

COMUNE DI PARTANNA

PROVINCIA DI TRAPANI

Via XX Settembre n°15

LAVORI DI MIGLIORAMENTO E/O ADEGUAMENTO ALLE NORMATIVE ANTISISMICHE DELL'EDIFICIO DI PROPRIETA' COMUNALE ADIBITO A SCUOLA ELEMENTARE DENOMINATO PLESSO DI VIA MESSINA N. 4, NONCHE' ALL'ADEGUAMENTO IMPIANTISTICO ALLA NORMATIVA VIGENTE. CUP. I36E1800012001 IDENTIFICATO CON IL CODICE 0810152624. FINANZIAMENTO PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI "DIPARTIMENTO CASA ITALIA"



Il Progettista:

Ing. Antonio Di Giovanni

IL R.U.P

N° ELABORATO

Elab. 12

TITOLO

STRUTTURE:

Relazione Generale Srtutturale

SCALA

DATA

Settembre 2020

Indagini in Situ - Verifiche Livelli di Sicurezza

FILE :

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORME E SPECIFICHE	4
3. ACQUISIZIONE DATI E LIVELLO DI CONOSCENZA	5
3.1 Documentazione d'archivio reperita	5
3.2 Descrizione della campagna diagnostica	6
3.3 Rilievo dell'armatura lenta di pilastri, travi e travetti	8
3.4 Livello di conoscenza raggiunto e valori di riferimento dei materiali	8
3.4.1 Documentazione acquisita	10
3.4.2 Indagini conoscitive in sito	10
3.4.3 Valori di riferimento dei materiali	16
4. ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA NELLO STATO ATTUALE	17
4.1 Metodo di verifica della sicurezza sismica	17
4.2 Analisi dei carichi	20
4.3 Verifica sismica <u>del corpo "A"</u> nello stato attuale	20
4.4 Verifica sismica <u>del corpo "B"</u> nello stato attuale	33
4.5 Verifica contro fenomeni di martellamento tra corpi contigui	44
4.6 Verifica degli elementi secondari costituiti dai divisori interni in laterizio	45
5. INTERVENTO STRUTTURALE DI ADEGUAMENTO SISMICO	49

1. PREMESSA

Il complesso scolastico oggetto di verifica è composto da due corpi di fabbrica, i quali si sviluppano per tre livelli fuori terra, oltre al torrino sovrastante il vano scala del corpo A.

La scuola è stata realizzata nel periodo 1989-1990 con una struttura portante a telaio in cemento armato composto da travi, pilastri e solai in latero-cemento.



Fig. 1 – Vista aerea della scuola di via Messina 4 in Partanna

I due corpi di fabbrica A e B sono tra loro separati da un giunto tecnico di circa 10 cm.

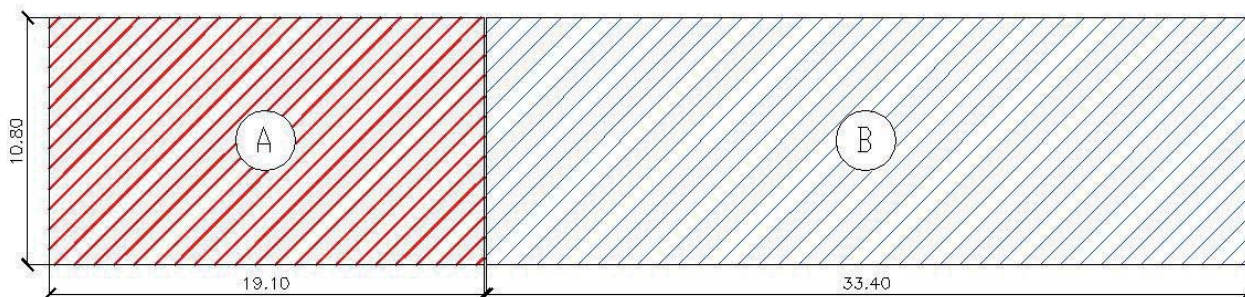


Fig. 2 – Legenda planimetrica con evidenziati i due corpi di fabbrica A e B



Fig. 3 – Vista facciata principale su via Messina.



Fig. 4 – Vista facciata retrostante.

La relazione in oggetto espone i criteri generali utilizzati per lo studio in esame, le verifiche sui livelli di sicurezza effettuate sulle strutture portanti in cemento armato e l'individuazione degli interventi strutturali ritenuti necessari.

Gli elementi strutturali qui richiamati possono essere rilevati sulle seguenti tavole realizzate sulla base del progetto strutturale originario e dei rilievi a campione eseguiti in sito:

ST.01	Ante operam – Pianta fondazioni e carpenterie solai 1°, 2°, 3° e 4°
ST.02	Ante operam – Sezioni longitudinali e trasversali

Formano parte integrante del presente studio la relazione geologica, la relazione geotecnica, la relazione sulle fondazioni, i fascicoli dell'analisi push over nello stato attuale, e la stima sommaria degli interventi strutturali al netto delle opere edili di demolizione e ricostruzione.

2. NORME E SPECIFICHE

La normativa di riferimento per le indagini sul calcestruzzo e sulle barre di armatura degli elementi portanti dell'edificio è stata la seguente:

UNI EN 12504-1:2019	"Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 1: Carote - Prelievo, esame e prova di compressione"
UNI EN 12390-3:2019	"Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini"
UNI EN 12390-7:2019	"Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 7: Massa volumica del calcestruzzo indurito"
EN 13791:2019	"Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components"
UNI EN ISO 6892-1:2020	"Materiali metallici - Prova di trazione - Parte 1: Metodo di prova a temperatura ambiente"
D.M. 17.01.2008	"Norme tecniche per le costruzioni" (Circ. 7 Consiglio Superiore LLPP 21.01.2019)

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Sett 2017	“Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera”
---	--

Le verifiche di sicurezza sono state redatte tenendo in considerazione la normativa e le specifiche tecniche seguenti:

Legge 05.11.71 n°1086	“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”
Legge 02.02.74 n°64	"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
D.M. 17.01.2018	"Norme tecniche per le costruzioni" (Circ. 7 Consiglio Superiore LLPP 21.01.2019)
CNR – DT 212/2013	“Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti (14.04.2014)”
CNR – DT 2180/2018	“Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (06.02.2019)”

3. ACQUISIZIONE DATI E LIVELLO DI CONOSCENZA

3.1 Documentazione d’archivio reperita

Lo studio in oggetto è stato redatto facendo riferimento al progetto originale redatto sul finire degli anni Ottanta del secolo scorso dall’ing. Alfonso Terranova reperito e visionato presso gli archivi del Comune di Partanna comprendente:

- le tavole grafiche del progetto strutturale;
- la relazione di calcolo delle strutture portanti.

La direzione di lavori strutturali fu invece affidata all’ing. Ignazio Piazza.

Il reperimento della documentazione suddetta è stato utile per attingere informazioni sui materiali utilizzati e sui carichi di progetto alla base del dimensionamento dei telai in c.a. oltre che sulla geometria.

Dagli elaborati grafici del progetto originale si evince che l'acciaio utilizzato per le armature degli elementi in cemento armato appartiene al tipo FeB44k, mentre il calcestruzzo è stato confezionato con cemento tipo 325 dosato con 3 quintali per mc in modo da garantire un calcestruzzo di classe Rck 25 N/mm².

3.2 Descrizione della campagna diagnostica

Al fine di individuare le caratteristiche dei materiali sono state condotte sugli elementi strutturali una serie di indagini come di seguito riassunto.

Le indagini della campagna di indagini, condotta nel luglio del 2020, hanno previsto prove sul calcestruzzo mediante estrazione di carote e successiva prova di schiacciamento in laboratorio, rilievi pachometrici sulle carpenterie in cemento armato, rilievi diretti su travi e pilastri, prove di rottura a trazione di monconi di armatura estratti da pilastri e travi.

Per valutare la resistenza dei materiali si è preferito ricorrere esclusivamente a prove dirette (schiacciamento di carote di calcestruzzo e rottura a trazione di monconi di armatura entrambi estratti in sito dalla struttura oggetto di verifica) evitando prove non distruttive, anche perché in tutte le normative UNI sui metodi di prova non distruttivi viene chiaramente espresso il concetto che tali metodi possono essere utilizzati per valutare l'omogeneità del materiale in sito, per delimitare zone con caratteristiche più scadenti rispetto all'insieme, per stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del calcestruzzo, ma non per determinare la resistenza del calcestruzzo in assenza di specifiche correlazioni sperimentali con resistenze desunte da carote prelevate sul tipo di calcestruzzo oggetto di esame.

Si osserva peraltro che le prove non distruttive devono essere eseguite sempre in numero maggiore di quelle distruttive (rapporto 3 a 1) e, visto che nel caso in esame anche la rimozione dell'intonaco necessaria per le prove non distruttive avrebbe comunque aumentato le opere di ripristino, a maggior ragione si è scelto l'approccio di ricorrere alle prove distruttive potendo così limitare le zone di investigazione a parità di campionatura statistica.

Le armature degli elementi in c.a. sono state rilevate sia mediante saggi diretti, rimuovendo il copriferro e misurando con calibro il diametro delle barre presenti, sia con pachometro rilevando così la maglia delle armature.

Le prove a compressione su carote di calcestruzzo e le prove a trazione delle barre di armatura estratte dagli elementi in cemento armato sono state eseguite dal Laboratorio Metrotest di Palermo.

Dalle prove a schiacciamento effettuate in laboratorio su carote cementizie estratte in sito è emerso che il calcestruzzo presenta valori medi della resistenza a compressione pari a circa 29 N/mm².

Le prove a trazione in laboratorio effettuate sui monconi di armatura prelevati in sito hanno confermato la corrispondenza del tipo di acciaio indicato nelle tavole grafiche con quello rilevato nelle prove sperimentali che hanno dato un valore medio di 473 N/mm².

Le armature degli elementi in c.a. sono state rilevate sia mediante saggi diretti, rimuovendo il copriferro e misurando con calibro il diametro delle barre presenti, sia con pachometro rilevando così la maglia delle armature.

Riguardo alle caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla documentazione redatta dal geologo allegata al presente studio, che illustra le indagini e gli studi eseguiti compresi gli spettri di risposta rappresentativi delle azioni sismiche, e da cui è possibile assumere per i principali aspetti geotecnici alla base delle verifiche sismiche i seguenti parametri:

- un carico limite per le travi di fondazione pari a $\tau_d = 1,60$ N/mm² in condizioni statiche e pari a $\tau_d = 1,39$ N/mm² in condizioni sismiche
- una categoria sismica del sottosuolo di tipo B
- coefficiente topografico T1

Inoltre dallo studio geologico e geofisico è stata individuata l'azione sismica di riferimento per i vari stati limite previsti dalle norme tecniche.

La figura seguente riporta gli spettri elastici di riferimento per il sito di sedime della scuola che sono stati utilizzati nello studio di vulnerabilità sismica in commento.

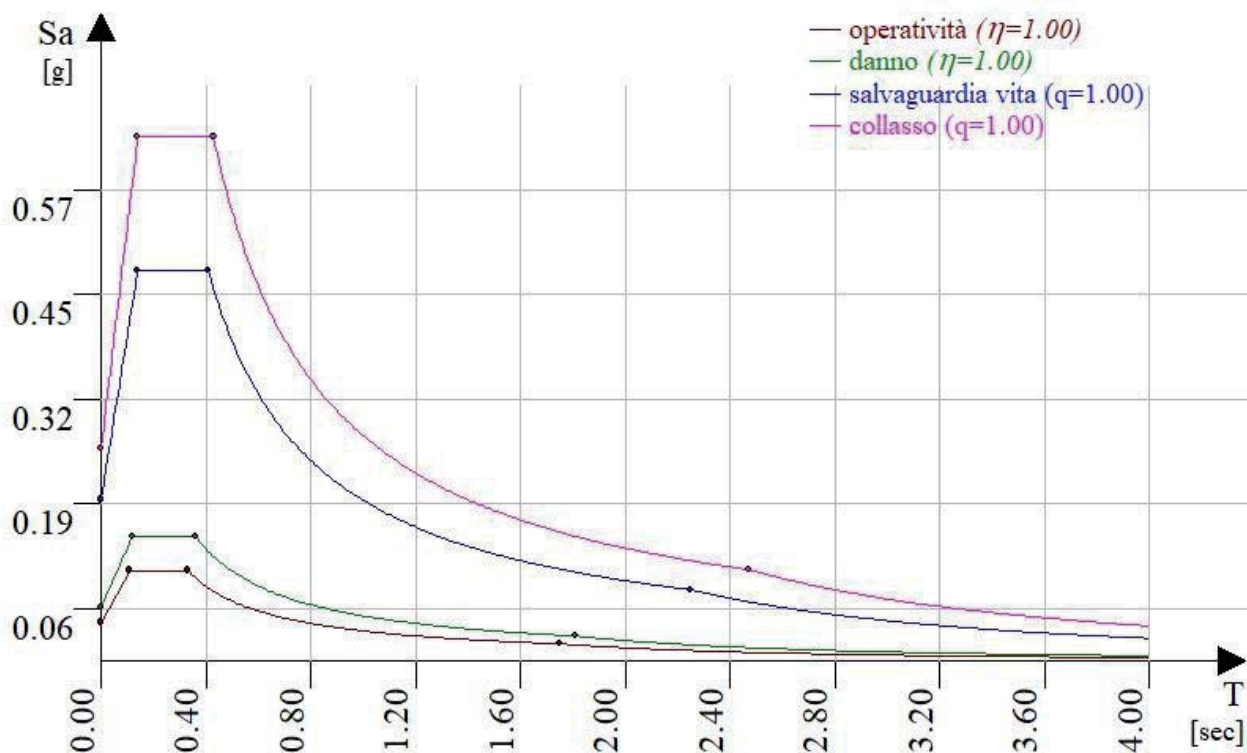


Fig. 5 – Spettri sismici elastici per i vari Stati Limite adottati per lo studio in esame

3.3 Rilievo dell'armatura lenta di pilastri, travi e travetti

Il rilievo della geometria delle barre di armatura è stato effettuato su 15 zone mediante misure elettromagnetiche eseguite con pacometro, inducendo nell'elemento in calcestruzzo un campo elettromagnetico e rilevando la distorsione nelle linee di forza del campo stesso provocata dalla presenza delle armature. I rilievi elettromagnetici sono stati eseguiti in conformità alla British Standard 1881: Part 204: 1988.

