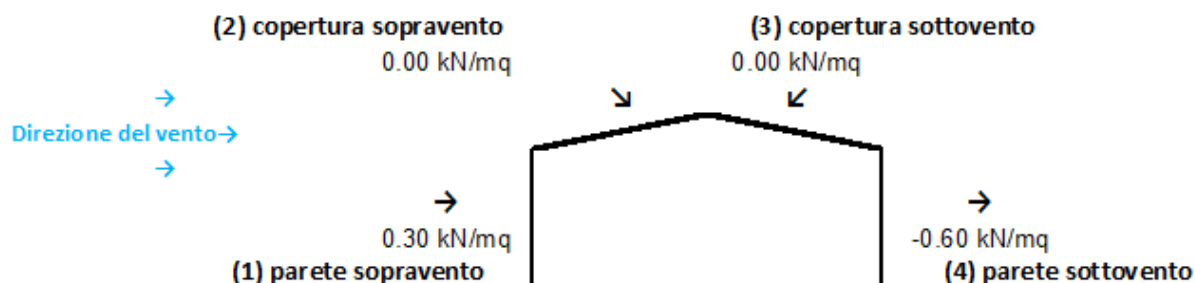
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravvent.	0.456	1.00	1.00	1.634	0.40	0.30
(2) cop. sopravvent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.80	-0.60
(3) cop. Sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.80	-0.60
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.634	-0.80	-0.60



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5]

Tipo di superficie:

Scabra

Pressione tangenziale del vento q_{tan} 16.43 [N/m²]

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione

Tale azione si può ritenere trascurabile rispetto alle altre agenti.

9. Azioni sismiche

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di comportamento, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/2018 e alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

Ai fini delle N.T.C. 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 2 componenti traslazionali orizzontali contrassegnate da X e Y (tralasciando la componente verticale), da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti sono descritte mediante accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2018, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di comportamento, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.E. si fa riferimento al D.M. 17/01/2018 e alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La vita nominale della struttura, viene posta pari a $V_N=50$ anni e trattandosi di un'opera che prevede normali affollamenti, per la classe d'uso seconda, discende che $C_U=1.0$ (ai sensi della tab. 2.4.II del D.M. 17.01.2018). Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica è:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

In osservanza del §7.1 del D.M. 17.01.2018, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito rispettando i dettami del §7.3.6 come sintetizzato nella tabella 7.3.III, ovvero le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono in dipendenza della Classe d'Uso (C_U):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Per la classe d'uso scelta ($C_U=II$), il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti degli SLE, quando sono verificate le verifiche relative al solo SLD-SLO in termini di rigidezza;
- nei confronti degli SLU, quando sono verificate le verifiche relative al solo SLV-SLC in termini di resistenza (RES);

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} :

<u>SLE</u>	SLO	81 %
<u>SLE</u>	SLD	63 %
<u>SLU</u>	SLV	10 %
<u>SLU</u>	SLC	5 %

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è:

<u>SLE</u>	SLO	30 anni
<u>SLE</u>	SLD	50 anni
<u>SLU</u>	SLV	475 anni
<u>SLU</u>	SLC	975 anni

La valutazione dell'azione sismica è valutata a partire da una pericolosità sismica di base che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione dell'azione sismica. Esso determina lo spettro di risposta di tipo elastico, definito attraverso i seguenti parametri:

- accelerazione massima orizzontale su roccia: a_g ;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale: F_0 ;
- Periodo: T_c^* .

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni (§3.2.3.2.1 del D.M. 17.01.2018):

