

ATTIVITA' 02 - PROGETTO ESECUTIVO

**Attività specialistiche finalizzate all'Adeguamento sismico della Palestra Comunale e dei locali Spogliatoi e servizi, situati alla Via IV Novembre n.2 nel Comune di San Giusto Canavese (TO).
PROGETTO ESECUTIVO.**

OGGETTO DELL'ELABORATO	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA PRE-INTERVENTO
SCALA	-

IDENTIFICATIVO ELABORATO

CODICE COMMESSA	TIPOLOGIA ATTIVITA'	n° ATTIVITA'	TIPOLOGIA ELABORATO	VERSIONE	DATA	N° ELABORATO
045_19	PE	A02	RC	00 - Emissione	Luglio 2020	04

Il Tecnico

Ing. Roberto SECCHI
Ordine Ingegneri Provincia Torino
Posizione n.12950
Cod.Fisc. SCC RRT 87A09 G203Z
email: secchi@engineer.com
pec: roberto.secchi1@ingpec.eu
Telefono: 3202859881
Corso Giovanni Agnelli 118
10137 - Torino (TO)

Timbri e Firme



Il Committente

Comune di San Giusto Canavese
Provincia di Torino
Ufficio Tecnico Comunale
Piazza del Municipio n.1
10090 - San Giusto Canavese



Scuola Primaria, Media e Palestra

Viale 4 Novembre, 2 - San Giusto Canavese (TO)

Cod. R18439 - R18440

Comune di San Giusto Canavese - P.zza del Municipio, 1 - 10090 San Giusto Canavese (TO)



Relazione tecnica

In allegato 1 elaborato unità strutturale



TECNOINDAGINI S.r.l.

Tel 02 36527601 Fax 02 66304937 – www.tecnoindagini.it - info@tecnoindagini.it

Con il supporto tecnico di: Ing. Carlo Piccinni

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
1.1 Pericolosità sismica	4
1.1.1 Aspetti teorici e normativi	4
1.1.2 Definizione parametri di domanda	5
2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU	7
2.1 Analisi storico-critica	7
2.1.1 Finalità	7
2.1.2 Definizione delle Unità Strutturali	7
2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali	10
2.2.1 Strutture in Cemento armato	10
2.2.2 Strutture in Muratura	12
2.3 Rilievo geometrico-strutturale	13
2.3.1 Rilievo delle coperture	15
2.3.2 Rilievo strutture orizzontali	17
2.3.3 Rilievo struttura verticale	19
2.3.4 Rilievo delle fondazioni	21
2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	22
3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ	23
3.1 Norme di riferimento	28
3.2 Azioni sulle strutture	29
3.3 Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato	31
3.3.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate	32
3.3.2 Metodi di analisi e criteri di verifica	33
3.3.3 Verifiche di cinematici locali	33
3.4 Verifiche delle unità strutturali in muratura	35
3.4.1 Deformabilità dei pannelli murari	36
3.4.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura	36
3.4.3 Verifiche di cinematici locali	37
3.5 Verifica delle unità strutturali miste	39
4. RISULTATI DELLE VERIFICHE	40
4.1 Indice di Sicurezza Sismica	40
4.2 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento	41
4.2.1 Unità strutturale 1	43
4.2.2 Unità strutturale 2	43

4.2.4 Unità strutturale 4	43
4.2.5 Unità strutturale 5	44
4.2.6 Unità strutturale 6	44
4.3 Vulnerabilità Specifiche	45
4.3.1 Unità strutturale 1	46
4.3.3 Unità strutturale 3	48
4.4 Classificazione Sismica	49
5. CONCLUSIONI	50
6. ALLEGATI	

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Primaria, Media e Palestra sito in Viale 4 Novembre, 2 a San Giusto Canavese (TO).

Ciascun territorio, in base alla sua natura geologica, è contraddistinto da una pericolosità sismica, determinata dalla probabilità (P_{VR}) che si verifichi un evento sismico di una certa magnitudo entro un dato intervallo di tempo. Tale probabilità è stata determinata studiando i terremoti che storicamente si sono ripetuti con frequenze e forze caratteristiche. In altri termini, la **pericolosità** sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità dell'intervallo di tempo di ritorno dell'evento sismico (T_R). La pericolosità sismica tiene anche conto dell'esposizione al rischio, infatti, la maggiore o minore presenza di persone e di beni esposti al rischio, modifica la possibilità di subire la perdita di vite umane o danni ai beni culturali.

Tuttavia, le conseguenze di un terremoto sugli edifici e sulla popolazione non dipendono solo dalla pericolosità sismica del luogo in cui i fabbricati insistono: i danni dipendono direttamente anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni rispetto alle azioni indotte da una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce **vulnerabilità**. Le conseguenze di un terremoto saranno maggiori quanto più un edificio è vulnerabile per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali, mediocre modalità di costruzione, scarsa manutenzione.

Rischio = Vulnerabilità · Pericolosità

Il rischio sismico fornisce la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo; in base alla sismicità del territorio; alla resistenza delle costruzioni; alla natura, qualità e quantità dei beni esposti. Esso è determinato dalla combinazione della **pericolosità** e della **vulnerabilità**.

Partendo dai requisiti fissati dalle norme vigenti, l'oggetto delle analisi contenute nel presente documento, è innanzitutto determinare il **rischio sismico** dell'edificio, ovvero dalla sua propensione a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità, attraverso la determinazione dell'**indice di sicurezza sismica**.

Il metodo proposto valuta il singolo edificio, che a sua volta può essere costituito da una o più *Unità Strutturali* (US), verificando la **vulnerabilità** di ciascuna unità strutturale e accertando che questa sia compatibile con le prestazioni richieste.

La procedura si articola in cinque passaggi principali che prevedono l'acquisizione dei dati relativi al contesto territoriale, delle caratteristiche strutturali necessarie alla modellazione matematica dell'edificio e l'analisi numerica tesa alla valutazione della sicurezza globale e locale per ogni stato limite considerato. I paragrafi seguenti descrivono nei dettagli la procedura proposta nel seguente ordine:

- Pericolosità sismica
- Rilievo dell'edificio e indagini in situ
- Verifica della sicurezza in presenza di azioni sismiche
- Valutazione del rischio sismico
- Classificazione sismica

1.1 Pericolosità sismica

1.1.1 Aspetti teorici e normativi

La pericolosità sismica, inherente l'intero edificio, è definita dalla Peak Ground Acceleration di domanda (PGA_D) che è la misura dell'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in una specifica area geografica, secondo la relazione seguente:

$$PGA_D = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografico. Tali coefficienti sono ricavabili da indagini geologiche eseguite direttamente sul terreno su cui insiste l'edificio, oppure, in assenza di una relazione geologica, possono essere dedotti in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo quanto prescritto nella NTC 2018 § 3.2.2.

Per valutare l'accelerazione orizzontale massima a_g dell'evento sismico, è necessario fissare la pericolosità sismica, correlandola all'esposizione dell'edificio. La pericolosità riguarda l'area geografica in cui sorge l'edificio ed è definita dall'OPCM 3519, mentre l'esposizione viene considerata laddove le norme definiscono gli edifici strategici e/o rilevanti nell'OPCM 3274 e nella Tabella C.3.2.I. della Circolare del CSLP 617.

In funzione della tipologia edilizia analizzata si definisce il livello di danno accettabile e si determinano per ciascun stato limite, ultimo (SLU) e di esercizio (SLE), le probabilità di superamento dell'evento ed i relativi tempi di ritorno secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Stati Limite			Probabilità di superamento P_{VR}	Valori del periodo di ritorno T_R in anni al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	operatività	SLO	81%	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	danno	SLD	63%	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita	SLV	10%	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	collasso	SLC	5%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}$

Come si vede dalla tabella, le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso del fabbricato, secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018 § 2.4.3. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere deve essere precisata nei documenti di progetto e comunque per le opere ordinarie viene considerata ≥ 50 anni secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018 § 2.4.1.

Nella pagina seguente, a titolo esemplificativo, si riportano le mappature di pericolosità sismica del territorio italiano valutate rispettivamente allo SLD (con probabilità di superamento del 63% in 50 anni) e allo SLV (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

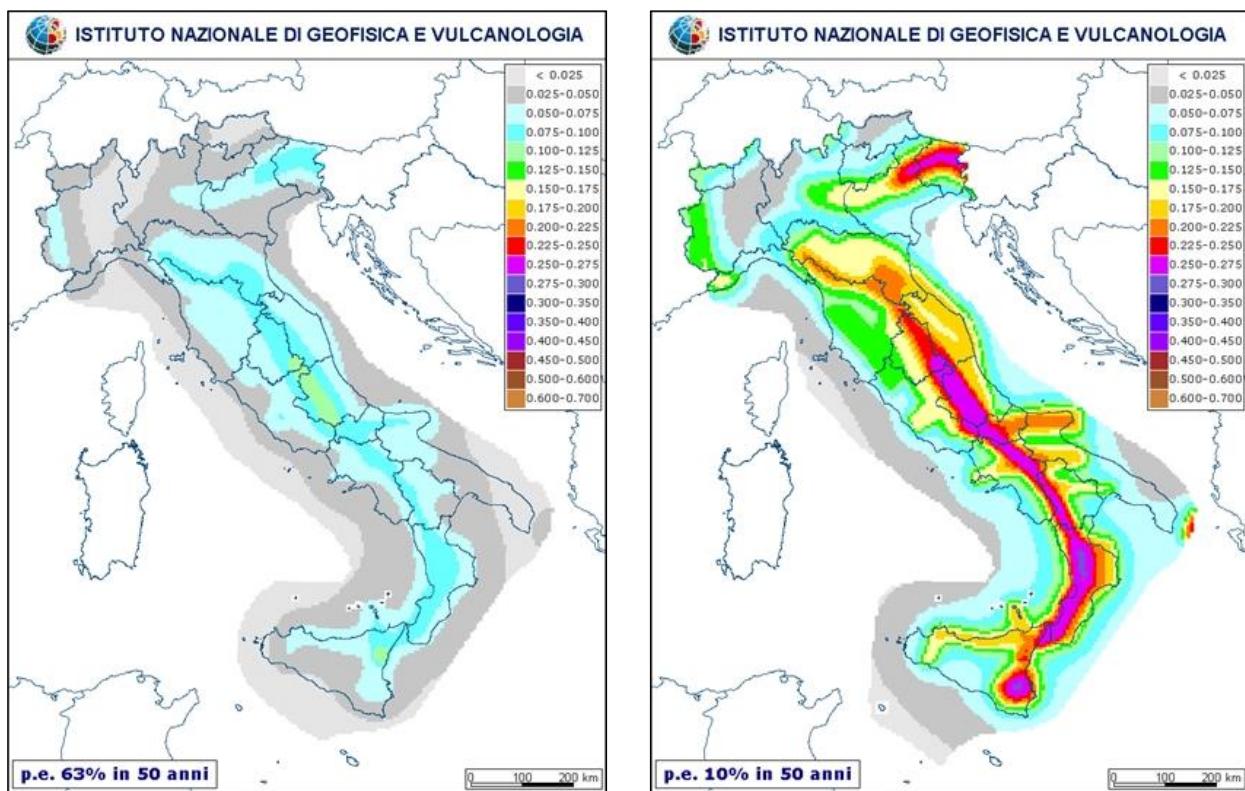


Figura n°1-2 – Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata rispettivamente allo SLD e SLV.

1.1.2 Definizione parametri di domanda

Entrando nello specifico del manufatto oggetto della presente indagine, per la definizione dei parametri di amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_T) è stato possibile attingere ai dati riportati nell'Indagine geofisica con metodologia Masw [5], allegata alla presente relazione, con classificazione del sottosuolo come di tipo C con $V_{s,30}$ pari a 373 m/s, mentre la condizione topografica è assimilabile a T1 essendo l'edificio collocato su un terreno pianeggiante. Essendo lo stesso destinato principalmente all'uso scolastico, rientra nella categoria degli edifici che prevedono affollamenti significativi a cui è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 1,50.

Definita la Vita nominale della struttura ed eseguite le valutazioni espresse precedentemente si ricavano i dati riportati nella Tabella 1 necessari per determinare i parametri di domanda (Tabella 2) e per costruire degli Spettri di risposta elastica (Figura 3). Nel grafico riportato alla pagina seguente, infatti, per ogni Stato Limite Ultimo e di Esercizio definito dalla normativa è costruito lo spettro di risposta elastica in cui è possibile leggere la corrispettiva accelerazione assegnata al territorio su cui insiste la costruzione.

	V_N	Classe	C_u	V_R	S_s	S_T
Edificio oggetto di analisi	50	III	1,50	75	1,50	1,00

Tabella n°1 – Definizione dei parametri di amplificazione e periodo di riferimento.

PARAMETRI SISMICI DI DOMANDA			
Stato limite considerato	Tempo di ritorno T_R [anni]	Accelerazione al suolo di picco a_g [m/s ²]	Accelerazione al suolo di domanda PGA_D [m/s ²]
SLO	45	0,022	0,033
SLD	75	0,027	0,041
SLV	712	0,049	0,074
SLC	1462	0,057	0,086

Tabella n°2 – Definizione dei parametri di domanda.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

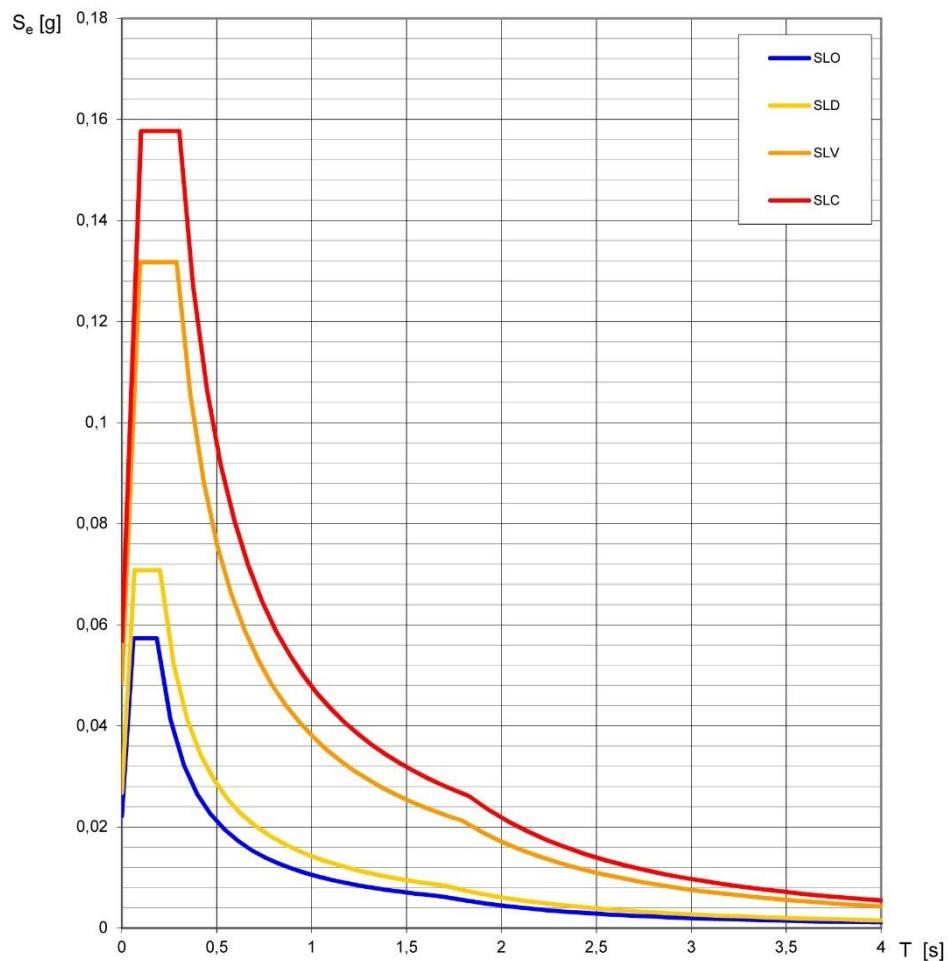


Figura n°3 – Spettri di risposta elastici dove è possibile leggere per ciascuno Stato Limite la corrispettiva accelerazione a_g .

2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU

L'acquisizione dei dati necessari alla modellazione dell'edificio richiede necessariamente il rilievo della vulnerabilità e questa si articola in quattro fasi distinte:

- analisi storico-critica;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- rilievo geometrico-strutturale;
- determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

2.1 Analisi storico-critica

2.1.1 Finalità

Il punto fondamentale per la corretta individuazione del sistema strutturale dell'edificio, del suo stato di sollecitazione e di conservazione, è la ricostruzione dei processi che hanno interessato il manufatto nel corso del tempo: a partire dalla sua costruzione, passando per le modifiche succedutesi e considerando gli eventi eccezionali che lo hanno interessato. Il primo passo per ricostruire questo percorso è la ricerca documentale storico-critica che raccoglie tutte le informazioni propedeutiche alle analisi successive. Quanto più accurata potrà essere tale ricerca – e maggiori saranno le informazioni ricavate – quanto maggiore sarà il livello di conoscenza dell'edificio e minori potranno essere le indagini necessarie per giungere ad un livello di conoscenza comparabile.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari, secondo il § 8A.1.B della CSLP 617, sono eventuali documenti di progetto, con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali ed eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione.

A tal fine è stata individuata l'unità strutturale oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US, in generale, è caratterizzata dalla continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, nel caso di edifici contigui si valutano gli effetti di spinte non contrastate, causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

2.1.2 Definizione delle Unità Strutturali

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Primaria "Guido Gozzano", Media "Nino Costa" e della annessa palestra. Dalla documentazione fornita dalla committenza non si è potuto risalire alla data di costruzione del fabbricato originario (US1), indicata con una colorazione verde nella schematizzazione di figura 4, che è stato oggetto di un intervento di ampliamento nel 1990 [4] con la realizzazione di nuovi servizi (US5). Nel 1980 [1] è stato poi eseguito l'intervento di edificazione dell'edificio che ospita la Scuola Elementare (US2). Successivamente nel 1984 [3] è stata progettata la struttura del fabbricato che ospita la palestra e gli spogliatoi, realizzati poi nel 1987 [2], rispettivamente identificati come Unità Strutturale 3 e Unità Strutturale 4; infine in epoca più recente è stata completata la pensilina tra palestra e scuola media che realizza l'US6.

Il complesso così costituito è quindi composto da sei Unità Strutturali: L'US1 è disposta su due livelli fuori terra oltre a un sottotetto non praticabile, la struttura di elevazione è di tipo massiva realizzata da murature

in pietra listata, solai con travetti in acciaio e copertura in legno a doppia falda inclinata; l'US2 si sviluppa su due piani fuori terra oltre un seminterrato e un sottotetto, presenta una struttura di elevazione costituita da un telaio in calcestruzzo armato, solai in laterocemento e copertura in legno a doppia falda inclinata. Per quanto riguarda le Unità Strutturali 3, 4 e 6, sono mono-piano caratterizzate da struttura verticale realizzata in calcestruzzo armato e coperture di tipo prefabbricato. Infine l'US5 è disposta su due livelli fuori terra, la struttura di elevazione è costituita da un telaio realizzato in opera in calcestruzzo armato, mentre i solai, così come le coperture, sono di tipo laterocementizio. Dalla documentazione fornita dalla Committenza è possibile desumere che, per le Unità Strutturali 2,3,4,5, le fondazioni sono realizzate con plinti isolati [1][3][4].

Ai fini della modellazione numerica si è scelto di distinguere l'edificio in sei Unità Strutturali, evidenziate con colorazioni differenti nell'immagine di seguito riportata. Questa suddivisione è stata individuata in base alla presenza di un giunto strutturale con un contestuale raddoppio dei pilastri.

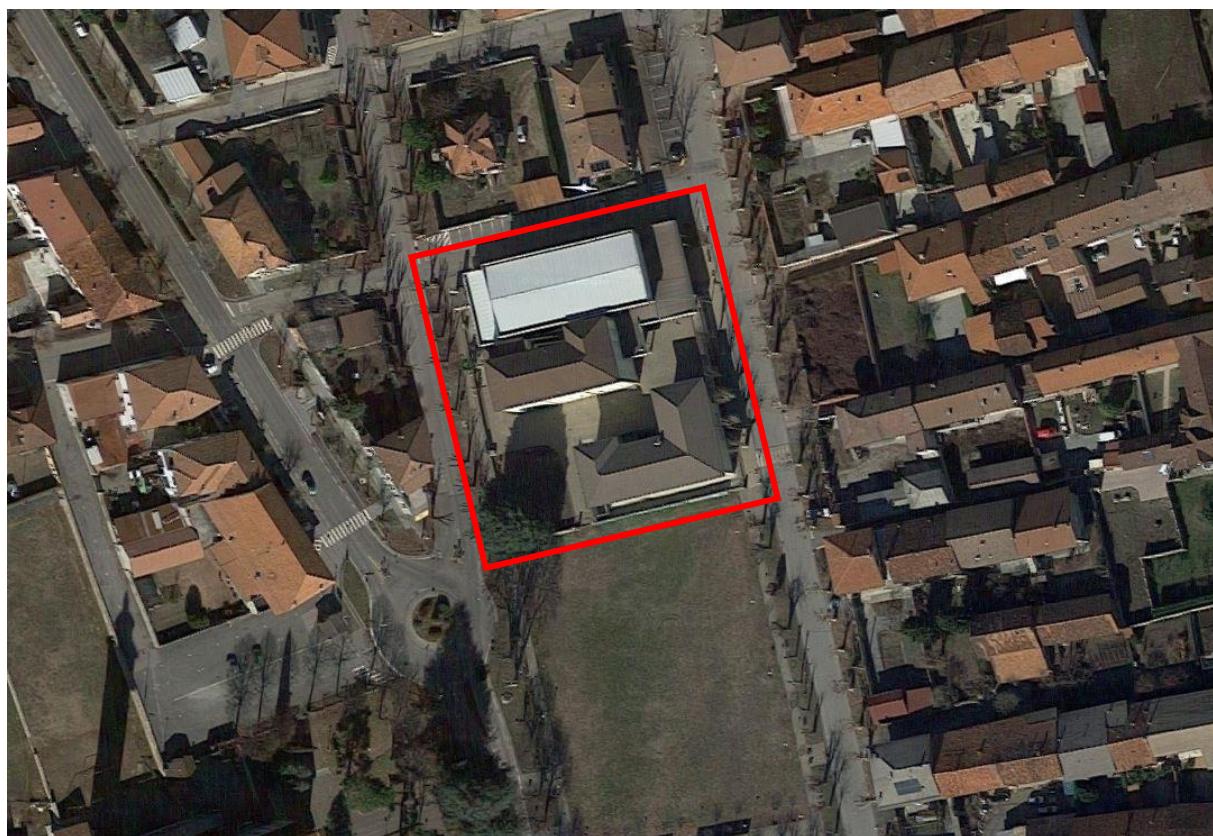


Foto n°1 - Inquadramento dell'edificio nel contesto.

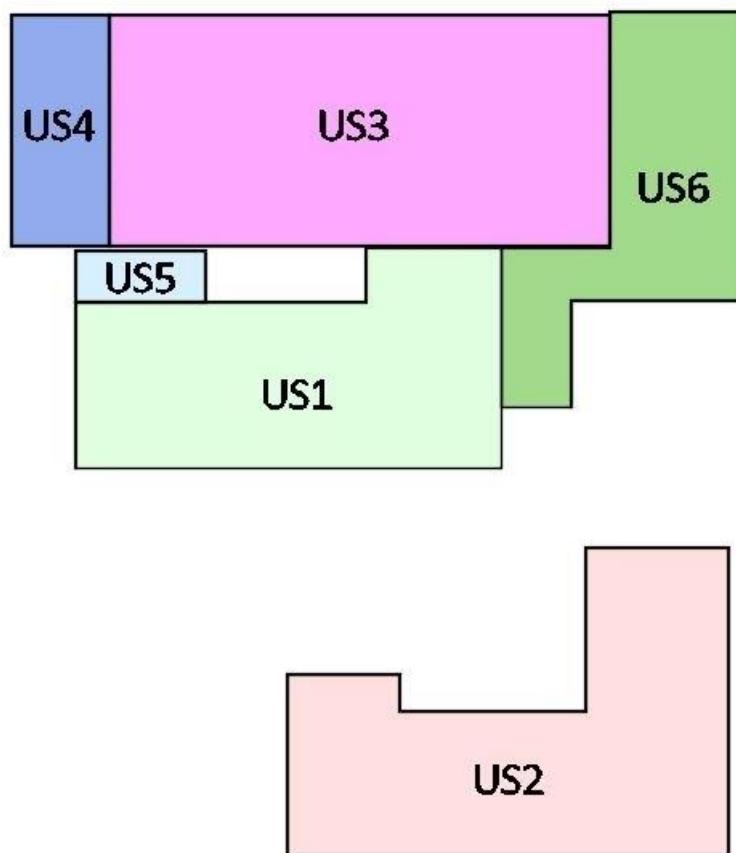


Figura n°4 - Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali.

Le informazioni inserite nell'analisi storico-critica sono state desunte dalla consultazione della seguente documentazione:

- [1] Certificato di collaudo delle strutture in conglomerato cementizio semplice ed armato esistenti nella nuova Scuola Elementare del 5 novembre 1980;
- [2] Certificato di collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato precompresso a copertura del solaio della palestra polivalente del 6 aprile 1987;
- [3] Relazione Tecnica - Appalto concorso per la progettazione e la costruzione di una palestra polivalente in via Malpiardo del 1 ottobre 1984;
- [4] Certificato di collaudo delle strutture in conglomerato cementizio semplice ed armato esistenti nella ristrutturazione servizi igienici del 14 dicembre 1990;
- [5] PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W.

2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I materiali vengono caratterizzati a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi documentale, successivamente controllate *in situ* con verifiche visive ed indagini sperimentali basate su prove non distruttive o limitatamente distruttive. Il tipo di indagine ed i punti di esecuzione sono pianificati, in base al loro effettivo uso nelle verifiche e, nel caso di beni culturali e di edifici storici, viene tenuto in considerazione l'impatto in termini di conservazione del bene, limitando il più possibile gli interventi invasivi. Le resistenze meccaniche dei materiali vengono quindi valutate sulla base delle prove effettuate direttamente sulla struttura, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

2.2.1 Strutture in Cemento armato

Per stimare le **caratteristiche meccaniche del calcestruzzo** si eseguono prove indirette mediante metodo Son.Reb. ed analisi dirette tramite carotaggio, che permette di validare ed estendere i dati di sclerometrie ed analisi ultrasoniche.

La valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo indurito costituente manufatto, si ottiene prelevando alcuni **campioni** (carote) *in situ*, secondo la UNI EN 12504/1-2002 che vengono successivamente sottoposti a prova di compressione in laboratorio, secondo la UNI EN 12390/3-2003. In laboratorio, le carote vengono misurate (diametro, lunghezza, peso) e rettificate alle estremità. In seguito viene eseguita la prova di compressione, utilizzando macchinari conformi alla UNI EN 12390-4.

Il **metodo Son.Reb.** è invece una prova combinata che, tramite la correlazione dei dati ottenuti dal rilievo con ultrasuoni (eseguito secondo la normativa UNI-EN 12504-4:2001) e sclerometro (eseguito secondo la normativa UNI-EN 12504-2:2001). Permette di determinare indirettamente la resistenza dei materiali esaminati e di fornire informazioni qualitative sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

In particolare nei **rilevi ultrasonici** misurando il tempo di volo dell'impulso tra le due sonde, è possibile calcolare, nota la distanza reciproca fra le sonde, la *velocità di propagazione* all'interno del calcestruzzo ed ottenere informazioni qualitative sui fenomeni di degrado del materiale. La prova può essere eseguita secondo due modalità: nel metodo diretto le due sonde vengono posizionate su due facce opposte dell'elemento strutturale; mentre nel caso fosse accessibile solo un lato, si può comunque far riferimento al metodo indiretto. Il valore della velocità di propagazione dell'onda non è sufficiente per calcolare direttamente la resistenza del calcestruzzo ma fornisce informazioni utili relative alla qualità.

L'**analisi sclerometrica**, eseguita su una griglia regolare, prevede la misurazione dell'indice di rimbalzo su un numero di punti adeguato. Le analisi sclerometriche misurano l'entità del rimbalzo effettuato da una massa battente scagliata sulla superficie di calcestruzzo da analizzare. Attraverso il diagramma delle curve di correlazione (R_c - I_c) dello sclerometro, è possibile direttamente convertire l'*indice di rimbalzo* con il valore stimato di resistenza.

Per stimare le **caratteristiche meccaniche delle barre in acciaio** si eseguono prove con durometro sulle armature messe a nudo con scarificazione e adeguatamente predisposte con l'ausilio di smerigliatrice.

La **prova di durezza** *in situ* (Leeb) permette di caratterizzare la resistenza a trazione delle barre d'armatura, senza prelevarne un campione su cui eseguire prove a trazione in laboratorio. L'attrezzatura utilizzata è costituita da un durometro digitale a rimbalzo. La prova di durezza viene eseguita in modo conforme agli standard ASTM A956, DIN 50156.

Per l'esecuzione della prova di durezza viene rimosso il coprifero in corrispondenza della barra d'armatura da campionare, per una porzione adeguata alla corretta preparazione del campione stesso; sulla porzione di barra scoperta viene creata una superficie piatta e a bassa rugosità su cui verrà eseguita la prova. Le caratteristiche del durometro utilizzato nei rilievi sono le seguenti:

- ✓ Energia d'impatto: 11 Nm

- ✓ Punta sferica: Carburo di tungsteno, $\phi 3$ mm
- ✓ Portata di misura: 150-950 HL
- ✓ Precisione: ± 4 HL (0,5% a 800 HL)
- ✓ Display: LCD ad alto contrasto.
- ✓ Temperatura di funzionamento: da -10 °C a +60°C

Nei paragrafi seguenti sono raccolti i risultati delle misure in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. Nelle Schede allegate alla relazione è riportato, per ciascuna tipologia di elemento verticale, un riepilogo delle caratteristiche geometriche e dei materiali, oltre la schematizzazione della sezione trasversale con il grafico di interazione del dominio M-N ed una breve documentazione fotografica. Negli Elaborati Grafici è restituita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova; i certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo estratti in situ completano gli allegati.

2.2.1.2 Unità strutturale 2

Materiale	Tipo di acciaio (*)	f_{yk} [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]
CA1	FeB44k	430	312	C16/20	20	8,89

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.2.1.3 Unità strutturale 3

Materiale	Tipo di acciajo (*)	f_{yk} [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]
CA2	FeB44k	430	312	C28/35	35	15,56

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.2.1.4 Unità strutturale 4

Materiale	Tipo di acciajo (*)	f_{yk} [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]
CA3	FeB44k	430	312	C25/30	30	13,89

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.2.1.5 Unità strutturale 5

Materiale	Tipo di acciajo (*)	f_{yk} [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]
CA4	FeB44k	430	312	C20/25	25	11,11

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.2.1.6 Unità strutturale 6

Materiale	Tipo di acciajo (*)	f_{yk} [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]
CA5	FeB38k	375	272	C12/15	15	6,67

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.2.2 Strutture in Muratura

Per stimare le **caratteristiche meccaniche delle murature** si eseguono analisi dirette tramite scarificazione dell'intonaco con valutazioni visive o termografiche dei paramenti e caratterizzazione meccanica della malta tramite prova di impatto, per individuare gli elementi costituenti, la tramatura ed i livelli di ammorsamento tra muri collegati. Altre informazioni sono reperite da documentazione fornita dalla committenza. I risultati raccolti permettono così di identificare con maggior precisione i parametri di caratterizzazione meccanica tra quelli proposti dalla tabella C.8.5.1 delle NTC 2018.

Descrizione Tipologia Muratura	f_m		τ_0		E		G		W
	[N/cm ²]		[N/cm ²]		[N/mm ²]		[N/mm ²]		[kN/m ³]
	min	max	min	max	min	max	min	max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	200	1,8	3,2	690	1050	230	350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	200	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 irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	240	2,8	4,2	900	1260	300	420	13-16
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	200	320	4	8	1200	1620	400	500	13-16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	580	820	9	12	2400	3300	800	1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	260	430	5	13	1200	1800	400	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI)	500	800	8	17	3500	5600	875	1400	15

Nei paragrafi a seguire vengono restituiti i risultati desunti dai rilievi e dalle misurazioni condotte in situ. Nelle Schede indicate alla relazione è riportato, per le diverse tipologie di elementi verticali, un riepilogo contenente le stesse caratteristiche materiche e geometriche e la schematizzazione del paramento murario completata da una breve documentazione fotografica. Negli Elaborati Grafici è infine inserita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova.