Nella relazione delle indagini strutturali allegata al presente studio, per ciascuna zona di misura, si riportano gli schemi con le posizioni ed i diametri delle barre individuate.

Oltre ai rilievi pacometrici sono stati eseguiti 3 saggi diretti per individuare le barre di armatura, tali saggi hanno riguardato travi e pilastri.

3.4 Livello di conoscenza raggiunto e valori di riferimento dei materiali

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è strettamente collegata alla completezza e all'affidabilità delle informazioni disponibili ed è per questo motivo che le norme tecniche individuano tre possibili livelli di conoscenza:

- LC1: conoscenza limitata
- LC2: conoscenza adeguata
- LC3: conoscenza accurata)

I livelli di conoscenza dipendono dalla quantità e qualità di informazioni che si riescono a recuperare circa i seguenti aspetti:

- geometria
- dettagli costruttivi
- proprietà dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina poi i metodi che possono essere impiegati per l'analisi strutturale ed il valore del "*fattore di confidenza*" da applicare alle resistenze dei materiali nelle verifiche di sicurezza ($FC = 1.35$ per LC1, $FC = 1.20$ per LC2 e $FC = 1.00$ per LC3).

Il processo di conoscenza per un edificio esistente in c.a. prevede l'acquisizione dei seguenti dati su geometria, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali:

- identificazione dell'organismo strutturale (strutture in elevazione e di fondazione) ed in particolare del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- dimensioni geometriche di tutti gli elementi strutturali;
- tessiture dei solai;
- geometria dei nodi trave-pilastro;
- armature e copriferri di tutti gli elementi strutturali (quantitativi e disposizione), con particolare riferimento alle zone critiche;
- caratteristiche di resistenza del calcestruzzo;
- caratteristiche di resistenza (snervamento e rottura) e deformazione ultima dell'acciaio.

Il processo di conoscenza deve essere completato, inoltre, con la raccolta delle seguenti informazioni:

- caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione e categoria di sottosuolo ai fini della definizione dell'azione sismica;
- normativa utilizzata nel progetto originario;

- carichi di progetto (classe d'uso, carichi variabili, caratteristiche e tipologia degli elementi non strutturali portati);
- rilievo di eventuali modifiche strutturali avvenute nel tempo e/o di eventuali danni preesistenti e difetti nei particolari costruttivi.

3.4.1 Documentazione acquisita

La prima fase dell'incarico ha, come detto, riguardato l'acquisizione della documentazione originale di progetto, e più in generale il processo di conoscenza degli edifici da analizzare. Durante questa fase è stata raccolta la documentazione del progetto strutturale dei blocchi A e B (tavole e relazione di calcolo delle opere di fondazione e delle opere in elevazione). Il materiale raccolto sarebbe già di per sé risultato sufficientemente esaustivo ai fini di una corretta conoscenza delle strutture (geometria, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) e dell'individuazione delle azioni permanenti.

Caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati per la costruzione

Dall'analisi della documentazione originale di progetto acquisite emerge che i materiali impiegati per la realizzazione della scuola in esame sono:

- Calcestruzzo R_{ck} 25 per le strutture gettate in opera di entrambi i blocchi;
- Acciaio FeB44 come desumibile dalle tavole grafiche.

A proposito delle barre di armatura si osserva che mentre nei calcoli del progetto originario si faceva riferimento ad armature di acciaio FeB38k, nelle tavole grafiche del medesimo progetto veniva prescritto l'uso di barre in acciaio del tipo FeB44k.

3.4.2 Indagini conoscitive in sito

Geometria e dettagli costruttivi

In accordo con il punto C8A.1.B.3 della circolare 21/01/2019 n. 7 del C.S.L.L.P.P., la geometria della struttura, anche se nota dai disegni originali, deve essere verificata con un rilievo a campione, accertandone la conformità agli elaborati di progetto ed a quanto effettivamente realizzato.

L'accertamento è stato eseguito nel corso dei sopralluoghi effettuati, riscontrando positivamente le dimensioni di pilastri, travi e solai.

In presenza dei disegni costruttivi, la circolare n. 7/2019 richiede per i dettagli strutturali noti dai disegni costruttivi originali una limitata verifica in situ delle armature presenti negli elementi più importanti (15% degli elementi) e ciò ai fini del raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

Ai sensi della medesima circolare, la percentuale di elementi da verificare può essere ridotta, però, in funzione della ripetitività delle situazioni, potendo estendere i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali a quelli facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità di tipo geometrico e del ruolo strutturale.

Le indicazioni orientative della circolare per ottenere le "verifiche limitate" dei dettagli costruttivi, applicate al caso in esame, sono quindi le seguenti:

TIPOLOGIE	CORPO A		CORPO B	
TRAVI	2	15% = 1	2	15% = 1
PILASTRI	1	15% = 1	1	15% = 1

Tab. 1 – Tabella riassuntiva rilievi dettagli costruttivi elementi in c.a.

In definitiva per ottenere una verifica limitata sarebbe stato sufficiente verificare n. 1 pilastro e n. 1 trave per ogni piano di ciascun corpo di fabbrica, ovvero 7 elementi in totale: 4 per il corpo A e 3 per il corpo B.

Nel caso in esame, essendo state verificate ben 15 sezioni di armatura, si ritiene raggiunto il livello LC2.

L'immagine seguente mostra il rilievo strumentale delle armature in corrispondenza di una zona di intersezione tra un pilastro d'angolo e la trave in esso convergente.

Dal rilievo pachometrico è emersa una perfetta corrispondenza tra lo stato di fatto e le prescrizioni del progetto originale.



Fig. 6 – Rilievo pacometrico delle armature in un nodo trave-pilastro

La foto seguente mostra il rilievo diretto dell'armatura in un pilastro laddove si può osservare il dettaglio costruttivo relativo alla piegatura delle armature trasversali realizzata a 90° intorno ad una barra d'angolo.



Fig. 7 – Rilievo diretto delle armature di un pilastro con particolare della piegatura a 90° delle staffe

Materiali

Anche per le caratteristiche dei materiali si vedrà come il campione dei dati raccolti nel corso della campagna diagnostica sia assai rappresentativo per la caratterizzazione meccanica dei materiali secondo le indicazioni riportate nelle norme tecniche ed in particolare ha permesso di raggiungere il livello di conoscenza LC2.

Nel nostro caso le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali si conoscono dalle specifiche di progetto, pertanto, ai sensi della circolare n. 7/2019, è necessario eseguire limitate prove in situ di controllo per raggiungere LC2.

Calcestruzzo

A titolo "esclusivamente orientativo" la circolare indica in 1 provino di calcestruzzo per ogni elemento primario trave e pilastro ogni 300 mq di piano di edificio il numero di campioni di calcestruzzo richiesti per le prove in situ limitate.

Pertanto, in base alle superfici della scuola (max 570 mq per piano), il numero di provini di calcestruzzo necessari per verifiche limitate risulta:

- 1 provino per travi e 1 provini per pilastri per ogni 300 mq piano = 13 provini

Come chiarito dalla medesima circolare è possibile, comunque, variare il numero dei provini da prelevare in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.

Nel caso in esame, sono stati prelevati 15 campioni per le prove di laboratorio.

Sigla carota	Elemento	diametro	altezza	J	f_c [N/mm ²]	$R_{C,opera}$ [N/mm ²]	R_c [N/mm ²]
C1 - P1	PIL 2° ORDINE	94,00	97,00	0,99	18,50	18,60	21,88
C2 - T1	TR 1° SOLAIO	94,00	97,00	0,99	31,80	31,97	37,62
C3 - P2	PIL 2° ORDINE	94,00	96,00	1,00	24,30	24,39	28,69
C4 - T2	TR 2° SOLAIO	94,00	96,00	1,00	22,50	22,58	26,57
C5 - P3	PIL 3° ORDINE	94,00	95,00	1,00	18,10	18,13	21,33
C6 - T3	TR 3° SOLAIO	94,00	97,00	0,99	24,40	24,53	28,86
C7 - P4	PIL 3° ORDINE	94,00	97,00	0,99	25,80	25,94	30,52
C8 - T4	TR 3° SOLAIO	94,00	96,00	1,00	21,60	21,68	25,50
C9 - P5	PIL 4° ORDINE	94,00	98,00	0,99	25,70	25,89	30,46
C10 - T5	TR 4° SOLAIO	94,00	97,00	0,99	25,60	25,74	30,28
C11 - P6	PIL 1° ORDINE	94,00	94,00	1,00	27,50	27,50	32,35
C12 - T6	TR 2° SOLAIO	94,00	96,00	1,00	29,00	29,11	34,24
C13 - P7	PIL 1° ORDINE	94,00	97,00	0,99	19,00	19,10	22,47
C14 - T7	TR 1° SOLAIO	94,00	96,00	1,00	29,40	29,51	34,71
C15 - TF	TR FONDAZIONE	94,00	95,00	1,00	29,30	29,35	34,53
	MIN				18,10	18,13	21,33
	MEDIA				24,83	24,93	29,34
	MAX				31,80	31,97	37,62
	CV%				17,1%	17,1%	17,1%

Tab. 2 – Tabella riassuntiva delle prove meccaniche sul calcestruzzo

Nella tabella precedente per ogni carota si riportano le dimensioni ϕ e H, ed i valori delle resistenze cilindriche f_c , delle resistenza cubiche in opera $R_{C,OPERA}$ ed infine delle resistenze cubiche convenzionali R_c calcolate secondo la procedura seguente:

a. calcolo della resistenza cubica in opera $R_{C,OPERA} = f_c / J$, dove:

- J = 0,83 per campioni aventi rapporto altezza/diametro pari a 2;
- J = 1,00 per campioni aventi rapporto altezza/diametro pari a 1;

- J = interpolazione lineare tra 0,83 e 1 per campioni aventi rapporto altezza/diametro compreso tra 2 e 1.

b. calcolo della resistenza cubica convenzionale (provino) $R_C = R_{C,OPERA} / 0,85$.

Il valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera risulta pari a 29,34 N/mm², con valore minimo pari a 21,33 N/mm² e massimo 37,62 N/mm².

Per valutare le caratteristiche di omogeneità del materiale, si calcola il coefficiente di variazione % dei campioni ($[\text{deviazione standard}] / [\text{valore medio}]$) il quale risulta $COV = 17\%$.

Dai risultati evidenziati nella tabella precedente si può assumere un'ottima omogeneità dei campioni prelevati visto che generalmente per edifici coevi la dispersione statistica è molto maggiore.

Nel caso in esame quindi, la contenuta dispersione dei risultati pari al 17% avrebbe anche permesso una congrua riduzione del numero di prelievi ($\approx 60-70\%$), avendo potuto ad esempio eseguire anche soltanto 5 provini.

In conclusione, anche alla luce della elevata omogeneità del calcestruzzo, il numero di provini eseguiti pari a 15 soddisfa ampiamente l'assunzione del livello di conoscenza LC2.

Acciaio per barre d'armatura

Relativamente ai campioni di armatura, sempre a titolo "*esclusivamente orientativo*" la circolare indica n. 1 prelievo per elemento primario per piano in caso di verifiche limitate per ottenere il livello di conoscenza LC2.

Per cui nel caso in esame, considerando che l'edificio si sviluppa per tre piani fuori terra, sarebbe stato necessario eseguire 13 prelievi da testare in laboratorio.

Inoltre anche in tal caso è possibile variare il numero dei provini da prelevare in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.

Nel caso in esame, visto che l'acciaio delle armature è da sempre un materiale prodotto in officina e pertanto soggetto a controllo di qualità e che la costruzione è stata realizzata nel biennio 1989/1990 quindi molto tempo dopo l'avvento della legge n°1086/1971 che introdusse il concetto di valore caratteristico delle proprietà meccaniche dei materiali da costruzione aumentando ulteriormente il controllo di qualità, considerando che è

consigliabile limitare le prove ai diametri di maggior impiego nella costruzione tralasciando le staffe per limitare l'invasività delle indagini, allora sono stati eseguiti 3 prelievi di monconi di armatura per limitare l'impatto di tali indagini distruttive che risulta invasivo.

I risultati sperimentali ottenuti per la tensione di snervamento e quella di rottura a trazione hanno del resto evidenziato un coefficiente di variazione % dei campioni ($[\text{deviazione standard}]/[\text{valore medio}]$) pari rispettivamente a circa il 3% ed il 7% giustificando la riduzione del numero di provini.

Il modestissimo valore del COV% indica infatti un campione estremamente omogeneo e pertanto, il numero di prove eseguite è da ritenersi congruo per una verifica limitata, a maggior ragione che dalle specifiche rilevabili nelle tavole del progetto esecutivo risulta che l'acciaio doveva essere del tipo FeB44k il quale presenta una tensione di snervamento pari a 430 N/mm², valore inferiore a quello riscontrato mediante le prove di laboratorio.