$$0 \leq T < T_B \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*;$$

$$T_B = T_C / 3;$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6;$$

$$S = S_s \cdot S_T;$$

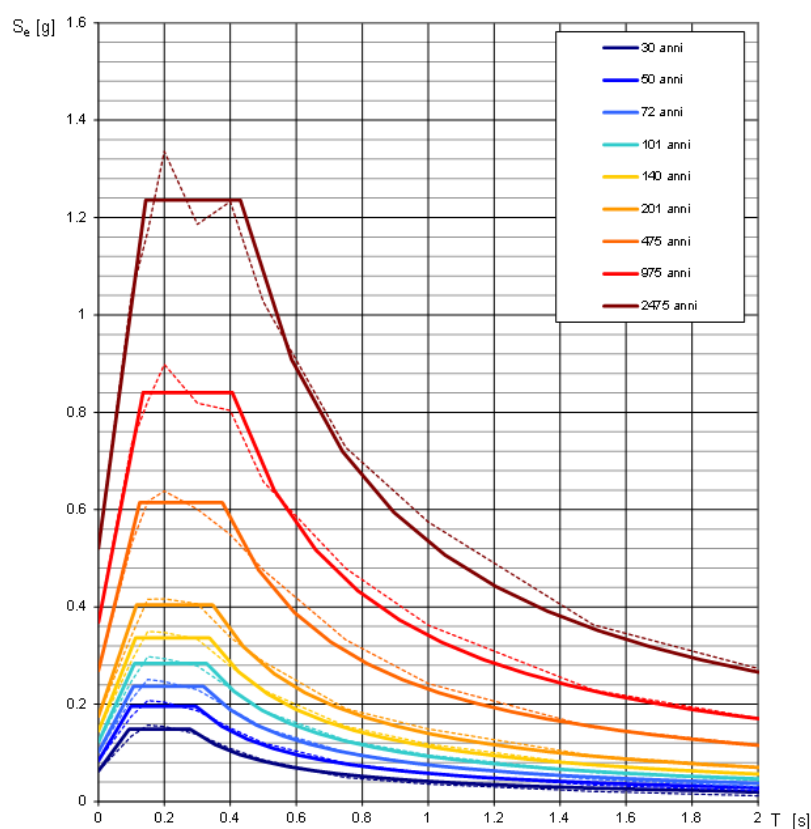
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

In ottemperanza al D.M. 17.01.2018 le forme spettrali sono definite, per ciascun stato limite (corrispondente alla rispettiva probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}), a partire dai valori dei seguenti parametri, dedotti da interpolazione con i valori del suddetto D.M., dei seguenti parametri:

Lat. Nord: 14.95484°	Long. Est: 41,00967°
-----------------------------	-----------------------------

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.063	2.365	0.279
50	0.084	2.332	0.296
72	0.102	2.321	0.319
101	0.122	2.319	0.329
140	0.145	2.315	0.337
201	0.175	2.306	0.347
475	0.269	2.281	0.376
975	0.368	2.282	0.405
2475	0.521	2.373	0.431

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
--------------	--------------	-----------	-----------	-------------

SLO	30	0.063	2.365	0.279
SLD	50	0.084	2.332	0.296
SLV	475	0.269	2.281	0.376
SLC	2475	0.368	2.282	0.405

Per quanto riguarda il profilo stratigrafico del suolo di fondazione ai fini della determinazione dell'azione sismica, si ha un terreno di categoria **B** essendo $V_{s,eq}=373$ m/s.

Essendo:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Ne deriva che allo SLO: $S_s=1,500$ e $c_c=1,569$; SLV: $S_s=1,332$ e $c_c=1,450$.

Per la definizione dell'amplificazione topografica, dalle analisi presenti nella relazione geologica e geotecnica, si ha un'inclinazione media inferiore a 15° , pertanto il sito rientra nella categoria topografica T1 alla quale è associato un coefficiente di amplificazione topografica unitario.