2.2.2.1 Unità strutturale 1

Materiale	Tipo di muratura (*)	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
M1	Muratura pietrame disordinata	100	2	690	230	19
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

2.3 Rilievo geometrico-strutturale

Per definire le caratteristiche del sistema resistente dell'edificio e quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture, non sempre l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, pertanto, il rilievo geometrico-strutturale oltre a consentire di verificare accuratamente in situ i dati raccolti; permette di riscontrare le difformità coi progetti depositati, e finalizzare le attività di indagine per completare le informazioni nei casi in cui questi non siano disponibili o carenti,

Il **rilievo geometrico-strutturale** è riferito sia alla geometria complessiva del manufatto che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Negli elaborati vengono rappresentate le modifiche intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il sopralluogo, attraverso l'ausilio di varie strumentazioni, permette inoltre di individuare la membratura resistente del manufatto, tenendo in considerazione la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Per ciascun elemento che compone la struttura portante, indipendentemente dalla sua natura, è quindi necessario risalire accuratamente alle proprie dimensioni in pianta e alla precisa posizione planimetrica. Le misure dimensionali devono tenere conto della sola porzione resistente, al netto quindi dello strato di rivestimento. Tali misure sono indispensabili sia per risalire all'azione orizzontale a cui è soggetto il fabbricato, sia per valutare la quota parte di azione sismica che interessa ciascun elemento strutturale.

Durante i sopralluoghi, per individuare gli elementi che compongono la struttura portante inglobati all'interno di tramezze o pareti perimetrali è risultato particolarmente utile l'ausilio della termografia ad infrarossi che ha consentito di individuare tali elementi grazie alla differenza di temperatura che caratterizza ciascun materiale. Attraverso l'**analisi termografica** sono state inoltre rilevate le tipologie costruttive delle componenti strutturali orizzontali. L'individuazione delle componenti strutturali avviene grazie alla sensibilità di misurazione dello strumento, che permette di distinguere con colorazioni differenti, zone che ammettono temperature superficiali diverse. La termocamera permette di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, quale funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto ma è anche una funzione dell'emissività. L'emissività è una misura che si riferisce alla quantità di radiazione termica emessa dall'oggetto, comparata a quella emessa dal perfetto corpo nero. L'emissività della maggior parte dei materiali da costruzione ha valori compresi tra 0,85 e 0,90. Le caratteristiche tecniche della termocamera ad infrarosso utilizzata sono le seguenti:

- ✓ Campo di misura della temperatura da -20°C a $+120^{\circ}\text{C}$
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) 50 mK @ $+30^{\circ}\text{C}$
- ✓ Risoluzione spaziale a 45° : 1,23 mRad
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640x480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da 7,8 a 14 μm

Per completare la caratterizzazione dei materiali l'integrazione con perforazioni, scarificazioni puntuali e **analisi endoscopiche** ha permesso l'osservazione diretta dei materiali impiegati nei vari elementi. La strumentazione di ispezione è composta da un endoscopio flessibile alla cui estremità è posizionato un obiettivo interscambiabile con visione variabile da 15° in avanti e a retroguardia 135° , con lampadina LED incorporata alimentata da un regolatore di intensità luminosa. L'immagine viene visualizzata dalla telecamera e trasferita al display per la successiva memorizzazione su scheda di memoria. L'analisi delle immagini registrate consente così la ricostruzione della stratigrafia delle strutture, evitando l'esecuzione di demolizioni eccessive.

Le caratteristiche tecniche dell'endoscopio utilizzato sono le seguenti:

- ✓ Diametro esterno 5,8 mm
- ✓ Luce bianca a LED regolabile
- ✓ Regolazione della messa a fuoco
- ✓ Direzione di visione panoramica su 360°
- ✓ Terminale specchiato per visioni laterali

Definite le componenti geometriche è stato necessario spingersi ulteriormente a fondo con il rilievo, individuando numero, dimensione e disposizione dei ferri di armatura presenti nei pilastri e nei setti in c.a. o nel caso delle murature la tipologia muraria che realizza le pareti portanti.

L'indagine per la localizzazione delle armature nei getti di calcestruzzo è stata eseguita mediante **analisi pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione (± 1 mm) e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici. Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento. Ad integrazione dei rilievi pacometrici sono state eseguite valutazioni a campione al vero delle dimensioni delle armature metalliche da rilevare, previa **scarificazione del copriferro** cementizio e messa a nudo parziale delle armature sia longitudinali che trasversali e successiva misurazione mediante calibro digitale.

Sono stati infine ricercati e rilevati i **dissesti**, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi relativi a potenziali **meccanismi di danno**, così come eventuali vulnerabilità locali di elementi strutturali e non.

Nei paragrafi successivi, sono riassunte le caratteristiche costruttive delle principali componenti strutturali che costituiscono ciascuna US:

- Coperture;
- Strutture orizzontali;
- Strutture verticali;
- Fondazioni.

2.3.1 Rilievo delle coperture

Tutte le informazioni raccolte sulle coperture durante il sopralluogo sono riassunte e presentate nel seguito. Per ciascuna Unità Strutturale, è riportata la descrizione dei sistemi di copertura individuati ed una tabella di riepilogo delle loro principali caratteristiche costruttive. Negli Elaborati Grafici è rappresentata la conformazione dell'intradosso di ciascuna tipologia di copertura. Infine apposite Schede, riepilogano per ciascun tipo di copertura le caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una planimetria di insieme per poter localizzare la relativa copertura, oltre ad una breve documentazione fotografica.

2.3.1.1 Unità strutturale 1

Le osservazioni condotte laddove la presenza di botole consente l'ispezione del sottotetto, hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da padiglioni a doppia falda sostenuti da una struttura a travi e capriate in legno. I travetti, sempre in legno, hanno direzione parallela alle falde; è pertanto possibile considerare la copertura come leggera, in relazione alla sua tipologia costruttiva, e spingente data l'assenza di una trave perimetrale di coronamento che contrasta la spinta dei travetti.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA A	Doppia falda	Legno	1,20	Spingente	Piano non rigido

2.3.1.2 Unità strutturale 2

Le osservazioni condotte laddove la presenza di botole consente l'ispezione del sottotetto, hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da padiglioni a doppia falda in legno, sorretti da travi in legno. I travetti hanno direzione parallela alle falde; è pertanto possibile considerare la copertura come leggera, in relazione alla sua tipologia costruttiva, e non spingente data la presenza di una trave perimetrale di coronamento che contrasta la spinta dei travetti.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA B	Doppia falda	Legno	2,10	Non spingente	Piano non rigido

2.3.1.3 Unità strutturale 3

Le osservazioni condotte e l'analisi della documentazione a disposizione hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è realizzato con elementi prefabbricati a lastra in cemento armato vibrato, semplicemente appoggiati su travi prefabbricate a doppia pendenza.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA C	Doppia falda	Prefabbricato	2,80	Non spingente	Piano non rigido

2.3.1.4 Unità strutturale 4

Le osservazioni condotte hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da lastre prefabbricate tipo "Predalles" con estradosso in lamiera e ammette giacitura piana. È pertanto possibile considerare la copertura come pesante e non spingente.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA D	Piana	Prefabbricato	3,00	Non spingente	Piano rigido

2.3.1.5 Unità strutturale 5

Le osservazioni condotte hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da un solaio in laterocemento che ammette giacitura piana; ed è pertanto possibile considerare la copertura come pesante, in relazione alla sua tipologia costruttiva, e non spingente.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA E	Piana	Laterocemento	4,30	Non spingente	Piano rigido

2.3.1.6 Unità strutturale 6

Le osservazioni condotte hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da una soletta piena, avente giacitura piana, in cemento armato avente spessore 32 cm; è pertanto possibile considerare la copertura come pesante, in relazione alla sua tipologia, e non spingente.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di ridistribuzione
COPERTURA F	Piana	Cemento armato	8,50	Non spingente	Piano rigido

2.3.2 Rilievo strutture orizzontali

I rilievi non distruttivi (termografici, pacometrici etc...) e le demolizioni localizzate, effettuate in alcuni punti dell’edificio, hanno permesso di identificare le tipologie di solaio presenti. Le proprietà degli impalcati sono riassunte nei paragrafi seguenti: eventuali variazioni delle dimensioni caratteristiche possono essere legate all’altezza e alla geometria degli elementi costituenti, in relazione principalmente alle luci coperte dai solai. Negli Elaborati Grafici le varie tipologie di solaio sono evidenziate con campiture di colorazioni differenti mentre nelle Schede allegate, per ciascun tipo vengono riepilogate delle caratteristiche costruttive, l’analisi dei carichi, una schematizzazione della sezione trasversale con le dimensioni relative degli elementi costituenti, oltre ad una breve documentazione fotografica.

2.3.2.1 Unità strutturale 1

Le analisi condotte hanno verificato che, all’interno del perimetro definito dall’Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un’unica tipologia costruttiva caratterizzata da elementi portanti in acciaio ed alleggerimento in mattoni. La stessa tipologia costituisce sia il solaio interpiano (SOLAIO A) che quello posto a copertura del primo piano (SOLAIO B). Per quest’ultimo, non essendo presenti gli strati di finitura e non essendo il sottotetto praticabile, sarà variato il peso considerato nella modellazione numerica.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ²]	Capacità di ridistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
SOLAIO A	Acciaio	Unidirezionale	15	7,35	Piano non rigido	1,00
SOLAIO B	Acciaio	Unidirezionale	5	2,55	Piano non rigido	1,00

2.3.2.2 Unità strutturale 2

Le analisi condotte hanno verificato che, all’interno del perimetro definito dall’Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un’unica tipologia costruttiva in laterocemento caratterizzata da travetti gettati in opera ed alleggerimento in pignatte. La stessa tipologia costituisce sia il solaio interpiano (SOLAIO C) che quello posto a copertura del primo piano (SOLAIO D). Per quest’ultimo, non essendo presenti gli strati di finitura e non essendo il sottotetto praticabile, sarà variato il peso considerato nella modellazione numerica.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ²]	Capacità di ridistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
SOLAIO C	Laterocemento	Unidirezionale	40	8,75	Piano rigido	1,00
SOLAIO D	Laterocemento	Unidirezionale	25	3,25	Piano rigido	1,00

2.3.2.3 Unità strutturale 3

In questa Unità Strutturale non sono presenti solai interpiano; il sistema di copertura è stato pertanto descritto al paragrafo 2.3.1.3.

2.3.2.4 Unità strutturale 4

In questa Unità Strutturale non sono presenti solai interpiano; il sistema di copertura è stato pertanto descritto al paragrafo 2.3.1.4.

2.3.2.5 Unità strutturale 5

Le analisi condotte hanno verificato che, all'interno del perimetro definito dall'Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un'unica tipologia costruttiva in laterocemento caratterizzata da travetti gettati in opera ed alleggerimento in pignatte.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ²]	Capacità di ridistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
SOLAIO E	Laterocemento	Unidirezionale	32	6,75	Piano rigido	1,00

2.3.2.6 Unità strutturale 6

In questa Unità Strutturale non sono presenti solai interpiano; il sistema di copertura è stato pertanto descritto al paragrafo 2.3.1.6.

2.3.3 Rilievo struttura verticale

I paragrafi seguenti raccolgono le caratteristiche dimensionali per ciascuno dei tipi di elemento del sistema sismo-resistente, unitamente ai risultati delle misurazioni condotte in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. Negli Elaborati Grafici sono rappresentate con colorazioni differenti le diverse tipologie di elementi verticali e vengono contestualmente indicati i punti dove sono state eseguite le varie prove. Nelle Schede allegate, per ciascuna tipologia costruttiva vengono riepilogate le caratteristiche geometriche e dei materiali, una schematizzazione della sezione trasversale con il grafico di interazione del dominio M-N oltre ad una breve documentazione fotografica. I certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo estratti in situ completano gli allegati.

2.3.3.1 Unità strutturale 1

Per quanto concerne la struttura di elevazione dell'US 1, è stato possibile individuare e caratterizzare la tipologia muraria impiegata per la costruzione dell'edificio, le caratteristiche sono riassunte nella tabella seguente. Si tratta di una muratura in pietrame listata ogni 80 cm con una doppia fila di mattoni pieni avente spessore pari a 50 cm.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,50	0,60 - 7,60	4,50

2.3.3.2 Unità strutturale 2

La struttura di elevazione è interamente realizzata da un telaio di pilastri e travi in conglomerato cementizio gettato in opera; le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in 2 differenti tipologie di pilastri.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO A	CA1	0,30	0,30	3,00	4φ14	φ6/20
PILASTRO B	CA1	0,30	0,70	3,00	4φ20 + 2φ18	φ8/15

2.3.3.3 Unità strutturale 3

La struttura di elevazione è interamente realizzata da un telaio di pilastri e travi prefabbricate; le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in un'unica tipologia costruttiva.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO C	CA2	0,44	0,54	7,00	10φ16	φ10/30

2.3.3.4 Unità strutturale 4

La struttura di elevazione è realizzata da un telaio di pilastri e setti in conglomerato cementizio gettato in opera; le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in 2 differenti tipologie, delle quali 1 è riferita a pilastri e un'altra si riferisce a setti armati.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO D	CA3	0,25	0,40	2,90	6φ12	φ6/15
SETTO A	CA3	0,15	5,50-8,20	2,90	φ4/15 + φ4/15	φ4/15

2.3.3.5 Unità strutturale 5

La struttura di elevazione è interamente realizzata da un telaio di pilastri e travi in conglomerato cementizio gettato in opera; le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in un'unica tipologia costruttiva.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO E	CA4	0,20	0,50	4,50	6φ12	φ6/20

2.3.3.6 Unità strutturale 6

La struttura di elevazione è interamente realizzata da un telaio di pilastri e travi in conglomerato cementizio gettato in opera; le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in 2 differenti tipologie di pilastri.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO F	CA5	0,30	0,30	3,80	4φ10	φ6/25
PILASTRO G	CA5	0,40	0,40	3,80	4φ10	φ6/25

2.3.4 Rilievo delle fondazioni

Il rilievo dell’edificio è completato dall’analisi del sistema di fondazione, spesso tale verifica non può essere condotta in situ con risultati soddisfacenti a meno di eseguire impegnative opere di scavo e demolizione: per questa ragione in questi casi la ricerca storico-documentale assume una importanza fondamentale per reperire le informazioni necessarie. Il protocollo adottato prevede, nel caso che queste informazioni non fossero disponibili, l’applicazione di un coefficiente di sicurezza $C_{Rid}^{Fondazioni}$ che concorre a formare il C_{Rid} utilizzato nella verifica globale.

2.3.4.1 Unità strutturale 1

Non è stato possibile accedere a documentazione tecnica che fornisse informazioni circa il sistema di fondazione, si considera quindi un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.3.4.2 Unità strutturale 2

La consultazione dei documenti messi a disposizione dalla Committenza, ha consentito di desumere che il sistema di fondazione è classificabile come a plinti isolati [1] e realizzato pertanto in calcestruzzo armato; si considera un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.3.4.3 Unità strutturale 3

La consultazione dei documenti messi a disposizione dalla Committenza, ha consentito di desumere che il sistema di fondazione è classificabile in parte come continuo nastriforme e in parte a plinti isolati [3] e realizzato pertanto in calcestruzzo armato; si considera un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.3.4.4 Unità strutturale 4

La consultazione dei documenti messi a disposizione dalla Committenza, ha consentito di desumere che il sistema di fondazione è classificabile in parte come continuo nastriforme e in parte a plinti isolati [3] e realizzato pertanto in calcestruzzo armato; si considera un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 1,00.

2.3.4.5 Unità strutturale 5

La consultazione dei documenti messi a disposizione dalla Committenza, ha consentito di desumere che il sistema di fondazione è classificabile come a plinti isolati [4] e realizzato pertanto in calcestruzzo armato; si considera un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.3.4.6 Unità strutturale 6

Non è stato possibile accedere a documentazione tecnica che fornisse informazioni circa il sistema di fondazione, si considera quindi un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso. L'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di incertezza di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle tre fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i **livelli di conoscenza** (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello: *geometria*, *dettagli costruttivi* e *materiali*; possono così essere definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza in modo tale da tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Pertanto nel caso di edifici esistenti si fa riferimento ai **fattori di confidenza** (FC) che variano a seconda del livello di conoscenza sulla struttura raggiunto, mediante le indagini in situ.

I fattori di confidenza hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali ottenuta dalle prove in situ e in alcuni casi di incrementare le sollecitazioni di verifica da applicare alla struttura.

	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli Strutturali	Proprietà dei Materiali	Metodi di Analisi	Fattore di Confidenza
Limitata	LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
Adeguata	LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
Accurata	LC3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + estese oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Per l'edificio in esame, grazie al rilievo in situ si è ottenuta una conoscenza adeguata della geometria di elementi strutturali principali (pilastri, setti e travi) e secondari (solai e coperture), per i dettagli costruttivi e le armature delle sezioni è stata raggiunta una conoscenza sufficientemente estesa sia negli elementi strutturali principali che in quelli secondari.

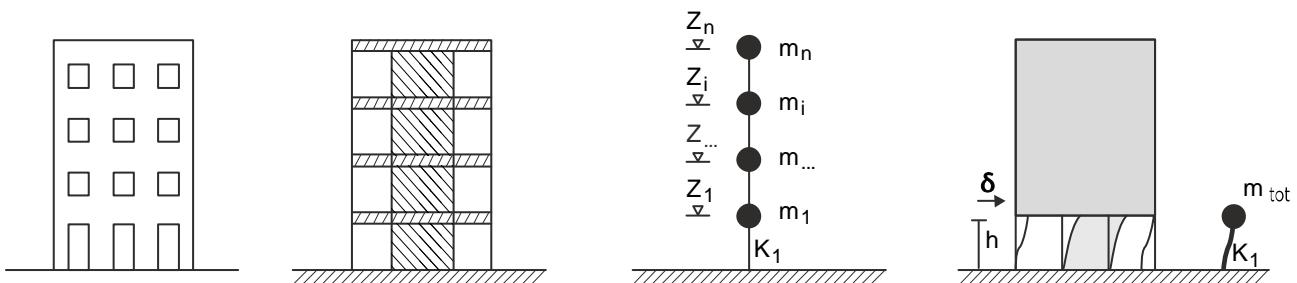
Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza **FC = 1,20** almeno a livello di verifica preliminare.

In fase di modellazione del comportamento dei materiali vengono assunti inoltre, dove necessari, i seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

- Calcestruzzo: $\gamma_c = 1,50$
- Acciaio: $\gamma_s = 1,15$
- Muratura: $\gamma_m = 3,00$

3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ

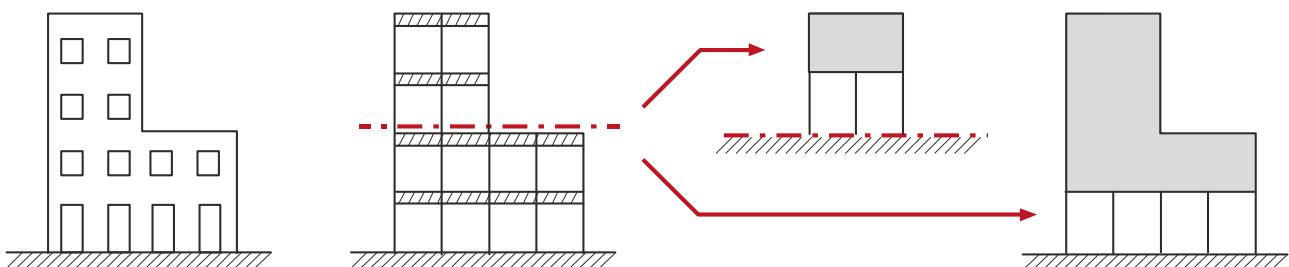
Per il calcolo della vulnerabilità si adotta un metodo di analisi statica lineare, consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dalla sollecitazione sismica. Per gli edifici multipiano, come modello di riferimento, si ipotizza che il telaio resistente sia caratterizzato da travi considerate indeformabili (infinitamente rigide) in cui si considera concentrata la massa M del sistema e un numero i di pilastri flessibili, di rigidezza k_i , di massa trascurabile rispetto ai traversi (telaio *shear type*).



Dal momento che i pilastri sono sempre considerati incastrati agli impalcati che collegano, si ipotizza che la formazione delle cerniere plastiche avvenga sempre nei pilastri, così come la rottura della sezione: in questo modo le verifiche di duttilità considerano sempre l'ipotesi peggiore (*pilastro debole*).

Considerate queste ipotesi, si adotta un modello semplificato che considera il piano critico dell'edificio (generalmente il più basso) che può presentare spostamenti e rotazioni per effetto di un insieme di forze orizzontali applicate al complesso strutturale. Tale solaio, assunto come infinitamente rigido nel suo piano dunque indeformabile, collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei). Si assume che tutti gli elementi verticali siano indeformabili assialmente: il piano deformato dunque non si sposta in direzione verticale. In presenza di setti o pilastri inclinati, che non abbiano lati paralleli ai lati principali del solaio, questi vengono ricondotti ad elementi di rigidezza equivalente in ciascuna delle direzioni principali.

Le parti di edificio esterne al piano critico vengono trattate come corpi rigidi che si muovono seguendo il movimento del solaio superiore. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in pianta e in altezza. Nel caso di edifici privi di regolarità in altezza le verifiche vengono ripetute in tutti i piani in cui accentuate variazioni di massa o di rigidezza tra piani adiacenti ($\geq 30\%$) possano costituire esse stesse una causa di vulnerabilità.



Una volta verificato che gli impalcati costituenti i piani della struttura possano essere considerati rigidi rispetto agli elementi strutturali verticali, è possibile ipotizzare che la distribuzione delle azioni di inerzia causate dal sisma sia proporzionale al grado di vincolo offerto da ogni elemento resistente e quindi alla rigidezza di ciascuno.

Seppur il modello utilizzato, e descritto in precedenza, ha le limitazioni proprie di un metodo semplificato di analisi statica lineare, esso consente di verificare la risposta globale del sistema resistente dell'edificio e di individuare i punti più critici che, collassando per primi, conducono ad una diminuzione della resistenza globale.

Date le condizioni cinematiche descritte, si adotta un modello semplificato in cui si considera un oscillatore semplice ad un grado di libertà (impalcato rigido), soggetto a spostamenti e rotazioni per effetto dall'insieme di forze orizzontali di inerzia applicate al complesso strutturale. Tale impalcato collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei) assunti come incastrati al piede.

Secondo la norma (NTC 2018) per poter eseguire una **verifica utilizzando un modello di analisi statica lineare**, è necessario che la costruzione da verificare rispetti i requisiti specifici (riportati nei paragrafi successivi), a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_c$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente (§ 7.3.6 NTC 2018):

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (1)$$

dove:

d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi applicata nella direzione orizzontale.

La parte di edificio soprastante il solaio è trattata come un unico corpo rigido che si muove seguendo il movimento del primo solaio. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in altezza e in pianta.

Analisi statica lineare con fattore q

Una volta noto il periodo proprio della struttura T_1 , è possibile utilizzare per le verifiche valori di accelerazione al suolo contestualizzati a quella che è l'effettiva risposta sismica del manufatto oggetto di analisi, utilizzando quindi lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 NTC 2018, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q .

In particolare il fattore di struttura q viene considerato pari a 1,5 per le murature e per gli elementi in calcestruzzo che presentano un tipo di collasso fragile; mentre per le strutture in c.a. che presentano un comportamento duttile, il fattore di struttura può essere valutato come rapporto tra la capacità di rotazione ultima rispetto alla corda $\vartheta_{u(x;y)}$ rispetto alla capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento $\vartheta_{(x;y)}$; calcolati secondo le indicazioni fornite con la formula C8A.6.1 CSLP 617.

Il fattore di struttura così ottenuto viene tuttavia volontariamente limitato e compreso tra 1,5 e 2,5. *Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.* In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

I grafici riportati al seguito, ciascuno riferito ad una singola Unità Strutturale, permettono l'individuazione dell'ordinata spettrale allo stato limite di Salvaguardia della Vita considerata nella modellazione.

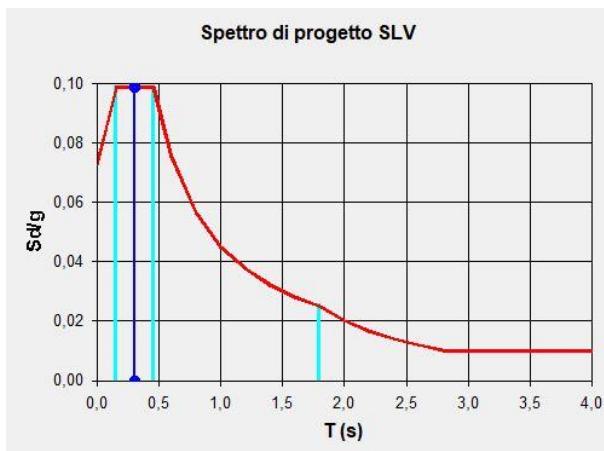


Figura n°5 - Spettro orizzontale di progetto US1
con $T_1 = 0,302$ s; $q = 2,0$.

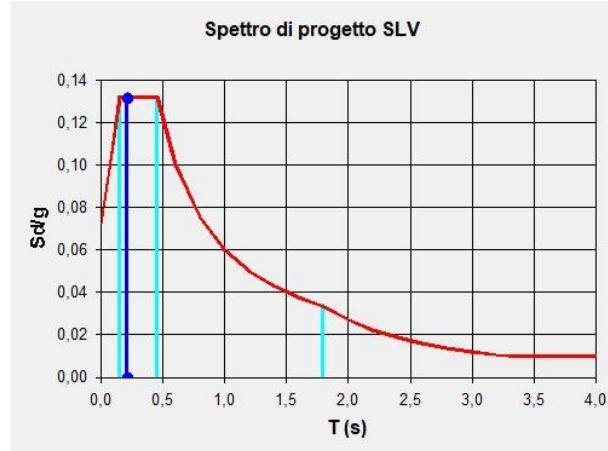


Figura n°6 - Spettro orizzontale di progetto US2
con $T_1 = 0,212$ s; $q = 1,5$.

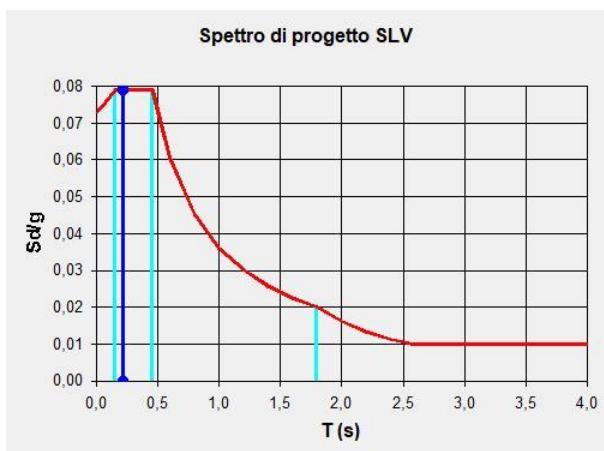


Figura n°5 - Spettro orizzontale di progetto US3
con $T_1 = 0,219$ s; $q = 2,5$.

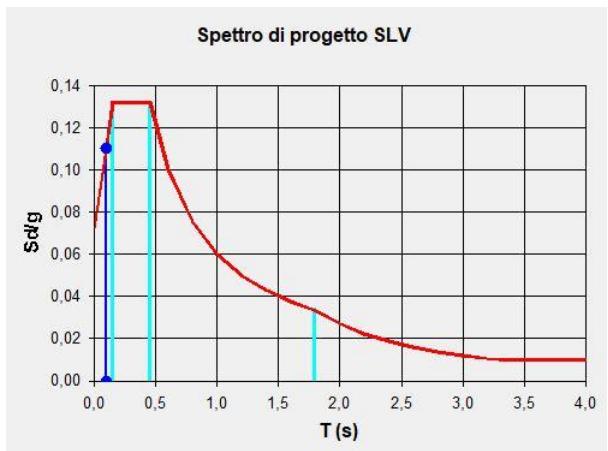


Figura n°6 - Spettro orizzontale di progetto US4
con $T_1 = 0,097$ s; $q = 1,5$.

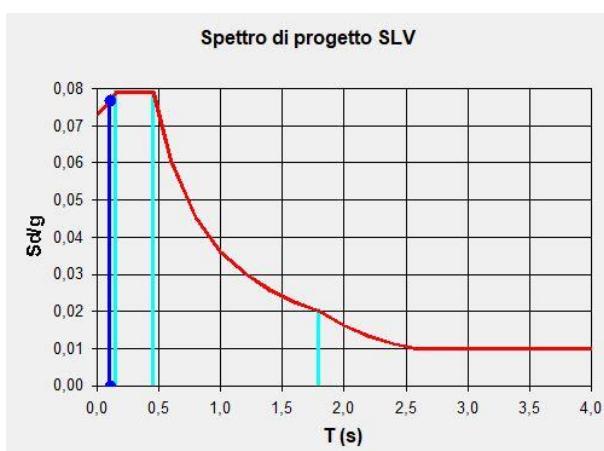


Figura n°5 - Spettro orizzontale di progetto US5
con $T_1 = 0,102$ s; $q = 2,5$.

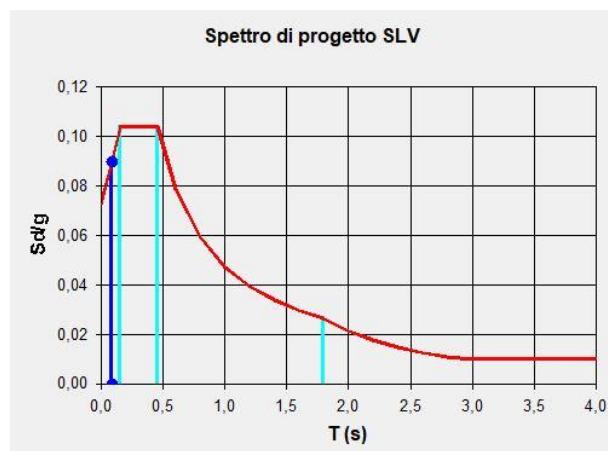


Figura n°6 - Spettro orizzontale di progetto US6
con $T_1 = 0,085$ s; $q = 1,9$.

Infine la **verifica della regolarità strutturale in pianta** non viene definita dalla normativa, che richiama nel merito la letteratura tecnica consolidata. Nelle verifiche seguenti si fa pertanto riferimento alle prescrizioni dell'OPCM 3274 e dell'EC8. Per la valutazione della regolarità le indicazioni dell'EC8 sono più complete di quelle della OPCM 3274 perché, oltre alle prescrizioni relative alla configurazione geometrica in verticale, la norma fornisce indicazioni in merito alla configurazione planimetrica degli elementi strutturali.

Nelle strutture a parete, la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale. Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (*travi di accoppiamento*) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Nelle strutture miste telaio-pareti, la resistenza alle *azioni verticali* è affidata *prevalentemente* ai *telai*, la resistenza alle *azioni orizzontali* è affidata *in parte ai telai ed in parte alle pareti*, singole o accoppiate: se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*.

Per la verifica delle condizioni di linearità in pianta, secondo l'EC8 la disposizione planimetrica degli elementi resistenti risulta accettabile e si può assumere che l'edificio non subisca effetti torsionali significativi per effetto delle forze orizzontali se i rapporti tra le eccentricità e_{0x} e_{0y} misurate tra il centro delle rigidezze e le rette di azione delle forze esterne e i rispettivi raggi di rigidezza soddisfano le condizioni:

$$\frac{e_{0x}}{r_x} \leq 0,30 \quad \frac{e_{0y}}{r_y} \leq 0,30 \quad (2)$$

In pratica il baricentro delle forze esterne deve risultare all'interno di un *nocciole*, una zona di forma affine alla forma dell'ellisse posta nell'intorno del baricentro delle rigidezze ed estesa al 9% dell'area dell'ellisse. Anche se la rigidezza torsionale K_T è stata calcolata assumendo i nuclei come costituiti da pareti isolate dunque più deformabili di quanto non siano nella realtà tale approssimazione risulta a favore di sicurezza, mentre una stima più accurata aumenta il valore di K_T e quindi le dimensioni dei raggi di rigidezza.

Dalle elaborazioni eseguite sulle unità strutturali che costituiscono l'edificio è stato possibile verificare i parametri per l'utilizzo dell'analisi statica lineare oltre che la regolarità in pianta, dalla distribuzione di masse e rigidezze. Le tabelle di sintesi riportate di seguito ne riportano le risultanze.

Dall'analisi della **regolarità in altezza** di ciascuna U.S., invece, è stato possibile scegliere il **piano critico** che per le varie Unità Strutturali è il piano terra. L'analisi dell'Unità Strutturale 1 ha dato modo di rilevare una conformazione costruttiva dei solai assimilabile a un piano flessibile (non rigido), oltre all'assenza di un adeguato sistema di incatenamento murario che garantisca il comportamento scatolare dell'apparecchiatura muraria. Tale situazione determina la necessità di condurre differenti tipi di verifiche che riguardano l'analisi dell'attivazione di meccanismi di ribaltamento fuori piano. Relativamente all'US 3, invece, non sussistono le condizioni per l'applicabilità della verifica globale in analisi statica lineare avendo la copertura non collegata alla struttura orizzontale e verticale; tale situazione determina la necessità di condurre un'analisi del ribaltamento dei singoli pilastri isolati.

I risultati riportati nelle tabelle a seguire sono riferiti alla modellazione numerica condotta per le Unità Strutturali 2, 4, 5 e 6.