Sigla barra	diametro [mm]	tipo	Tensione di snervamento [N/mm ²]	Tensione di rottura [N/mm ²]	Allungamento [%]
B1	18	a.m.	480,00	705	6,40
B2	18	a.m.	455,00	715	11,50
B3	16	a.m.	485,00	795	11,40
			455	705	6,40
			473,3	738,3	9,77
			485	795	11,50
			3,4%	6,7%	29,9%

Tab. 3 – Tabella riassuntiva delle prove meccaniche sulle barre metalliche

Alla luce di quanto sopra è lecito assumere per l'acciaio delle barre di armatura il livello di conoscenza LC2 cui è associato il coefficiente riduttivo dei valori medi dei risultati sperimentali ottenuti pari a 1,20.

Si osserva infine che per gli edifici esistenti, come suggerito dalla circolare 7/2019, nei calcoli bisogna considerare il valore medio delle prove di laboratorio dividendolo per il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto.

3.4.3 Valori di riferimento dei materiali

In definitiva, alla luce delle considerazioni precedenti e delle indagini svolte, per i materiali si potrebbero assumere i seguenti valori di riferimento:

- calcestruzzo: resistenza a compressione $R_{cm} / FC = 29,34 \text{ N/mm}^2 / 1,20 = 24,45 \text{ N/mm}^2 \approx 24 \text{ N/mm}^2$

- acciaio per armature: tensione di snervamento $R_{ym} / FC = 473,30 \text{ N/mm}^2 / 1,20 = 394,4 \text{ N/mm}^2 \approx 394 \text{ N/mm}^2$

4. ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA NELLO STATO ATTUALE

4.1 Metodo di verifica della sicurezza sismica

Il livello di sicurezza degli organismi portanti in cemento armato si valuta mediante l'analisi statica non lineare così come previsto dalle norme tecniche.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'edificio.

Nell'ingegneria strutturale, si intende per stato limite, una condizione superata la quale la struttura in esame o uno dei suoi elementi costitutivi, non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito dalle attuali norme cogenti, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le

apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non subisca danni e interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): quando la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; ma la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): quando la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; ma la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nel caso di edifici esistenti, in cui ricade la scuola di via Messina in Partanna, le "Norme Tecniche per le Costruzioni" contenute nel D.M. 17.01.2018 e nella circolare n°7 del 21.01.2019 prevedono che la verifica possa essere eseguita mediante il metodo della analisi statica non lineare (analisi push over), che rappresenta il metodo analitico più avanzato presente nella letteratura scientifica.

Nello spirito di interpretare al meglio il reale comportamento dell'organismo strutturale sulla base dei risultati numerici delle verifiche di vulnerabilità sismica si ritiene in generale utile di dover valutare la sicurezza della struttura rispetto a tutti gli stati limite, e ciò

malgrado le norme tecniche riguardo agli stati limite ultimi richiedano che per edifici esistenti sia verificato il solo stato limite di salvaguardia di vita SLV o, in alternativa, quello di collasso SLC.

In effetti, come ribadito anche dal documento tecnico del CNR DT 212/2013 "*Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti*", per le costruzioni esistenti il soddisfacimento della verifica allo SLV non implica automaticamente quello allo SLC, in quanto non è infrequente che una struttura esistente superi la verifica allo SLV ma non quella allo SLC a causa del fatto che negli edifici esistenti non sono generalmente rispettati i requisiti geometrici e dei dettagli costruttivi tipici delle nuove costruzioni che assicurano loro notevoli doti di duttilità globale.

La vulnerabilità sismica, intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le condizioni di crisi corrispondenti ai vari stati limite, viene valutata eseguendo l'analisi statica non lineare secondo quanto prescritto al paragrafo 7.3.4.2 delle già citate norme tecniche cogenti.

In particolare la valutazione della sicurezza sismica è eseguita calcolando le accelerazioni al suolo (P_{ga} su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite di operatività SLO, di danno SLD, di salvaguardia della vita SLV e di collasso SLC, e confrontandole con le corrispondenti accelerazioni minime imposte dalle attuali norme.

Per lo studio in esame riguardo all'azione sismica si è assunto, come detto, lo spettro di risposta elastico fornito dallo studio della risposta sismica locale in quanto i valori dell'azione sismica stimati sono maggiori di quelli derivanti dalla microzonazione per le coordinate topografiche del sito di ubicazione dell'edificio, tenendo presente la categoria sismica del suolo B, il coefficiente topografico T1, la classe d'uso III (edificio importante) ed il tipo di costruzione ordinario (vita nominale 50 anni).

In particolare è stato implementato il modello di calcolo dei due corpi di fabbrica in base ai dati sulla geometria disponibili, e grazie alle indicazioni sulle proprietà dei materiali assunti è stato poi eseguito lo studio di vulnerabilità sismica.

Nel modello di calcolo sono state inserite le armature derivanti dal progetto simulato (calcolate quindi con le azioni sismiche delle norme vigenti all'epoca della costruzione) correggendole in base alle risultanze dei saggi diretti e con le indicazioni delle armature

del progetto originario, atteso che in effetti le armature rilevate mediante i saggi diretti sono risultate congruenti con quelle derivanti dal progetto simulato.

4.2 Analisi dei carichi

Piano tipo: solaio in latero-cemento 20 + 4 cm

Carichi permanenti strutturali.....3,00 kN/mq

Carichi permanenti portati.....2,00 kN/mq

Carichi variabili.....3,00 kN/mq

Nelle zone dove previste le zone archivi del corpo "A" si è assunto un carico variabile pari a 6,00 kN/mq.

In copertura e nei sbalzi dei cornicioni e delle pensiline si è assunto un carico variabile pari a 0,75 kN/mq corrispondente al carico neve.

Sulle travi perimetrali e nelle zone dove presenti è stata considerata l'incidenza in peso delle pareti di tamponatura.

4.3 Verifica sismica del corpo "A" nello stato attuale

La struttura rientra nella tipologia di strutture a telaio ai sensi del punto 7.4.3.1 del D.M. 17.01.2018 nelle quali la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale.

Un'utile considerazione può essere fatta in riferimento al fattore di struttura orizzontale, il cui valore in prima approssimazione si può desumere dalla seguente espressione:

$$q_o = K_r \cdot K_w \cdot K_a \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 3,00 \cdot 1,30 = 3,90$$

Nella espressione precedente, trattandosi di struttura a telaio regolare in pianta ed in altezza, e progettando in classe di duttilità bassa, i fattori indicati nella precedente espressione assumono i seguenti valori:

- $K_r = 1,00$

- $K_w = 1,00$
- $K_a = 3,00$
- $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,30$

Il valore teorico del fattore di struttura orizzontale che sarebbe stato lecito attendersi in caso di nuova costruzione risulterebbe quindi pari a $q_0 = 3,90$.

Tuttavia si osserva che il valore del fattore di struttura calcolato con la analisi pushover per lo SLV in funzione della duttilità risulta pari a 1, quindi sensibilmente inferiore, e ciò a causa delle scarse riserve di duttilità dell'edificio legate principalmente alla carenza dei dettagli costruttivi dovuti alla chiusura delle staffe a 90° che pertanto non confinano il nucleo di calcestruzzo interno.

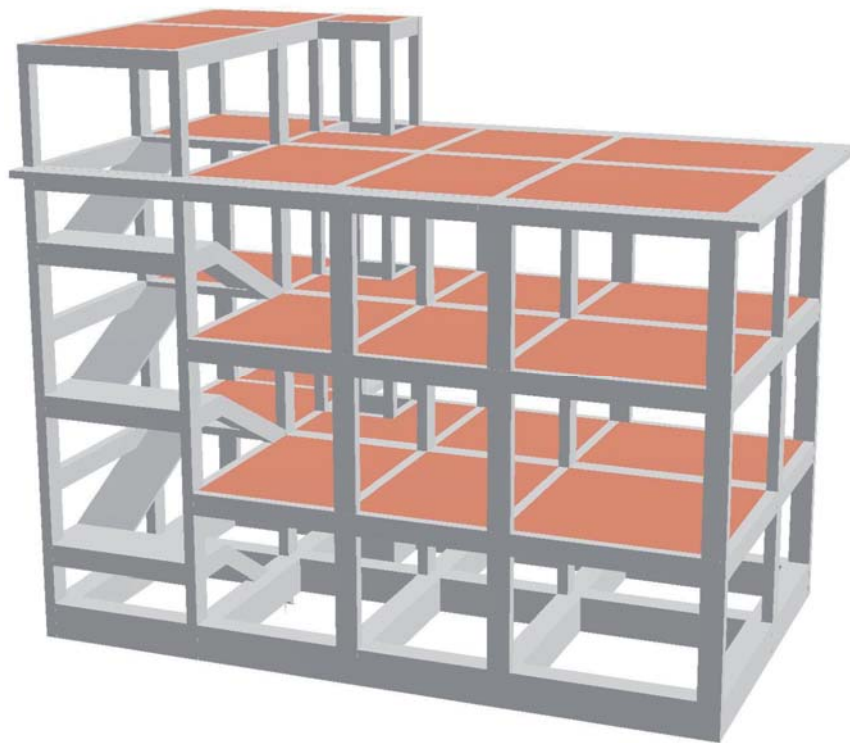


Fig. 8 - Vista del modello di calcolo del corpo "A" nello stato attuale – fronte secondario

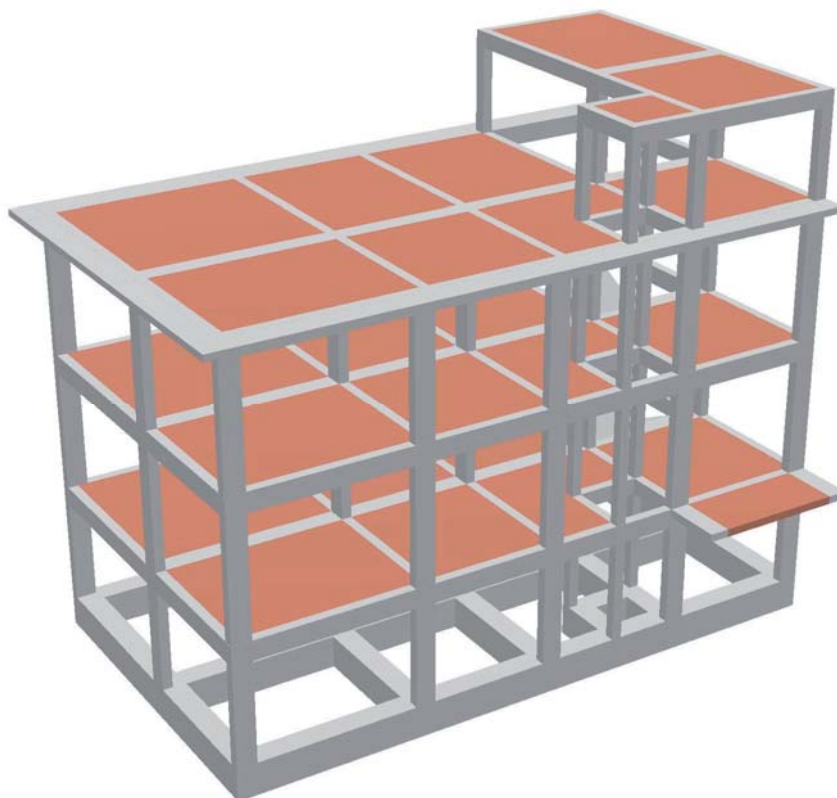


Fig. 9 - Vista del modello di calcolo del corpo "A" nello stato attuale – fronte principale

I risultati ottenuti con la analisi push over sono riassunti nella tabella seguente dalla quale emerge che per gli stati limite della Salvaguardia della Vita (SLV) e del Collasso (SLC) la verifica non risulta soddisfatta e l'edificio può sostenere accelerazioni sismiche molto inferiori ai valori da quelli previsti dalla normativa.

In tabella vengono evidenziati in rosso i valori delle verifiche non soddisfatte.

In particolare si può osservare che il valore della accelerazione offerta dal corpo A allo stato limite di salvaguardia vita SLV risulta pari a 0,060 g, valore inferiore al limite imposto dalla normativa pari a 0,197 g.

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,047	0,065	0,197	0,258
Capacità di Pga [g]	0,155	0,143	0,060	0,133
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	411	339	65	303
Rapporto di Pga: capacita/domanda	3,314	2,203	0,303	0,515

Tab. 4 – Riepilogo risultati analisi push over - corpo "A" stato attuale

Rapporto di sovrarresistenza minimo	1,455
Fattore di struttura valutato in funzione della sovrarresistenza	4,365
Fattore di struttura valutato in funzione della verifica di duttilità	1,000

Tab. 5 – Fattori di sovrarresistenza e di struttura desunti da push over over - corpo "A" stato attuale

Conseguentemente il "Rapporto di Pga", cioè il rapporto tra la capacità "resistente" offerta dall'edificio all'accelerazione sismica e la domanda di "resistenza" imposta dalla normativa, risulta pari a 0,303 per lo SLV e 0,515 per lo SLC e quindi minore di 1 come sarebbe necessario per il soddisfacimento delle verifiche.

Dalla precedente tabella emerge anche che il periodo di ritorno convenzionale per il quale si avrebbe la crisi risulta inferiore rispetto a quello di norma per gli stati limite SLV ed SLC.

Ad esempio per lo stato limite di salvaguardia di vita l'edificio può sostenere un sisma che si verifica con periodo di ritorno pari a 65 anni e quindi non verrebbe garantito il periodo di ritorno minimo previsto dalla normativa pari a 712 anni.

Dalla immagine sottostante raffigurante a titolo di esempio la mappatura di impegno per sisma agente a 90°, si osservano le unità strutturali che entrano in crisi per prime e il tipo di crisi che le caratterizza. Come si può osservare la crisi interessa prevalentemente i pilastri, in particolare quelli presenti intorno al corpo della scala, ed avviene per taglio.