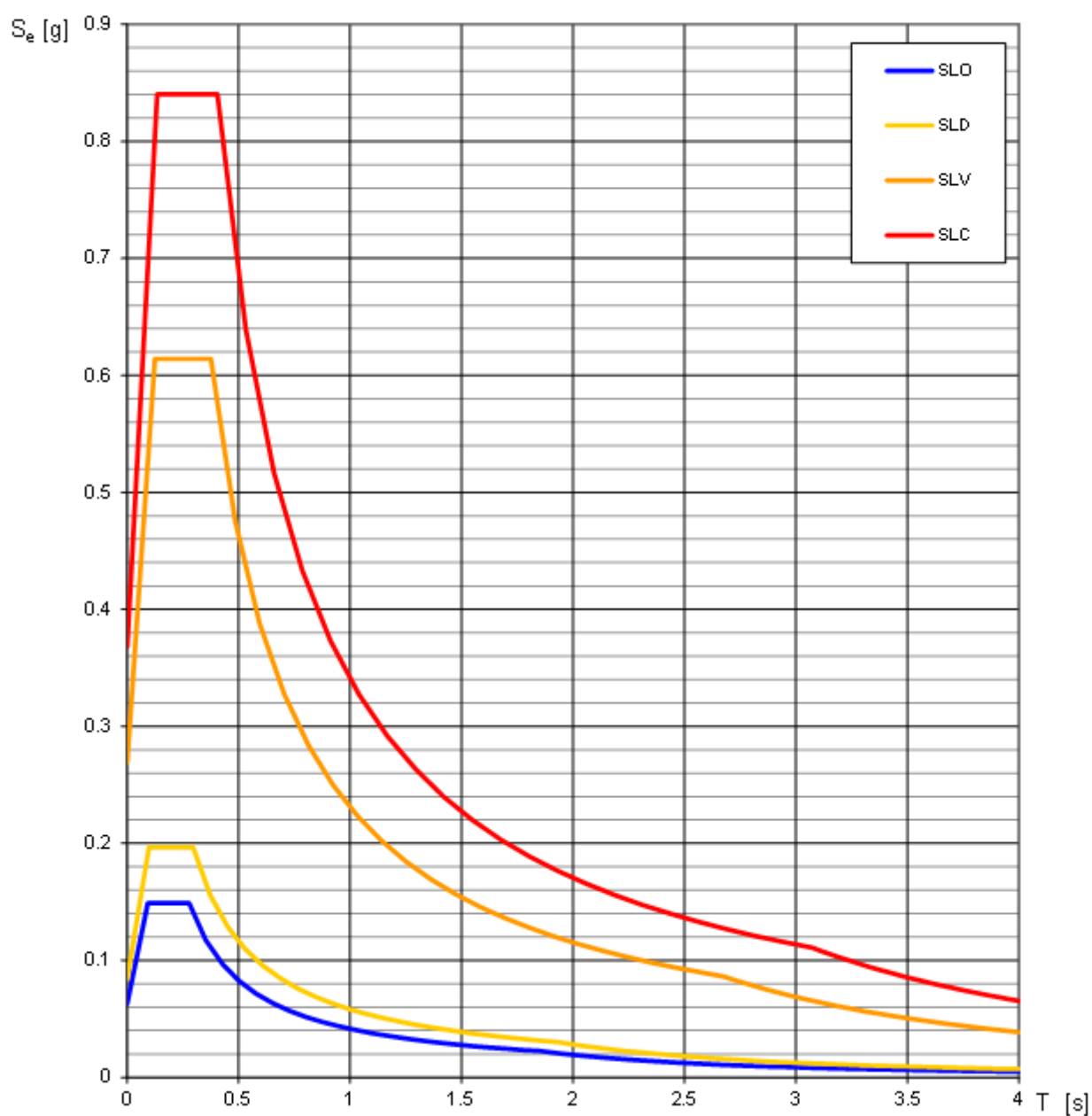
Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Infine, è stato considerato un fattore di smorzamento $\xi=5\%$.