PARAMETRI DI CONTROLLO ANALISI STATICÀ LINEARE									
Unità Strutturale	Altezza edificio H [m]	Coefficiente di calcolo C_1	Periodo I modo T_1 [s]	Dati Spettro		Verifiche Cap. 7.3.3.2 NTC 2018		Numero di piani	Coefficiente partecipazione modale λ
				T_C [s]	T_D [s]	$T_1 \leq 2,5 T_C$	$T_1 \leq T_D$		
US2	8,20	0,075	0,212	0,457	1,794	OK	OK	3	0,85
US4	3,20	0,075	0,097	0,457	1,794	OK	OK	1	1,00
US5	8,00	0,075	0,102	0,457	1,794	OK	OK	2	1,00
US6	4,10	0,075	0,085	0,457	1,794	OK	OK	1	1,00

VERIFICA DELLA REGOLARITÀ IN PIANA							
Unità Strutturale	Eccentricità [m]		Semiasse rigidezze [m]		Verifica		Esito
US2	e_x	1,83	r_x	12,64	e_x / r_x	0,14	REGOLARE
	e_y	0,41	r_y	9,13	e_y / r_y	0,05	REGOLARE
US4	e_x	3,23	r_x	11,59	e_x / r_x	0,28	REGOLARE
	e_y	0,21	r_y	0,62	e_y / r_y	0,34	IRREGOLARE
US5	e_x	0,27	r_x	3,60	e_x / r_x	0,08	REGOLARE
	e_y	1,13	r_y	3,60	e_y / r_y	0,32	IRREGOLARE
US6	e_x	2,61	r_x	8,52	e_x / r_x	0,31	IRREGOLARE
	e_y	0,05	r_y	8,36	e_y / r_y	0,01	REGOLARE

3.1 Norme di riferimento

Il metodo di analisi proposto è basato sulle indicazioni tecniche e normative vigenti, in particolare al Cap. 8 NTC 2018, che definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. In particolare, i riferimenti inseriti nel testo fanno capo ai seguenti documenti:

NTC 2018: Decreto Ministeriale n. 17 gennaio 2018: *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Suppl. Ordinario n. 8.

DD.MM: 58-65 2017: Decreto Ministeriale n.58, 28 febbraio 2017: *Approvazione delle linee guida per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati*. Decreto Ministeriale n.65, 7 marzo 2017: *Modifiche all'articolo 3 del Decreto Ministeriale numero 58 del 28/02/2017*.

CSLP 617: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 2 febbraio 2009: *"Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n. 27.

CSLP PnD: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici febbraio 2008: Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.

OPCM 3274: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 72 dell'8 maggio 2003.

OPCM 3362: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 8 luglio 2004: *Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del C.M., istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 165 del 16 luglio 2004.

OPCM 3519: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 108 dell'11 maggio 2006.

Più in generale, la stessa NTC 2018 prevede che, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, si faccia riferimento alle disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma e queste costituiscono pertanto il riferimento anche per le costruzioni esistenti. Si intendono inoltre coerenti con i principi alla base della stessa norma, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'UE;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

3.2 Azioni sulle strutture

L'entità delle azioni orizzontali che sollecitano il sistema sismo-resistente dell'edificio è determinata attraverso l'analisi dei carichi e la stima del peso delle diverse componenti strutturali e non strutturali. Per gli elementi verticali, note le caratteristiche dei materiali, è sufficiente moltiplicare il peso specifico per il volume, per quelli orizzontali vengono valutati sia la stratigrafia, sia i sovraccarichi agenti sugli impalcati come definiti dalla normativa. Nei paragrafi a seguire, ciascuno riferito ad un'Unità Strutturale, viene riportata una tabella che riassume l'analisi dei carichi dei solai e delle coperture; le stesse grandezze definiscono un carico agente unitario (W) determinato secondo la combinazione sismica riportata al § 2.5.3 NTC 2008.

Per la **combinazione dell'azione sismica** con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 NTC 2008. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 NTC 2008.

3.2.1 Unità strutturale 1

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA A	0,80	0,40	0,00	0,50	0,00	0,00	1,20
SOLAIO A	2,35	3,20	0,60	3,00	-	-	7,35
SOLAIO B	2,35	0,20	0,00	0,50	-	-	2,55

3.2.2 Unità strutturale 2

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA B	1,70	0,40	0,00	0,50	0,00	0,00	2,10
SOLAIO C	3,05	3,90	0,60	3,00	-	-	8,75
SOLAIO D	3,05	0,20	0,00	0,50	-	-	3,25

3.2.3 Unità strutturale 3

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA C	2,10	0,70	0,00	0,50	0,00	0,00	2,80
SOLAIO A	2,35	3,20	0,60	3,00	-	-	7,35

3.2.4 Unità strutturale 4

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA D	2,50	0,50	0,00	0,50	0,00	0,00	3,00
SOLAIO A	2,35	3,20	0,60	3,00	-	-	7,35

3.2.5 Unità strutturale 5

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA E	2,20	2,10	0,00	0,50	0,00	0,00	4,30
SOLAIO E	2,55	2,40	0,60	3,00	-	-	6,75

3.2.6 Unità strutturale 6

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA F	8,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,00	8,50
SOLAIO A	2,35	3,20	0,60	3,00	-	-	7,35

3.3 Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato

Nelle **costruzioni esistenti in calcestruzzo armato** soggette ad azioni sismiche si possono attivare due tipi di meccanismi resistenti: *duttili* o *fragili*.

I meccanismi *duttili* possono attivarsi in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura, il quale avviene solo dopo aver esaurito tutte le risorse di resistenza disponibili. Diversamente, i meccanismi *fragili* possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e non consentono una redistribuzione delle azioni: a partire da un collasso locale possono innescare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale dell'edificio deve utilizzare, per quanto possibile, metodi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la *resistenza* che la *duttilità* disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede un'opportuna definizione del *fattore di struttura* (q) in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

Gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti primari. Diversamente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le tamponature robuste), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (come ad esempio i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura), possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia.

I livelli di conoscenza inerenti la *geometria*, i *dettagli costruttivi* ed i *materiali*, vengono definiti in base alla documentazione raccolta nella *analisi storico-critica* e nel seguente rilievo *geometrico-strutturale*, e da questi vengono ricavati i correlati fattori di confidenza da utilizzare come coefficienti parziali di sicurezza aggiuntivi, così da tenere in conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli sinora descritti e che sono differenti a seconda del tipo di struttura resistente.

In questo caso, al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli. Questi coefficienti sono definiti a partire da quanto descritto nel *manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in calcestruzzo armato* (scheda di II livello) predisposta del Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (CNR-GNDT) nel 1994. Tale metodo empirico è stato soggetto a numerose e positive verifiche di efficacia nel tempo.

Gran parte degli undici coefficienti contenuti nel manuale GNDT sono già ricompresi nella metodologia di calcolo proposta sin ora descritta, mentre tre di questi non sono stati considerati:

- Posizione dell'edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Collegamenti ed elementi critici.

Questi ultimi vengono pertanto valutati per definire un *unico* coefficiente riduttivo C_{rid} , variabile tra 1,00 e 0,75.

Nel caso di elementi/meccanismi *duttili*, § 8.7.2.5 CSLP 617, gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi *fragili* gli effetti derivanti dall'analisi

strutturale possono venire modificati come indicato in § 8.7.2.4 CSLP 617. Le capacità sono definite in termini di *deformazioni ultime* per gli *elementi duttili* e di *resistenze ultime* per gli *elementi fragili*.

3.3.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le capacità sono definite in termini di *deformazioni di danno* per gli elementi/meccanismi duttili, come riportato in Appendice CSLP 617, di *deformazioni ultime* e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso di verifica con l'impiego del fattore q , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

Stato Limite di Danno

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella § 8.3 CSLP 617 e § 7.3.7.2 NTC 2018.

Tabella C8.3 [CSLP 617] Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato	Spostamento relativo δ_r per Stato limite di danno	Spostamento relativo δ_r per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano δ_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$\delta_r < \delta_{rp} < 0,01 h$	
(*) questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura		

Il modello di calcolo adottato prevede che i **piani siano infinitamente rigidi** e che il danno sia sempre localizzato entro gli elementi verticali, pertanto le considerazioni seguenti sono riferite solamente a setti e pilastri. La **gerarchia delle resistenze** viene pertanto sempre valutata – a favore di sicurezza – nella situazione peggiore, in questo modo vengono tralasciate tutte le verifiche sui nodi e sugli elementi strutturali orizzontali.

La capacità di deformazione è definita con riferimento alla *rotazione rispetto alla corda* ϑ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_V = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo *spostamento relativo* delle due sezioni diviso per la luce di taglio, e nel meccanismo cinematico ipotizzato (*shear-type*) la rotazione rispetto alla corda si può considerare equivalente allo spostamento relativo di piano (*drift*) $\vartheta = \delta/h$.

La **resistenza a taglio** si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque il contributo del conglomerato, al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

3.3.2 Metodi di analisi e criteri di verifica

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 NTC 2018, con le seguenti precisazioni. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in *duttili* e *fragili*. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in § 8.7.2.5 CSLP 617 per le costruzioni in c.a.

Verifiche di duttilità

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- *duttili*: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- *fragili*: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali *duttili* devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali *fragili* devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato viene valutata la possibilità di comportamento fragile. Nella tabella seguente è riportata, per ciascuna US avente sistema resistente in calcestruzzo armato, l'esito della verifica di duttilità.

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ					
Unità Strutturale	u_{0x} [mm]	u_{0y} [mm]	θ_0 [rad]	δ_r [mm]	Verifica
US2	3,74	1,95	0,10	15,00	VERIFICATO
US4	2,33	0,01	0,18	14,50	VERIFICATO
US5	1,30	1,30	0,60	22,50	VERIFICATO
US6	1,80	1,73	0,14	19,00	VERIFICATO

3.3.3 Verifiche di cinematicismi locali

Nei casi in cui le strutture a telaio si caratterizzino per la mancanza di idonee connessioni in corrispondenza dei nodi trave-pilastro e/o i solai appoggiati alle travi non costituiscano diaframmi infinitamente rigidi a causa anche in questo caso dell'assenza di idonee connessioni o di un sistema organizzato di presidi che ne determini una adeguata rigidezza, in caso di evento sismico l'unità strutturale non potrà manifestare un comportamento globale in risposta alle sollecitazioni orizzontali.

La procedura di analisi si basa sulla verifica di ciascun elemento verticale facente parte della struttura di elevazione, considerando gli stessi elementi come pilastri isolati che definiscono quindi uno schema statico a mensola. L'indice di sicurezza sarà pertanto determinato in ogni caso come rapporto tra il momento flettente agente al piede del pilastro e la contrapposta capacità flessionale definita dall'organizzazione della sezione resistente e delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

Essendo ciascun pilastro un sistema isostatico isolato, dovrà essere in ogni caso determinato il periodo proprio della mensola in relazione al carico applicato in testa (definito con la combinazione di carico sismica), alla snellezza della sezione geometrica e alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo; ciò consente infatti di risalire alle ordinate spettrali agenti ai vari stati limite e di determinare l'entità delle azioni agenti.

3.3.3.1 Pilastri isolati Unità Strutturale 3

Nelle tabelle riportate al seguito, per ciascun pilastro che realizza la struttura dell'Unità Strutturale 3, sono riassunte le verifiche condotte rispettivamente allo SLV e allo SLD. Le risultanze permettono di assumere come verificati gli stessi elementi all'SLV, con un indice IS-V > 1,00.

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA										
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		DEFINIZIONE AZIONE SISMICA		VERIFICHE SLV						
Nome elemento strutturale	Azione assiale	Periodo proprio	Forza sollecitante	Momento sollecitante in direzione	Momento sollecitante in direzione	Momento resistente in direzione X	Momento resistente in direzione Y	Indice di sicurezza SLV	Indice di sicurezza SLV	
	<i>N</i>	<i>T</i>	<i>F</i>	$M_{Ed, x}$	$M_{Ed, y}$	$M_{Rd, x}$	$M_{Rd, y}$	<i>IS-V ix</i>	<i>IS-V iy</i>	
	[kN]	[s]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]			
Total	1532							2,21	2,55	
27	41,24	0,39	4,08	28,58	8,57	127,70	41,11	4,47	4,79	
28	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
29	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
30	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
31	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
32	41,24	0,39	4,08	28,58	8,57	127,70	41,11	4,47	4,79	
33	81,51	0,55	6,77	47,36	14,21	133,50	44,80	2,82	3,15	
34	81,51	0,55	6,77	47,36	14,21	133,50	44,80	2,82	3,15	
35	41,24	0,39	4,08	28,58	8,57	127,70	41,11	4,47	4,79	
36	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
37	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
38	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
39	150,47	0,74	9,33	65,30	19,59	144,00	49,88	2,21	2,55	
40	41,24	0,39	4,08	28,58	8,57	127,70	41,11	4,47	4,79	

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA										
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		DEFINIZIONE AZIONE SISMICA		VERIFICHE SLD						
Nome elemento strutturale	Azione assiale	Periodo proprio	Forza sollecitante	Momento sollecitante in direzione	Momento sollecitante in direzione	Momento resistente in direzione X	Momento resistente in direzione Y	Indice di sicurezza SLD	Indice di sicurezza SLD	
	<i>N</i>	<i>T</i>	<i>F</i>	$M_{Ed, x}$	$M_{Ed, y}$	$M_{Rd, x}$	$M_{Rd, y}$	<i>IS-D ix</i>	<i>IS-D iy</i>	
	[kN]	[s]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]			
Total	1532							5,26	6,07	
27	41,24	0,39	2,02	14,15	4,24	127,70	41,11	9,03	9,69	
28	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
29	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
30	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
31	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
32	41,24	0,39	2,02	14,15	4,24	127,70	41,11	9,03	9,69	
33	81,51	0,55	2,85	19,97	5,99	133,50	44,80	6,69	7,48	
34	81,51	0,55	2,85	19,97	5,99	133,50	44,80	6,69	7,48	
35	41,24	0,39	2,02	14,15	4,24	127,70	41,11	9,03	9,69	
36	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
37	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
38	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
39	150,47	0,74	3,91	27,39	8,22	144,00	49,88	5,26	6,07	
40	41,24	0,39	2,02	14,15	4,24	127,70	41,11	9,03	9,69	

3.4 Verifiche delle unità strutturali in muratura

Nelle **costruzioni esistenti in muratura** soggette ad azioni sismiche, ed in particolar modo negli edifici, si possono manifestare meccanismi d'insieme e meccanismi locali. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. La sicurezza della costruzione viene valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con costruzioni adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per le strutture di nuova costruzione possono non essere adeguati.

L'analisi globale di una singola unità strutturale può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di **solai rigidi** è svolta mediante una analisi statica, verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora l'edificio sia invece munito di **solai flessibili**, si procede all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, dove ciascuna parete è soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

L'analisi sismica globale considera, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza (effetto diaframma) e alla resistenza dei solai e all'efficacia dei collegamenti tra gli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello murario può essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In particolare la metodologia proposta prevede di passare dalla pseudo-accelerazione $S_{a,c}$; all'accelerazione al suolo PGA_C , mediante la seguente formulazione:

$$PGA_C = \frac{S_{ac}}{\lambda \cdot F_0 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{1}{q}\right)}$$

In cui:

- λ = coefficiente di partecipazione modale, compreso tra 0,85÷1,00
- F_0 = coefficiente di amplificazione spettrale
- α = coefficiente che tiene conto dell'azione dissipativa delle tamponature
- q = fattore di struttura

Come anticipato, al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli. Questi coefficienti sono definiti a partire da quanto descritto nel *manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura* (scheda di II livello) predisposta del Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (C.N.R.-GNDT) nel 1994. Tale metodo empirico è stato soggetto a numerose e positive verifiche di efficacia nel tempo. Gli undici criteri contenuti nel manuale GNDT vengono utilizzati nella metodologia di calcolo

proposta con i relativi coefficienti, ad eccezione della *configurazione planimetrica* e della *configurazione in elevazione* che sono già ricomprese nel metodo proposto. Gli altri coefficienti contenuti nel manuale GNDT che sono stati considerati sono:

- Tipo ed organizzazione del sistema resistente;
- Qualità del sistema resistente;
- Posizione dell'edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Distanza massima tra le murature;
- Copertura
- Stato di fatto

Questi ultimi vengono pertanto valutati per definire un *unico* coefficiente riduttivo C_{rid} , variabile tra 1,00 e 0,75.

Per l'**analisi sismica dei meccanismi locali** si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite per l'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

3.4.1 Deformabilità dei pannelli murari

Per il calcolo della redistribuzione degli sforzi tra gli elementi resistenti di piano si utilizza la rigidezza equivalente dei pannelli murari valutata come:

$$K = \frac{1}{1.2 \cdot \frac{h}{GA} + \frac{h^3}{nEJ}} \quad (7)$$

dove:

- K è la rigidezza del setto;
- E e G sono rispettivamente i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;
- A e J sono rispettivamente l'area ed il momento di inerzia della sezione del maschio murario;
- h è l'altezza di interpiano del maschio murario;
- n è il coefficiente che tiene conto del grado di vincolo offerto dal maschio agli spostamenti d'interpiano:
 $n = 12$ per vincolo rigido, $n = 3$ per vincolo flessibile.

3.4.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale del pannello potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (8)$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t \cdot (l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

3.4.3 Verifiche di cinematicismi locali

Quando negli edifici in muratura sono assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). In questi casi è indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi. Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

La NTC 2018 propone un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, specifico per l'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

L'applicazione pratica di questo metodo viene eseguita valutando i seguenti possibili cinematicismi:

- Ribaltamento semplice di parete;
- Ribaltamento composto di parete;
- Ribaltamento del cantonale;
- Flessione verticale di parete;
- Flessione orizzontale di parete;
- Sfondamento della parete del timpano.

Nel dettaglio l'analisi di questi cinematismi viene eseguita *utilizzando C.I.N.E. - Applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare.*

L'applicativo, realizzato da ITC-CNR (Sede L'Aquila), consente la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi associati all'attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche in edifici in muratura esistenti e l'esecuzione delle relative verifiche di sicurezza ai sensi dell'OPCM 3274 ss.mm.ii. e delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 17-01-2018.

3.4.3.1 Unità strutturale 1

La presenza di una particolare conformazione costruttiva che determina situazioni di vulnerabilità specifiche, rendono necessario condurre una verifica dei cinematismi locali. In relazione a quanto riportato al paragrafo § 4.3.1, si è pertanto scelto di eseguire una analisi cinematica lineare relativa al meccanismo di ribaltamento fuori piano dei fronti principali del corpo di fabbrica, il cui esito è riassunto nella tabella seguente; come deducibile il primo meccanismo locale che si attiva in caso di sisma è quello relativo al ribaltamento delle fasce superiori del fronte Sud con un indice IS-V_(ML) pari a 0,41.

Identificativo elemento	Piano di riferimento	Spessore muratura	Altezza interpiano	Carico trasmesso dal solaio	Spinta statica della copertura	Accelerazione di attivazione cinematico	IS-V _(ML)
	s	h	Ws		a _g	a _g /PGA _D	
	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m/s ²]		
Fronte Sud	PT	0,50	4,50	753,4	-	0,041	0,41
	P1	0,50	4,50	384,4		0,063	0,63
Fronte Ovest	PT	0,50	4,50	79,4	-	0,042	0,42
	P1	0,50	4,50	40,5		0,065	0,65
Fronte Est	PT	0,50	4,50	167,8	-	0,042	0,42
	P1	0,50	4,50	85,6		0,069	0,70

3.5 Verifica delle unità strutturali miste

Diverse tipologie di edifici esistenti debbono essere classificate come miste, alcune situazioni ricorrenti sono:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri in c.a.;
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a., o edifici in c.a. sopraelevati in muratura;
- edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui sistema strutturale, per esempio, in c.a., sia interconnesso con quello esistente in muratura e viceversa.

4. RISULTATI DELLE VERIFICHE

4.1 Indice di Sicurezza Sismica

L'indice di sicurezza sismica **IS-V** della struttura è definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica **allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita**. In caso di calcolo mediante analisi statica lineare, la vulnerabilità sismica può essere calcolata come il rapporto tra resistenza ultima T_{Ri} e le sollecitazioni T_{Si} per ciascun elemento i-esimo, il valore di vulnerabilità sismica da attribuire all'intera struttura è il minimo tra tutti quelli ottenuti su ciascun elemento: la vulnerabilità è dunque determinata dal primo elemento che raggiunge lo stato limite ultimo.

$$IS - V = \min \left\{ \frac{T_{Ri}}{T_{Si}} \right\}$$

Se si ottiene un indice di vulnerabilità inferiore all'unità la struttura non ha resistenza sufficiente a far fronte ad un evento sismico con intensità fissata dalle norme; la carenza rispetto all'unità rappresenta il suo grado di inadeguatezza.

Pertanto, una volta determinata la sollecitazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLV) del primo elemento, è possibile determinare l'accelerazione $PGA_c(SLV)$ che genera tale sollecitazione, per ciascuna direzione principale e tenuto conto del fattore di struttura. Rappresentando su un diagramma cartesiano in ascissa la accelerazione PGA ed in ordinata la vulnerabilità V , il valore $PGA_c(SLV)$ rappresenta il limite oltre il quale le verifiche di vulnerabilità vengono soddisfatte e quindi l'unità strutturale considerata risulta sicura.

La necessità di verificare ogni singolo elemento facente parte del sistema resistente dell'Unità Strutturale si traduce con l'esigenza di determinare per ciascuno le azioni a cui viene sottoposto durante i sismi di progetto **lungo due direzioni** (x e y) tra di loro ortogonali. Le azioni T_s sono definite come somma di due contributi ovvero quello riferito al taglio $T_s(T)$ e quello dovuto invece all'effetto torsionale $T_s(\theta)$.

Nella tabella seguente, per ogni U.S., vengono riportati gli elementi che, nelle due direzioni, vanno in crisi per primi determinando il valore **IS-V** come il minimo tra tutti gli elementi considerati. Si riportano inoltre i fattori di struttura per ciascun elemento oltre alla denominazione e al tipo considerato.

Una descrizione completa di tutti gli elementi strutturali considerati con i valori di verifica pertinenti a ciascuna è fornita in allegato, mentre nell'elaborato grafico è fornita una restituzione in **planimetria degli elementi che vanno in crisi** per i valori di sollecitazione considerati (SLV) che vengono rappresentati in rosso. Gli elementi che vanno in crisi a SLV ma non a SLD sono invece rappresentati con una colorazione gialla. Questo significa che tali elementi hanno una buona probabilità di sopportare senza particolari danni un terremoto "ordinario" con tempo di ritorno da 75 anni; mentre hanno una buona percentuale di possibilità di andare in crisi in caso di sisma "importante" ovvero con periodo di ritorno da 712 anni. Infine gli elementi che soddisfano i parametri di verifica sia SLV che SLD sono indicati in verde.

A completamento delle valutazioni, nelle tabelle conclusive viene riportato il **valore percentuale del Volume di Unità Strutturale** soggetto a crisi calcolato come rapporto tra il volume totale e il volume di competenza di ciascun elemento strutturale non verificato agli SLV.

DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA										
Unità strutturale	Nome elemento strutturale	Tipo elemento	VERIFICHE IN DIREZIONE X				VERIFICHE IN DIREZIONE Y			
			Taglio totale [kN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore di struttura	Taglio totale [kN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore di struttura
			$T_{Sx} (g=1)$		$IS-V_{ix}$	q_{ix}	$T_{Sy} (g=1)$		$IS-V_{iy}$	q_{iy}
US2	21	Pilastro A	272	FLESSIONE	0,74	3,01	174	FLESSIONE	1,17	3,01
	6	Pilastro B	623	FLESSIONE	1,83	2,37	1976	TAGLIO	0,57	1,50
US4	41	Pilastro D	129	FLESSIONE	0,70	5,01	58	FLESSIONE	2,24	4,79
	41	Pilastro D	129	FLESSIONE	0,70	5,01	58	FLESSIONE	2,24	4,79
US5	61	Pilastro E	206	FLESSIONE	2,14	3,30	27	FLESSIONE	8,38	3,67
	64	Pilastro E	94	FLESSIONE	2,43	3,78	166	FLESSIONE	2,65	3,21
US6	52	Pilastro G	278	FLESSIONE	1,00	3,81	433	FLESSIONE	0,64	3,84
	52	Pilastro G	278	FLESSIONE	1,00	3,81	433	FLESSIONE	0,64	3,84

4.2 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento

Se si ipotizza che il collasso dell'intero edificio avvenga in corrispondenza di una *verifica locale* non soddisfatta, cioè una volta che l'elemento più critico non rispetti una verifica allo SLU, si assume implicitamente che non avvenga alcuna redistribuzione delle azioni fra gli elementi resistenti. Questa ipotesi, prevista dalla norma e seppur a favore di sicurezza, è in parte contrastante con l'assunzione del fattore di struttura q , che giustifica una riduzione delle forze agenti proprio in ragione della duttilità (e quindi della possibilità di redistribuire le azioni) che gli elementi resistenti posseggono.

Ipotizzando invece un comportamento sussidiario del sistema sismo-resistente, cioè che alcuni elementi possano farsi carico delle sollecitazioni che altri elementi giunti al collasso non sono più in grado di sostenere, è possibile effettuare una *verifica globale* dell'edificio, così come previsto dalla OPCM 3622. Per far questo è necessario controllare in modo continuo che il diaframma rigido possa azionare contemporaneamente tutti i meccanismi resistenti (in ragione della loro rigidezza) e che la duttilità effettiva di questi ultimi sia sufficiente per mantenere un livello di resistenza adeguato anche in presenza di spostamenti di piano significativi. La verifica continua di queste condizioni durante l'evoluzione della storia di carico, richiede un onere computazionale maggiore rispetto alla *analisi statica lineare* qui proposta.

Accanto alle verifiche precedenti (uniche previste dalla norma) vengono proposte ulteriori verifiche allo scopo di fornire informazioni a supporto delle decisioni, si vuole così valutare *quanto* il collasso del primo elemento anticipi quello dell'intero edificio, così da ipotizzare quale sia la migliore **strategia di intervento**, basata su rinforzi locali piuttosto che su interventi di miglioramento che cambino la risposta complessiva dell'edificio.

Supponendo una capacità di redistribuzione perfetta, si può calcolare la pseudo accelerazione di collasso della US come $S_{a,c} = g \cdot \sum_i T_{Ri} / \sum_i W_i$ cioè il rapporto tra la somma della resistenza di tutti gli elementi T_{Ri} , considerati nella direzione più debole e la somma di tutte le masse W_i .

La PGA_C^{GLOB} (*SLV*) viene quindi stabilita dalla seguente relazione: $PGA_C^{GLOB} = S_{a,c} \cdot C_{Rid}$

I valori, calcolati nel paragrafo precedente, mostrano come $PGA_C^{GLOB}(\text{SLV}) \leq PGA_C(\text{SLV})$, diminuendo il valore di soglia entro cui le US sono verificate, si allarga l'ampiezza della zona considerata sicura: se i due valori fossero coincidenti il collasso di tutti gli elementi avverrebbe in contemporanea al collasso del primo.

Diminuendo la resistenza ultima e mantenendo costanti la domanda di sollecitazione, anche l'indice di vulnerabilità si attesta su un valore inferiore: $V_{SLV}^{GLOB} \geq IS - V$.

Stabilito che un edificio non abbia i requisiti sufficienti per essere considerato *adeguato* secondo normativa: $PGA_c(SLV) \leq PGA_d(SLV)$ si ritiene comunque opportuno valutare la gravità di tale inadeguatezza. Il solo confronto di due indici di vulnerabilità, entrambi inferiori all'unità, non fornisce infatti una percezione diretta della gravità dello stato in cui ricade l'edificio.

Per questo scopo, una volta accertato che l'edificio non è verificato per SLV, si ripete l'analisi utilizzando una sollecitazione estremamente più bassa: ovvero quella stabilita dalla norma stessa per gli stati limite di danno, ovvero per eventi con maggior probabilità di occorrenza: 63% rispetto al 10% degli SLV. È infatti immediato per chiunque rendersi conto del diverso pericolo a cui va incontro, per esempio, una struttura che potrebbe collassare a fronte di un evento con una probabilità definita da un tempo di ritorno di 75 anni (SLD) rispetto ad un evento con tempo di ritorno di 712 anni (SLV).

Ripetendo le procedure descritte ai paragrafi precedenti con sollecitazione da SLD si può calcolare $PGA_c(SLD)$, che determina la sollecitazione che porta al raggiungimento del *collasso del primo elemento resistente* a fronte di una sollecitazione che, secondo la norma dovrebbe solamente generare *gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali*, lasciando alla costruzione *ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali*.

Dopodiché si ripete il procedimento verificando la risposta globale della struttura, come fatto in precedenza, ma utilizzando come sollecitazione $PGA_c^{GLOB}(SLD)$.

I valori sintetici per ciascuna unità strutturale sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui sono raccolte le verifiche: date dal rapporto delle prestazioni attese per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e degli stati limite di danno (SLD) considerando sia il primo elemento che raggiunge il collasso (**verifica locale** secondo NTC 2018) sia il sistema resistente nella sua interezza (**verifica globale** con ridistribuzione).

4.2.1 Unità strutturale 1

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c	PGA_c/PGA_d	Vol_{SLV}/Vol_{TOT}	PGA_c^{GLOB}	PGA_c^{GLOB}/PGA_d
SLV	0,074	[m/s ²]	[m/s ²]	[%]	[%]	[m/s ²]
SLD	0,041		0,030	41%		[%]
				74%		

4.2.2 Unità strutturale 2

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c	PGA_c/PGA_d	Vol_{SLV}/Vol_{TOT}	PGA_c^{GLOB}	PGA_c^{GLOB}/PGA_d
SLV	0,132	[m/s ²]	[m/s ²]	[%]	[%]	[m/s ²]
SLD	0,071		0,076	57%	30%	>100%
				>100%	0,195	>100%

4.2.4 Unità strutturale 4

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c	PGA_c/PGA_d	Vol_{SLV}/Vol_{TOT}	PGA_c^{GLOB}	PGA_c^{GLOB}/PGA_d
SLV	0,110	[m/s ²]	[m/s ²]	[%]	[%]	[m/s ²]
SLD	0,065		0,077	70%	14%	0,111
				>100%		>100%

4.2.5 Unità strutturale 5

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_D	PGA_c/PGA_D	Vol_{SLV}/Vol_{TOT}	PGA_c^{GLOB}	PGA_c^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,077	[m/s ²]	[m/s ²]	[%]	[%]	[m/s ²]
SLD	0,042		0,165	>100%		0,351

4.2.6 Unità strutturale 6

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_D	PGA_c/PGA_D	Vol_{SLV}/Vol_{TOT}	PGA_c^{GLOB}	PGA_c^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,090	[m/s ²]	[m/s ²]	[%]	[%]	[m/s ²]
SLD	0,051		0,058	64%	3%	0,226

4.3 Vulnerabilità Specifiche

L'intero edificio è stato sottoposto ad una analisi orientata all'individuazione delle vulnerabilità; dall'analisi morfologica è stato possibile riscontrare l'eventuale presenza di irregolarità geometriche in pianta o in elevazione, delle quali si è tenuto conto per l'elaborazione dei modelli numerici. Mediante uno studio più dettagliato degli elementi costituenti ciascuna Unità Strutturale ed il rilievo delle relative connessioni, si è stati in grado di identificare ulteriori vulnerabilità intrinseche dovute ad elementi strutturali o non strutturali. Queste Vulnerabilità Specifiche sono spesso conseguenza di non corrette modalità costruttive, o di situazioni di carente o errata manutenzione. Per una più agevole localizzazione, nelle planimetrie allegate è prevista una apposita tavola denominata Vulnerabilità Specifiche in cui queste vengono restituite evidenziate da una retinatura di colore rosso.

Le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare che l'accostamento tra le Unità Strutturali non è stato eseguito interponendo adeguati giunti sismici: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste senza adeguate spaziature. Le NTC 2018 §7.2.1. prescrivono che “La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (analisi lineare) o il §7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5. La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spicciato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2agS/g \leq 1$. Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per agS/g ; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse”.



Foto n°2 - Individuazione giunto strutturale non sismicamente efficace tra US1 e US5.



Foto n°3 - Particolare giunto strutturale non sismicamente efficace tra US1 e US5.

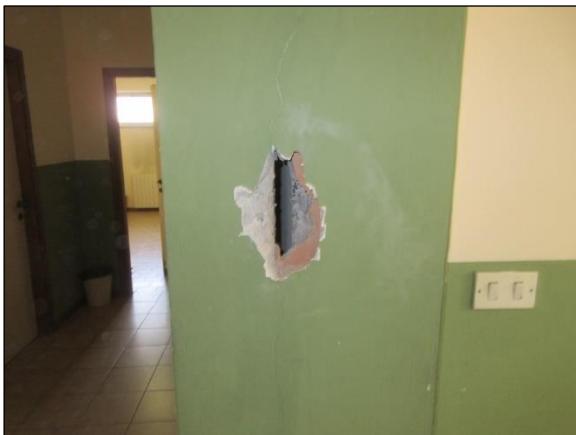


Foto n°4 - Individuazione giunto strutturale non sismicamente efficace tra US3 e US4.