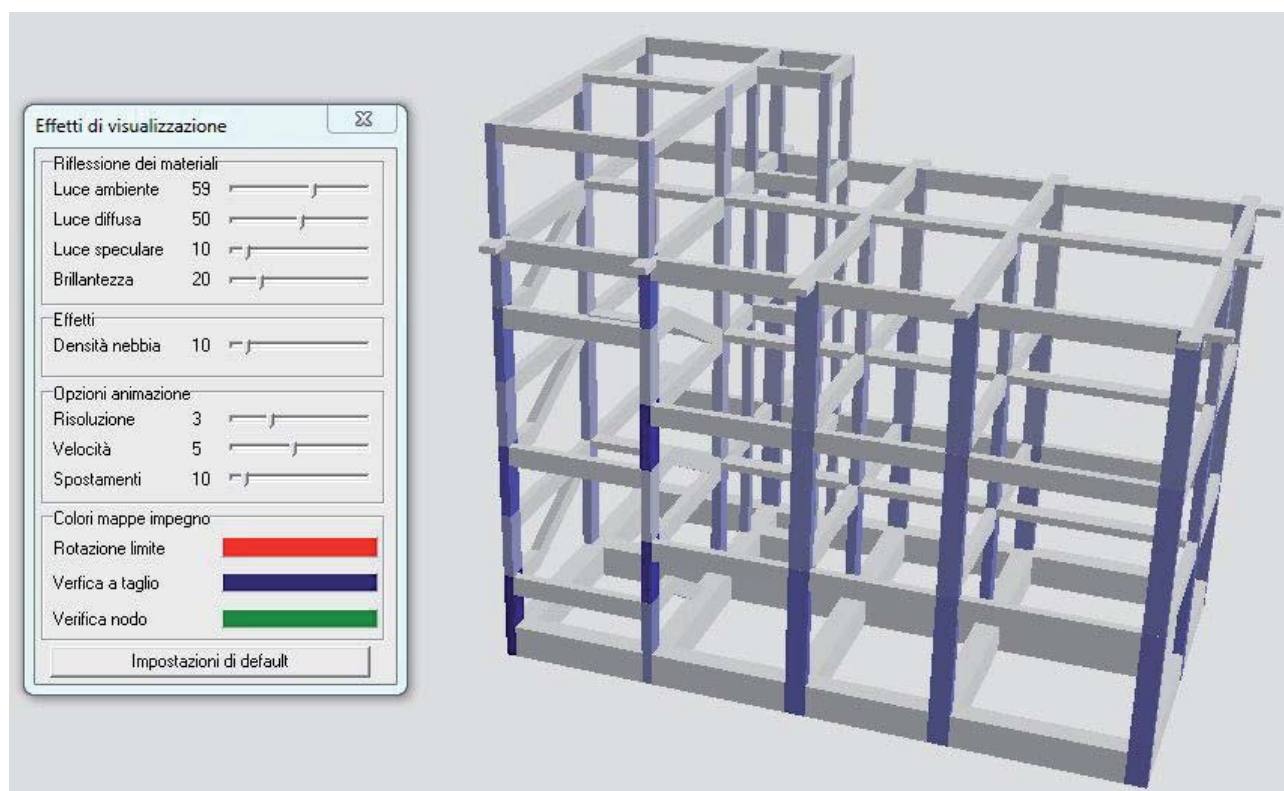


Fig. 10 - Mappatura di impegno della vulnerabilità sismica corpo A ante operam - direzione sisma 90°.

Di seguito si riportano le curve push-over riferite alle 8 diverse direzioni del sisma agente considerate nella scansione: è facile desumere la scarsa duttilità del sistema strutturale dalla estensione ridotta del tratto orizzontale oltre il limite elastico.

La curva pushover ottenuta dall'analisi statica non lineare, al variare della direzione sismica d'ingresso, rappresenta la curva d'equilibrio ottenute per ogni analisi statica non lineare eseguita.

Nel corso del processo di carico s'identificano in successione i punti che corrispondono agli stati limite d'interesse. Ogni punto della curva, espresso nelle coordinate [a - u] (accelerazione - spostamento), rappresenta uno stato d'equilibrio della struttura ed esprime il fatto che la struttura assoggettata all'accelerazione sismica "a" manifesta un valore di spostamento "u". Il processo di verifica porta alla valutazione delle accelerazioni al suolo sostenibili per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC e al loro confronto con le corrispondenti accelerazioni al suolo di progetto a_{go} , a_{gd} , a_{gv} ed a_{gc} (accelerazioni richieste). A fianco del disegno della curva pushover sono restituiti quattro istogrammi, che riportano in grafico le P_{ga} sostenibili e quelle richieste di verifica per i corrispondenti stati limite SLO, SLD, SLV e SLC.

Nel dettaglio, la barra dello sfondo di colore chiaro rappresenta l'accelerazione sismica resistente massima offerta dall'edificio, mentre la corrispondente barra interna di colore più acceso rappresenta l'accelerazione sismica resistente richiesta dalla normativa.

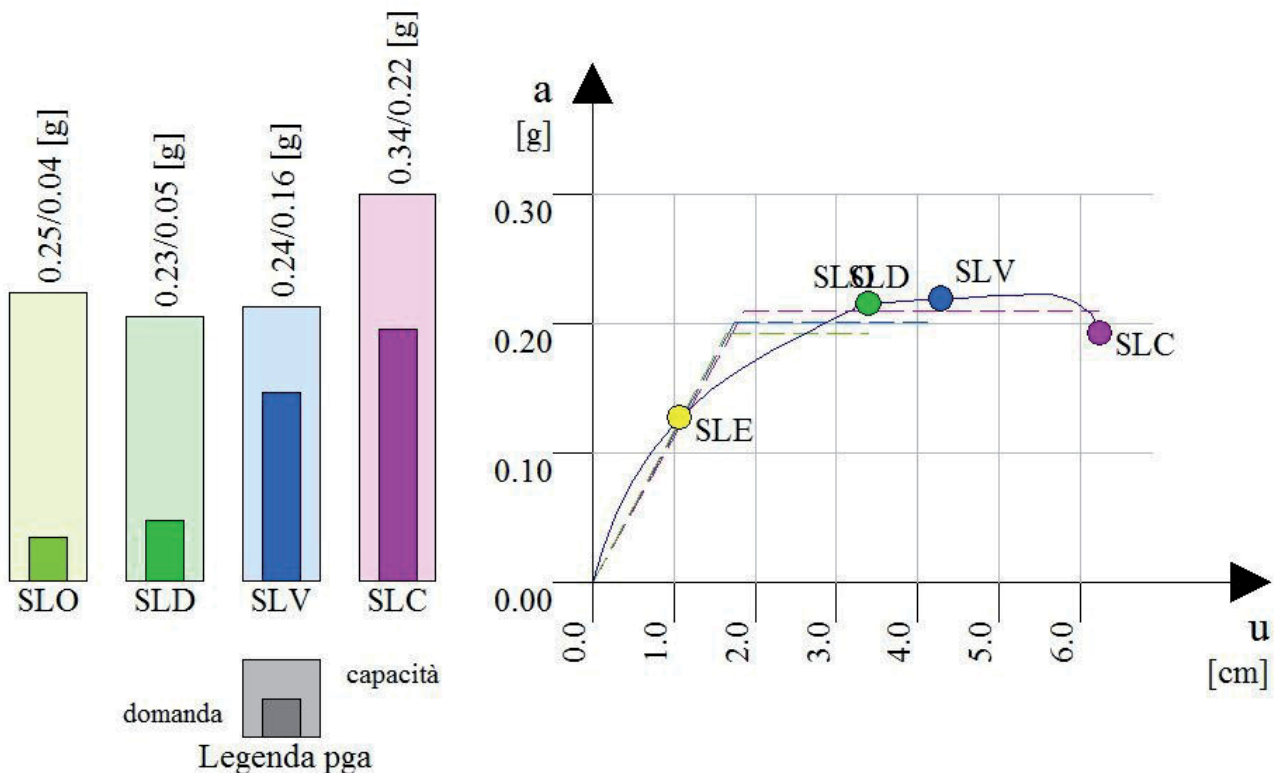


Fig. 11 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 0° e accelerazione costante.

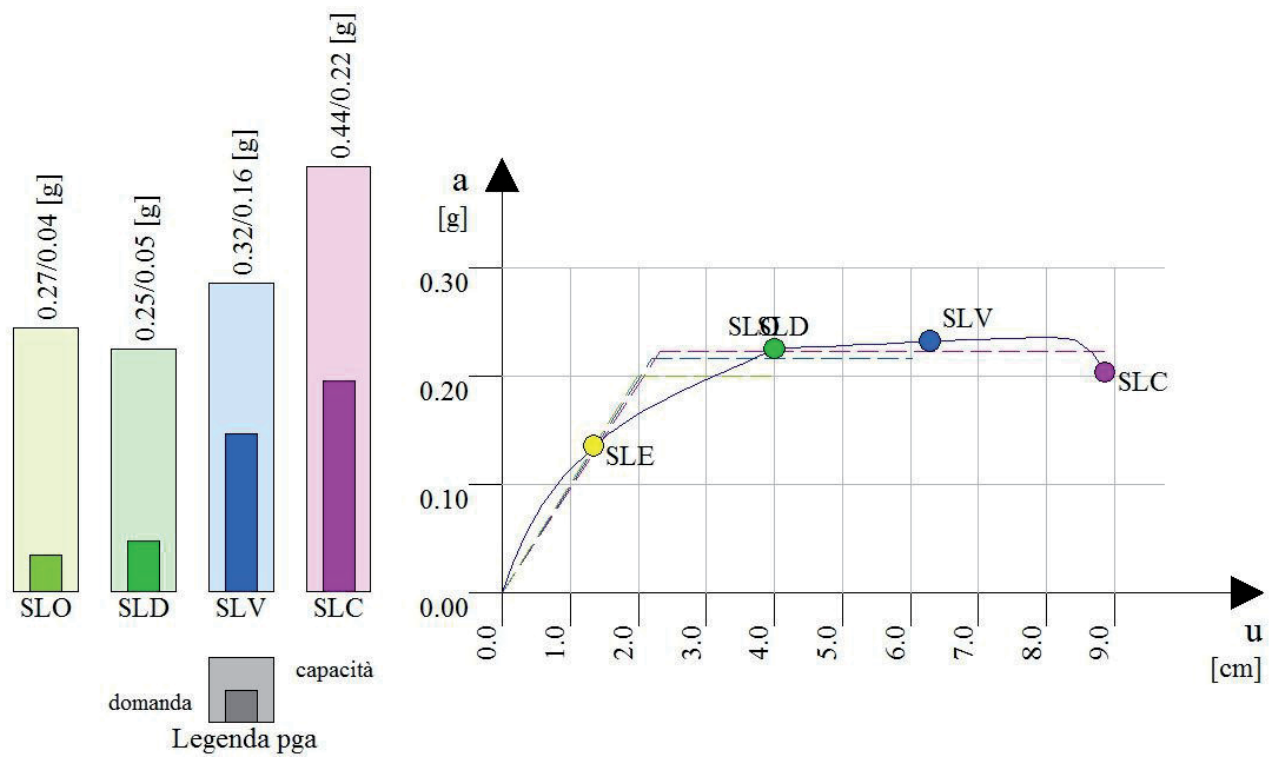


Fig. 12 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 0° e accelerazione lineare.

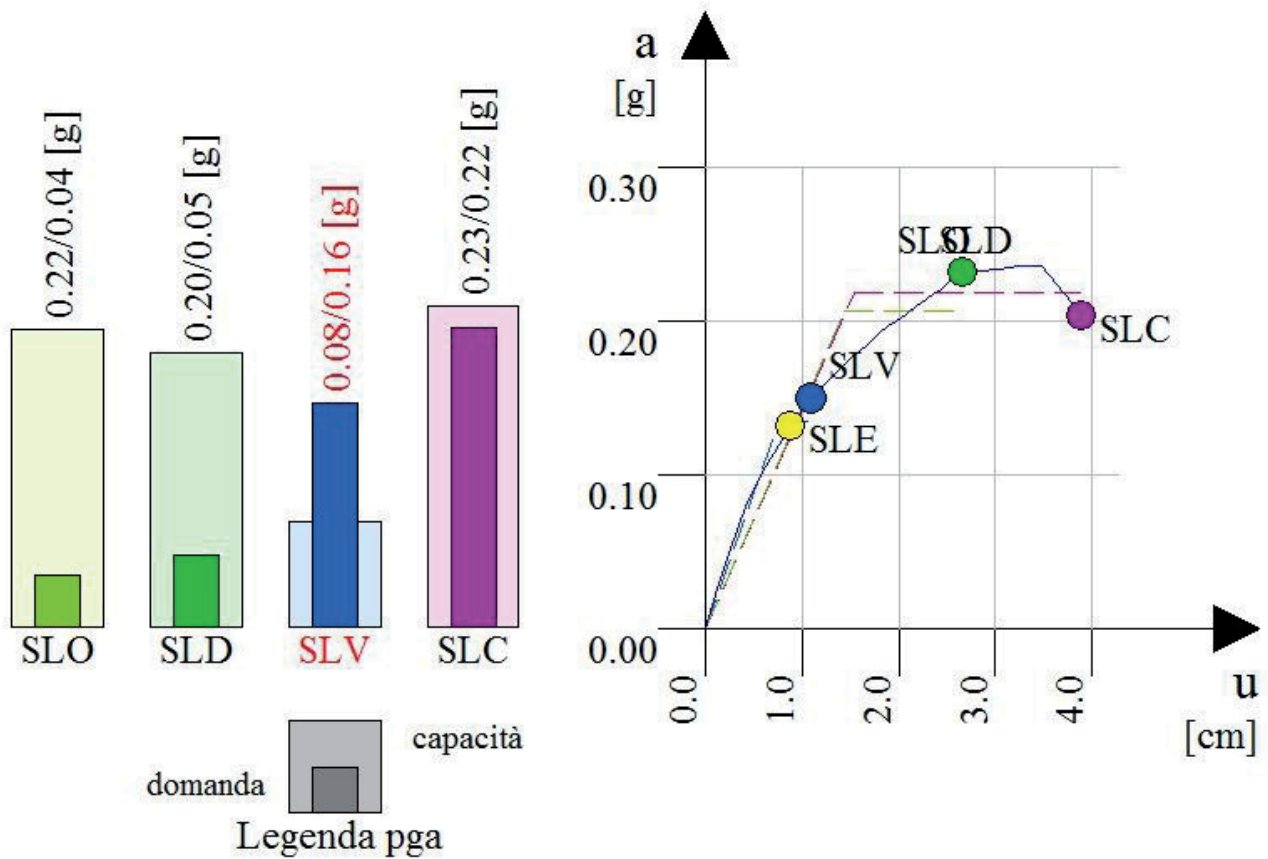


Fig. 13 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 45° e accelerazione costante.