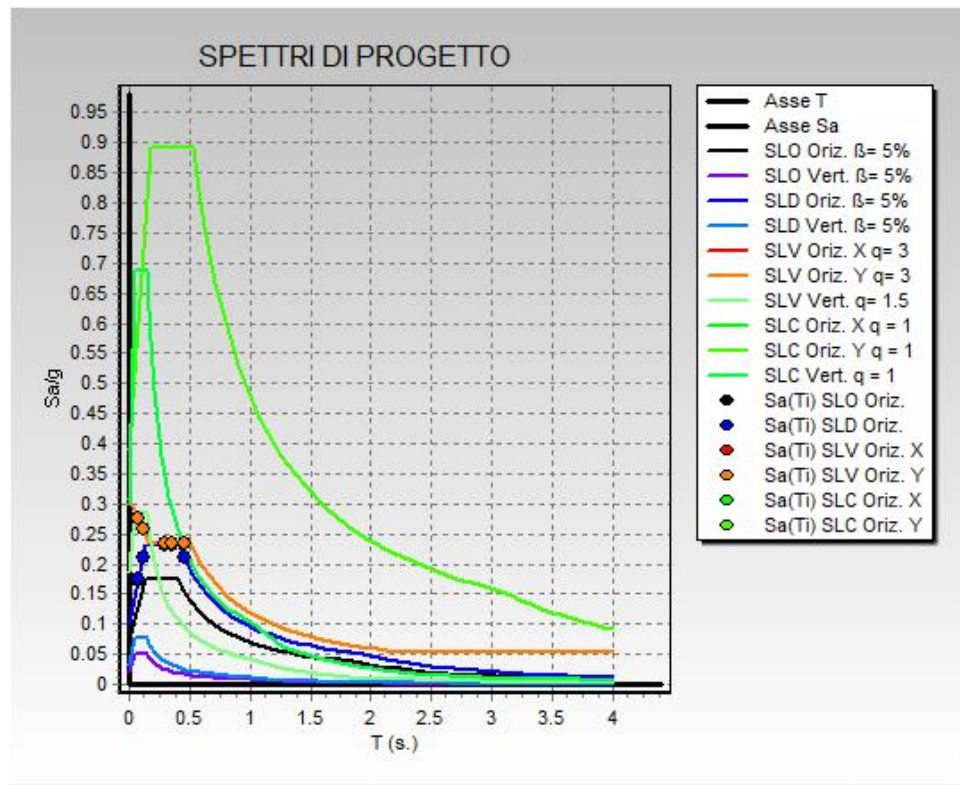
Pertanto, si hanno i seguenti spettri di risposta elastici:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Entrambi i moti, sono considerati composti da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

Gli spettri di progetto sono determinati dai suddetti spettri di risposta elastici, opportunamente scalati mediante il fattore di comportamento.



Per l'analisi delle nuove strutture soggette ad azione sismica si è fatto riferimento ad un'analisi dinamica nodale, con fattore di comportamento e con le masse strutturali supposte concentrate nei nodi strutturali.

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

Il calcolo è stato effettuato mediante software agli elementi finiti: CDSWin – S.T.S. SOFTWARE TECNICO SCIENTIFICO S.r.l.; S. AGATA LI BATTIATI (CT) Italia.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato effettuato con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti tra loro secondo l'effettiva realizzazione.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali. Pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati 6 gradi di libertà per nodo; in ognuno dei quali sono state applicate le forze derivanti dalle masse competenti.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

10. Azioni eccezionali

Per la modesta rilevanza dell'opera, non si reputano necessarie analisi in termini di possibili azioni eccezionali.

11. Analisi geotecnica

Le indagini geognostiche realizzate in sito e hanno permesso di caratterizzare i terreni di fondazione, in accordo con le indicazioni della relazione geologica redatta a cura della Dott.ssa Marisa LA SELVA nonché dalla relazione geotecnica allegata.

Ai sensi del §3.2.2 del D.M. 17.01.2018 si intende valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'approccio semplificato, basato sull'individuazione della categoria del sottosuolo di riferimento, secondo la tab.3.2.II.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,eq}$ misurata da 0 a 30 m di profondità), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B** essendo $V_{s,eq}=373$ m/s [*Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec*].

Inoltre, considerate le condizioni topografiche semplici è stata considerata la classificazione topografia in base alla tab. 3.2.III del D.M. 17.01.2018, secondo cui il sito è classificabile in categoria **T1**.

Inoltre dalle suddette indagini non è stata riscontrata la presenza di falda.

Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

12. Coefficienti parziali di sicurezza

In riferimento alla tab.2.6.I, vengono considerati i seguenti coefficienti di sicurezza per le verifiche agli SLU:

		EQUILIBRIO STRUTTURA	RESISTENZA STRUTTURA	RESISTENZA TERRENO	
CARICHI PERMANENTI		$\gamma_{g1}=0,9$ $\gamma_{g1}=1,1$	$\gamma_{g1}=1$ $\gamma_{g1}=1,3$	$\gamma_{g1}=1$ $\gamma_{g1}=1$	<i>favorevoli</i> <i>sfavorevoli</i>
CARICHI PERMANENTI STRUTT.	NON	$\gamma_{g2}=0$ $\gamma_{g2}=1,5$	$\gamma_{g2}=0$ $\gamma_{g2}=1,5$	$\gamma_{g2}=0$ $\gamma_{g2}=1,3$	<i>favorevoli</i> <i>sfavorevoli</i>
CARICHI VARIABILI		$\gamma_{Q1}=0$ $\gamma_{Q1}=1,5$	$\gamma_{Q1}=0$ $\gamma_{Q1}=1,5$	$\gamma_{Q1}=0$ $\gamma_{Q1}=1,3$	<i>favorevoli</i> <i>sfavorevoli</i>

13. Combinazioni delle azioni

In ottemperanza alle indicazioni del §2.5.3 del D.M. 17.01.2018, le azioni vengono così combinate:

Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE a lungo termine)

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

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$G_1 \rightarrow$ permanenti strutturali

$G_2 \rightarrow$ permanenti non strutturali

$Q_{kj} \rightarrow$ azioni variabili

P→ pretensione e precompressione

E → azioni derivanti dal sisma

Con i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A: ambienti residenziali	0,7	0,5	0,3
Categoria C: ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H: coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (quota <1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

14. Interventi previsti e materiali di progetto

Sul fabbricato si è scelto di effettuare un intervento di miglioramento sismico secondo quanto stabilito dalle N.T.C.2018 nel D.M. 17.01.2018 e Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7.

In particolare, si intendono realizzare interventi di miglioramento sismico mediante:

- 1) Rinforzo strutturale armato della porzione “sud” - in muratura di tufo – del fabbricato mediante intonaco con malta cementizia bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata (tipo Planitop HDM Maxi della MAPEI S.p.A.) in abbinamento a rete sintetica in fibra di vetro;
- 2) Realizzazione di cerchiatura metallica del vano presente in detta porzione “sud”, mediante n.2 profili accoppiati HEA180 con acciaio S275;
- 3) Applicazione di presidi “anti-ribaltamento” degli elementi secondari (tramezzi) ;

Per ognuno di questi interventi si hanno i seguenti materiali di progetto:

14.1. Rinforzo con intonaco armato a basso spessore

Il rinforzo strutturale “armato” dei maschi murari in muratura di tufo avverrà mediante applicazione a cazzuola o a spruzzo di malta cementizia bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata (tipo Planitop HDM Maxi della MAPEI S.p.A.).

Massa volumica dell'impasto (kg/m ³):	1.850
Durata dell'impasto:	60' (a +20°C)
Resistenza a compressione (GPa):	> 25 (a 28 gg)
Resistenza a flessione (MPa):	> 8 (a 28 gg)
Modulo elastico a compressione (GPa):	10 (a 28 gg)
Adesione al supporto (EN 1015-2) (MPa):	≥ 1 (a 28 gg)
Adesione al calcestruzzo (EN 1542) (MPa):	≥ 2 (a 28 gg)
Consumo (kg/m ²):	1,85 (per mm di spessore)

Il prodotto viene impiegato in abbinamento a reti in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-apprettata, con maglia a doppio intreccio “tipo tricot” tra fibre di trama e ordito per conferire elevata stabilità trasversale all’elemento (tipo Mapegrid G 220 della MAPEI S.p.A.) con le seguenti caratteristiche:

Tipo di fibra:	fibre di vetro A.R.
Contenuto di ossido di zirconio (ZrO ₂) (%):	≥ 16
Grammatura totale (g/m ²):	250
Dimensione delle maglie (mm):	21 x 21
Tensione caratteristica a trazione secondo LG DPCSLP n. 1/2019 (MPa):	≥ 917
Tensione media a trazione secondo LG DPCSLP n. 1/2019 (MPa):	1079
Modulo elastico medio secondo LG DPCSLP n. 1/2019 (GPa):	67
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	≥ 35
Allungamento a rottura medio secondo LG DPCSLP n. 1/2019 (%):	1,68

L’intonaco può essere impiegato in uno spessore massimo di 25 mm per mano, per la regolarizzazione e riparazione di strutture in calcestruzzo armato nonché rigenerazione della tessitura muraria mediante rincoccatura e ripianatura di irregolarità di superfici in pietra, mattoni e tufo. Il prodotto deve rispondere ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3 per le malte di classe R2, ai requisiti minimi richiesti dalla EN 998-1 Categoria CS IV e ai requisiti minimi richiesti dalla EN 998-2 Categoria G Classe M25.