Foto n°5 - Particolare giunto strutturale non sismicamente efficace tra US3 e US4.

4.3.1 Unità strutturale 1

L'ispezione del sottotetto ha permesso di constatare che il sistema di copertura è classificabile come spingente in relazione all'assenza di dispositivi per il contenimento delle spinte esercitate sulla struttura di supporto. Tale situazione risulta essere particolarmente vulnerabile in caso di evento sismico e favorisce l'attivazione di cinematismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA,D) inferiori alla capacità globale (PGA,C). Inoltre è emersa la presenza di travi d'angolo in falda non provviste di un idoneo presidio per il contenimento della spinta esercitata sulla struttura di supporto: tale situazione in caso di evento sismico deve essere considerata particolarmente vulnerabile in quanto può determinare l'innesco del cinematismo di ribaltamento del cantonale.

E' inoltre possibile notare come le capriate che sostengono la copertura lignea, non essendo appoggiate ad un sistema murario provvisto di dettagli costruttivi che ne impediscono spostamenti fuori piano, siano particolarmente esposte a fenomeni sismici in quanto potrebbero ammettere uno scorrimento relativo rispetto ai loro appoggi.

I rilievi condotti, in particolar modo sulle tipologie costruttive che impiegano orditure metalliche, hanno permesso di ravvisare l'assenza di cordolature che legano le estremità dei travetti in corrispondenza della connessione con la struttura muraria. È pertanto possibile considerare tale situazione vulnerabile in quanto potrebbe determinare lo sfilamento delle travi dalla loro sede.

Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che i solai non possono essere considerati come diaframmi infinitamente rigidi in quanto sprovvisti di un dispositivo organizzato (soletta di completamento, doppio assito o sistema di catene e tiranti), che garantisca il comportamento scatolare dell'apparecchiatura muraria. Gli stessi elementi costituiscono pertanto un piano flessibile, la cui conformazione li rende particolarmente suscettibili ad eventi sismici. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura, il cui appoggio al piede delle relative orditure di supporto avviene su strutture murarie prive di cordolatura sommitale: questa carenza, oltre a favorire l'attivazione di cinematismi locali, non consente il contenimento delle spinte statiche esercitate dalle orditure in falda.

I rilievi condotti all'interno dell'Unità Strutturale hanno dato la possibilità di constatare la mancanza di ammorsamento tra i setti murari ortogonali. L'assenza di tale dettaglio costruttivo non consente un efficace comportamento scatolare del fabbricato e, anzi, favorisce l'attivazione di cinematismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA,D) inferiori alla capacità globale (PGA,C).

Le analisi svolte hanno permesso di constatare che il fabbricato è stato oggetto di interventi che hanno modificato la configurazione dello schema statico delle facciate. In particolare i maschi murari originari sono stati interrotti dall'introduzione di nuove aperture: tale espediente, modificando l'andamento delle sollecitazioni all'interno della muratura, determina l'innesto di una irregolarità in elevazione oltre alla riduzione del contributo offerto al sistema sismo-resistente.



Foto n°6 - Dettaglio dell'assenza di un cordolo di contenimento delle spinte della copertura.



Foto n°7 - Individuazione di trave d'angolo spingente con rischio di ribaltamento del cantonale.



Foto n°8 - Appoggio della capriata privo di qualsiasi dispositivo di contenimento.



Foto n°9 - Analisi termografica che mostra l'assenza di un cordolo tra piano terra e piano primo.

4.3.2 Unità strutturale 2

La consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso di risalire alla tipologia del sistema di fondazioni, realizzate da plinti isolati. In caso di evento sismico tale situazione costituisce una vulnerabilità per l'Unità Strutturale, dovuta alla possibilità che si verifichino spostamenti differenziali tra gli elementi di fondazione.

4.3.3 Unità strutturale 3

Non è stato possibile accedere a documentazione tecnica relativa alla conformazione costruttiva del nodo trave-pilastro. Tuttavia, dato che la costruzione dell'Unità Strutturale ha avuto inizio dopo il 1985 e che la normativa vigente all'epoca non considerava sismica l'area su cui insiste la costruzione, è possibile supporre l'assenza di elementi di connessione. Si ricorda che tale situazione rende vulnerabile la struttura in quanto l'efficacia degli stessi nodi alle azioni di taglio è limitata al solo attrito tra le parti, superato il quale le travi possono perdere l'appoggio e precipitare al suolo.

Inoltre le osservazioni condotte durante il sopralluogo e la consultazione della documentazione non hanno permesso di riscontrare connettori metallici in corrispondenza dell'appoggio dei tegoli alle travi. L'assenza di tali dettagli costruttivi rende vulnerabile la struttura in quanto l'efficacia degli stessi nodi alle azioni di taglio è limitata al solo attrito tra le parti, superato il quale i tegoli possono perdere l'appoggio e precipitare al suolo.

La consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso di risalire alla tipologia del sistema di fondazione, realizzato per i pilastri prefabbricati con plinti a bicchiere isolati. In caso di evento sismico tale situazione costituisce una vulnerabilità, dovuta alla possibilità che si verifichino spostamenti differenziali tra gli elementi non solidarizzati in fondazione.



Foto n°10 - Vista dell'appoggio della trave prefabbricata al pilastro prefabbricato.



Foto n°11 - Particolare dell'appoggio tra i due elementi, presumibilmente eseguito senza adeguate connessioni meccaniche.

4.3.4 Unità strutturale 4

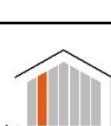
La consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso di risalire alla tipologia del sistema di fondazioni, realizzate da plinti isolati. In caso di evento sismico tale situazione costituisce una vulnerabilità per l'Unità Strutturale, dovuta alla possibilità che si verifichino spostamenti differenziali tra gli elementi di fondazione.

4.3.5 Unità strutturale 5

La consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso di risalire alla tipologia del sistema di fondazioni, realizzate da plinti isolati. In caso di evento sismico tale situazione costituisce una vulnerabilità per l'Unità Strutturale, dovuta alla possibilità che si verifichino spostamenti differenziali tra gli elementi di fondazione.

4.4 Classificazione Sismica

La classificazione del Rischio sismico può essere valutata, ai sensi dei DD.MM. 58-65 2017, attribuendo a ciascuna US una specifica **Classe di Rischio Sismico**, da A+ a F.

Indice di sicurezza	Classe IS-V	
100% < IS-V	A+ _{IS-V}	
100% ≥ IS-V > 80%	A _{IS-V}	
80% ≥ IS-V > 60%	B _{IS-V}	
60% ≥ IS-V > 45%	C _{IS-V}	
45% ≥ IS-V > 30%	D _{IS-V}	
30% ≥ IS-V > 15%	E _{IS-V}	
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}	

L'appartenenza a ciascuna classe è determinata in base ai valori assunti dall'**indice di sicurezza IS-V**, definito - come descritto nel paragrafo precedente - dal rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e quella prevista, nello stesso sito per un nuovo edificio. Vengono così fissate sette diverse classi caratterizzate dai valori di soglia determinanti per ricadervi secondo i valori presentati in tabella.

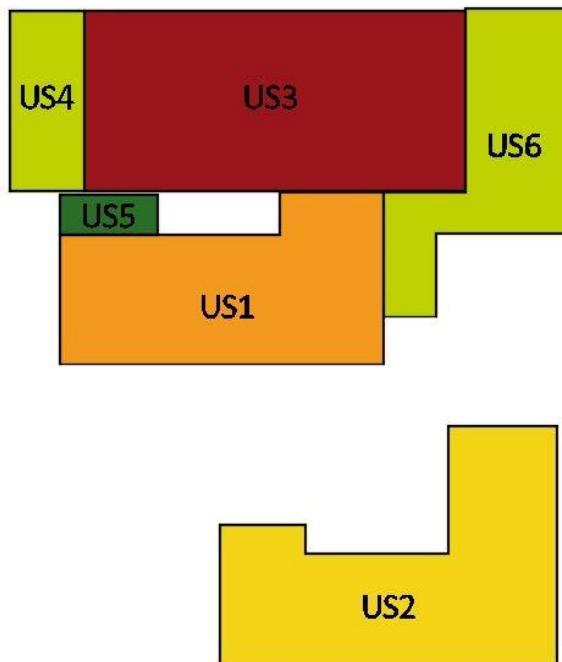
5. CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Primaria, Media e Palestra sito in Viale 4 Novembre, 2 a San Giusto Canavese (TO).

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Primaria "Guido Gozzano", Media "Nino Costa" e della annessa palestra. Dalla documentazione fornita dalla committenza non si è potuto desumere la data di costruzione del fabbricato originario (US1), indicata con una colorazione verde nella schematizzazione di figura 4, che è stato oggetto di un intervento di ampliamento nel 1990 con la realizzazione di nuovi servizi (US5). Nel 1980 è stato poi eseguito l'intervento di edificazione dell'edificio che ospita la Scuola Elementare (US2). Successivamente nel 1984 è stata progettata la struttura del fabbricato che ospita la palestra e gli spogliatoi, realizzati poi nel 1987, rispettivamente identificati come Unità Strutturale 3 e Unità Strutturale 4; infine in epoca più recente è stata completata la pensilina tra palestra e scuola media che realizza l'US6.

Il complesso così costituito è quindi composto da sei Unità Strutturali: L'US1 è disposta su due livelli fuori terra oltre a un sottotetto non praticabile, la struttura di elevazione è di tipo massiva realizzata da murature in pietra listata, solai con travetti in acciaio e copertura in legno a doppia falda inclinata; l'US2 si sviluppa su due piani fuori terra oltre un seminterrato e un sottotetto, presenta una struttura di elevazione costituita da un telaio in calcestruzzo armato, solai in laterocemento e copertura in legno a doppia falda inclinata. Per quanto riguarda le Unità Strutturali 3, 4 e 6, sono mono piano caratterizzate da struttura verticale realizzata in calcestruzzo armato e coperture di tipo prefabbricato. Infine l'US5 è disposta su due livelli fuori terra, la struttura di elevazione è costituita da un telaio realizzato in opera in calcestruzzo armato, mentre i solai, così come le coperture, sono di tipo laterocementizio. Dalla documentazione fornita dalla Committenza è possibile desumere, per le Unità Strutturali 2,3,4,5, che le fondazioni sono realizzate con plinti isolati.

I risultati analitici ottenuti dalle verifiche delle diverse unità strutturali hanno consentito di definire i valori di **sicurezza sismica IS-V** corrispondenti ad una determinata classe di rischio simico secondo le indicazioni riportate nella tabella seguente. Contestualmente si riporta la suddivisione dell'edificio in unità strutturale attribuendo a ciascuna il colore della **Classe Sismica** corrispondente.

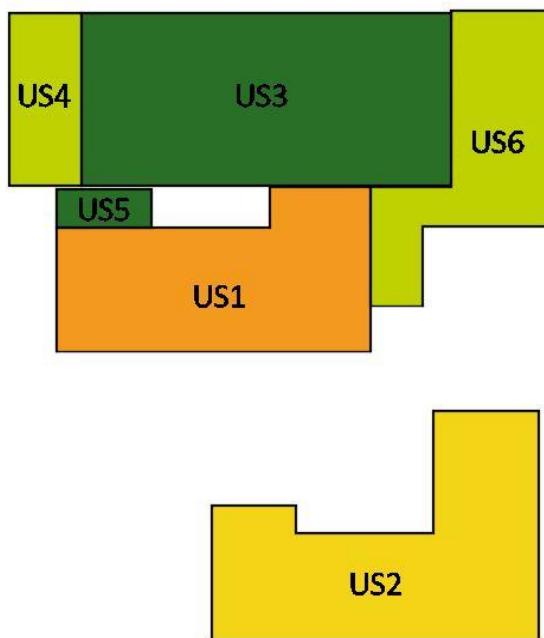


CLASSIFICAZIONE SISMICA					
Unità strutturale	Tipologia costruttiva	Indice globale PGA_c^{GLOB}/PGA_D	IS-V (PGA_c/PGA_D)	$T_{R,SLV}$ [anni]	Classe
US1	Muratura		41%	25	D _{ISV}
US2	C.A.	>100%	57%	95	C _{ISV}
US3	C.A.		< 10%	< 10	F _{ISV}
US4	C.A.	>100%	70%	159	B _{ISV}
US5	C.A.	>100%	>100%	>712	A+ _{ISV}
US6	C.A.	>100%	64%	122	B _{ISV}

Per quanto riguarda l'**Unità Strutturale 3** la classe di rischio sismico ottenuta è frutto della *vulnerabilità locale riscontrata nelle connessioni degli elementi di copertura* alla struttura verticale. In particolare l'elevato rischio di scorrimento agli appoggi, garantiti solamente dall'attrito, rende irrisoria la resistenza sismica dell'intera struttura che si inserisce nella classificazione più penalizzante.

Volendo procedere all'esecuzione di adeguati interventi di miglioramento appare primario intervenire per eliminare le criticità locali attraverso l'attuazione di azioni volte ad inibire lo scorrimento tra gli elementi. Una volta eliminate le criticità locali, la modellazione degli elementi di copertura può essere ipotizzata con appoggi isostatici in direzione gravitazionale e continui fuori piano in cui la copertura tenderà a manifestare un comportamento unitario.

Sulla base di queste ipotesi, valide solo a valle degli interventi sulle connessioni della copertura, è stata eseguita nuovamente la modellazione che ha fornito i risultati riportati nella tabella seguente:



CLASSIFICAZIONE SISMICA					
Unità strutturale	Tipologia costruttiva	Indice globale $\text{PGA}_C^{\text{GLOB}}/\text{PGA}_D$	IS-V ($\text{PGA}_C/\text{PGA}_D$)	$T_{R,SLV}$	Classe
				[anni]	
US1	Muratura		41%	25	D ISV
US2	C.A.	>100%	57%	95	C ISV
US3	C.A.		>100%	>712	A+ ISV
US4	C.A.	>100%	70%	159	B ISV
US5	C.A.	>100%	>100%	>712	A+ ISV
US6	C.A.	>100%	64%	122	B ISV

Dal punto di vista delle **vulnerabilità locali**, l'accostamento delle due Unità Strutturali non è stato eseguito disponendo un adeguato giunto sismico: le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto. A causa della mancanza di adeguati giunti sismici, rilevata e descritta nel paragrafo delle **vulnerabilità specifiche**, le vulnerabilità delle varie Unità Strutturali potrebbero avere ripercussioni anche sulla sicurezza delle US attigue.

Per quanto riguarda l'Unità Strutturale 1, l'ispezione del sottotetto ha permesso di constatare che il sistema di copertura è classificabile come spingente in relazione all'assenza di dispositivi per il contenimento delle spinte esercitate sulla struttura di supporto. Tale situazione risulta essere particolarmente vulnerabile in caso di evento sismico e favorisce l'attivazione di cinematismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA_D) inferiori alla capacità globale (PGA_C). Inoltre è emersa la presenza di travi d'angolo in falda non provviste di un idoneo presidio per il contenimento della spinta esercitata sulla struttura di supporto: tale situazione in caso di evento sismico deve essere considerata particolarmente vulnerabile in quanto può determinare l'innesto del cinematismo

di ribaltamento del cantonale. E' inoltre possibile notare come le capriate che sostengono la copertura lignea, non essendo appoggiate ad un sistema murario provvisto di dettagli costruttivi che ne impediscono spostamenti fuori piano, siano particolarmente esposte a fenomeni sismici in quanto potrebbero ammettere uno scorrimento relativo rispetto ai loro appoggi. I rilievi condotti, in particolar modo sulle tipologie costruttive che impiegano orditure metalliche, hanno permesso di ravvisare l'assenza di cordolature che legano le estremità dei travetti in corrispondenza della connessione con la struttura muraria. È pertanto possibile considerare tale situazione vulnerabile in quanto potrebbe determinare lo sfilamento delle travi dalla loro sede. Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che i solai non possono essere considerati come diaframmi infinitamente rigidi in quanto sprovvisti di un dispositivo organizzato (soletta di completamento, doppio assito o sistema di catene e tiranti), che garantisca il comportamento scatolare dell'apparecchiatura muraria. Gli stessi elementi costituiscono pertanto un piano flessibile, la cui conformazione li rende particolarmente suscettibili ad eventi sismici. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura, il cui appoggio al piede delle relative orditure di supporto avviene su strutture murarie prive di cordolatura sommitale: questa carenza, oltre a favorire l'attivazione di cinematismi locali, non consente il contenimento delle spinte statiche esercitate dalle orditure in falda. I rilievi condotti all'interno dell'Unità Strutturale hanno dato la possibilità di constatare la mancanza di ammorsamento tra i setti murari ortogonali. L'assenza di tale dettaglio costruttivo non consente un efficace comportamento scatolare del fabbricato e, anzi, favorisce l'attivazione di cinematismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA,D) inferiori alla capacità globale (PGA,C). Le analisi svolte hanno permesso di constatare che il fabbricato è stato oggetto di interventi che hanno modificato la configurazione dello schema statico delle facciate. In particolare i maschi murari originari sono stati interrotti dall'introduzione di nuove aperture: tale espeditivo, modificando l'andamento delle sollecitazioni all'interno della muratura, determina l'innesco di una irregolarità in elevazione oltre alla riduzione del contributo offerto al sistema sismo-resistente.

Inerentemente l'Unità Strutturale 3, come già scritto precedentemente, non è stato possibile accedere a documentazione tecnica relativa alla conformazione costruttiva del nodo trave-pilastro. Tuttavia, dato che la costruzione dell'Unità Strutturale ha avuto inizio dopo il 1985 e che la normativa vigente all'epoca non considerava sismica l'area su cui insiste la costruzione, è possibile supporre l'assenza di elementi di connessione. Si ricorda che tale situazione rende vulnerabile la struttura in quanto l'efficacia degli stessi nodi alle azioni di taglio è limitata al solo attrito tra le parti, superato il quale le travi possono perdere l'appoggio e precipitare al suolo. Inoltre le osservazioni condotte durante il sopralluogo e la consultazione della documentazione non hanno permesso di riscontrare connettori metallici in corrispondenza dell'appoggio dei tegoli alle travi. L'assenza di tali dettagli costruttivi rende vulnerabile la struttura in quanto l'efficacia degli stessi nodi alle azioni di taglio è limitata al solo attrito tra le parti, superato il quale i tegoli possono perdere l'appoggio e precipitare al suolo.

Inoltre per quanto riguarda le Unità Strutturali 2, 3, 4 e 5 la consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso di risalire alla tipologia del sistema di fondazioni, realizzate da plinti isolati. In caso di evento sismico tale situazione costituisce una vulnerabilità per l'Unità Strutturale, dovuta alla possibilità che si verifichino spostamenti differenziali tra gli elementi di fondazione.

I risultati della valutazione sismica condotta sull'Unità Strutturale 5 definiscono un indice di sicurezza IS-V > 100%: ciò significa che gli elementi costituenti il sistema sismo-resistente ammettono capacità PGA,C superiore alla domanda PGA,D. In caso di evento sismico, tuttavia, deve essere comunque considerata la possibilità dell'insorgenza di danni sugli elementi che non assolvono alcuna capacità portante, come ad esempio i tavolati divisorii e i sistemi di controsoffittatura.

I risultati delle analisi svolte evidenziano la necessità di un miglioramento della risposta sismica dell'edificio, intendendo con esso l'esecuzione di un insieme di opere ed interventi sufficienti a far conseguire allo stesso un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale. In particolare il miglioramento della risposta sismica delle Unità Strutturali può essere ottenuto con il miglioramento degli elementi verticali non verificati. Tale miglioramento sarebbe ottenibile ad esempio mediante introduzione di nuovi presidi: setti in ca o telai in acciaio controventati, atti ad assorbire le sollecitazioni indotte da un evento sismico lungo la direzione di interesse.

Parallelamente al miglioramento della risposta dell'edificio non si potrà comunque prescindere dalla eliminazione delle **vulnerabilità specifiche** descritte nei paragrafi precedenti.

San Giusto Canavese (TO), 01/04/2019

Dott. Ing. Marco Gallotta



Tecnoindagini S.r.l.

TECNOINDAGINI SRL
Via Monte Sabotino n° 14
20095 Cusano M. (MI)
P.IVA 06383520969

ALLEGATO

PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W.
(Multichannel Analisys Surface Waves)

Sommario

PREMESSA	3
1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (NTC 2018)	4
2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E UBICAZIONE INDAGINI	6
3 INDAGINI GEOLOGICO-TECNICHE IN SITO	8
3.1 PROSPEZIONE SISMICA MASW	8
3.2 ELABORAZIONE DATI	10
4 ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI	12
5 CONCLUSIONI.....	13

PREMESSA

A seguito dell’incarico conferito dal Comune di San Giusto Canavese (To), in data 01 Aprile 2019 è stata eseguita una campagna di prospezioni sismiche finalizzate alla definizione del parametro Vs30 ed la conseguente delineazione della classe categoriale (preliminare) dei terreni su cui sorge la scuola media “Nino Costa” ubicata nel territorio comunale di San Giusto Canavese (TO) in località Viale 4 Novembre 2.

In particolare sono state realizzate prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analisys Surface Waves - Vs30) secondo quanto previsto dalla Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti n.617 del 02/02/2009 circa l’applicazione delle N.T.C. di cui al D.M. 17/01/2018 (Circolare pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 47 del 26/02/2009 - paragrafo C 6.2.2 – tabella C 6.2.1 in cui si prevede espressamente l’impiego di indagini di tipo geofisico mediante l’utilizzo di strumentazione in superficie – NTC 2018).

Per quanto concerne le indagini M.A.S.W., è esperienza comune che, in presenza di **terreni dotati di buona velocità sismica** (come quelli qui rilevati) la massima profondità esplorata sia molto elevata in confronto alla lunghezza dello stendimento, fino a 3 volte maggiore. Viceversa, in presenza di terreni lenti, le profondità d’investigazione diminuiscono sensibilmente sino ad un terzo e più della lunghezza dello stendimento medesimo. Tutte le frequenze risultano più penetranti in presenza di terreni veloci, in quanto la lunghezza d’onda è molto maggiore quando viene condotta la corrispondenza fra tempi e lunghezze (o profondità). Pertanto la corrispondenza dipende strettamente dalla velocità. L’associazione fra profondità massima e frequenza minima, definita in forma semiautomatica dal programma di elaborazione utilizzato ha confermato la piena validità ai fini progettuali dei risultati ottenuti.

1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (NTC 2018)

La normativa "Norme tecniche per le costruzioni" afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito. La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio Vs ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media cu. In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le **categorie del suolo di fondazione**:

- A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri.
- B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s
- C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Velocità equivalente compresi tra 180÷360 m/s
- D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s
- E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D con profondità del substrato non superiore a 30 metri.

La classificazione è effettuata sulla base del parametro **Vs₃₀** che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $g < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito è classificato sulla base del valore di **Vs₃₀**, se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E UBICAZIONE INDAGINI

A seguire viene riportato l'inquadramento corografico dell'area di specifico interesse – scuola media “Nino Costa”, unitamente all' ubicazione planimetrica delle indagini eseguite e alla documentazione fotografica di merito.

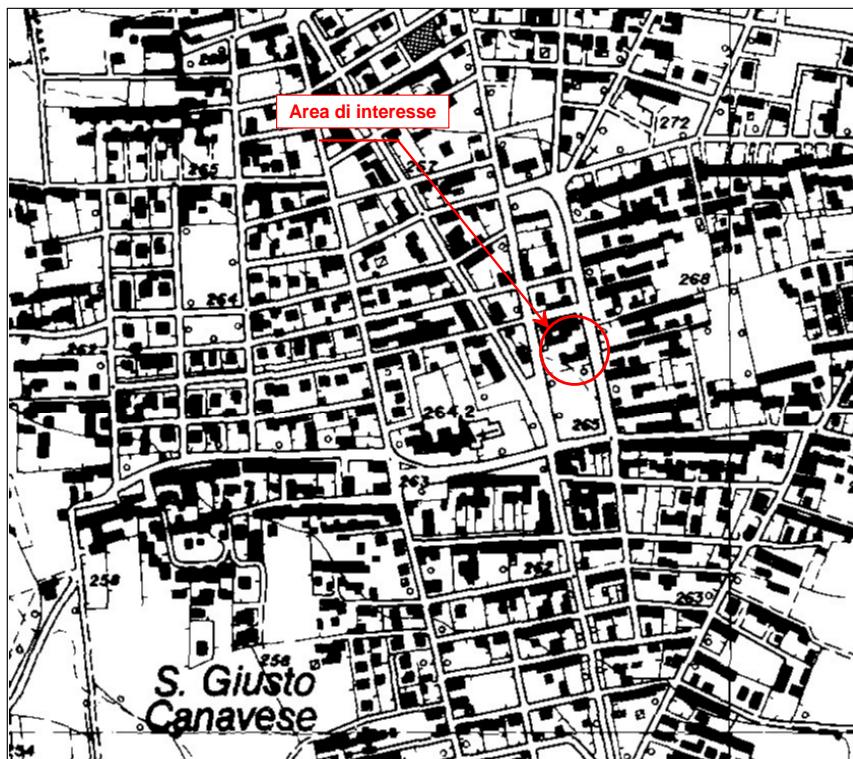


Figura n°1 – Inquadramento corografico dell'area di interesse



Figura n°2 : Immagine dell'area di interesse



Figura n°3 : Dettaglio dell'area di interesse



Figura n°4 – Ubicazione planimetrica indagini eseguite.



Foto n°1 – Stesa sismica M.A.S.W.

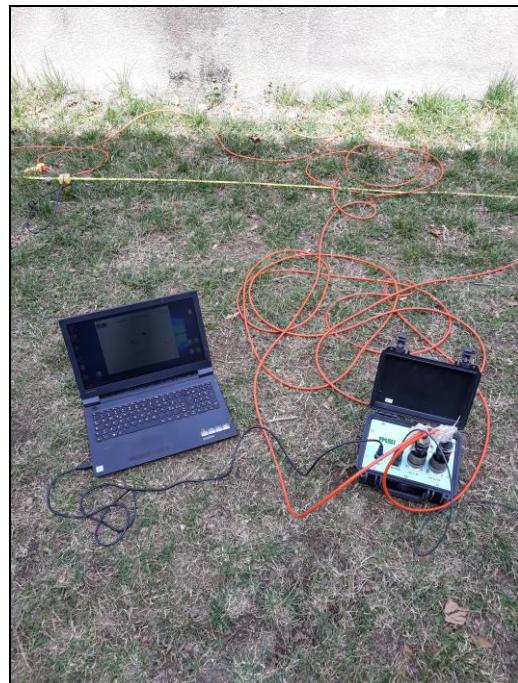


Foto n°2 – Strumentazione sismografica di acquisizione

3 INDAGINI GEOLOGICO-TECNICHE IN SITO

3.1 PROSPEZIONE SISMICA MASW

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le ondepressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidezza superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (Ground Roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s . Per ottenere un profilo V_s è necessario produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi. L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale V_s dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali. Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (Back Scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane. Le onde superficiali riverberate (Back Scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale.

Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili ($x; y$), il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma.

In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N (Signal/Noise). Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione. Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente o un cannone sismico. La strumentazione utilizzata per l'esecuzione delle indagini si compone di un sismografo a 24 canali ad elevata sensibilità, 24 geofoni a 4,5 Hz e fucile sismico Minibang/mazza battente.

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali.

Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili. I risultati ottenuti, vengono discussi nei paragrafi successivi e riportati di seguito.

3.2 ELABORAZIONE DATI

Per l'analisi dei segnali sismici registrati si sono utilizzati i pacchetti software della centralina sismografica PASI GEA24 e ElioSoft, ottenendo le seguenti restituzioni grafiche:

- Sismogramma delle velocità;
- Spettro di velocità e curva di dispersione;
- Dispersione misurata e calcolata
- Modello sismico del terreno (Velocità sismica delle onde S e modulo di taglio)

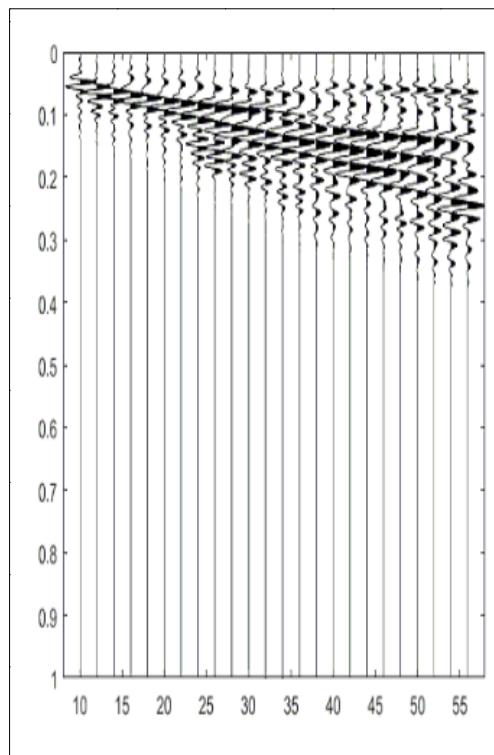


Figura n°5 – Sismogramma delle velocità

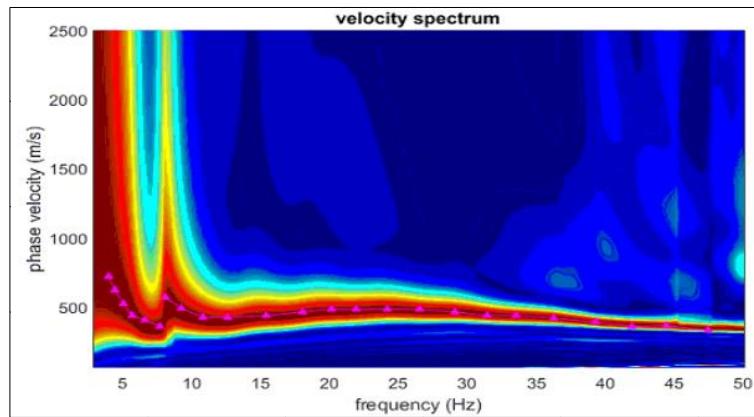


Figura n°6 – Spettro di velocità e curva di dispersione

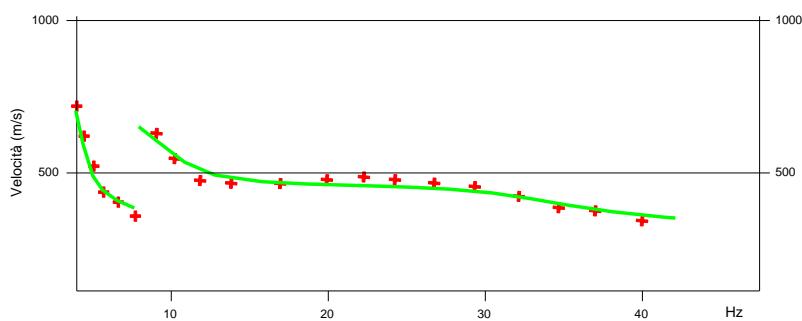


Figura n°7 – Dispersione misurata e calcolata

4 ANALISI E COMMENTO DEI RISULTATI

Come prevista dalla normativa sismica vigente (Testo Unico – D.M. 17/01/2018 - NTC 2018) è stata attuata la classificazione del tipo di suolo di fondazione dell'area di specifico interesse. La classificazione sismica del primo sottosuolo è stata attuata mediante un approccio di tipo complesso con la specifica finalità di attuare la verifica incrociata tra i risultati ottenuti da differenti metodologie d'indagine.

Il risultato finale dell'elaborazione consiste quindi nella rappresentazione grafica del profilo di velocità e nel calcolo della relativa Vs30 così come definito di seguito.