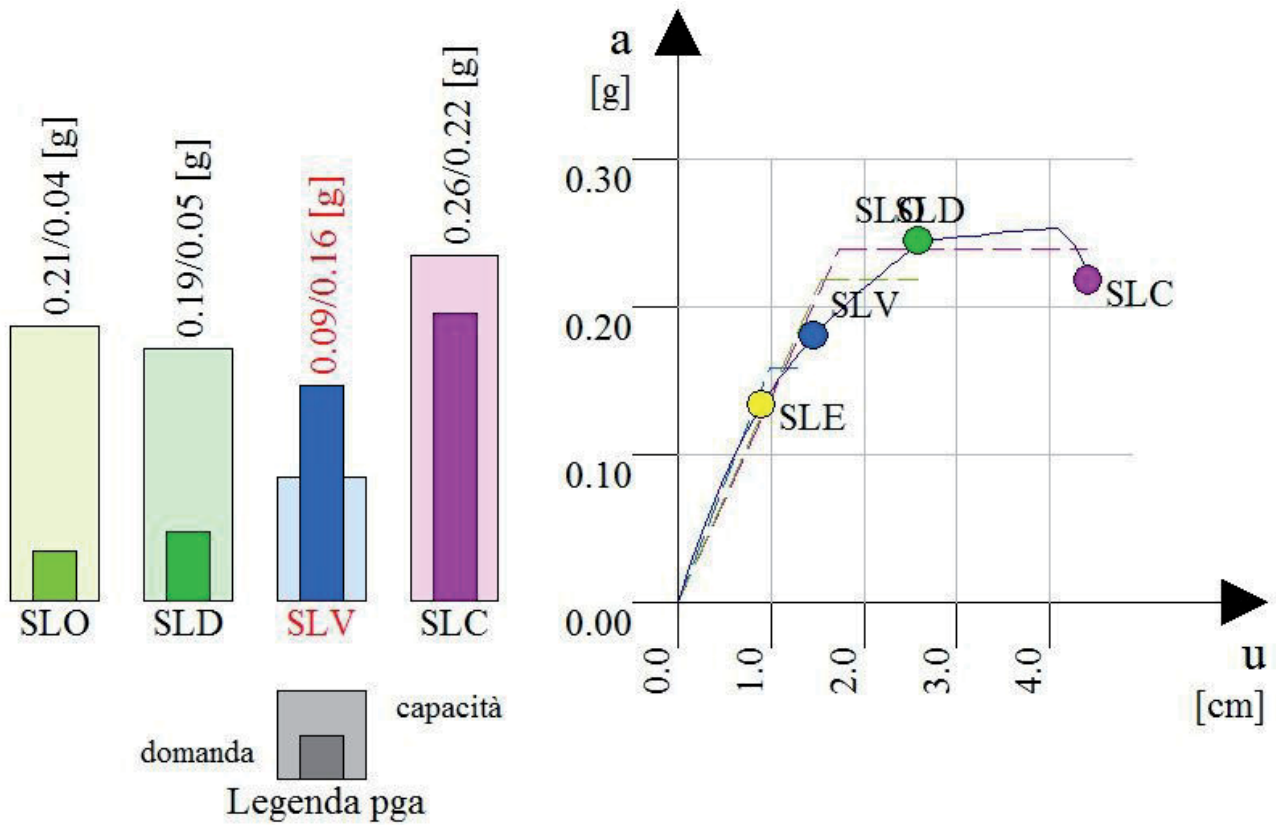


Fig. 14 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 45° e accelerazione lineare.

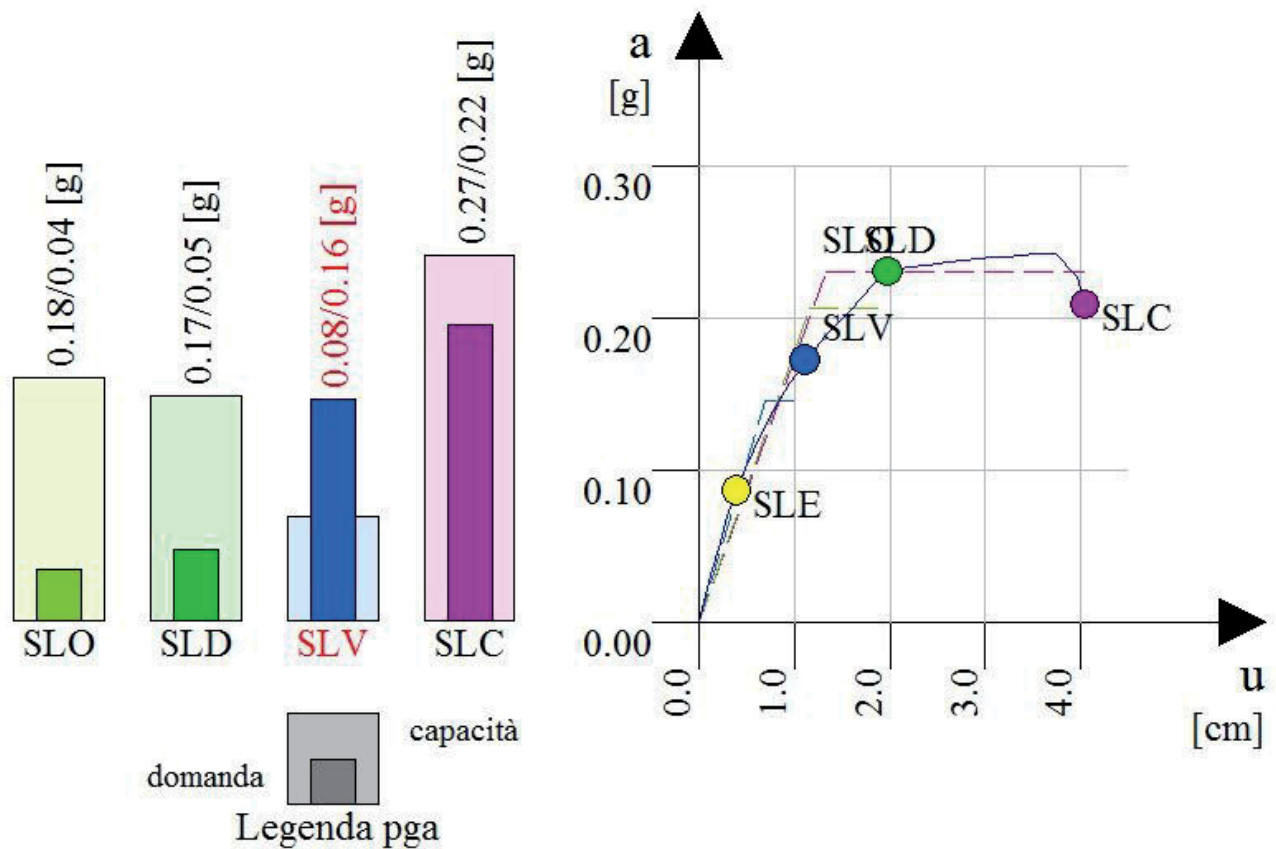


Fig. 15 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 90° e accelerazione costante.

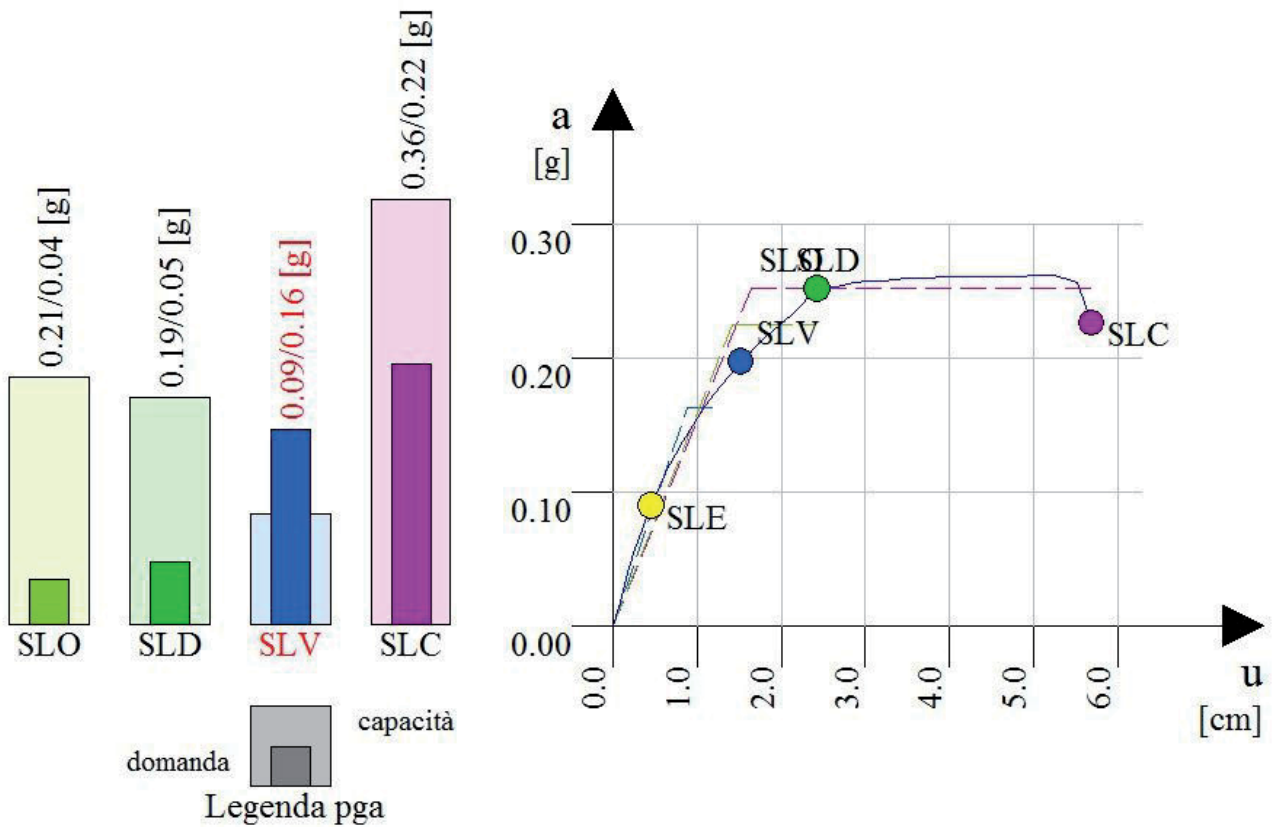


Fig. 16 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 90° e accelerazione lineare.

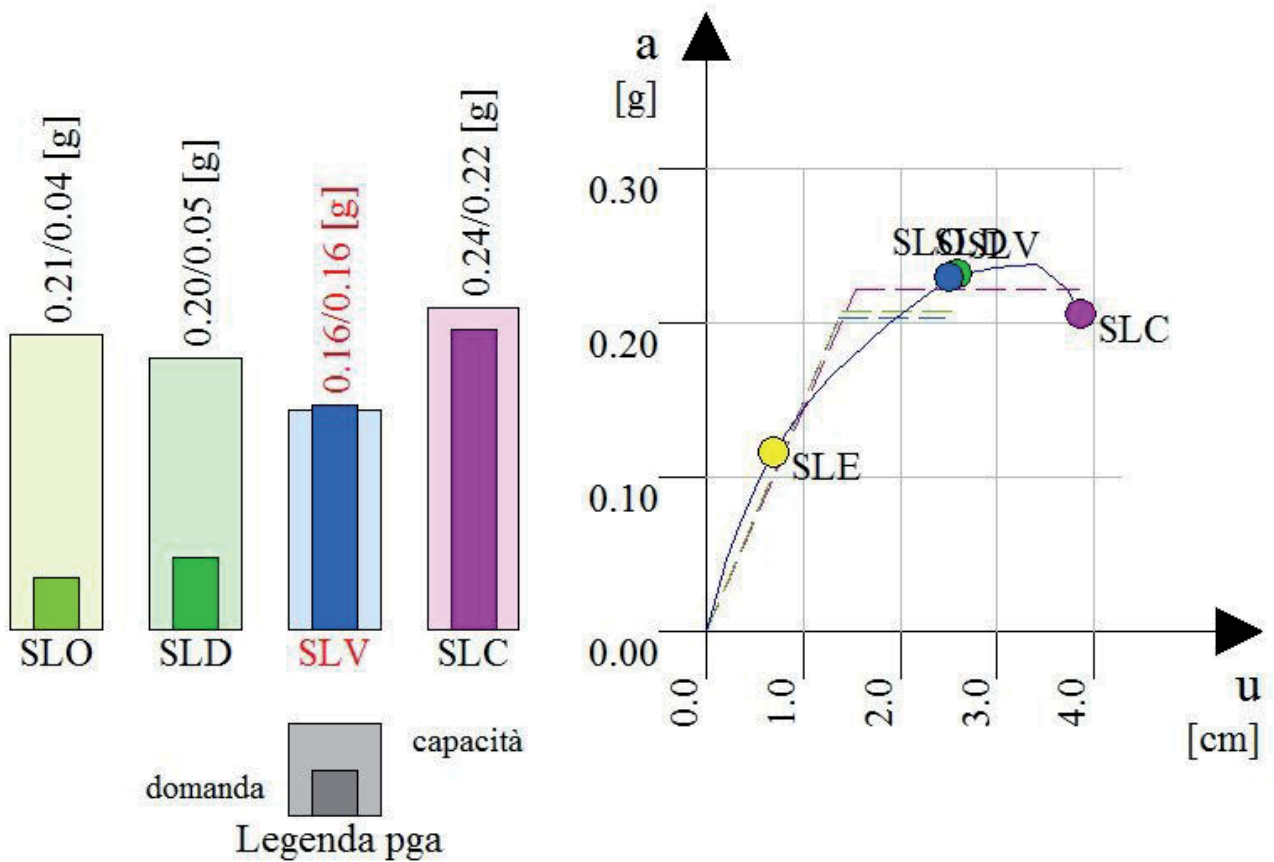


Fig. 17 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 135° e accelerazione costante.