PRESTAZIONI FINALI (25% comp. B e 2% di acqua; miscelazione EN 196-1)			
Caratteristica prestazionale	Metodo di prova	Requisiti in accordo alla EN 1504-3 per malte di classe R2	Prestazione prodotto
Resistenza a compressione (MPa):	EN 12190	≥ 15 (dopo 28 gg)	> 15 (dopo 7 gg) > 25 (dopo 28 gg)
Resistenza a flessione (MPa):	EN 196-1	non richiesto	> 6 (dopo 7 gg) > 8 (dopo 28 gg)
Modulo elastico a compressione (GPa):	EN 13412	non richiesto	10 (dopo 28 gg)
Adesione su calcestruzzo (supporto di tipo MC 0,40 rapporto a/c = 0,40) secondo EN 1766 (MPa):	EN 1542	$\geq 0,8$ (dopo 28 gg)	≥ 2 (dopo 28 gg)
Compatibilità termica misurata come adesione secondo EN 1542 (MPa): – cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti: – cicli temporaleschi: – cicli termici a secco:	EN 13687-1 EN 13687-2 EN 13687-4	$\geq 0,8$ (dopo 50 cicli) $\geq 0,8$ (dopo 30 cicli) $\geq 0,8$ (dopo 30 cicli)	$\geq 0,8$ $\geq 0,8$ $\geq 0,8$
Assorbimento capillare ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}^{0,5}$):	EN 13057	$\leq 0,5$	$< 0,3$
Reazione al fuoco:	EN 13501-1	Euroclasse	A2 - s1, d0

14.2. Cerchiatura metallica

Al Piano Terra, all'interno del sub.6 viene realizzata una cerchiatura metallica atta a compensare il deficit strutturale per il muro "in falso" presente al livello superiore.

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045- 1:1992

In sede di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale: modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$; modulo di elasticità trasversale $G = E/[2(1+\nu)] \text{ N/mm}^2$; coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$ coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$) densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Le sezioni utilizzate saranno in acciaio del tipo S275 con i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura (tab. 11.3.IX DM 17.01.2018):

f_{yk}	275 MPa
f_{tk}	430 MPa

È previsto l'impiego di Dadi e bulloni, certificati e dotati di marcatura CE in conformità di quanto previsto nel DM 17.01.2018:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Per quanto non specificato, come indicato nella relazione di calcolo o sui disegni esecutivi, si impiegheranno:

- Laminati e profilati metallici appartenenti ai gradi da S235 a S460;
- Flange speciali per il collegamento tra loro di elementi in acciaio, appartenenti ai gradi da S235 a S460;
- Scarpe speciali per l'ancoraggio tra loro di elementi in legno con le parti esterne in acciaio appartenenti ai gradi da S235 a S460;
- Chiodi ad aderenza migliorata di classe II, e viti rispondenti alle norme DIN 1052. (Classe normale 5.6 UNI 3740)
- Bulloni per le unioni legno-legno e legno-acciaio, costituiti da viti da classe 4.6 a 10.9 e dadi da classe 4 a 10.
- Bulloni per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, costituiti da viti da classe 4.6 a 10.9 e dadi da classe 4 a 10 come classificati dalle norme UNI EN ISO 898- 1:2001.
- Perni lisci calibrati in acciaio trafilato appartenenti ai gradi da S235 a S460.
- Angolari, supporti e scarpette metalliche in acciaio presagomato, e zincato a caldo spessore 2-3 mm, per collegamento delle travi secondarie a quelle principali.

- Al fine di ripristinare la continuità delle parti metalliche, le saldature delle piastre metalliche dovranno essere a completo ripristino oppure a doppio cordone d'angolo con altezze di gola non inferiori a 6 mm, salvo diversa specifica.