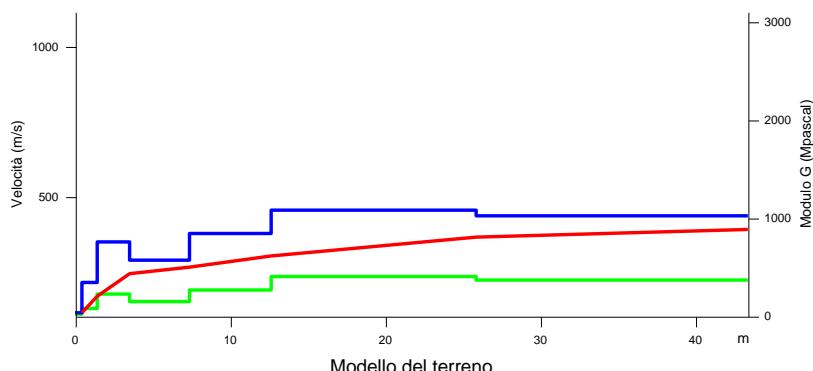


Figura n°8 – Stratigrafia sismica in termini di velocità Vs

TABELLA DI CALCOLO						LEGENDA
Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G	
0	.4	113	.0038	113	21	+ Curva di dispersione misurata
.4	1.4	214	.0046	168	78	Curva di dispersione calcolata
1.4	3.5	349	.006	243	225	Velocità sismica delle onde S
3.5	7.4	288	.0134	265	149	Modulo di taglio (Mpaschal)
7.4	12.6	377	.014	302	267	
12.6	25.9	455	.0291	365	404	
25.9	43.4	436	.0402	391	368	VsX
VALORE CALCOLATO VS EQ. = 373 m/s						Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$

I risultati ottenuti dalle prospezioni sismiche M.A.S.W., hanno permesso di attuare la **modellizzazione sismica** del primo sottosuolo sino alla massima profondità di 43.4 m dal piano campagna attuale. In particolare sono stati individuati tre strati principali di terreno caratterizzati da velocità delle onde *s* diversificate:

- a. **primo strato**, contraddistinto da minore velocità, si sviluppa sino a 1.4 m circa di profondità da piano campagna, con Vs compresi tra 113 e 214 m/sec;
- b. **secondo strato**, con velocità superiori e comprese tra 349 e 377 m/sec, si sviluppa sino alla profondità di 12.6 m; si fa presente come tale orizzonte sismico, presenti nell'intervallo di profondità 3.5-7.4 m da p.c., valori di velocità inferiori e pari a 288 m/sec (sub-orizzonte lenticolare)
- c. **terzo strato**, sviluppato sino alla massima profondità di investigazione raggiunta, pari a 43.4 m di profondità, presenta velocità delle onde *S* comprese tra 455 e 436 m/sec;

Come previsto nella RSL (§ 3.2.2 NTC – 2018) in merito all'approccio semplificato, la classificazione del sottosuolo è stata effettuata contestualmente alle condizioni stratigrafiche individuate ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vs,eq (m/sec) in luogo della precedente Vs 30, secondo la seguente formulazione :

$$Vs, eq = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{V_{s,i}}}$$

Dove H costituisce la profondità del substrato, definito come formazione. Tuttavia, nella condizione litostratigrafica di profondità H del substrato superiore a 30 m, la Vs,eq viene definita dal parametro Vs30. (ovvero Vs,eq = Vs,30). Pertanto, il valore medio calcolato delle velocità delle onde *S* entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna attuale (Vs,eq) rappresentativo per il settore di specifico interesse, corrisponde quindi ad una velocità media pari a **373 m/sec**. Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 NTC 2018), la **categorizzazione sismica del sottosuolo** definita con il metodo M.A.S.W. identifica la **classe categoriale B** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s

In virtù del valore di velocità individuato (373 m/sec), prossimo con la classe categoriale superiore (limite categoriale 360 m/sec) si consiglia di valutare, *in via cautelativa*, l'adozione della classe categoriale superiore, ovvero la **classe categoriale C**.

5 CONCLUSIONI

Il presente lavoro è costituito da una campagna di prospezioni sismiche finalizzate alla definizione delle Vs 30 e conseguentemente alla definizione della classe categoriale preliminare dei terreni su cui sorge la scuola media "Nino Costa" ubicata nel territorio comunale di San Giusto Canavese (TO) in località Via 4 Novembre, 2.

La caratterizzazione sismica del primo sottosuolo dell'area d'interesse è stata attuata mediante la realizzazione di indagini sismiche ovvero attraverso l'esecuzione di prospezioni sismiche M.A.S.W. (Multichannel Analisys Surface Waves – Vs₃₀).

In tal modo è stata definita la velocità media delle onde di taglio S, sino ad oltre 30 m di profondità e la conseguente classe categoriale preliminare di riferimento. La **modellizzazione sismica** (M.A.S.W.) realizzata ha fornito la seguente velocità media delle onde S (calcolata a partire dal piano campagna attuale):

$$\text{intervallo 0-30 m di profondità} \quad V_{seq} = 373 \text{ m/sec}$$

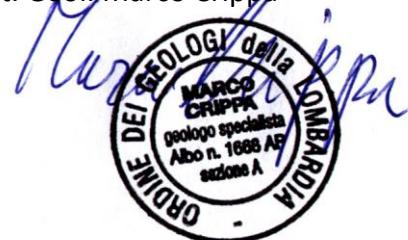
La **categorizzazione sismica del sottosuolo** definita con il metodo M.A.S.W. identifica la **classe categoriale B** come quella di appartenenza così come definito dalla normativa.

In virtù del valore di velocità individuato (373 m/sec), prossimo con la classe categoriale superiore (limite categoriale 360 m/sec) si consiglia di valutare, *in via cautelativa*, l'adozione della classe categoriale superiore, ovvero la **classe categoriale C**.

Si sottolinea come la presente relazione fornisca la classe categoriale preliminare relativa all'area di interesse investigata riferendo, in assenza di dati progettuali specifici, il parametro Vs 30, così ottenuto alla superficie topografica del piano campagna da cui hanno avuto adito le indagini

San Giusto Canavese 24/06/2019

Dott. Geol. Marco Crippa



ALLEGATO

CERTIFICATI DI PROVA



POLITECNICO
MILANO 1863

LABORATORIO PROVE MATERIALI

Spett. le

TECNOINDAGINI S.R.L.
VIA MONTE SABOTINO 14
20095 CUSANO MILANINO (MI) - ITA

Certificato di Prova N. 2019/0852 emesso in Milano il 11/04/19

Richiedente: TECNOINDAGINI S.R.L. – CUSANO MILANINO (MI)

Ingresso materiale: 10/04/2019

CERTIFICATO DI PROVA

Prove di compressione su provini di conglomerato cementizio secondo le indicazioni del vigente Decreto Ministeriale di cui alla Legge 5/11/1971 n. 1086.

I provini sono stati sottoposti a prova tal quali come consegnati.

Le misure effettuate sono relative alle determinazioni della massa, dimensioni geometriche, carico massimo di ogni provino.

Sulle pagine seguenti sono riportate:

- le date di esecuzione delle prove;
- i contrassegni dei provini;
- i risultati delle misure;
- la sezione e la resistenza a compressione del provino.

I risultati contenuti si riferiscono esclusivamente agli oggetti provati.

Questo rapporto di prova consta di pagine 2 e dell' Allegato di pag. 1 che ne costituisce parte integrante.

Il presente rapporto di prova può essere riprodotto solo integralmente e deve essere assoggettato a bollo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. 642/72.

IL CAPO SERVIZIO

Roberto Minerva

Firmato digitalmente ai sensi della normativa vigente

Sede di Milano - Ufficio Accettazione materiale e Certificazione
via Celoria, 3 – 20133 Milano – Tel. 02 2399 4210 Fax 02 2399 4211

Sede di Lecco
via Gaetano Previati 1/C – 23900 Lecco – Tel. 0341/48 8793 Fax 0341/48 8771

Laboratorio Ufficiale (art. 20 Legge n. 1086 del 5 novembre 1971) – NB 1777 Reg. (UE) 305/2011

Data esecuzione prove: giovedì 11 aprile 2019

PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Contrassegno (*)	Massa	Diam.	Alt.	Carico massimo	Sezione	Massa volumica	Resistenza a compressione	Note
N°	kg	mm	mm	kN	mm ²	Kg/dm ³	N/mm ²	
1 LO-P1	2.970	94	189	211.0	6940	2.264	30.40	R7
2 LO-P2	2.899	94	185	217.0	6940	2.258	31.27	R7
3 LO-P3	1.521	94	96	212.0	6940	2.283	30.55	R7
4 LO-P4	2.942	94	186	181.0	6940	2.279	26.08	R7
5 LO-P5	2.789	94	184	71.0	6940	2.184	10.23	R7
6 LO-P6	2.887	94	189	102.0	6940	2.201	14.70	R7
7 LO-P7	2.973	94	189	128.0	6940	2.267	18.44	R7
8 LO-P8	2.940	94	189	96.0	6940	2.242	13.83	R7
9 LO-P9	2.917	94	189	102.0	6940	2.224	14.70	R7
10 LO-P10	3.069	94	189	154.0	6940	2.340	22.19	R7

(*) Si riportano gli estremi essenziali per riferire il campione a quanto dichiarato nell'Allegato A al presente rapporto

LEGENDA NOTE: A = Le facce del provino presentavano un visibile difetto di planarità

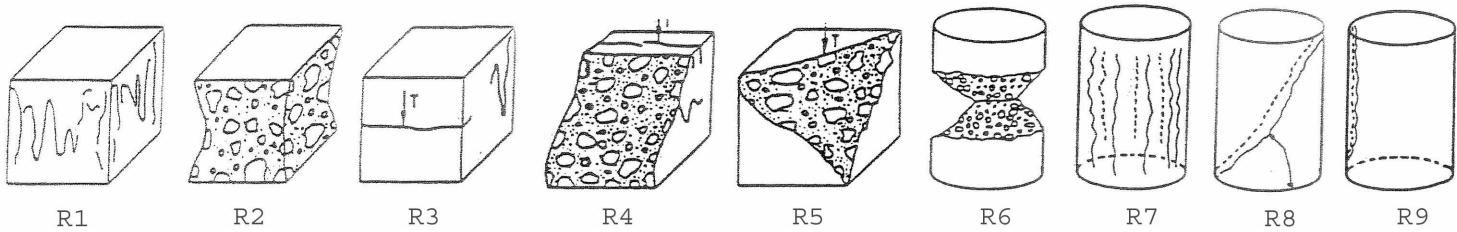
B = Il campione presentava solo due facce opposte completamente lisce tra le 5 a contatto con la cassaforma

C = Il provino conteneva spezzoni di acciaio

D = Il provino presentava già una vistosa fessura

E = Le dimensioni del provino non sono conformi alle dimensioni richieste dalla normativa UNI EN 12390-1

F = Il contrassegno riportato sul campione non corrisponde a quanto dichiarato nell'allegato A

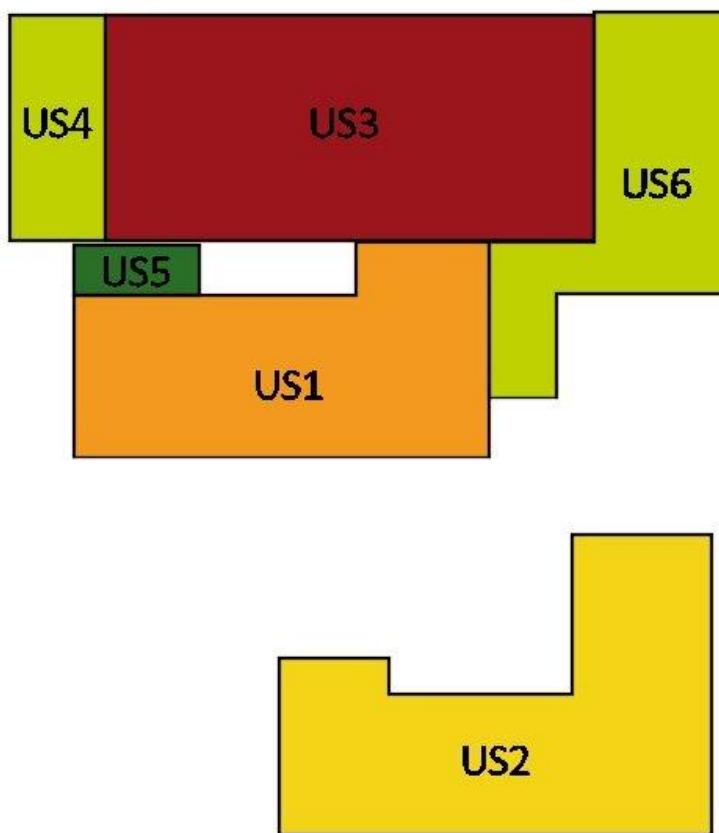
Il Responsabile Tecnico
Antonio Cocco

Scuola Primaria, Media e Palestra

Viale 4 Novembre, 2 - San Giusto Canavese (TO)

Cod. R18439 - R18440

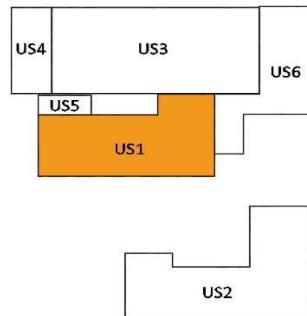
Comune di San Giusto Canavese - P.zza del Municipio, 1 - 10090 San Giusto Canavese (TO)



Elaborati unità strutturali

Allegato 1 di 1

Identificazione edificio	
Scuola Primaria, Media e Palestra	
Via Malpiardo, 2	
San Giusto Canavese (TO)	
U.S.	1
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Scolastico
Anno costruzione:	-
Piani Totali:	2
Piani Interrati:	1



Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	Materiale Legno	Morfologia Doppia falda
Elementi strutturali orizzontali	Materiale Acciaio	Diaframma Piano non rigido
Elementi strutturali verticali	Materiale Muratura	Morfologia Setti in muratura
Elementi non strutturali verticali	Materiale Blocchi forati	Disposizione Divisori interni
Fondazioni	Morfologia -	Origine delle informazioni -

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità	Semiasse rigidezze		Verifica		Esito	
e_x	3,52	r_x	50,86	e_x / r_x	0,07	REGOLARE
e_y	2,29	r_y	10,97	e_y / r_y	0,21	REGOLARE

Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA _D	PGA _C	PGA _C /PGA _D	PGA _C ^{GLOB}	PGA _C ^{GLOB} /PGA _D
SLV	0,049	0,074	0,030	41%		
SLD	0,027	0,041		74%		

Vulnerabilità specifiche e altre note	
- Assenza di giunto sismicamente efficace tra US1 e US5 e tra US1 e US6;	
- Copertura spingente;	
- Assenza di cordolo interpiano e in copertura;	
- Solai non rigidi;	
- Capriate con appoggi non contenuti;	
- Discontinuità maschi murari;	
- Muratura priva di ammorsamento.	

Identificazione edificio	
Scuola Primaria, Media e Palestra	
Via Malpiardo, 2	
San Giusto Canavese (TO)	
U.S.	2
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Scolastico
Anno costruzione:	1980
Piani Totali:	2
Piani Interrati:	1

The site plan illustrates the building footprint with various rooms labeled US1 through US6. US1 is at the bottom left, US2 is at the bottom right, US3 is at the top center, US4 is at the top left, US5 is a small room below US4, and US6 is at the top right. A yellow outline highlights the main rectangular boundary of the building, while the interior rooms are white.

SISMOCERT
classe C

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento gettato in opera	<i>Morfologia</i> Piana
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento gettato in opera	<i>Diaphragma</i> Piano rigido
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Cemento armato	<i>Morfologia</i> Telaio e setti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Divisori interni
Fondazioni	<i>Morfologia</i> Tipo continuo in CA	<i>Origine delle informazioni</i> Disegni strutturali

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
e_x	1,83	r_x	12,64	e_x / r_x	0,14	REGOLARE
e_v	0,41	r_v	9,13	e_v / r_v	0,05	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a _g	PGA _D	PGA _C	PGA _C /PGA _D	PGA _C ^{GLOB}	PGA _C ^{GLOB} /PGA _D
SLV	0,049	0,132	0,076	57%	0,195	>100%
SLD	0,027	0,071		>100%		>100%

Vulnerabilità specifiche e altre note

Identificazione edificio

Scuola Primaria, Media e Palestra Via Malpiardo, 2 San Giusto Canavese (TO)	
U.S.	3
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Palestra
Anno costruzione:	1987
Piani Totali:	1
Piani Interrati:	0

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Prefabbricata	<i>Morfologia</i> Doppia falda
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> -	<i>Diaphragma</i> -
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Cemento armato	<i>Morfologia</i> Telaio
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Divisori interni
Fondazioni	<i>Morfologia</i> Plinti isolati e continui	<i>Origine delle informazioni</i> Relazione tecnica

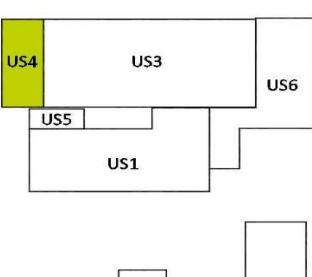
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità	Semiasse rigidezze		Verifica		Esito	
e_x	0,00	r_x	13,25	e_x / r_x	0,00	REGOLARE
e_y	0,00	r_y	15,51	e_y / r_y	0,00	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a _g	PGA _D	PGA _C	PGA _C /PGA _D	PGA _C ^{GLOB}	PGA _C ^{GLOB} /PGA _D
SLV	0,049	0,079	0,152	>100%	0,250	>100%
SLD	0,027	0,042		>100%		>100%

Vulnerabilità specifiche e altre note

- Assenza di giunto sismicamente efficace tra US3 e US4;
- Assenza connessioni meccaniche trave-tegolo;
- Assenza connessioni meccaniche trave-pilastro.

Identificazione edificio	
Scuola Primaria, Media e Palestra	
Via Malpiardo, 2	
San Giusto Canavese (TO)	
U.S.	4
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Spogliatoi
Anno costruzione:	1987
Piani Totali:	1
Piani Interrati:	0




SISMOCERT

classe B

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Predalles	<i>Morfologia</i> Piana
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> -	<i>Diaframma</i> -
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Cemento armato	<i>Morfologia</i> Telaio e setti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Divisori interni
Fondazioni	<i>Morfologia</i> Plinti isolati e continui	<i>Origine delle informazioni</i> Relazione tecnica

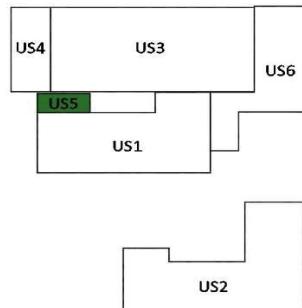
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità	Semiasse rigidezze		Verifica		Esito	
e_x	3,23	r_x	11,59	e_x / r_x	0,28	REGOLARE
e_y	0,21	r_y	0,62	e_y / r_y	0,34	IRREGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a _g	PGA _D	PGA _C	PGA _C /PGA _D	PGA _C ^{GLOB}	PGA _C ^{GLOB} /PGA _D
SLV	0,049	0,110	0,077	70%	0,111	>100%
SLD	0,027	0,065		>100%		>100%

Vulnerabilità specifiche e altre note

- Assenza di giunto sismicamente efficace tra US4 e US3;
- Presenza di plinti isolati.

Identificazione edificio	
Scuola Primaria, Media e Palestra Via Malpiardo, 2 San Giusto Canavese (TO)	
U.S.	5
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Scolastico
Anno costruzione:	1990
Piani Totali:	2
Piani Interrati:	0



Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	Materiale Laterocemento gettato in opera	Morfologia Piana
Elementi strutturali orizzontali	Materiale Laterocemento gettato in opera	Diaframma Piano rigido
Elementi strutturali verticali	Materiale Cemento armato	Morfologia Telaio
Elementi non strutturali verticali	Materiale Blocchi forati	Disposizione Divisori interni
Fondazioni	Morfologia Plinti isolati	Origine delle informazioni Collaudo

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità	Semiasse rigidezze		Verifica		Esito	
e_x	0,27	r_x	3,60	e_x / r_x	0,08	REGOLARE
e_y	1,13	r_y	3,60	e_y / r_y	0,32	IRREGOLARE

Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA_D	PGA_C	PGA_C/PGA_D	PGA_C^{GLOB}	PGA_C^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,049	0,077	0,165	>100%	0,351	>100%
SLD	0,027	0,042		>100%		>100%

Vulnerabilità specifiche e altre note
- Assenza di giunto sismicamente efficace tra US5 e US1;
- Presenza di plinti isolati.

Identificazione edificio

Scuola Primaria, Media e Palestra
Via Malpiardo, 2
San Giusto Canavese (TO)

U.S.	6
Caratteristiche funzionali	
Uso prevalente:	Scolastico
Anno costruzione:	-
Piani Totali:	1
Piani Interrati:	0

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Cemento Armato	<i>Morfologia</i> Piana
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> -	<i>Diaphragma</i> -
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Cemento armato	<i>Morfologia</i> Telaio
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> -	<i>Disposizione</i> -
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> -

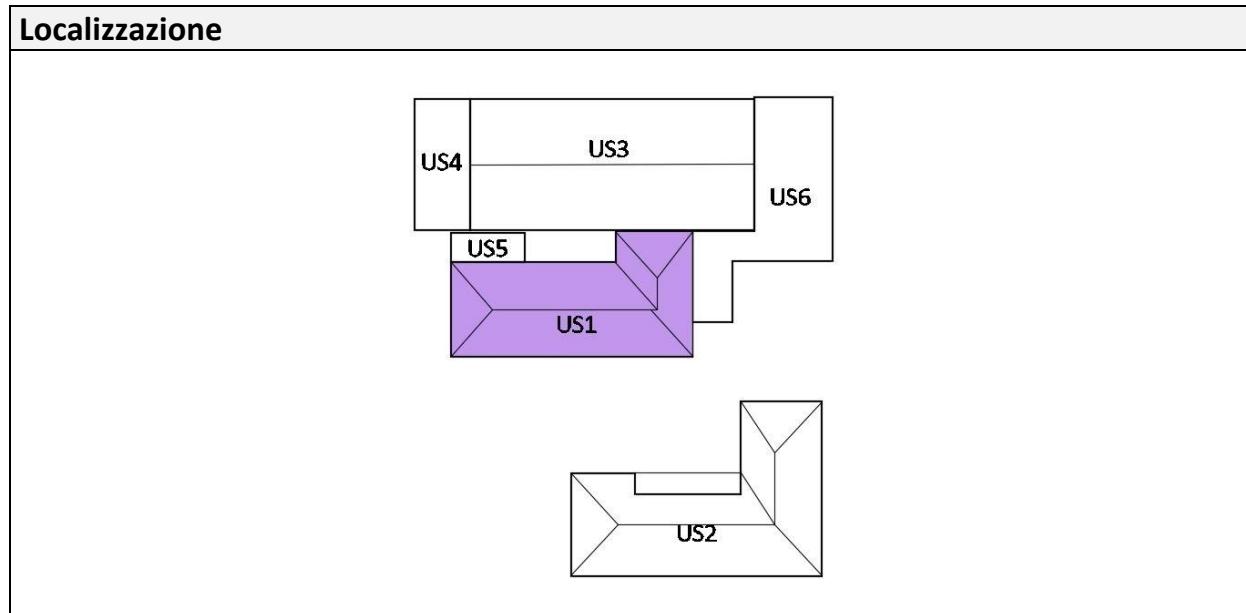
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
e_x	2,61	r_x	8,52	e_x / r_x	0,31	IRREGOLARE
e_y	0,05	r_y	8,36	e_y / r_y	0,01	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a _g	PGA _D	PGA _C	PGA _C /PGA _D	PGA _C ^{GLOB}	PGA _C ^{GLOB} /PGA _D
SLV	0,049	0,090	0,058	64%	0,226	>100%
SLD	0,027	0,051		>100%		>100%

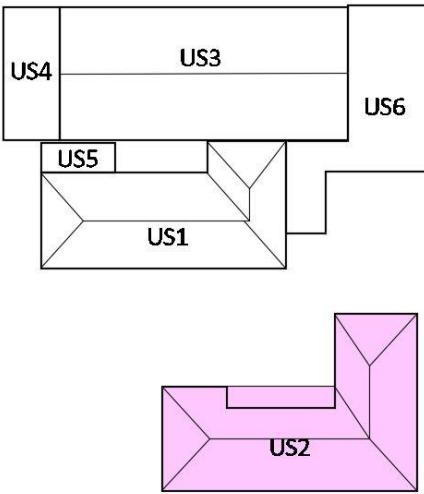
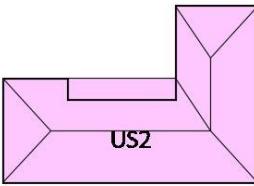
Vulnerabilità specifiche e altre note

- Assenza giunto sismicamente efficace tra US6 e US1 e tra US6 e US3.

NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA A		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Doppia falda	g_1	0,80	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Legno	g_2	0,40	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano non rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	1,20	[kN/m ²]



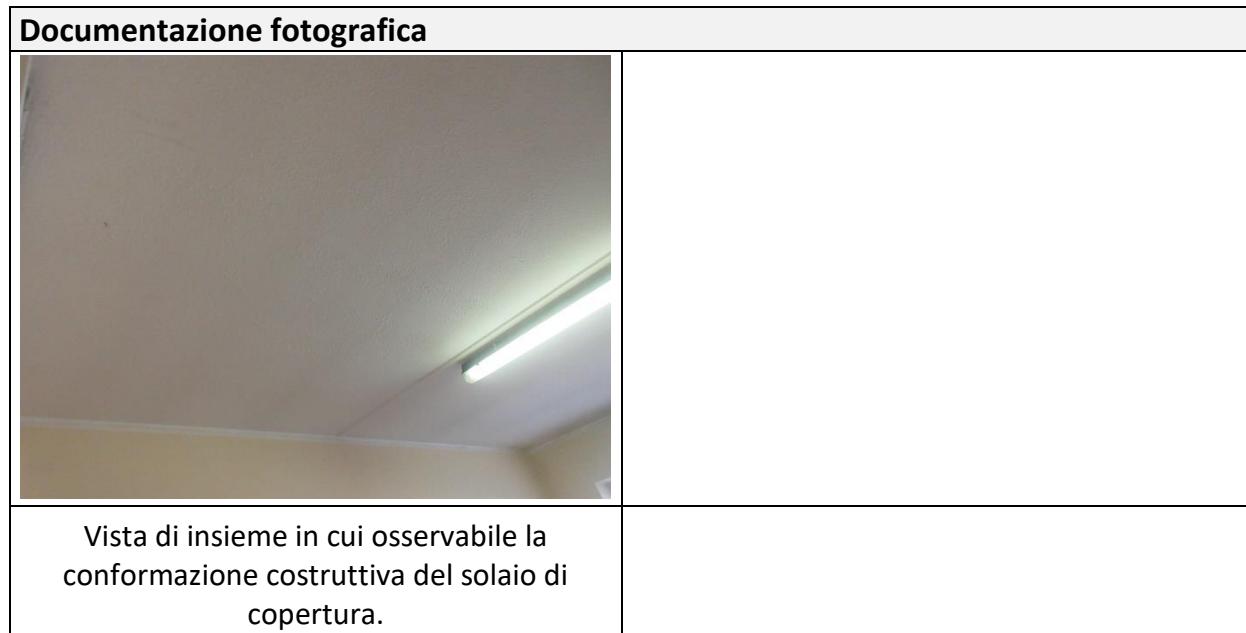
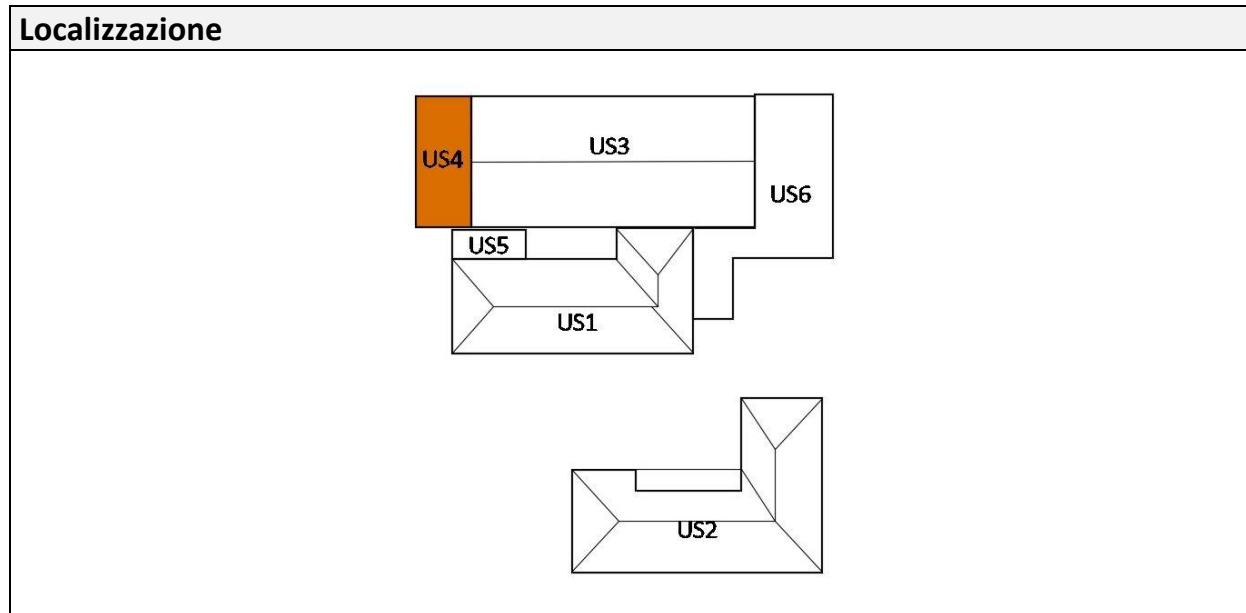
Documentazione fotografica	
Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.	Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.

NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA B		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Doppia falda	g_1	1,70	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Legno	g_2	0,40	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano non rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	2,10	[kN/m ²]
Localizzazione				
				
				
Documentazione fotografica				
				
Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.		Vista di insieme dell'estradosso della copertura in cui osservabile il manto di rivestimento realizzato in tegole.		

NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA C		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Doppia falda	g_1	2,10	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Prefabbricato	g_2	0,70	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano non rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	2,80	[kN/m ²]

Localizzazione

NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA D		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Piana	g_1	2,50	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Prefabbricato	g_2	0,50	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	3,00	[kN/m ²]



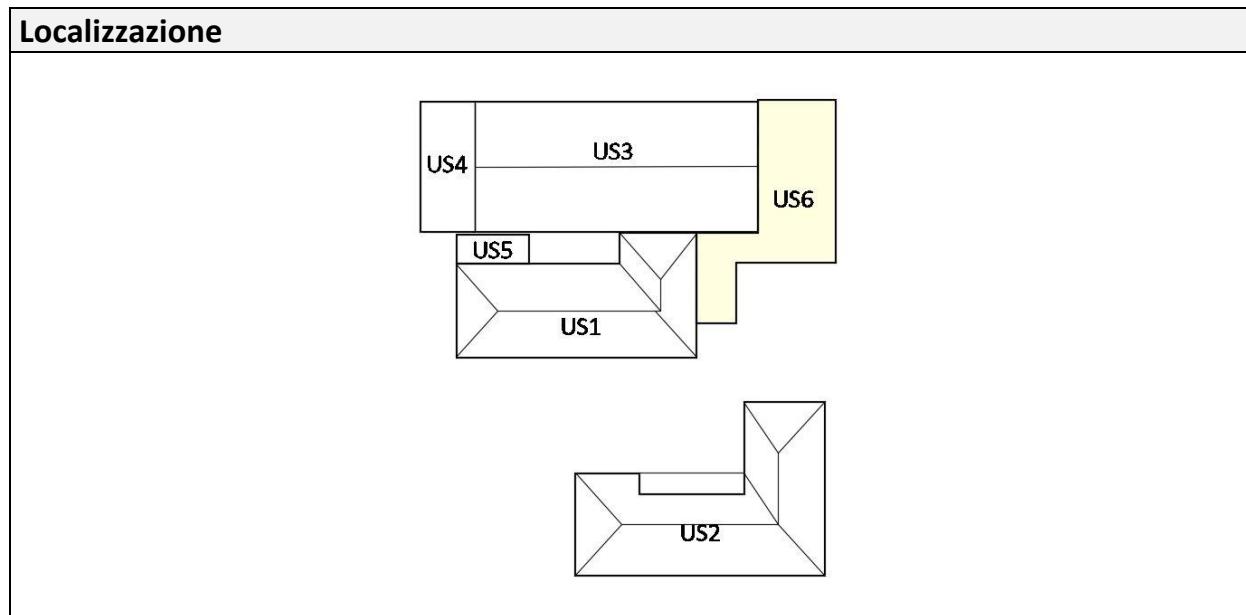
NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA E		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Piana	g_1	2,20	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	g_2	2,10	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	4,30	[kN/m ²]

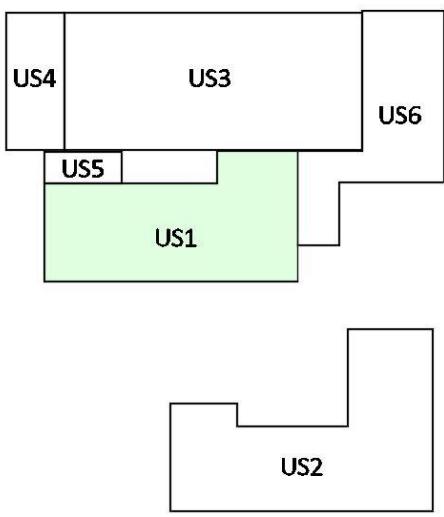
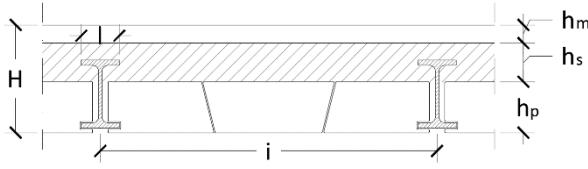
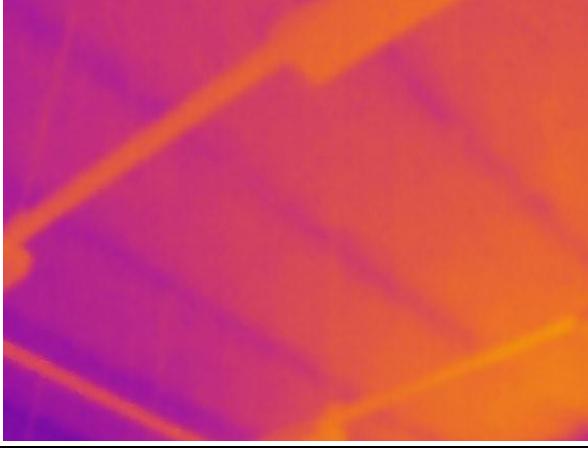
Localizzazione

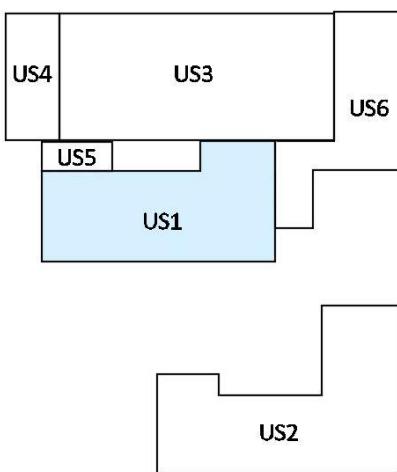
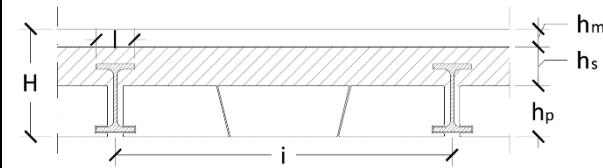
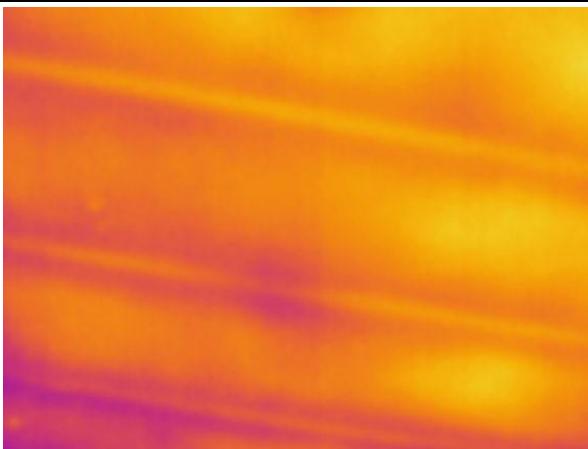
The diagram shows a rectangular building footprint divided into several sections labeled US1 through US6. US1 is at the bottom left, US2 is at the bottom right, US3 is a large central rectangular area, US4 is a vertical column on the left, and US5 is a small rectangular section located between US1 and US3. US6 is a vertical column on the right side.