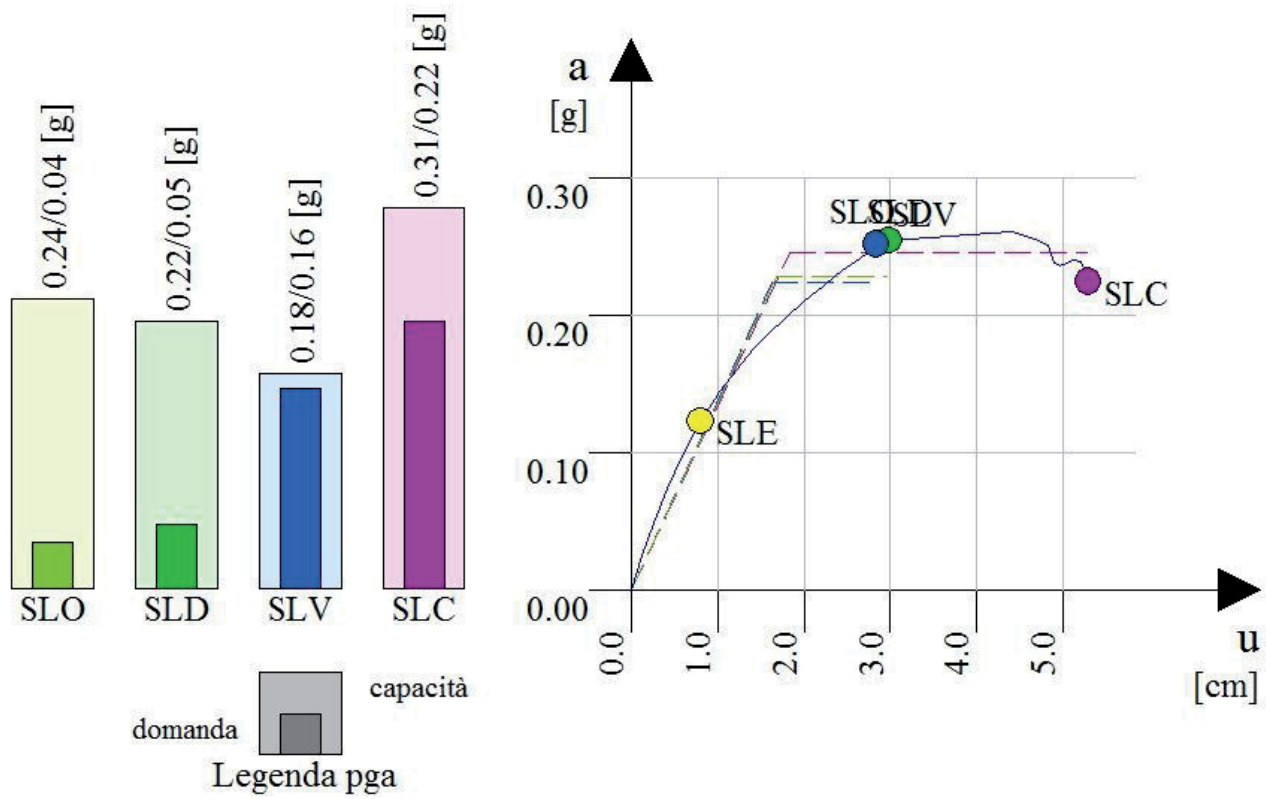


Fig. 18 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 135° e accelerazione lineare.

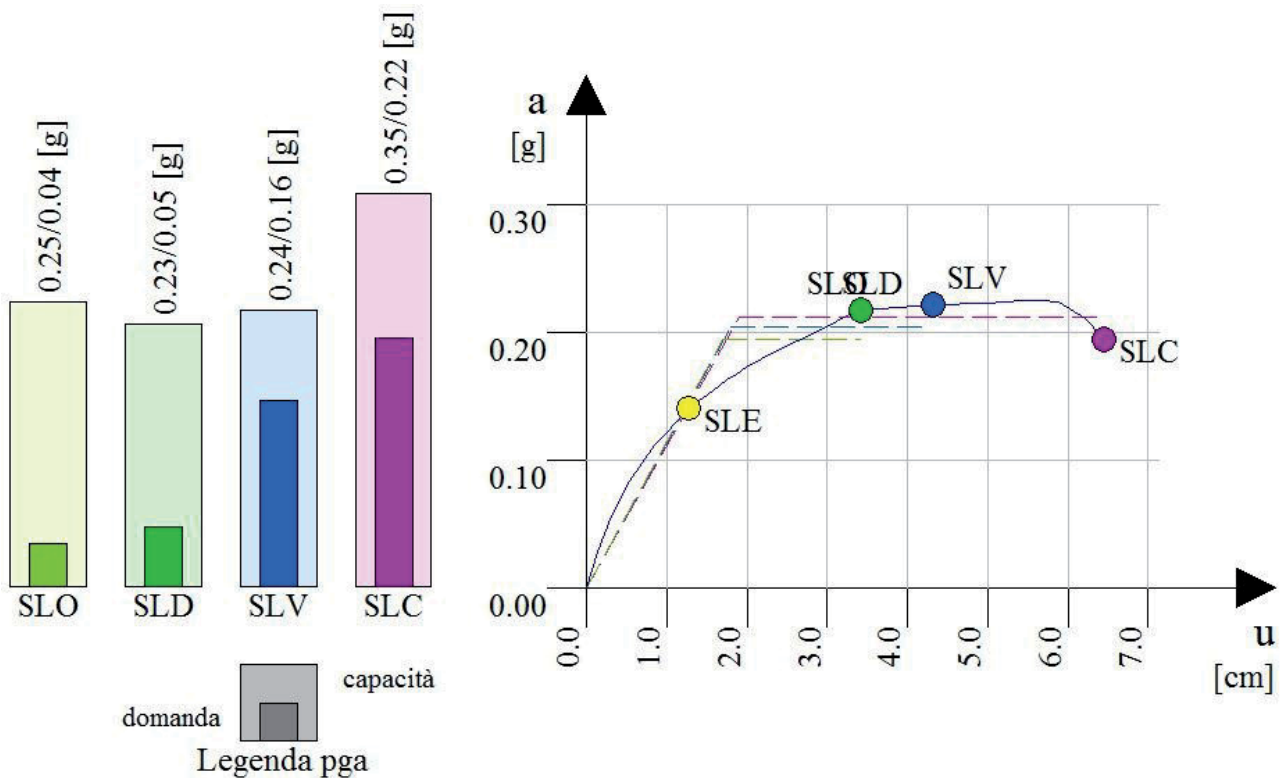


Fig. 19 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 180° e accelerazione costante.

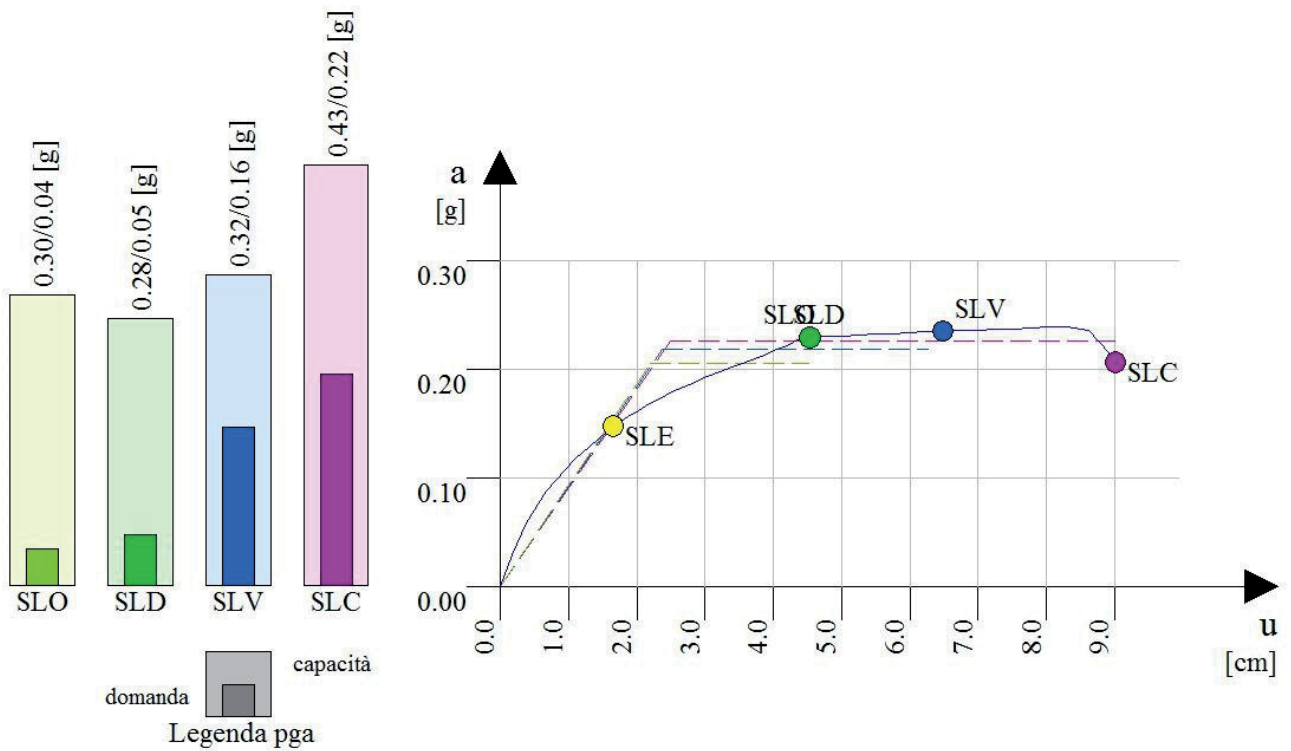


Fig. 20 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 180° e accelerazione lineare.

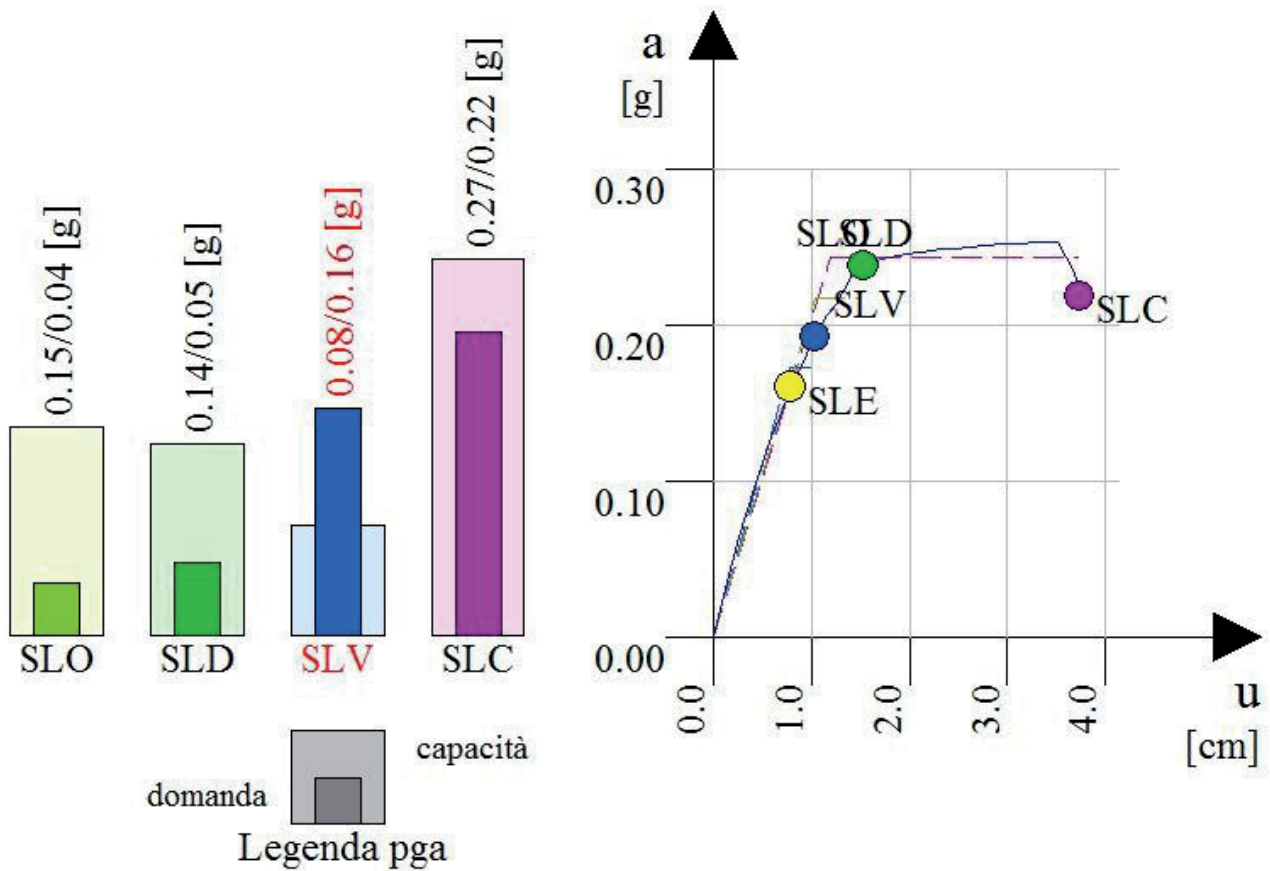


Fig. 21 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 225° e accelerazione costante.