In particolare, la saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale. I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN 287-1:2004, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa. Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN 1418:1999. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2005. Le durezze eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30. Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2001; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma. Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005. Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione. In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2004 e il livello B per strutture soggette a fatica. L'entità ed il tipo di tali controlli,

distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione. Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062:2004.

14.3. Presidi locali dal ribaltamento mediante rasatura armata a basso spessore

Al fine di evitare il ribaltamento dei tramezzi a seguito di un evento sismico, si procede alla realizzazione di un fascia a cavallo del giunto fra la struttura in muratura e gli stessi tramezzi. Il presidio avverrà mediante applicazione a cazzuola o a spruzzo di malta cementizia bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata (tipo Planitop HDM Maxi della MAPEI S.p.A.) avente le seguenti caratteristiche:

Massa volumica dell'impasto (kg/m ³):	1.850
Durata dell'impasto:	60' (a +20°C)
Resistenza a compressione (GPa):	> 25 (a 28 gg)
Resistenza a flessione (MPa):	> 8 (a 28 gg)
Modulo elastico a compressione (GPa):	10 (a 28 gg)
Adesione al supporto (EN 1015-2) (MPa):	≥ 1 (a 28 gg)
Adesione al calcestruzzo (EN 1542) (MPa):	≥ 2 (a 28 gg)
Consumo (kg/m ²):	1,85 (per mm di spessore)

Il prodotto viene impiegato in abbinamento a reti in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-apprettata, con maglia a doppio intreccio "tipo tricot" tra fibre di trama e ordito per conferire elevata stabilità trasversale all'elemento (tipo Mapegrid G 120 della MAPEI S.p.A.) con le seguenti caratteristiche:

Tipo di fibra:	fibre di vetro A.R.
Contenuto di ossido di zirconio ZrO ₂ (%):	17
Grammatura (g/m ²):	125
Dimensione delle maglie (mm):	10,5 x 11,5 ± 2%
Resistenza a trazione (kN/m):	≥ 30
Modulo elastico (GPa):	72
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	23,51
Spessore equivalente di tessuto secco (mm):	0,024
Allungamento a rottura (%):	1,8

15. Dichiarazioni di cui al §10.2 del D.M. 17/01/2018

Il sottoscritto **ing. Camuso Giuseppe**, in qualità di verificatore strutturale e calcolatore delle opere in progetto,

DICHIARA QUANTO SEGUE***Tipo di analisi e motivazione***

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che la struttura è di limitata altezza, approssimativamente simmetrica nelle due direzioni e che i modi superiori sono trascurabili, si è optato per l'analisi statica lineare equivalente con spettro elastico di progetto e fattore di struttura. Nell'analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi shell. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami: Legame parabola rettangolo per il cls; legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	NO
SLV	SI
SLC	NO
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI-CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2
SLU terreno A2 – Approccio 1	NON PREVISTA DALLE NTC18

Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle

azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al D.M. 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo ricavati da modellazione numerica con software di calcolo strutturale, appresso indicato.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione 2021 con licenza n° **35437** prodotto dalla:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

ELABORATORE UTILIZZATO:

MODELLO	Assemblato
PROCESSORE	Intel ® Core ™ i7-7700 CPU 3,60 Ghz
RAM	32,00 GB
S.O.	Microsoft © Windows 10 pro

Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018** l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Validazione dei Codici di Calcolo

La struttura in progetto NON è relativa ad un'opera di particolare importanza, ritenute tali dal committente, per questo NON sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso l'esecuzione nuovamente dei calcoli da soggetto, prescelto dal Committente, diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere

una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il programma prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione (diagnostica), del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti e quant'altro attraverso una tabella interrogativa dei risultati di calcolo. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di primo proporzionamento della struttura.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Pertanto, i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Tolleranze, durabilità e prestazioni attese al collaudo

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni $\leq 150 \text{ mm}$ $\pm 5 \text{ mm}$

Per dimensioni $= 400 \text{ mm}$ $\pm 15 \text{ mm}$

Per dimensioni $\geq 2500 \text{ mm}$ $\pm 30 \text{ mm}$

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle

opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni” D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17/01/2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