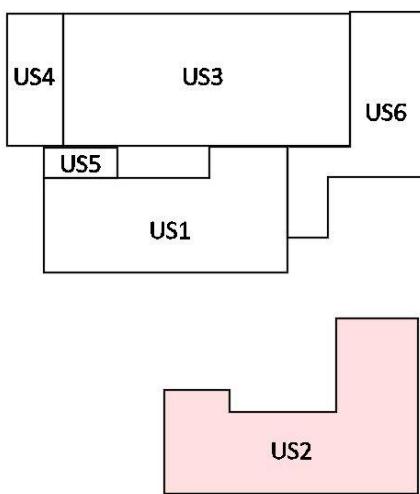
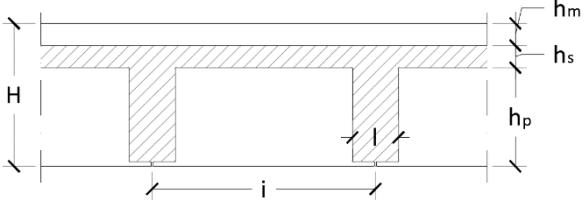
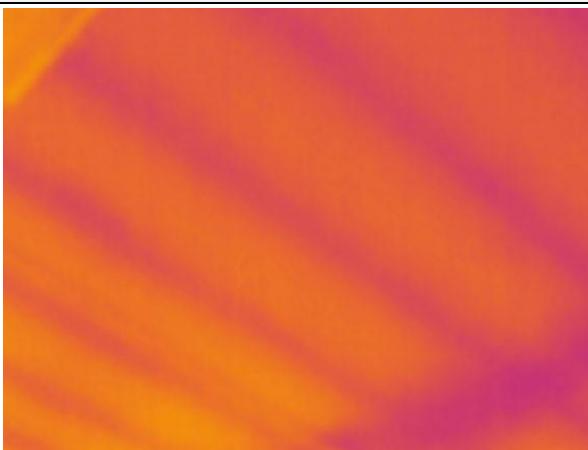
This is a detailed view of the corner where US1 and US2 meet. It shows the internal structural framework, including columns and beams, that connects these two sections.

NOMINATIVO ELEMENTO		COPERTURA F		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Piana	g_1	8,00	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Cemento armato	g_2	0,50	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
Capacità di ridistribuzione	Piano rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	8,50	[kN/m ²]

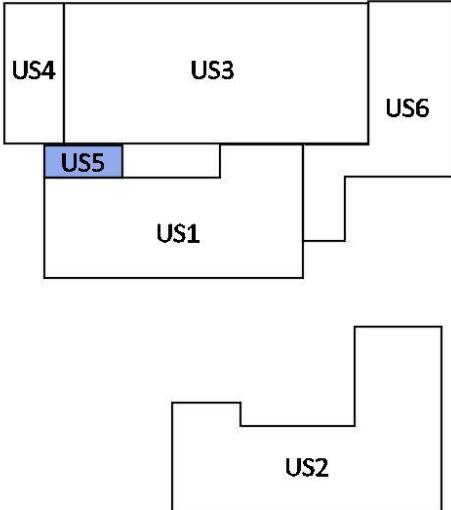
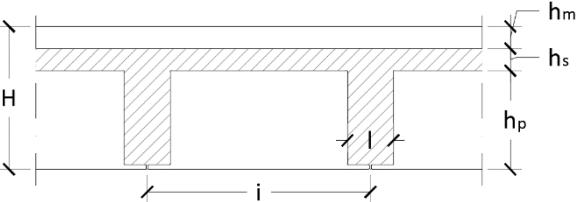
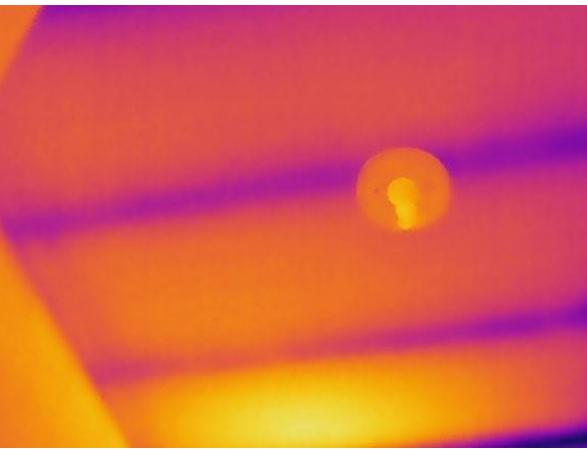


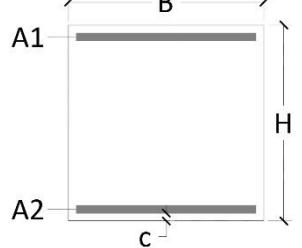
NOMINATIVO ELEMENTO				SOLAIO A			
Caratteristiche Costruttive e Strutturali							
Tipologia Costruttiva		Acciaio		Orditura		Unidirezionale	
Capacità ridistribuzione		Piano non rigido		Giacitura		Piana	
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi	
i	100	[cm]	hs	5	[cm]	g_1	2,35 [kN/m ²]
I	11	[cm]	hm	5	[cm]	g_2	3,20 [kN/m ²]
hp	5	[cm]	H	15	[cm]	q_{k1}	3,00 [kN/m ²]
						q_s	0,00 [kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	7,35 [kN/m ²]
Localizzazione				Schematizzazione			
							
Documentazione fotografica							
							
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.							

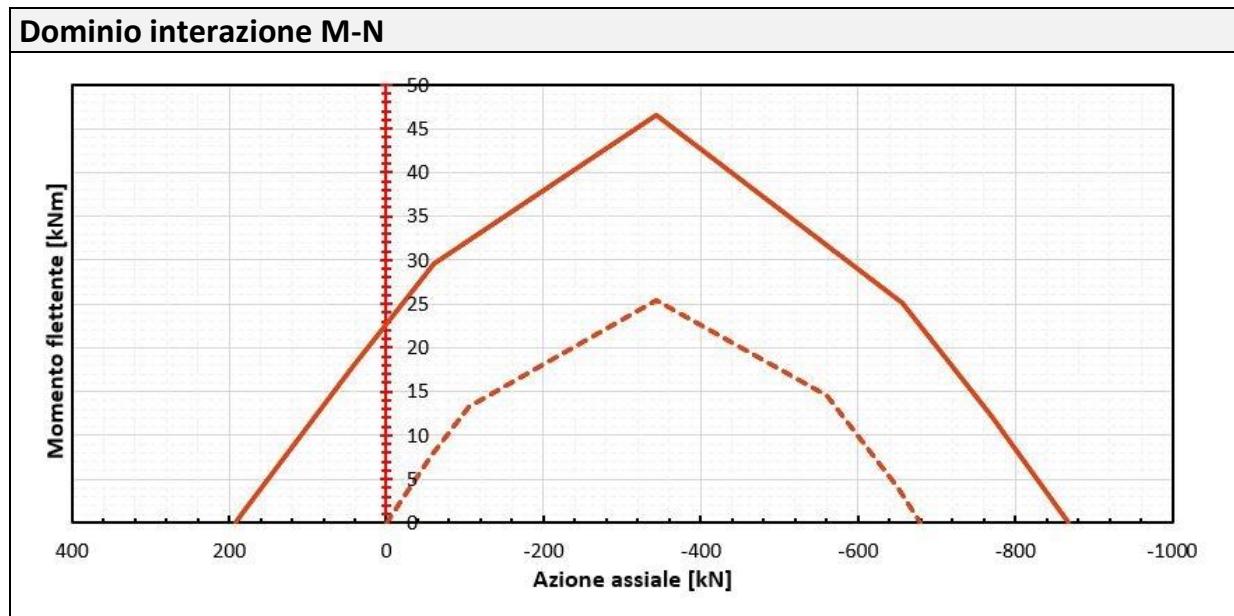
NOMINATIVO ELEMENTO					SOLAIO B		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali							
Tipologia Costruttiva		Acciaio		Orditura		Unidirezionale	
Capacità ridistribuzione		Piano non rigido		Giacitura		Piana	
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi	
i	100	[cm]	hs	0	[cm]	g_1	2,35 [kN/m ²]
l	11	[cm]	hm	0	[cm]	g_2	0,20 [kN/m ²]
hp	5	[cm]	H	5	[cm]	q_{k1}	0,50 [kN/m ²]
						q_s	0,00 [kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	2,55 [kN/m ²]
Localizzazione				Schematizzazione			
							
Documentazione fotografica							
							
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.				Vista dell'estradosso del solaio in oggetto in cui si nota l'assenza di una cappa collaborante.			

NOMINATIVO ELEMENTO					SOLAIO C		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali							
Tipologia Costruttiva		Laterocemento		Orditura		Unidirezionale	
Capacità ridistribuzione		Piano rigido		Giacitura		Piana	
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi	
i	50	[cm]	hs	5	[cm]	g_1	3,05 [kN/m ²]
l	10	[cm]	hm	15	[cm]	g_2	3,90 [kN/m ²]
hp	20	[cm]	H	40	[cm]	q_{k1}	3,00 [kN/m ²]
						q_s	0,00 [kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	8,75 [kN/m ²]
Localizzazione				Schematizzazione			
							
Documentazione fotografica							
							
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.							

NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO D		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali								
Tipologia Costruttiva		Laterocemento			Orditura		Unidirezionale	
Capacità ridistribuzione		Piano rigido			Giacitura		Piana	
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	50	[cm]	hs	5	[cm]	g_1	3,05	[kN/m ²]
l	10	[cm]	hm	0	[cm]	g_2	0,20	[kN/m ²]
hp	20	[cm]	H	25	[cm]	q_{k1}	0,50	[kN/m ²]
						q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	3,25	[kN/m ²]
Localizzazione				Schematizzazione				

NOMINATIVO ELEMENTO					SOLAIO E		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali							
Tipologia Costruttiva		Laterocemento		Orditura		Unidirezionale	
Capacità ridistribuzione		Piano rigido		Giacitura		Piana	
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi	
i	50	[cm]	hs	4	[cm]	g₁	2,55 [kN/m ²]
l	12	[cm]	hm	12	[cm]	g₂	2,40 [kN/m ²]
hp	16	[cm]	H	32	[cm]	q_{k1}	3,00 [kN/m ²]
						q_s	0,00 [kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	6,75 [kN/m ²]
Localizzazione				Schematizzazione			
							
Documentazione fotografica							
							
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.							

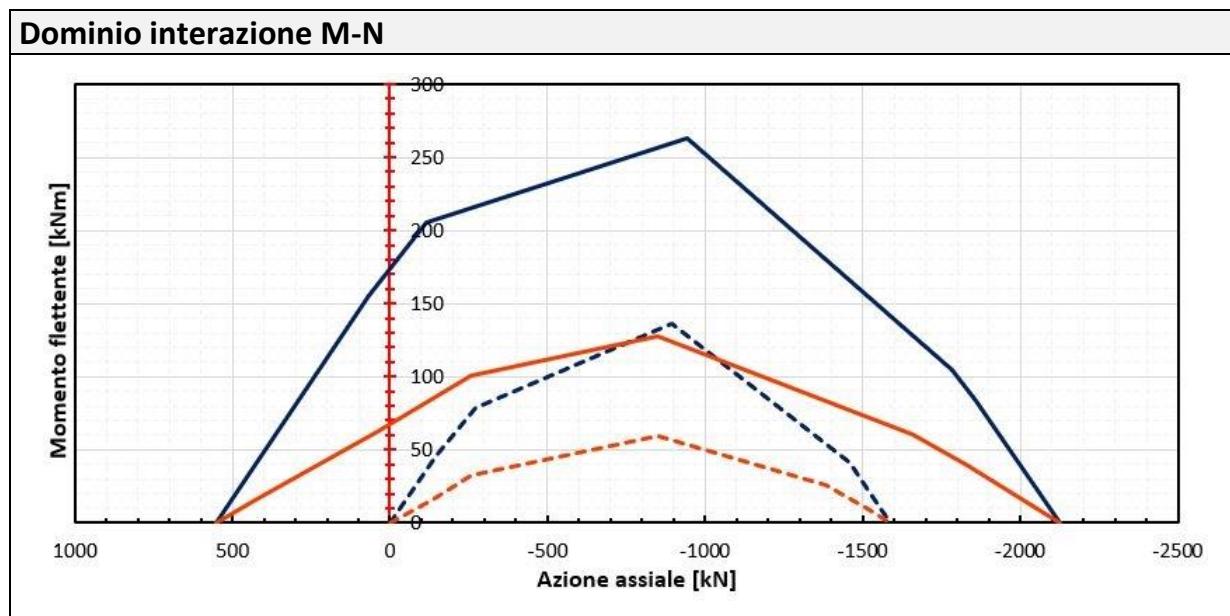
NOMINATIVO ELEMENTO			PILASTRO A	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche		Schematizzazione
B	0,30 [m]	Calcestruzzo		
H	0,30 [m]	Classe	C16/20	
h	3,00 [m]	R_{ck}	20 [N/mm ²]	
A1	2φ14	f_{cd}	8,89 [N/mm ²]	
A2	2φ14	Acciaio		
A3	–	Tipo	FeB44k	
Staffe	φ6/20	f_{yk}	430 [N/mm ²]	
c	4,00 [cm]	f_{yd}	374 [N/mm ²]	



Documentazione fotografica

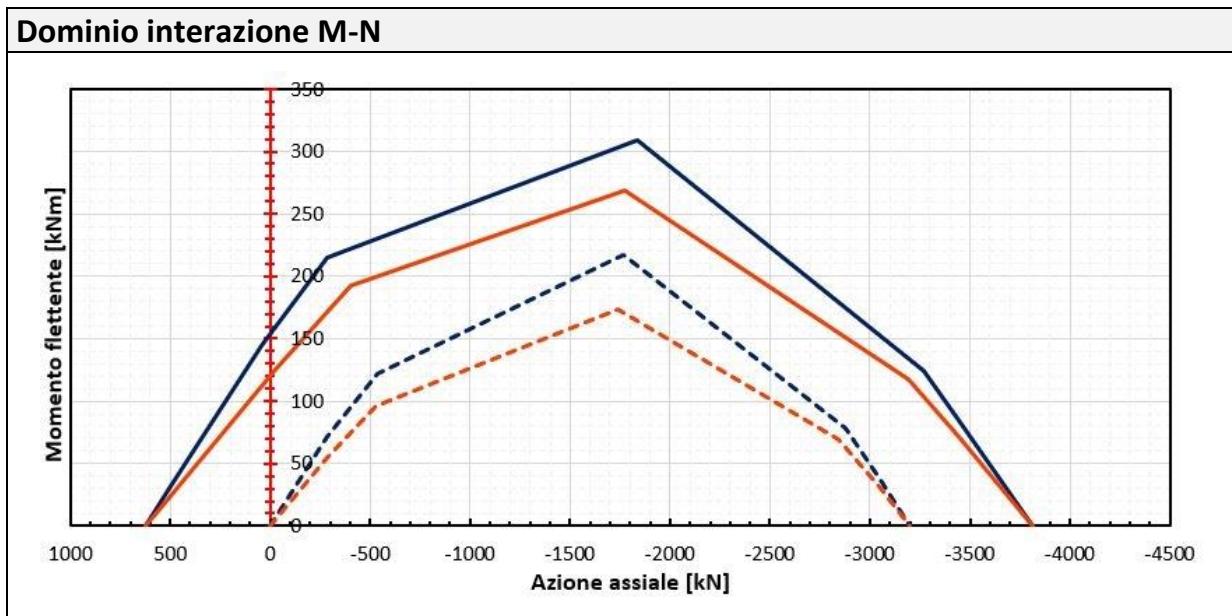
	
Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro 12 al piano terra.	Scarificazione calcestruzzo condotta per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura e l'analisi di durezza dell'acciaio, eseguita sul pilastro 12 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO			PILASTRO B				
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche		Schematizzazione			
B		0,30 [m]		Calcestruzzo			
H	0,70 [m]	Classe	C16/20				
h	3,00 [m]	R_{ck}	20 [N/mm ²]				
A1	2φ20	f_{cd}	8,89 [N/mm ²]				
A2	2φ20	Acciaio					
A3	2φ18	Tipo	FeB44k				
Staffe	φ8/15	f_{yk}	430 [N/mm ²]				
c	2,50 [cm]	f_{yd}	374 [N/mm ²]				

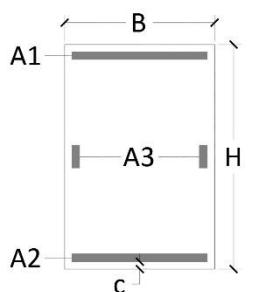


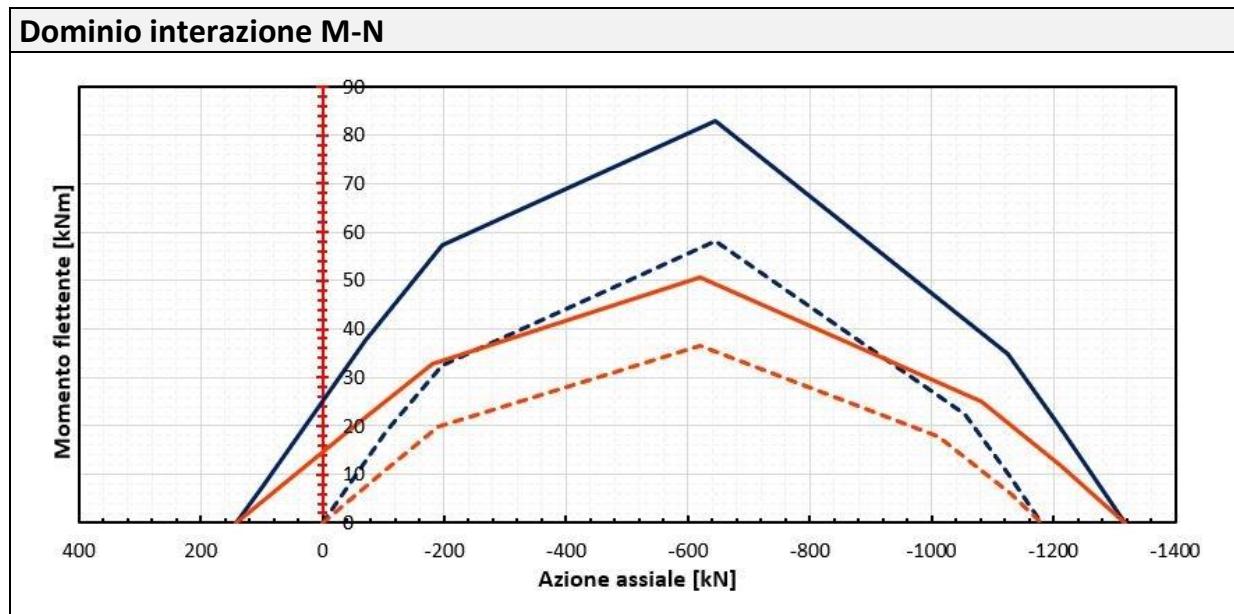
Documentazione fotografica	
 	<p>Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro 7 al piano terra.</p> <p>Scarificazione calcestruzzo condotta per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura e l'analisi di durezza dell'acciaio, eseguita sul pilastro 7 al piano terra.</p>

NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO C	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione
B	0,44 [m]	Calcestruzzo			
H	0,54 [m]	Classe	C28/35		
h	7,00 [m]	R _{ck}	35 [N/mm ²]		
A1	4φ16	f _{cd}	15,56 [N/mm ²]		
A2	4φ16	Acciaio			
A3	2φ16	Tipo	FeB44k		
Staffe	φ10/30	f _{yk}	430 [N/mm ²]		
c	2,50 [cm]	f _{yd}	374 [N/mm ²]		



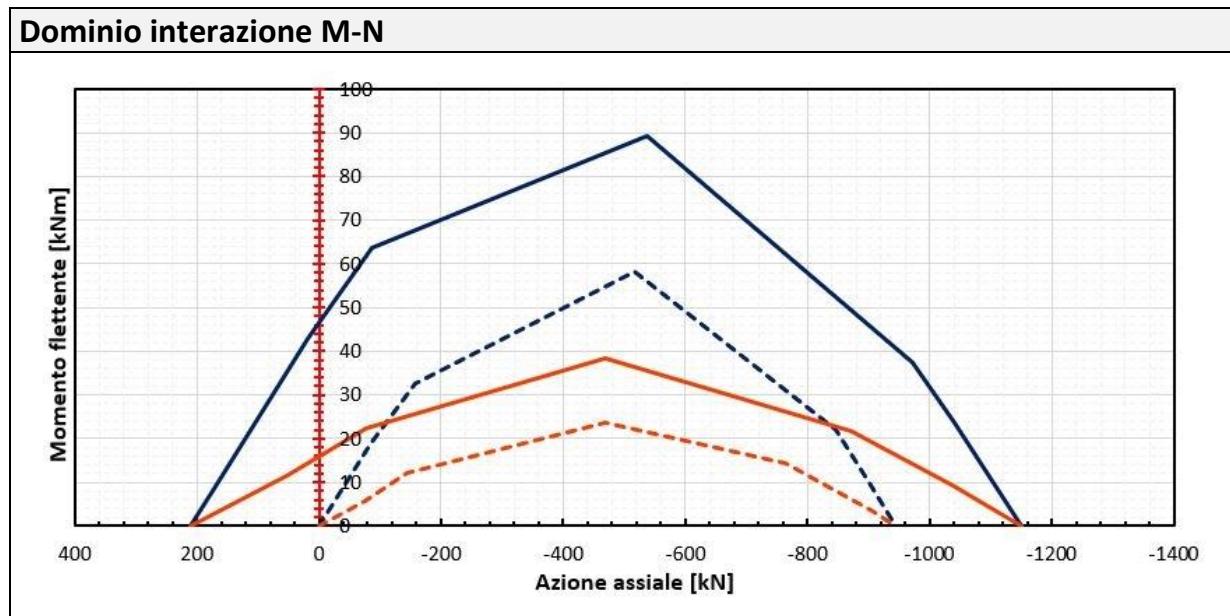
Documentazione fotografica	
Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro 32 al piano terra.	Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro 30 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO D	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche		Schematizzazione	
B	0,25 [m]	Calcestruzzo			
H	0,40 [m]	Classe			
h	2,90 [m]	R_{ck}	30 [N/mm ²]		
A1	2φ12	f_{cd}	13,89 [N/mm ²]		
A2	2φ12	Acciaio			
A3	2φ12	Tipo	FeB44k		
Staffe	φ6/15	f_{yk}	430 [N/mm ²]		
c	2,50 [cm]	f_{yd}	374 [N/mm ²]		



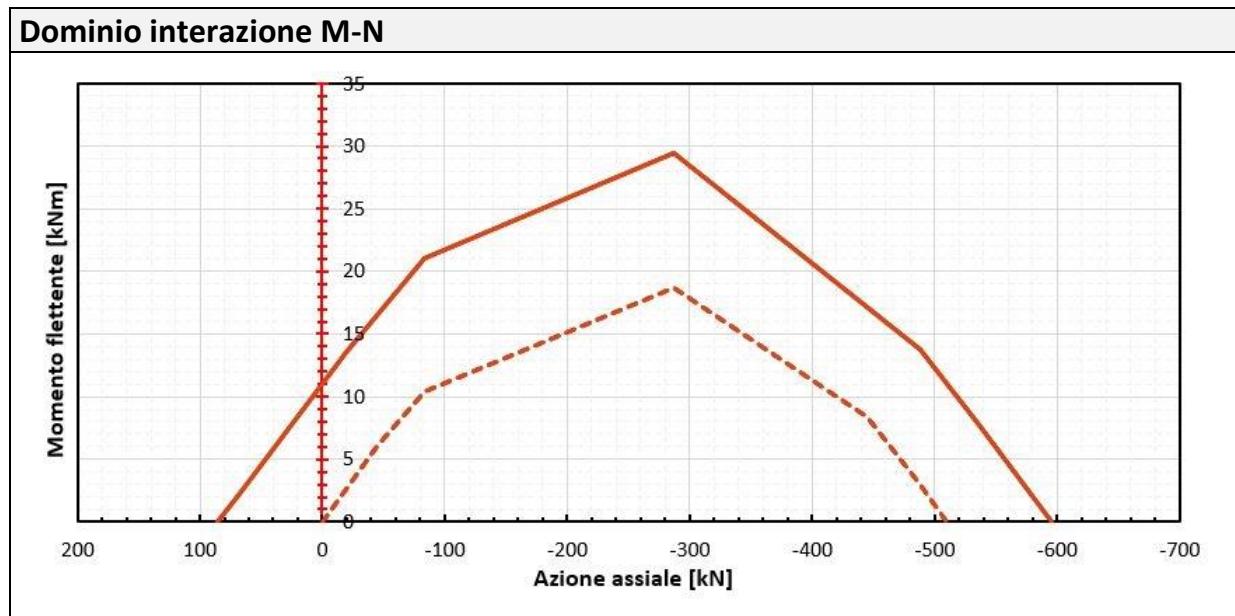
Documentazione fotografica	
	
Pacometria e prelievo campione calcestruzzo eseguite sul pilastro 41 al piano terra.	Analisi della profondità di carbonatazione eseguita sul campione di calcestruzzo prelevato dal pilastro 41 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO E
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche		Schematizzazione
B	0,20 [m]	Calcestruzzo		
H	0,50 [m]	Classe	C20/25	
h	4,50 [m]	R _{ck}	25 [N/mm ²]	
A1	2φ12	f _{cd}	11,11 [N/mm ²]	
A2	2φ12	Acciaio		
A3	2φ12	Tipo	FeB44k	
Staffe	φ6/20	f _{yk}	430 [N/mm ²]	
c	3,00 [cm]	f _{yd}	374 [N/mm ²]	



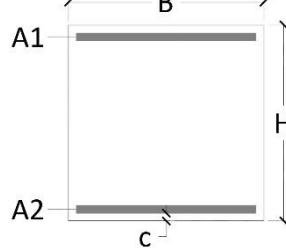
Documentazione fotografica	

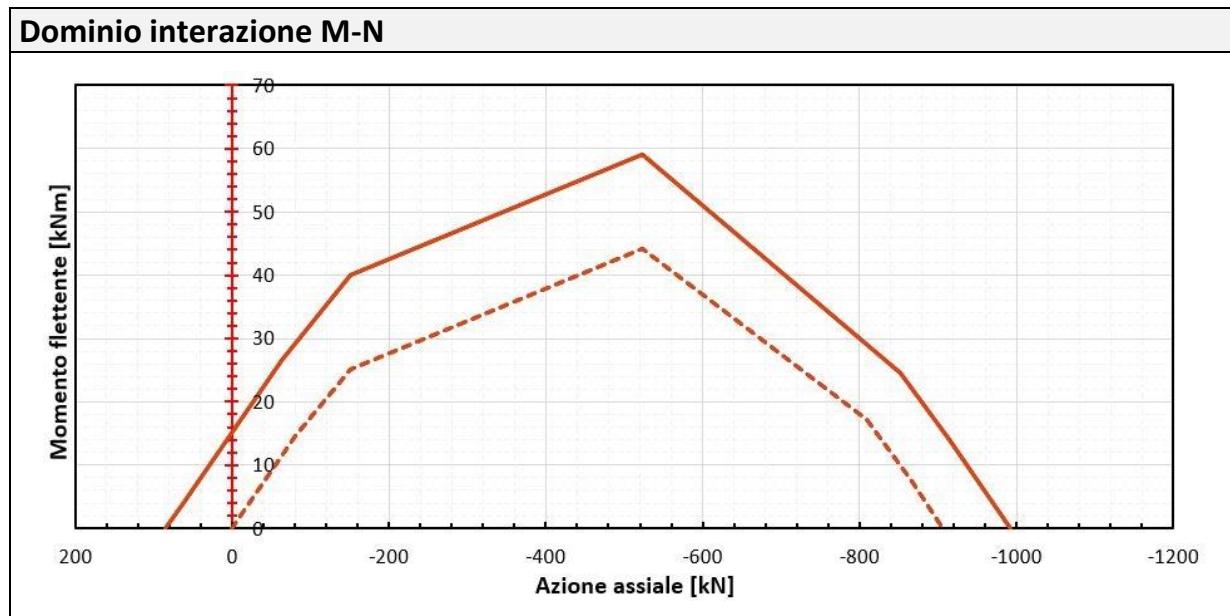
NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO F		
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione	
B	0,30 [m]	Calcestruzzo				
H	0,30 [m]	Classe	C12/15			
h	3,80 [m]	Rck	15 [N/mm²]			
A1	2φ10	fcd	6,67 [N/mm²]			
A2	2φ10	Acciaio				
A3	–	Tipo	FeB38k			
Staffe	φ6/25	fyk	375 [N/mm²]			
c	2,50 [cm]	fyd	326 [N/mm²]			



Documentazione fotografica

Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro 48 al piano terra.	Scarificazione calcestruzzo condotta per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura e l'analisi di durezza dell'acciaio, eseguita sul pilastro 48 al piano terra.

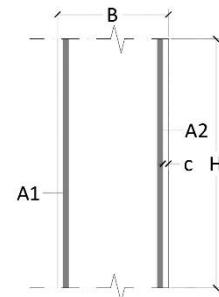
NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO G		
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione	
B	0,40 [m]	Calcestruzzo				
H	0,40 [m]	Classe	C12/15			
h	3,80 [m]	R _{ck}	15 [N/mm ²]			
A1	2φ10	f _{cd}	6,67 [N/mm ²]			
A2	2φ10	Acciaio				
A3	–	Tipo	FeB38k			
Staffe	φ6/25	f _{yk}	375 [N/mm ²]			
c	2,50 [cm]	f _{yd}	326 [N/mm ²]			



Documentazione fotografica

	
Pacometria e prelievo campione calcestruzzo eseguite sul pilastro 55 al piano terra.	Analisi della profondità di carbonatazione eseguita sul campione di calcestruzzo prelevato dal pilastro 55 al piano terra.