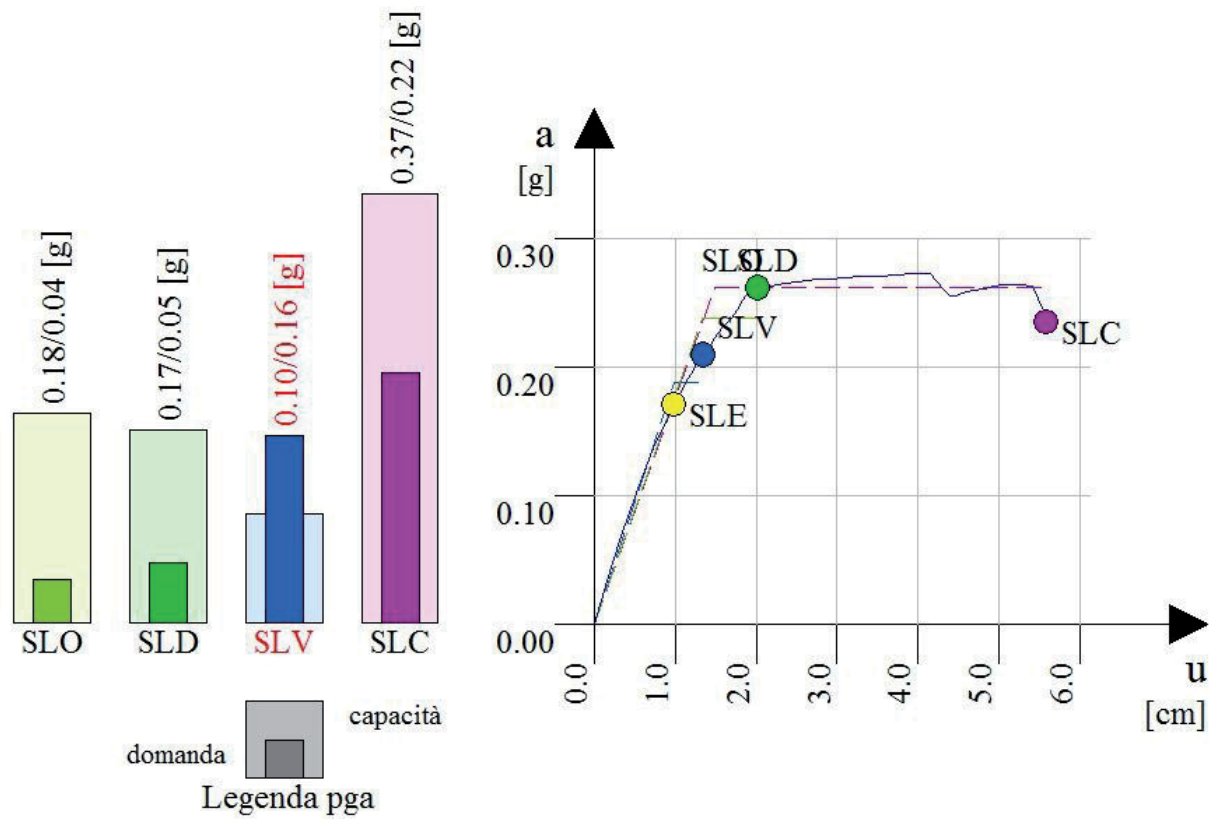


Fig. 22 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con direzione sisma 225° e accelerazione lineare.

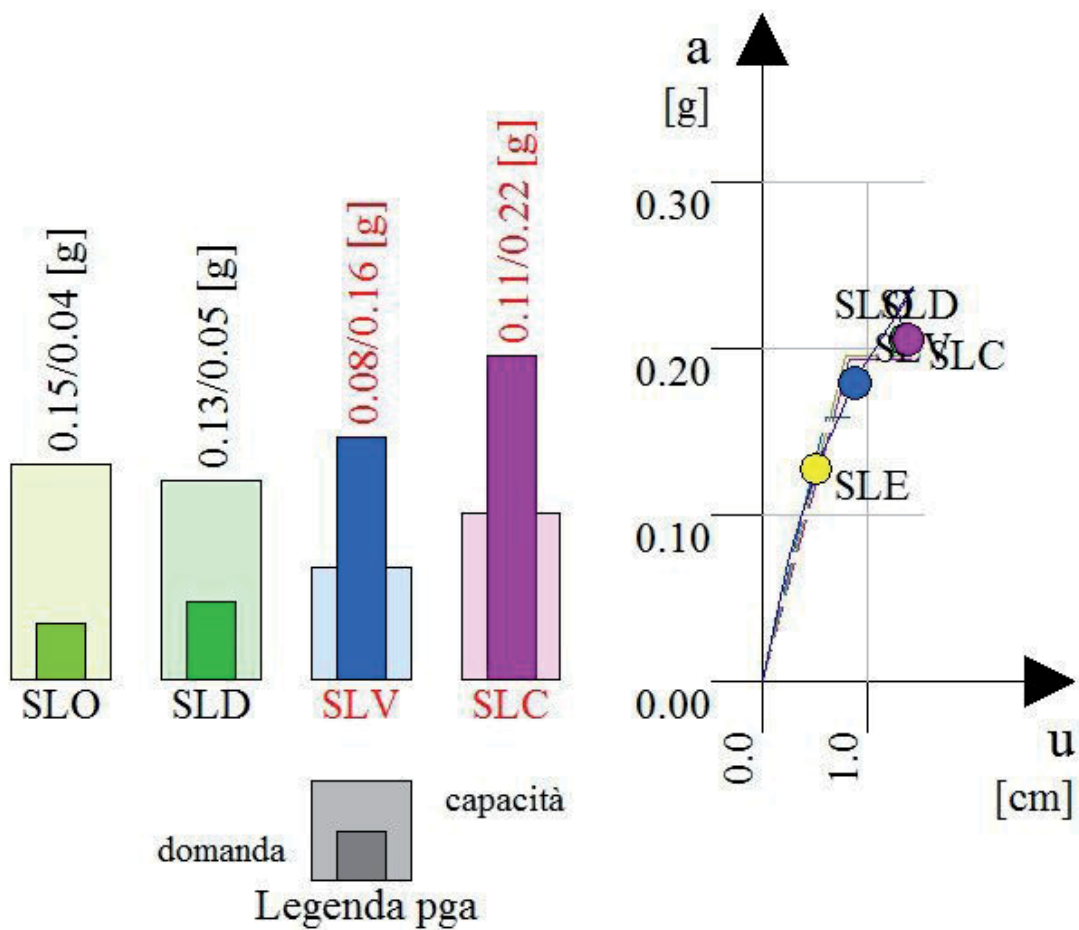


Fig. 23 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 270° e accelerazione costante.

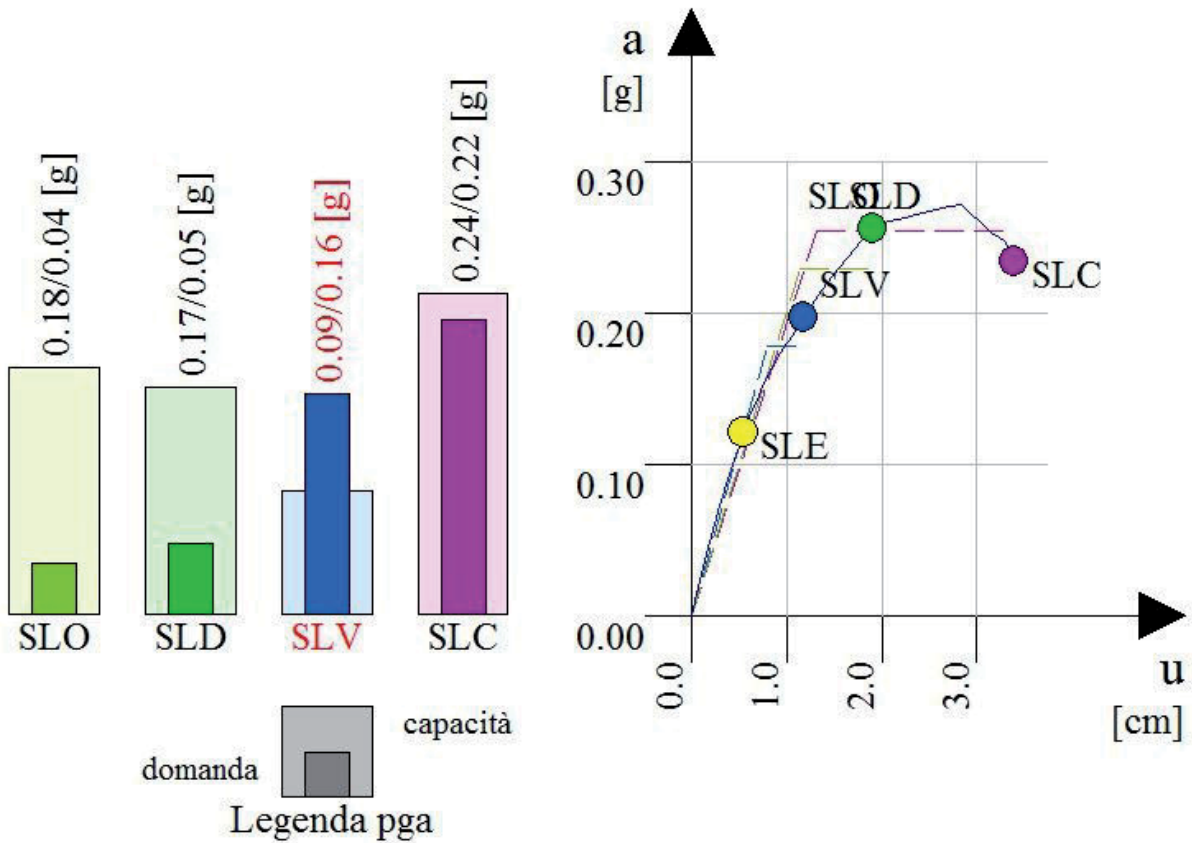


Fig. 24 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 270° e accelerazione lineare.

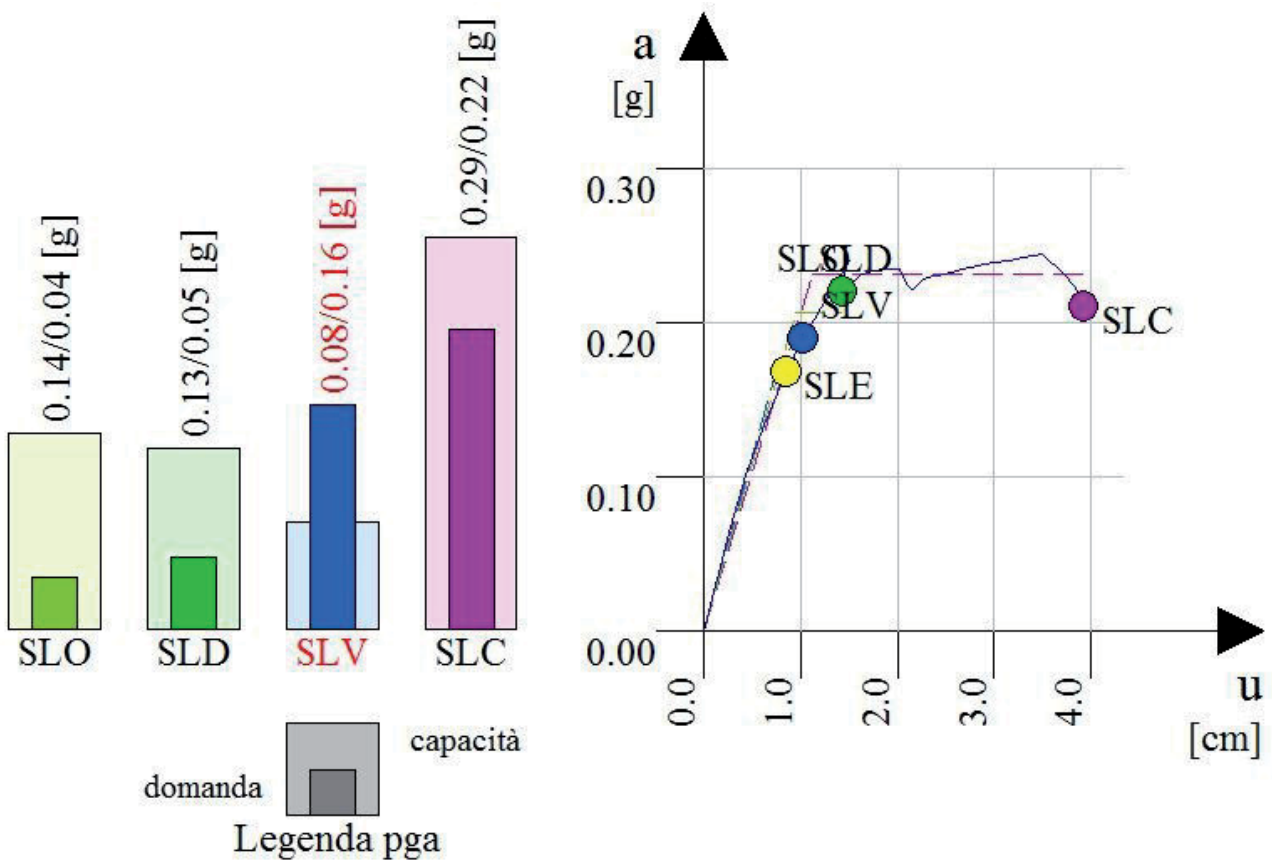


Fig. 25 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 315° e accelerazione costante.