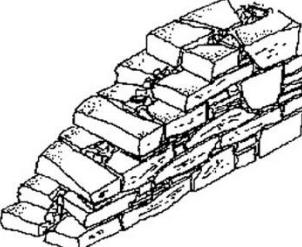
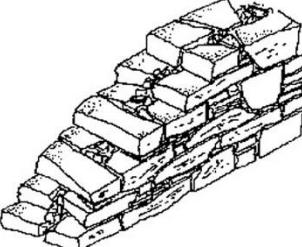
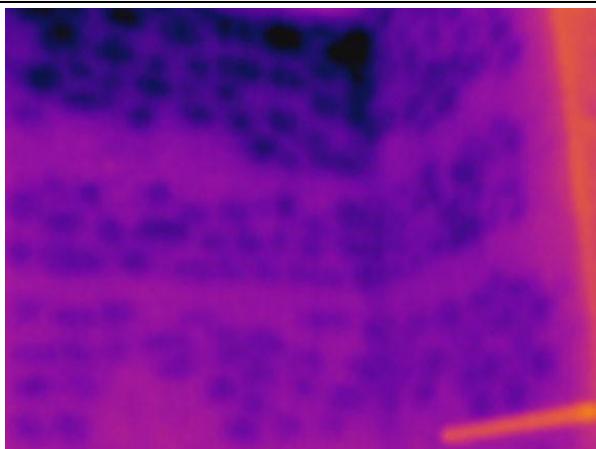
NOMINATIVO ELEMENTO				SETTO A
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche		Schematizzazione
B	0,15 [m]	Calcestruzzo		
H	5,50 – 8,20 [m]	Classe	C25/30	
h	2,90 [m]	R _{ck}	30 [N/mm ²]	
A1	ø4/15	f _{cd}	13,89 [N/mm ²]	
A2	ø4/15	Acciaio		
A3	–	Tipo	FeB44k	
Staffe	ø4/15	f _{yk}	430 [N/mm ²]	
c	2,50 [cm]	f _{yd}	374 [N/mm ²]	



Documentazione fotografica	
	

Pacometria e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul setto S02 al piano terra.

Scarificazione calcestruzzo condotta per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguita sul setto S02 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO		MURATURA A	
Caratteristiche dimensionali		Schematizzazione	
SPmin	0,50 [m]		
SPMax	0,50 [m]		
Caratteristiche materiche			
f _m	100 [N/cm ²]		
τ ₀	2 [N/cm ²]		
E	690 [N/mm ²]		
G	230 [N/mm ²]		
w	19 [kN/m ³]		
Descrizione tipologia muratura			
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)			
Documentazione fotografica			
			
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la tramatura caratteristica della muratura e la listatura in mattoni pieni.		Vista di insieme della conformazione costruttiva della muratura.	
			
Scarificazione dell'angolata formata dai setti X01-Y05 in cui possibile osservare l'ammorsamento delle murature.		Particolare della conformazione costruttiva della muratura, in cui osservabile lo spessore e l'andamento dei letti di malta.	

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 2

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA								AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE												
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA								VERIFICHE IN DIREZIONE X					VERIFICHE IN DIREZIONE Y							
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione x	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione x	Taglio in direzione y	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione y	Taglio totale in direzione x	Taglio totale in direzione y	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		N	$\tau_s(T)_x$	$\tau_s(\theta)_x$	T_{Sx}	$T_s(T)_y$	$\tau_s(\theta)_y$	T_{Sy}	T_{Rx}	T_{Ry}												
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		6473	7123	0	8374	7123	0	9570	1776	1771	Minimo	0,74			1,38	Minimo	0,57				1,07	
1	Pilastro A	219	237	-72	310	124	-95	219	59	59	FLESSIONE	1,44	1,87	12	1,93	2,68	FLESSIONE	2,04	1,87	14	3,55	3,79
2	Pilastro A	279	237	-72	310	124	-48	172	70	70	FLESSIONE	1,72	1,59	14	2,31	3,20	FLESSIONE	3,10	1,59	21	5,41	5,77
3	Pilastro A	277	237	-72	310	124	-2	126	70	70	FLESSIONE	1,71	1,60	13	2,30	3,18	FLESSIONE	4,21	1,60	26	7,34	7,83
4	Pilastro A	282	237	-72	310	124	44	168	71	71	FLESSIONE	1,73	1,58	15	2,33	3,22	FLESSIONE	3,19	1,58	22	5,56	5,93
5	Pilastro A	165	237	-72	310	124	92	216	49	49	FLESSIONE	1,19	2,17	9	1,59	2,21	FLESSIONE	1,70	2,17	10	2,97	3,17
9	Pilastro A	322	237	-30	267	124	92	216	77	77	TAGLIO	2,20	1,50	24	2,95	4,08	TAGLIO	2,72	1,50	17	4,75	5,06
10	Pilastro A	280	237	-13	250	124	-95	219	70	70	FLESSIONE	2,13	1,59	22	2,86	3,96	FLESSIONE	2,44	1,59	15	4,25	4,53
11	Pilastro A	103	237	-13	250	124	-72	195	37	37	FLESSIONE	1,11	2,57	8	1,49	2,07	FLESSIONE	1,42	2,57	8	2,48	2,65
12	Pilastro A	155	237	15	252	124	-72	195	47	47	FLESSIONE	1,40	2,22	11	1,89	2,61	FLESSIONE	1,81	2,22	13	3,16	3,37
13	Pilastro A	253	237	11	249	124	-48	172	65	65	FLESSIONE	1,99	1,70	21	2,67	3,70	FLESSIONE	2,89	1,70	19	5,03	5,36
14	Pilastro A	248	237	11	249	124	-2	126	64	64	FLESSIONE	1,96	1,73	20	2,63	3,64	FLESSIONE	3,88	1,73	23	6,76	7,21
15	Pilastro A	50	237	11	249	124	23	147	26	26	FLESSIONE	0,80	3,03	2	1,08	1,49	FLESSIONE	1,36	3,03	7	2,37	2,53
16	Pilastro A	81	237	11	249	124	34	158	33	33	FLESSIONE	0,99	2,74	5	1,33	1,84	FLESSIONE	1,57	2,74	9	2,73	2,92
17	Pilastro A	427	237	11	249	124	44	168	91	91	FLESSIONE	2,78	1,50	26	3,73	5,16	FLESSIONE	4,11	1,50	25	7,17	7,65
18	Pilastro A	323	237	24	262	124	92	216	78	78	TAGLIO	2,25	1,50	25	3,02	4,18	TAGLIO	2,73	1,50	18	4,76	5,07
19	Pilastro A	102	237	34	272	124	-95	219	37	37	FLESSIONE	1,02	2,58	6	1,37	1,89	FLESSIONE	1,26	2,58	5	2,20	2,35
20	Pilastro A	87	237	34	272	124	-72	195	34	34	FLESSIONE	0,94	2,69	4	1,26	1,75	FLESSIONE	1,31	2,69	6	2,28	2,44
21	Pilastro A	52	237	34	272	124	-50	174	27	27	FLESSIONE	0,74	3,01	1	1,00	1,38	FLESSIONE	1,17	3,01	4	2,03	2,17
22	Pilastro A	96	237	67	304	124	34	158	36	36	FLESSIONE	0,88	2,62	3	1,19	1,64	FLESSIONE	1,71	2,62	11	2,98	3,17
23	Pilastro A	385	237	67	304	124	43	166	87	87	FLESSIONE	2,16	1,50	23	2,90	4,02	FLESSIONE	3,96	1,50	24	6,90	7,36
24	Pilastro A	297	237	67	304	124	92	216	74	74	FLESSIONE	1,83	1,52	17	2,46	3,41	FLESSIONE	2,59	1,52	16	4,52	4,82
25	Pilastro A	233	237	112	350	124	34	158	61	61	FLESSIONE	1,33	1,80	10	1,79	2,47	FLESSIONE	2,96	1,80	20	5,15	5,50
26	Pilastro A	168	237	112	350	124	92	216	49	49	FLESSIONE	1,07	2,14	7	1,43	1,98	FLESSIONE	1,73	2,14	12	3,01	3,21
6	Pilastro B	505	554	-69	623	1425	-551	1976	150	150	FLESSIONE	1,83	2,37	16	2,45	3,40	TAGLIO	0,57	1,50	1	1,00	1,07
7	Pilastro B	537	554	-69	623	1425	-22	1447	156	154	FLESSIONE	1,90	2,31	18	2,55	3,53	TAGLIO	0,81	1,50	3	1,41	1,50
8	Pilastro B	546	554	-69	623	1425	509	1934	158	156	FLESSIONE	1,92	2,29	19	2,58	3,57	TAGLIO	0,61	1,50	2	1,06	1,13

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 4

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA								AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE												
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA								VERIFICHE IN DIREZIONE X					VERIFICHE IN DIREZIONE Y							
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione x	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione x	Taglio in direzione y	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione y	Taglio totale in direzione x	Taglio totale in direzione y	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		N	$\tau_s(T)_x$	$\tau_s(\theta)_x$	T_{Sx}	$T_s(T)_y$	$\tau_s(\theta)_y$	T_{Sy}	T_{Rx}	T_{Ry}												
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		506	516	0	597	516	0	1088	62	863	Minimo	0,70				1,19	Minimo	2,24			3,79	
41	Pilastro D	27	103	-26	129	1	-57	58	10	14	FLESSIONE	0,70	5,01	1	1,00	1,19	FLESSIONE	2,24	4,79	1	1,00	3,79
42	Pilastro D	45	103	-15	118	1	-57	58	13	18	FLESSIONE	1,03	4,74	3	1,46	1,74	FLESSIONE	2,84	4,52	3	1,27	4,81
43	Pilastro D	49	103	0	104	1	-57	58	14	19	FLESSIONE	1,23	4,68	5	1,75	2,09	FLESSIONE	2,97	4,47	5	1,33	5,03
44	Pilastro D	49	103	13	117	1	-57	58	14	19	FLESSIONE	1,09	4,69	4	1,55	1,85	FLESSIONE	2,96	4,47	4	1,32	5,02
45	Pilastro D	31	103	27	130	1	-57	58	11	15	FLESSIONE	0,75	4,95	2	1,06	1,26	FLESSIONE	2,37	4,73	2	1,06	4,01
S01	Setto A	125	0	0	0	184	103	287	0	314	-	-	-	-	-	TAGLIO	9,95	1,50	7	4,44	16,84	
S02	Setto A	180	0	0	0	328	183	511	0	464	-	-	-	-	-	TAGLIO	8,25	1,50	6	3,68	13,97	

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 5

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA								AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE												
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA								VERIFICHE IN DIREZIONE X					VERIFICHE IN DIREZIONE Y							
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione x	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione x	Taglio in direzione y	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione y	Taglio totale in direzione x	Taglio totale in direzione y	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		N	$T_S(T)_x$	$T_S(\theta)_x$	T_{Sx}	$T_S(T)_y$	$T_S(\theta)_y$	T_{Sy}	T_{Rx}	T_{Ry}												
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		462	471	0	899	471	0	555	180	180	Minimo	2,14			3,92	Minimo	2,65				4,86	
59	Pilastro E	73	135	-71	206	22	-6	28	38	21	FLESSIONE	2,39	3,15	2	1,12	4,39	FLESSIONE	9,64	3,48	5	3,63	17,67
60	Pilastro E	102	135	-71	206	22	1	23	44	26	FLESSIONE	2,77	2,95	4	1,30	5,08	FLESSIONE	14,54	3,27	6	5,48	26,65
61	Pilastro E	56	135	-71	206	22	5	27	34	18	FLESSIONE	2,14	3,30	1	1,00	3,92	FLESSIONE	8,38	3,67	4	3,16	15,36
62	Pilastro E	73	22	71	94	135	-37	171	21	38	FLESSIONE	2,87	3,58	5	1,34	5,25	FLESSIONE	2,88	3,07	2	1,08	5,27
63	Pilastro E	102	22	71	94	135	5	140	26	44	FLESSIONE	3,55	3,36	6	1,66	6,51	FLESSIONE	4,08	2,88	3	1,54	7,48
64	Pilastro E	56	22	71	94	135	31	166	17	34	FLESSIONE	2,43	3,78	3	1,14	4,45	FLESSIONE	2,65	3,21	1	1,00	4,86

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 6

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA									AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE													
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI			RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA								VERIFICHE IN DIREZIONE X					VERIFICHE IN DIREZIONE Y								
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione x	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione x	Taglio in direzione y	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione y	Taglio totale in direzione x	Taglio totale in direzione y	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD		
		N	$T_S(T)_x$	$T_S(\theta)_x$	T_{Sx}	$T_S(T)_y$	$T_S(\theta)_y$	T_{Sy}	T_{Rx}	T_{Ry}														
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]														
Totale		2298	2343	0	2709	2343	0	3858	576	576	Minimo	1,00				1,76	Minimo	0,64						1,13
46	Pilastro F	184	81	-26	107	78	-137	216	41	41	FLESSIONE	4,23	2,28	12	4,24	7,46	FLESSIONE	2,11	2,28	8	3,29		3,72	
47	Pilastro F	184	81	-12	94	78	-137	216	41	41	FLESSIONE	4,85	2,28	13	4,86	8,56	FLESSIONE	2,11	2,28	8	3,29		3,72	
48	Pilastro F	105	81	-10	91	78	-137	216	27	27	FLESSIONE	3,32	2,84	10	3,33	5,85	FLESSIONE	1,40	2,84	7	2,19		2,48	
49	Pilastro F	91	81	-12	94	78	-121	199	25	25	FLESSIONE	2,95	2,95	8	2,96	5,21	FLESSIONE	1,39	2,95	5	2,17		2,45	
50	Pilastro F	101	81	-12	94	78	-48	126	27	27	FLESSIONE	3,16	2,87	9	3,17	5,57	FLESSIONE	2,34	2,87	10	3,66		4,13	
51	Pilastro G	76	242	-36	278	244	-44	288	26	26	FLESSIONE	1,06	3,73	2	1,06	1,87	FLESSIONE	1,02	3,76	3	1,59		1,80	
52	Pilastro G	70	242	-36	278	244	189	433	25	25	FLESSIONE	1,00	3,81	1	1,00	1,76	FLESSIONE	0,64	3,84	1	1,00		1,13	
53	Pilastro G	278	242	-19	261	244	-44	288	66	66	FLESSIONE	2,81	2,44	7	2,82	4,96	FLESSIONE	2,55	2,46	12	3,98		4,50	
54	Pilastro G	152	242	-19	261	244	189	433	44	44	FLESSIONE	1,87	2,97	4	1,87	3,30	FLESSIONE	1,13	2,99	4	1,76		1,99	
55	Pilastro G	444	242	24	266	244	-44	288	95	95	FLESSIONE	3,99	1,91	11	4,00	7,04	FLESSIONE	3,68	1,92	13	5,75		6,50	
56	Pilastro G	213	242	24	266	244	189	433	55	55	FLESSIONE	2,28	2,70	5	2,29	4,03	FLESSIONE	1,40	2,72	6	2,19		2,47	
57	Pilastro G	268	242	67	309	244	-44	288	64	64	FLESSIONE	2,31	2,48	6	2,32	4,08	FLESSIONE	2,48	2,49	11	3,88		4,38	
58	Pilastro G	132	242	67	309	244	189	433	39	39	FLESSIONE	1,41	3,15	3	1,41	2,49	FLESSIONE	1,01	3,16	2	1,57		1,78	

REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - US3,US6

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P1	
	Ferri
10Ø16	
Staffe	
Ø10/30	

CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P1	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	30,40
Carbonatazione [mm]	30

PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO L0-P1				
365	366	365	361	364
370	360	358	363	365
Media [Leeb]		364		
Scarto quadratico		3,40		

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P2	
	Ferri
10Ø16	
Staffe	
Ø10/30	

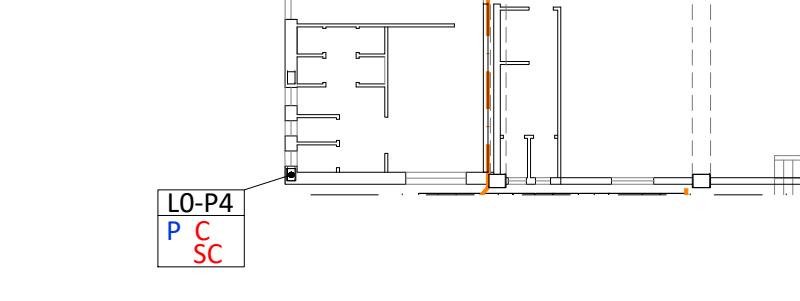
CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P2	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	185
Res. Compressione [N/mm²]	31,27
Carbonatazione [mm]	25

PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO L0-P2				
373	382	370	368	380
384	375	374	374	370
Media [Leeb]		375		
Scarto quadratico		5,37		

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P4	
	Ferri
6Ø12	
Staffe	
Ø6/15	

CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P4	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	186
Res. Compressione [N/mm²]	26,08
Carbonatazione [mm]	50

ANALISI PACOMETRICA	
SETTO L0-S1	
	Ferri
Ø4/15	
Staffe	
Ø4/15	



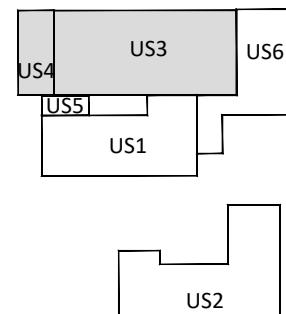
ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P3	
	Ferri
10Ø16	
Staffe	
Ø10/30	

CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P3	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	96
Res. Compressione [N/mm²]	30,55
Carbonatazione [mm]	0

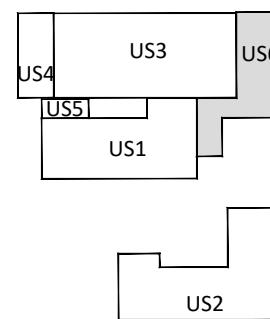
PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO L0-P3				
377	360	362	372	371
368	365	369	374	359
Media [Leeb]		368		
Scarto quadratico		6,07		

LEGENDA

- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- GIUNTO STRUTTURALE



REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - US4



LEGENDA

- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- GIUNTO STRUTTURALE

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P5	
Ferri	4Ø10
Staffe	Ø6/25
30	30

CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P5	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	184
Res. Compressione [N/mm ²]	10,23
Carbonatazione [mm]	65

A photograph of a rectangular concrete sample taken from the base of a column. The sample has a central hole and is marked with 'L0-P5'. A tape measure is placed next to it for scale.

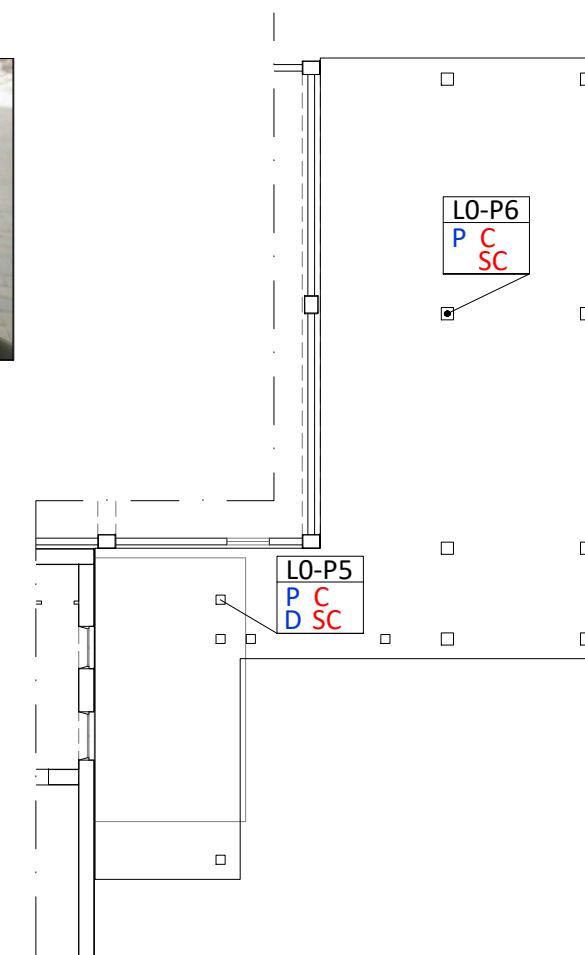
PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO L0-P5				
274	275	270	281	284
269	273	278	277	277
Media [Leeb]				276
Scarto quadratico				4,64

A photograph of a digital Leeb hardness tester being held against a rough, textured concrete surface. The digital display shows a reading of 275.

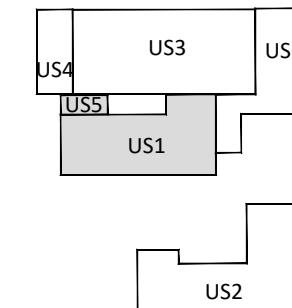
ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P6	
Ferri	4Ø10
Staffe	Ø6/25
40	40

CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P6	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm ²]	14,70
Carbonatazione [mm]	65

A photograph of a rectangular concrete sample taken from the base of a column. The sample has a central hole and is marked with 'L0-P6'. A tape measure is placed next to it for scale.

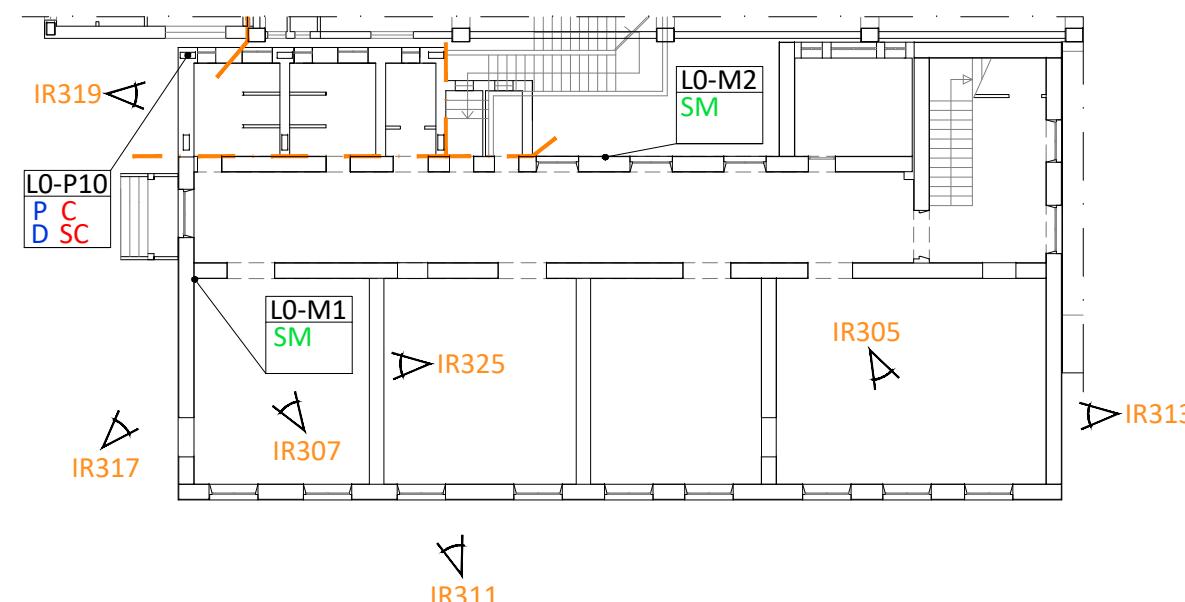


REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - US1,US5



LEGENDA

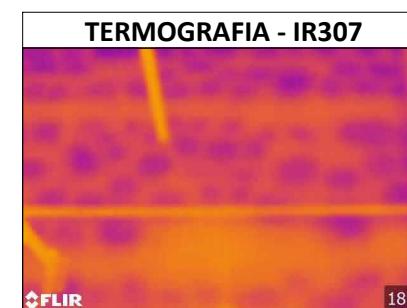
- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- SM SCARIFICA MURATURA
- IR TERMOGRAFIA
- GIUNTO STRUTTURALE



ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO L0-P10	
	Ferri
50	6Ø12
	Staffe
	Ø6/20

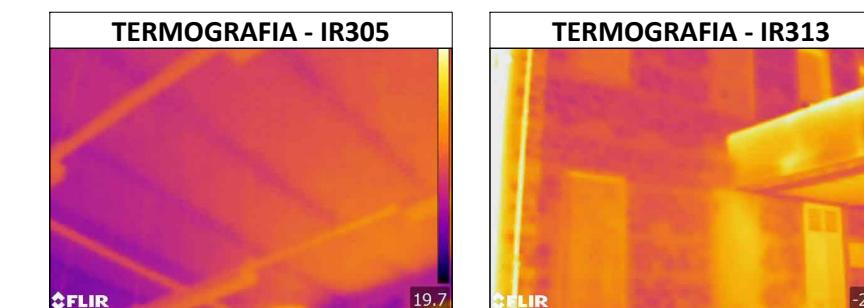
CAROTAGGIO	
PILASTRO L0-P10	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	22,19
Carbonatazione [mm]	30

PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO L0-P10				
428	430	438	420	422
425	427	430	431	429
Media [Leeb]			428	
Scarto quadratico			5,03	

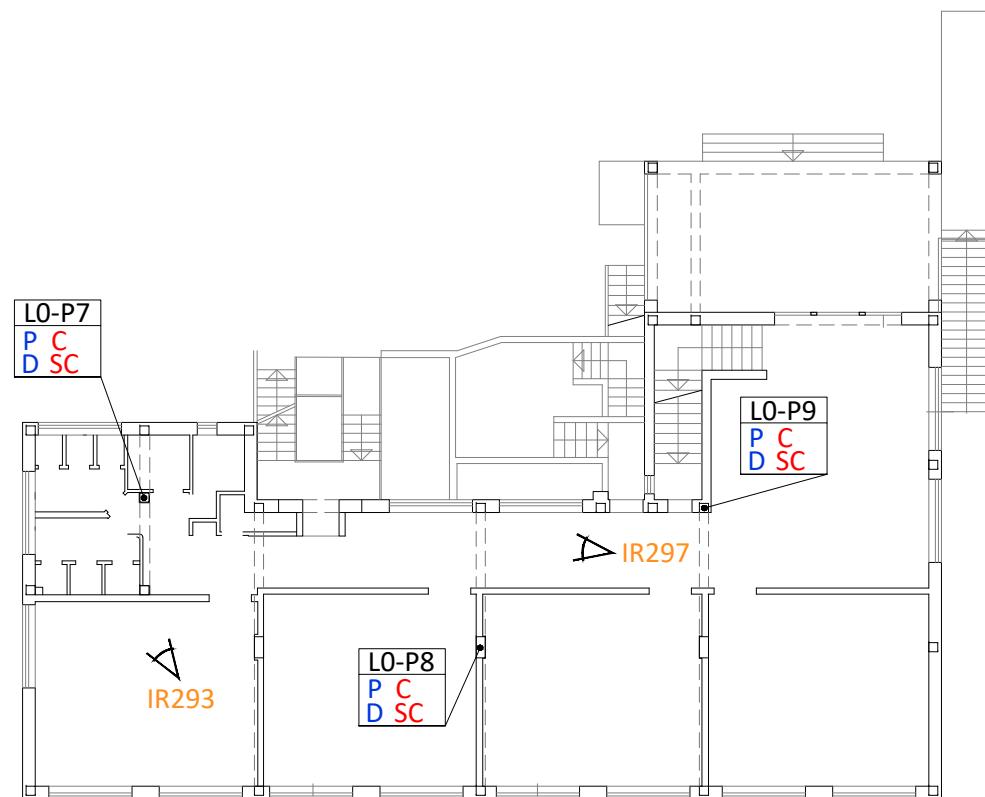


SCARIFICA	
MURATURA L0-M1	
Pietra listata e mattoni pieni ogni 80cm	

SCARIFICA	
MURATURA L0-M2	
	Pietra listata e mattoni pieni ogni 80cm

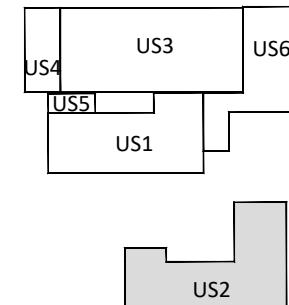


REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - US2



LEGENDA

- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- IR TERMOGRAFIA



ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P7	
	Ferri
30	6Ø12
Staffe	
30	Ø6/20

CAROTAGGIO	
PILASTRO LO-P7	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	18,44
Carbonatazione [mm]	50

PROVA CON DUROMETRO	
PILASTRO LO-P7	
393	390
393	398
388	
379	384
389	390
391	
Media [Leeb]	
390	
Scarto quadratico	
5,19	

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P8	
	Ferri
30	4Ø20+2Ø18
Staffe	
70	Ø8/15

CAROTAGGIO	
PILASTRO LO-P8	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	13,83
Carbonatazione [mm]	25

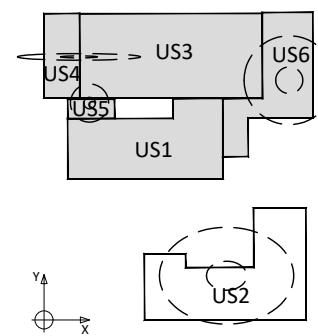
PROVA CON DUROMETRO	
PILASTRO LO-P8	
413	407
408	410
399	
404	415
409	410
411	
Media [Leeb]	
409	
Scarto quadratico	
4,55	

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P9	
	Ferri
30	4Ø14
Staffe	
30	Ø6/20

CAROTAGGIO	
PILASTRO LO-P9	
Diametro [mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	14,70
Carbonatazione [mm]	20

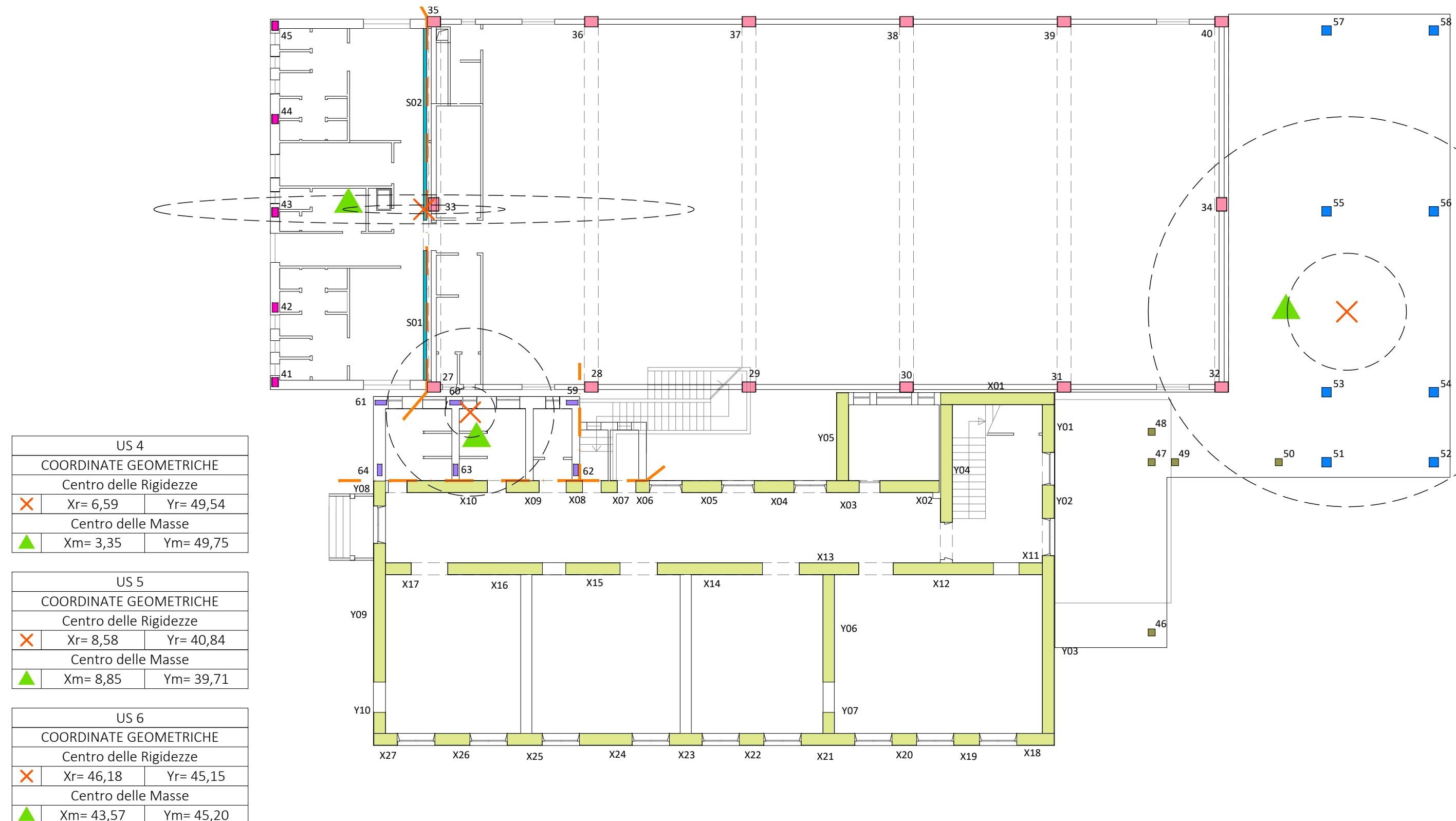
PROVA CON DUROMETRO	
PILASTRO LO-P9	
345	356
350	348
342	
344	350
349	339
343	
Media [Leeb]	
347	
Scarto quadratico	
4,95	

SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA - US1,US3,US4,US5,US6

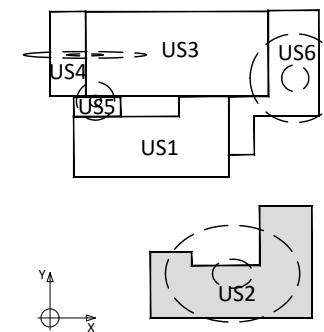


LEGENDA

- PILASTRO C
- PILASTRO D
- PILASTRO E
- PILASTRO F
- PILASTRO G
- SETTO A
- MURATURA A
- GIUNTO STRUTTURALE



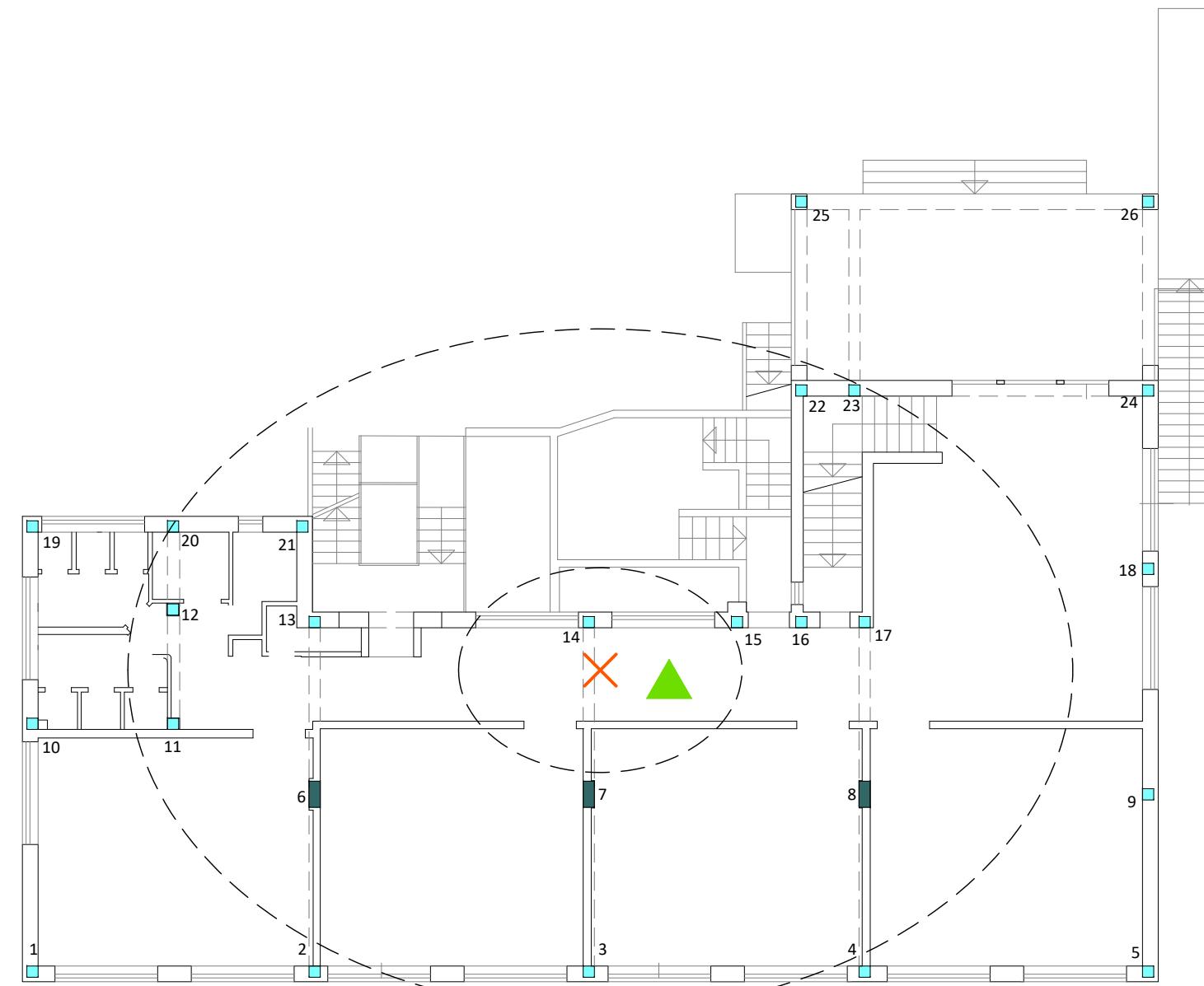
SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA - US2



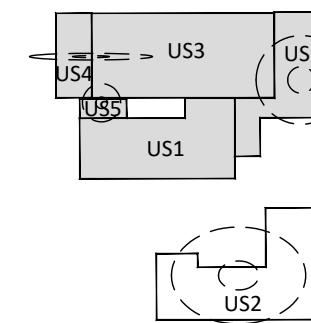
LEGENDA

- PILASTRO A
- PILASTRO B
- GIUNTO STRUTTURALE

US 2	
COORDINATE GEOMETRICHE	
Centro delle Rigidezze	
X	Xr= 34,37
	Yr= 8,34
Centro delle Masse	
▲	Xm= 36,21
	Ym= 7,93

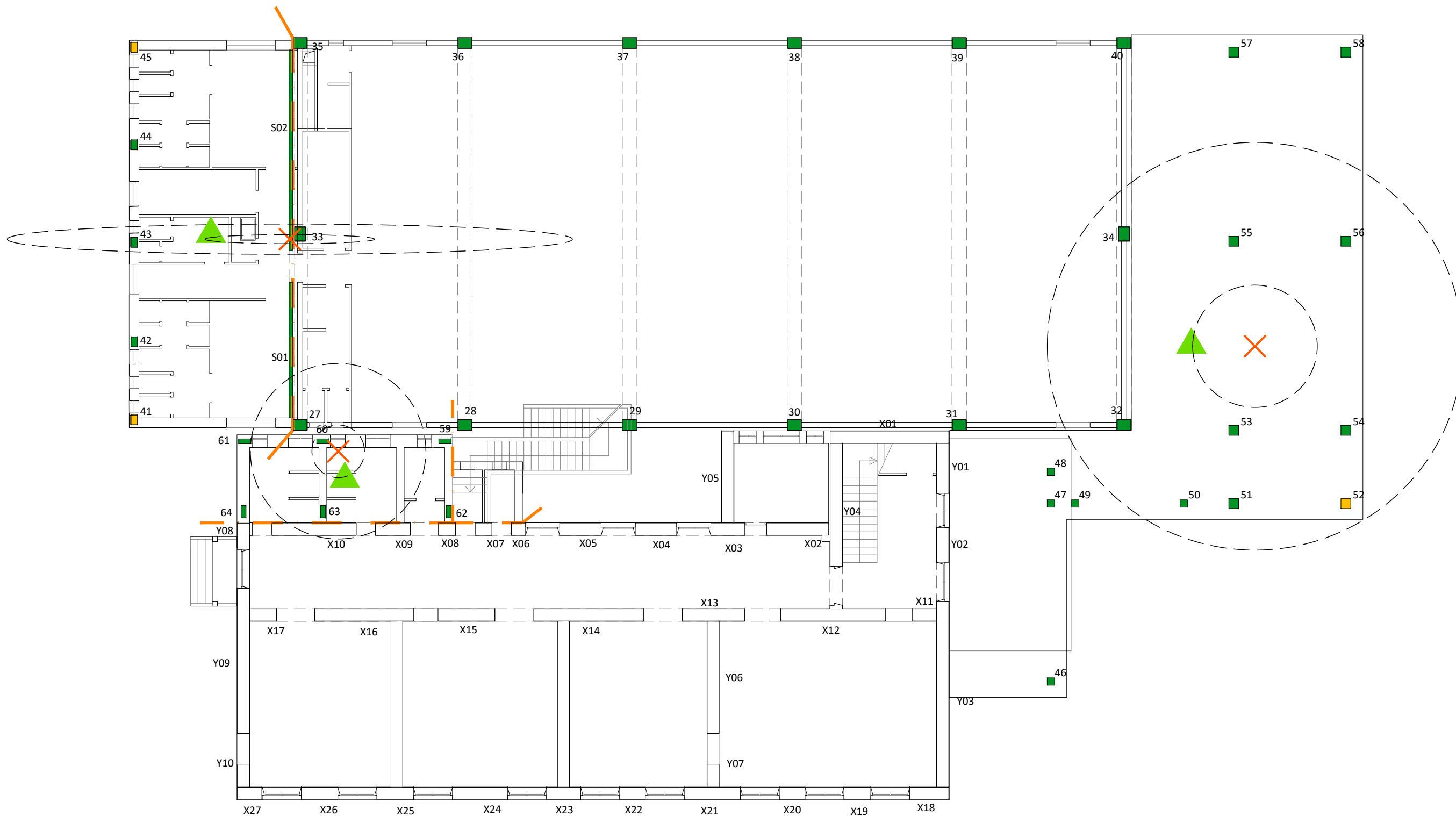


VERIFICHE SISMICHE - PIANO TERRA - US1,US3,US4,US5,US6

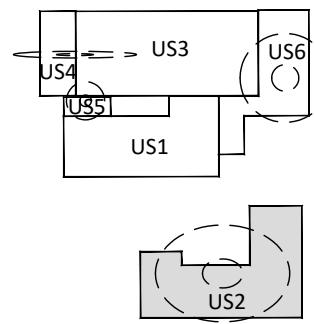


LEGENDA

- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- × CENTRO DELLE RIGIDEZZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE

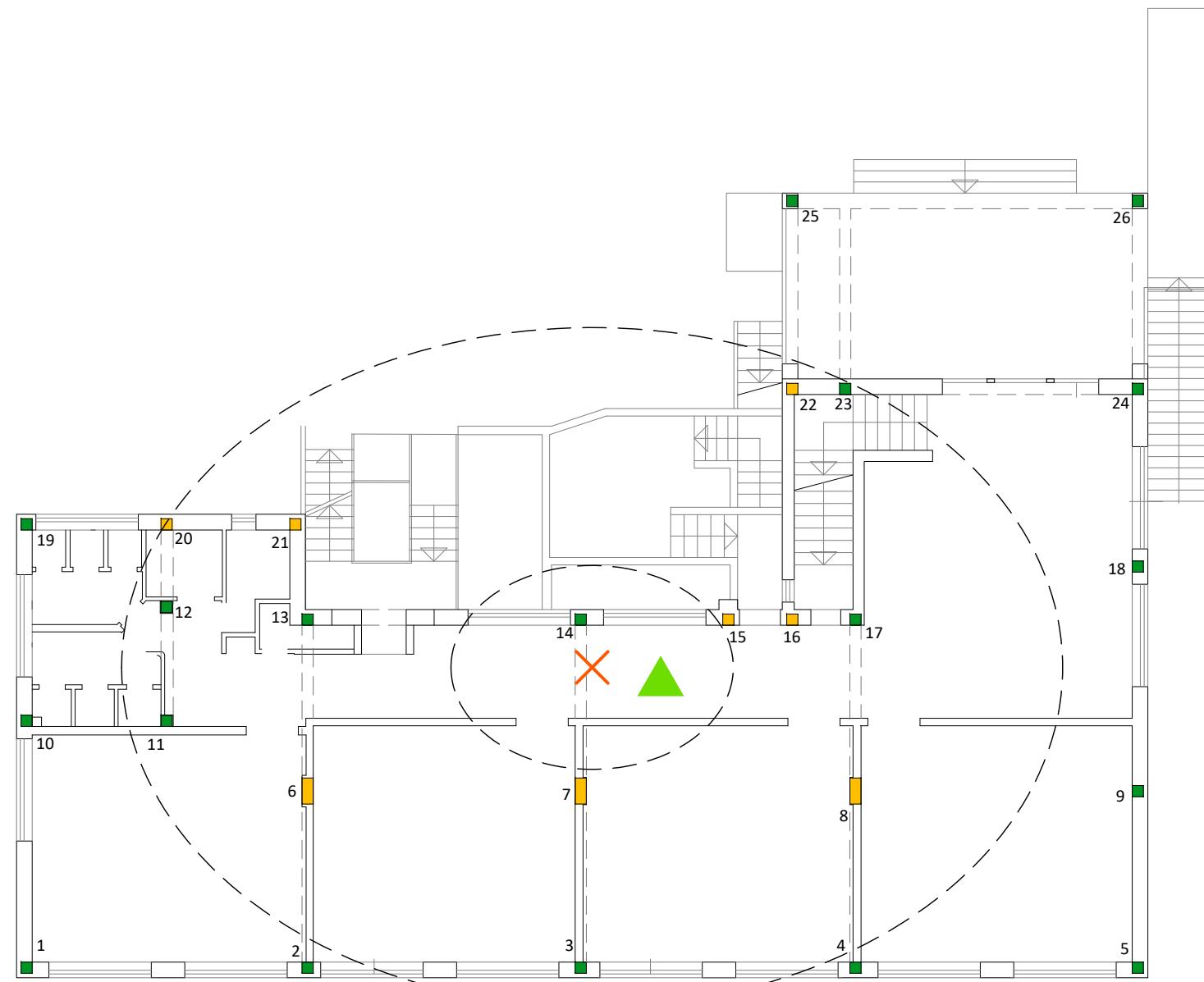


VERIFICHE SISMICHE - PIANO TERRA - US2

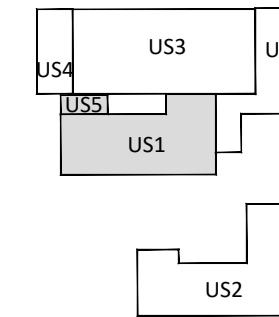


LEGENDA

- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- ✗ CENTRO DELLE RIGIDEZZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE

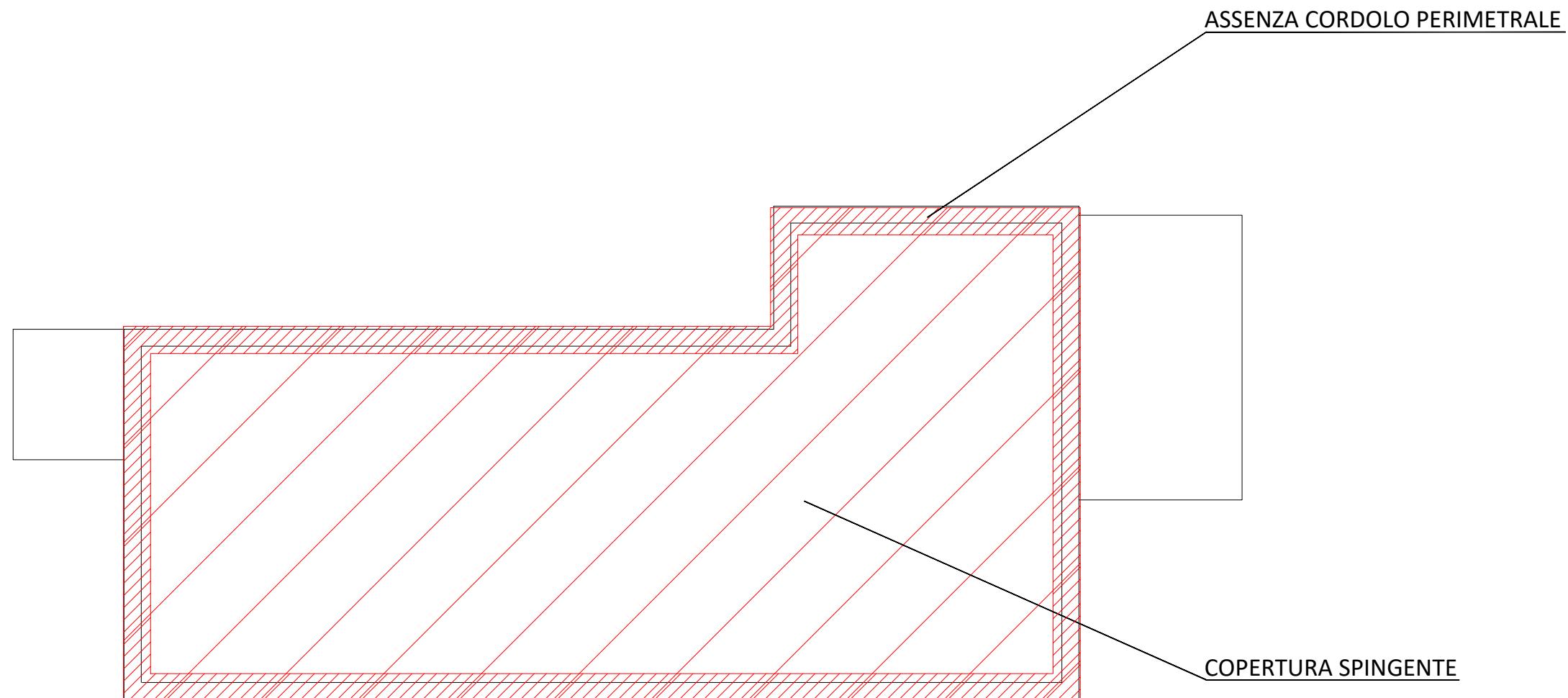


VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO SOTTOTETTO - US1,US5

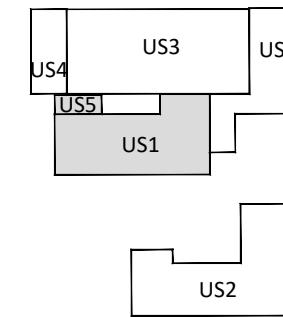


LEGENDA

VULNERABILITA'

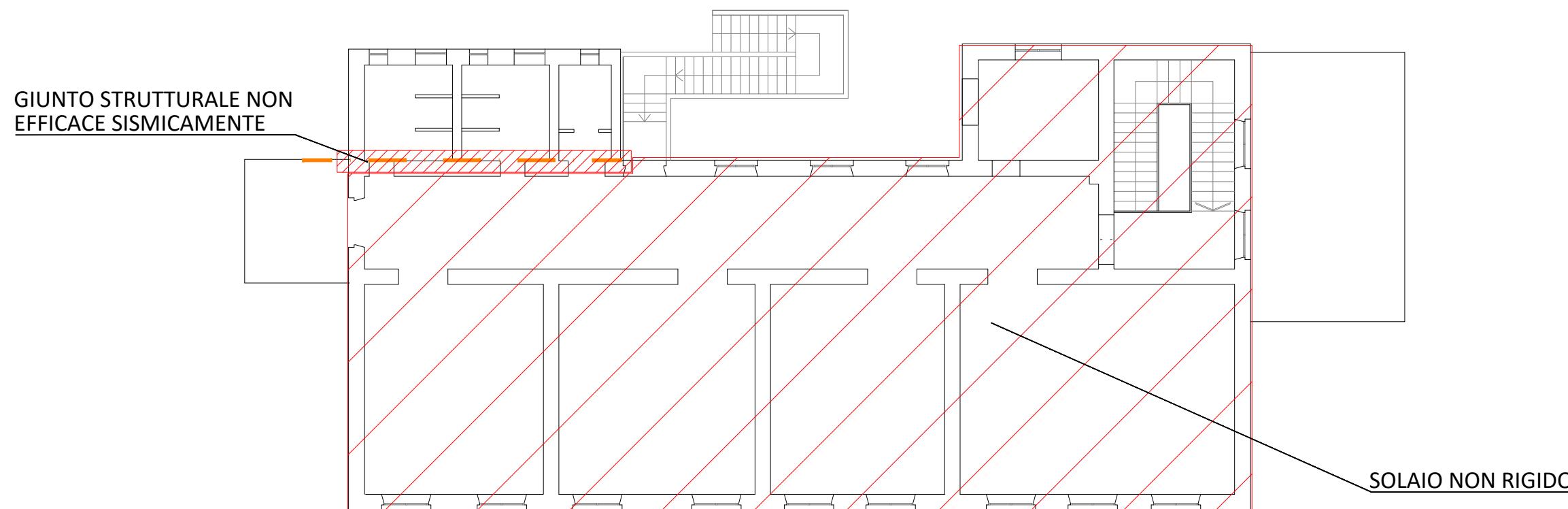


VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO PRIMO - US1,US5

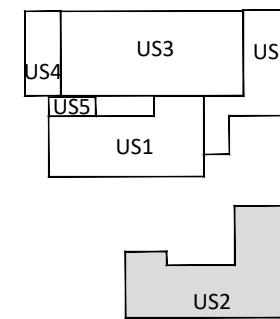


LEGENDA

- VULNERABILITA'
- GIUNTO STRUTTURALE

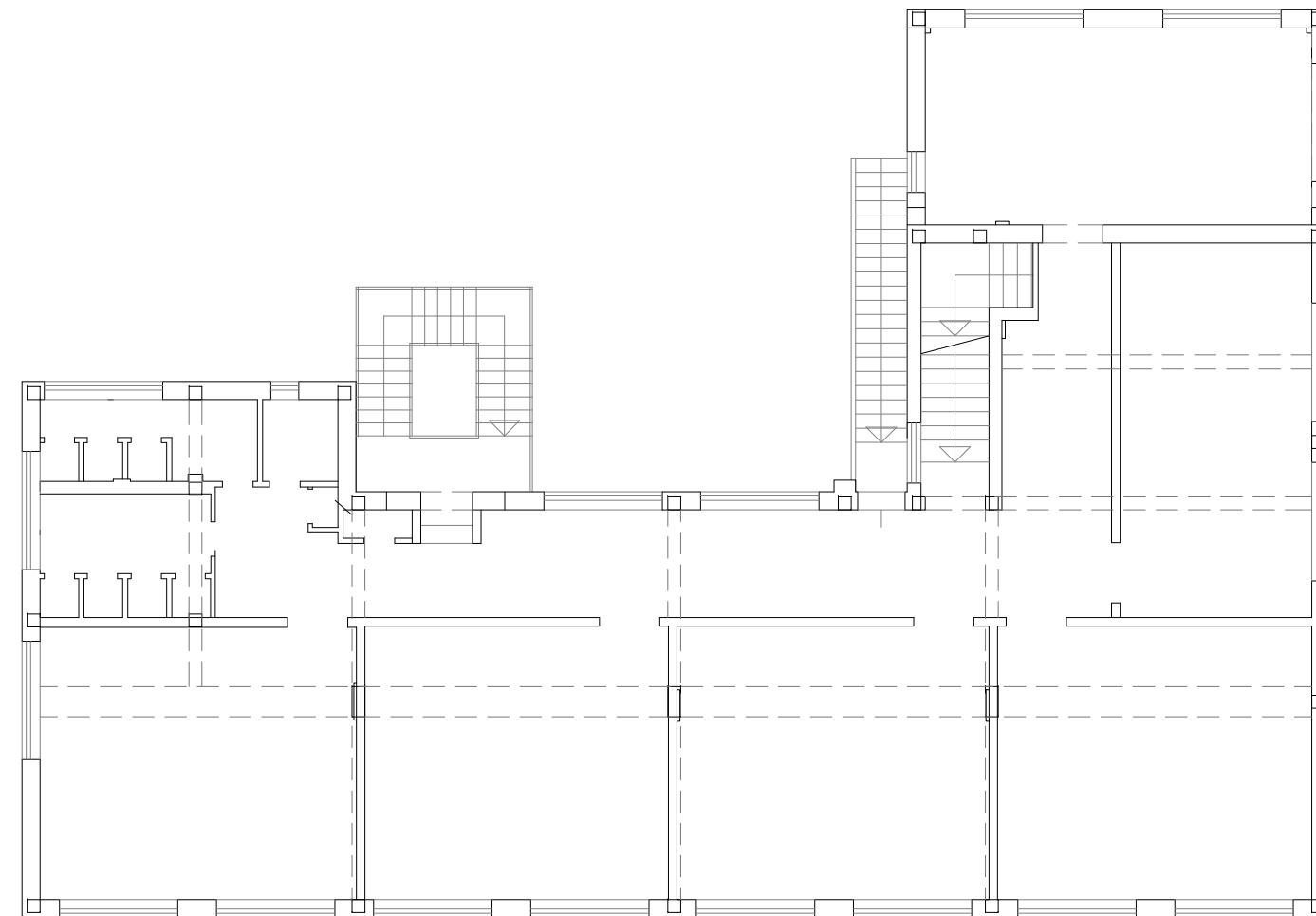


VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO PRIMO - US2

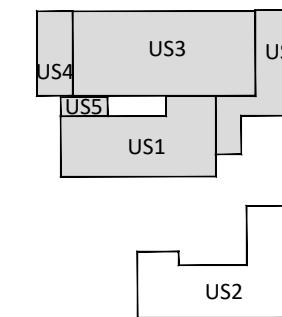


LEGENDA

VULNERABILITA'

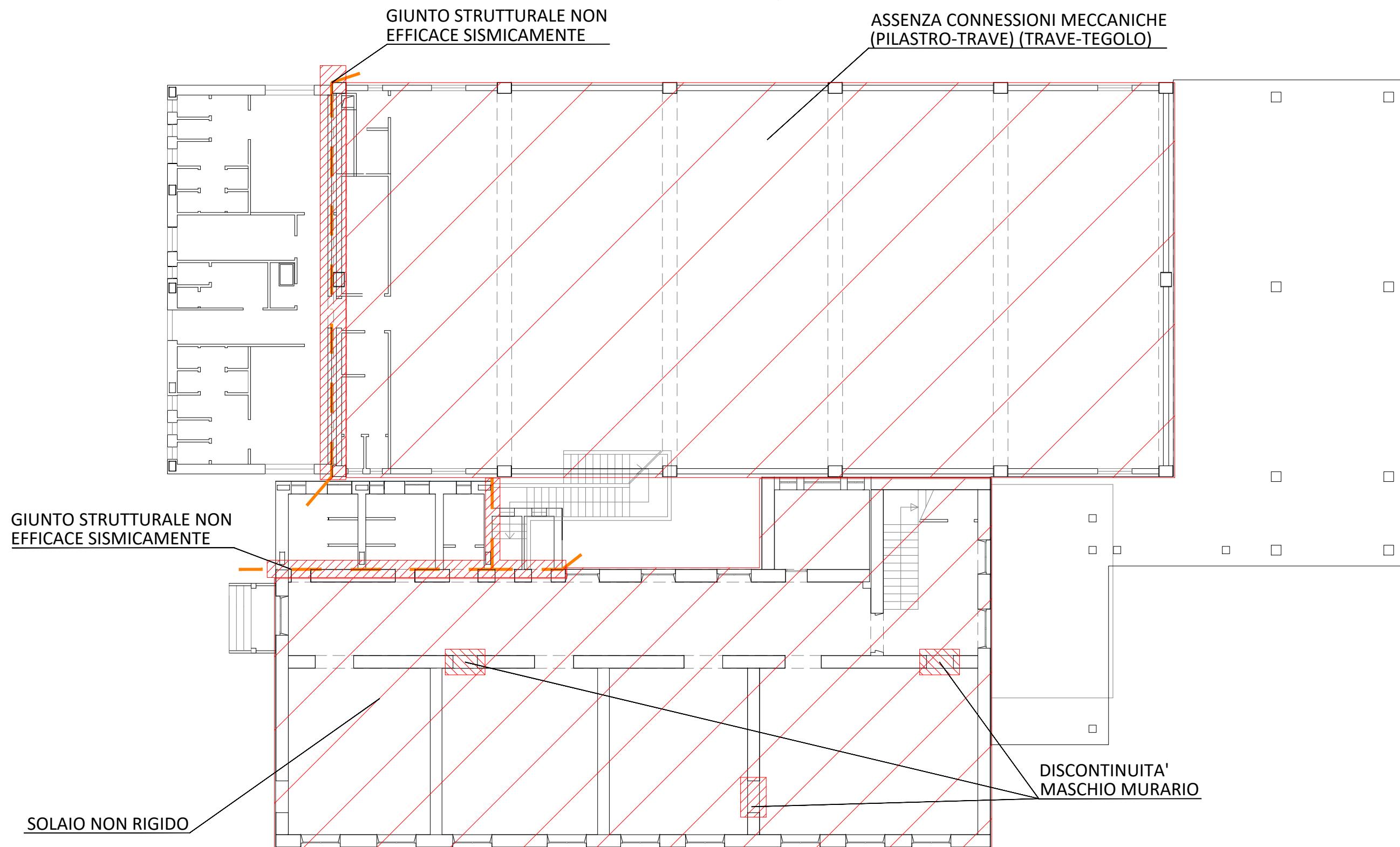


VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA - US1,US3,US4,US5,US6

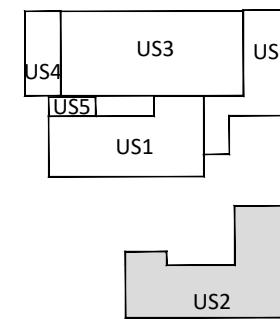


LEGENDA

■ VULNERABILITA'
— GIUNTO STRUTTURALE

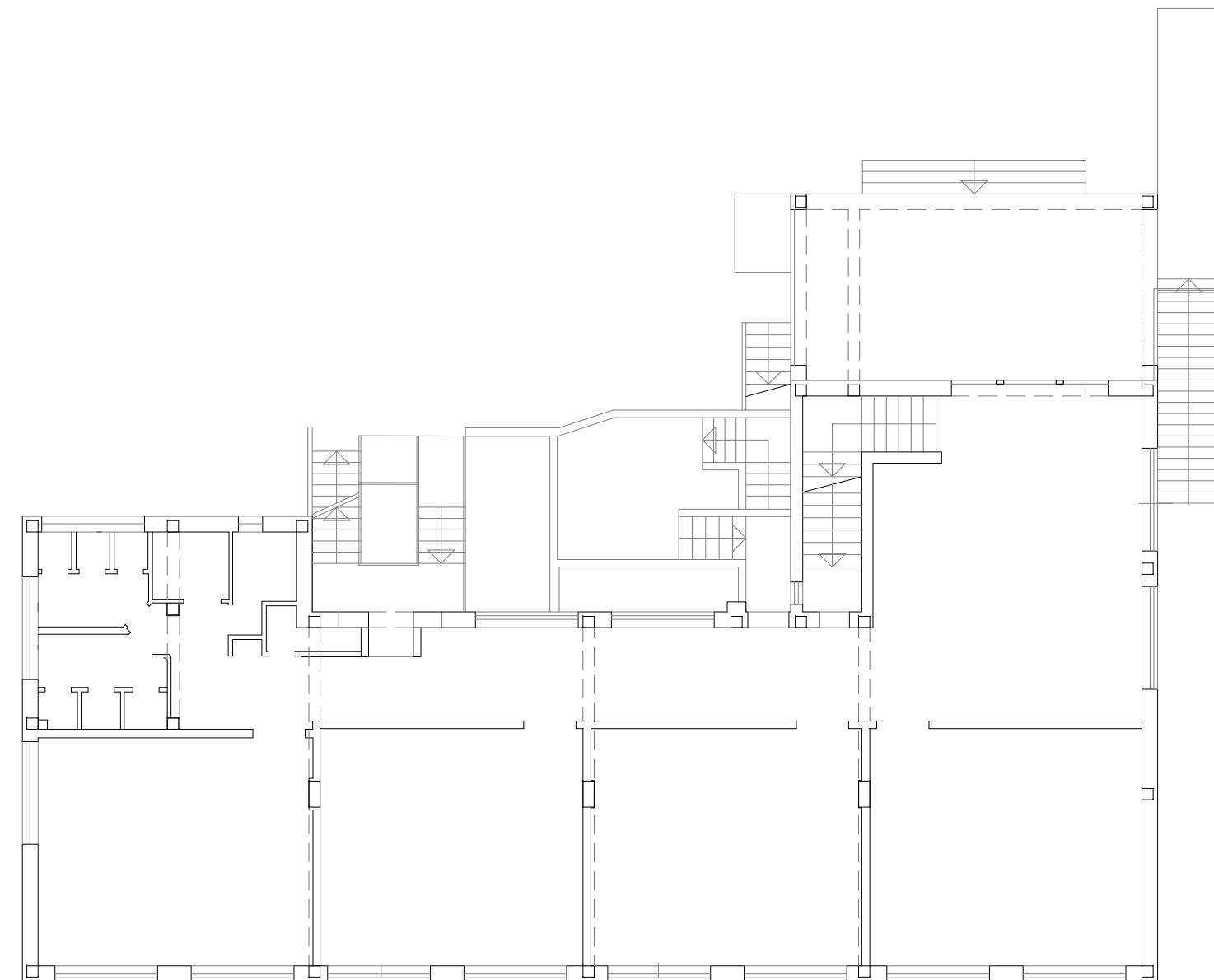


VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA - US2

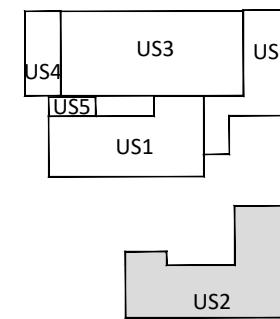


LEGENDA

VULNERABILITA'



VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO SEMINTERRATO - US2



LEGENDA

VULNERABILITA'