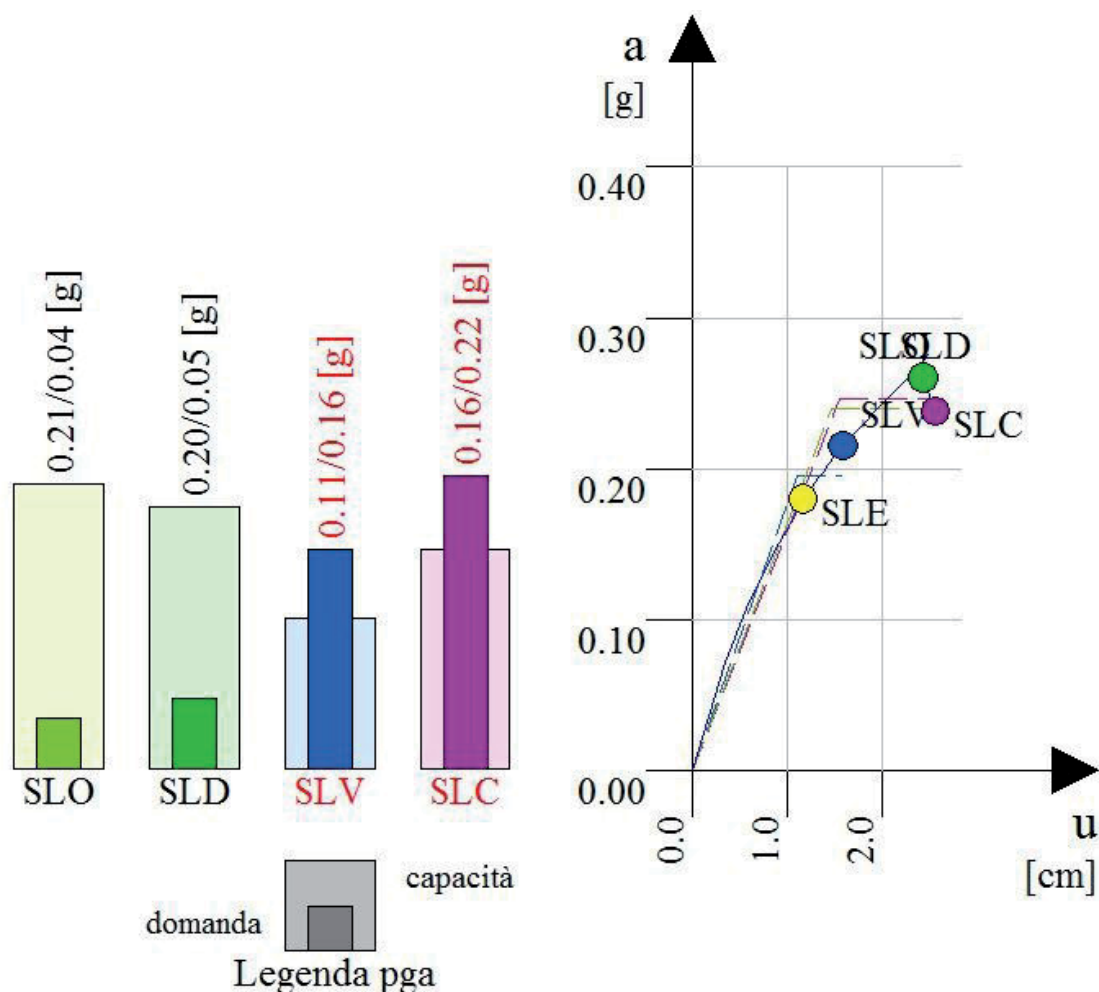


Fig. 26 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 315° e accelerazione lineare.

Di seguito viene rappresentato il grafico della classe di rischio sismico del corpo A nello stato attuale secondo il metodo convenzionale.

Per la determinazione della Classe di Rischio tramite il metodo convenzionale si fa riferimento a due parametri: il primo è di tipo economico ed è la Perdita Annuale Media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, riferite al costo di ricostruzione (CR) dell'edificio privo del suo contenuto. Il secondo è un l'indice di sicurezza (IS-V) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), [capacità in PGA – PGAC], e la PGA che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio, [domanda in PGA – PGAD]. L'indice di sicurezza (IS-V) della struttura altro non è che l'indice di rischio sismico.

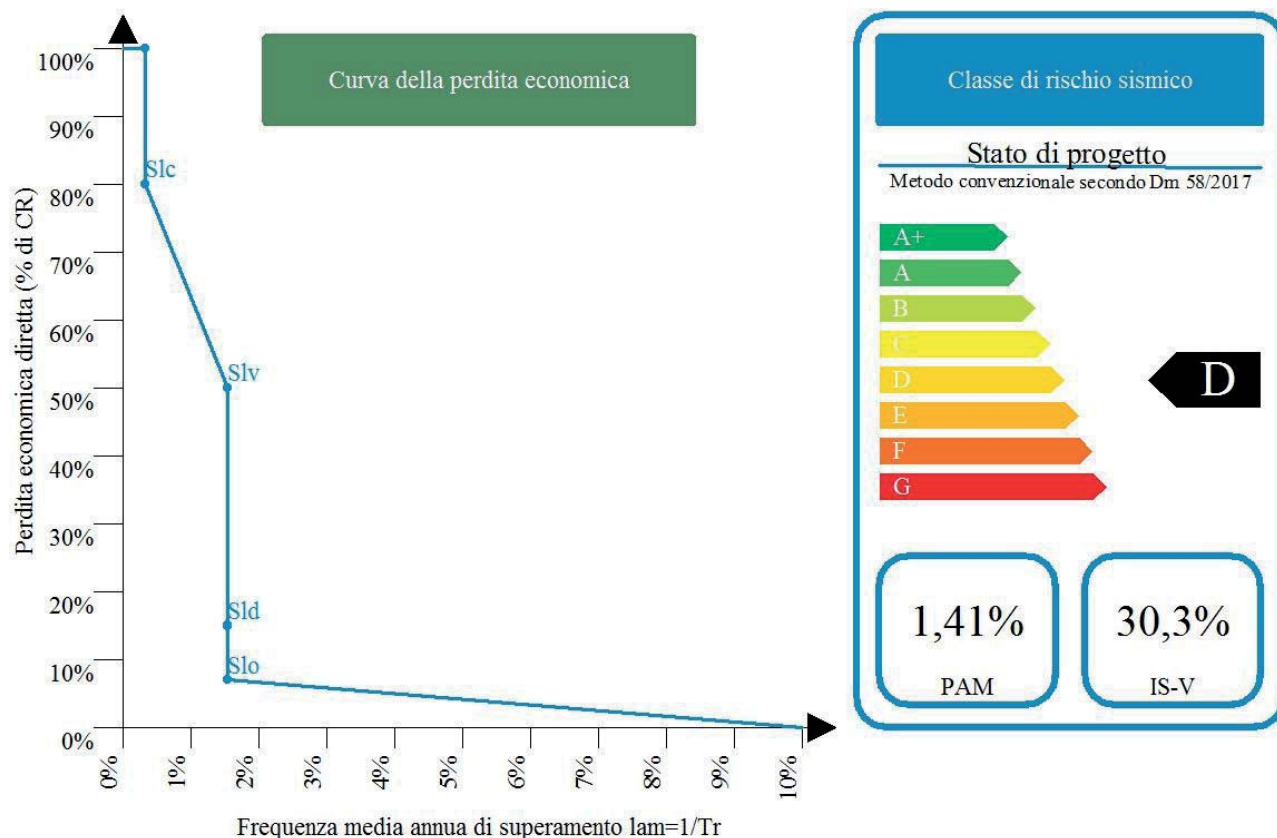


Fig. 27 – Classe di rischio sismico secondo il metodo convenzionale del corpo A nello stato di fatto.

4.4 Verifica sismica del corpo "B" nello stato attuale

Anche in questo caso la struttura rientra nella tipologia di strutture a telaio ai sensi del punto 7.4.3.1 del D.M. 17.01.2018 nelle quali la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale.

Dalle tabelle riassuntive seguenti si osserva che il valore della accelerazione offerta dall'edificio allo stato limite di salvaguardia vita SLV risulta 0,174 g, valore inferiore al limite imposto dalla normativa pari a 0,197 g.

Si evidenzia che per il corpo B la capacità resistente è, seppur inferiore alla domanda, comunque superiore al valore ottenuto per il corpo A, e ciò è naturalmente dovuto alla presenza della scala nel corpo A in posizione decentrata che esalta gli effetti torsionali. Anche in questo caso il fattore di struttura orizzontale desunto dalla analisi push over risulta pari ad 1 e quindi molto minore del valore teorico che si può desumere dalla seguente espressione:

$$q_o = K_r \cdot K_w \cdot K_a \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 3,00 \cdot 1,30 = 3,90$$

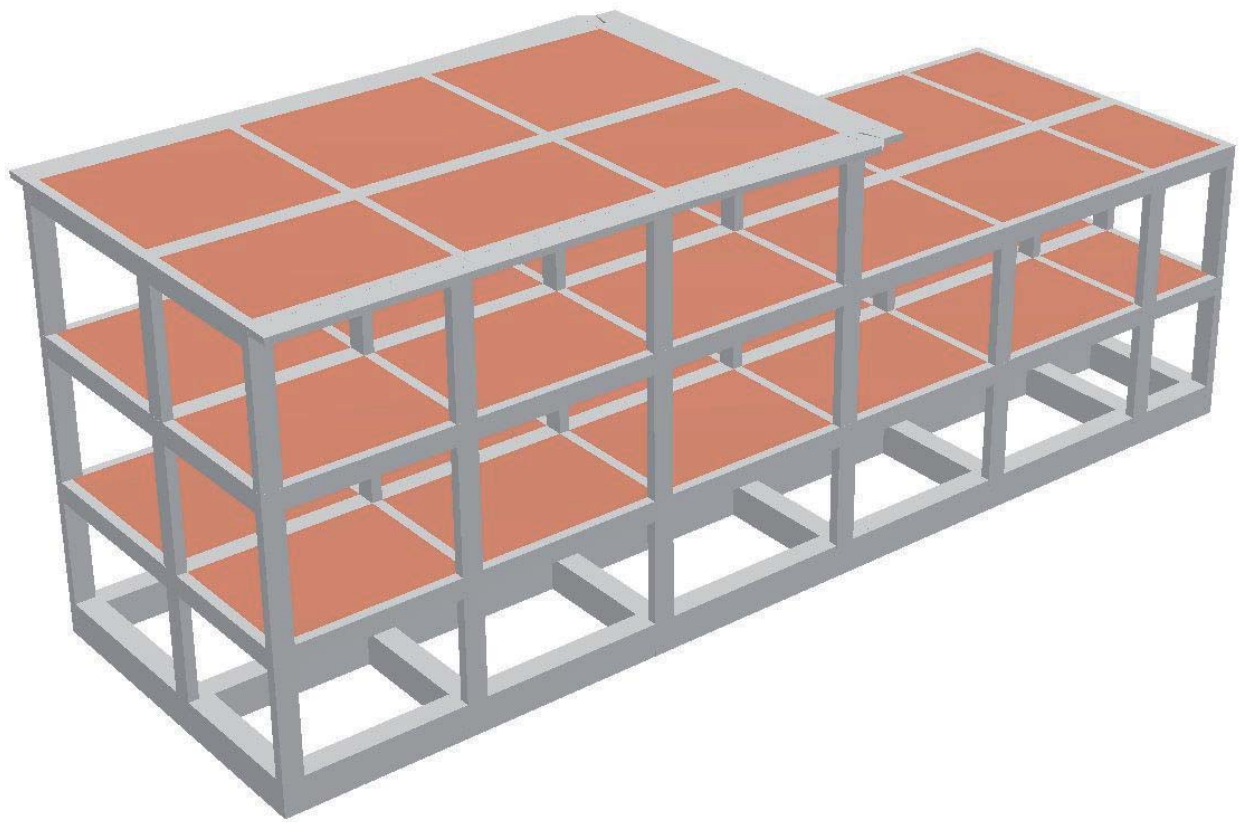


Fig. 28 - Vista del modello di calcolo del corpo "B" nello stato attuale

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,047	0,065	0,197	0,258
Capacità di Pga [g]	0,188	0,173	0,174	0,239
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	45	75	712	1462
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	628	522	522	1182
Rapporto di Pga: capacita/domanda	4,022	2,674	0,884	0,925

Tab. 6 – Riepilogo risultati analisi push over - corpo "B" stato attuale

Rapporto di sovrarresistenza minimo	1,434
Fattore di struttura valutato in funzione della sovrarresistenza	4,302
Fattore di struttura valutato in funzione della verifica di duttilità	1,000

Tab. 7 – Fattori di sovrarresistenza e di struttura desunti da push over over - corpo "B" stato attuale

Come si legge il rapporto tra la capacità "resistente" offerta dall'edificio all'accelerazione sismica e la domanda di "resistenza" imposta dalla normativa, risulta pari a 0,884 per lo SLV e 0,925 per lo SLC e quindi minore di 1 come necessario per il soddisfacimento delle verifiche.

La mappatura di impegno per sisma agente a 90° anche in questo caso evidenzia che gli elementi che entrano in crisi per primi sono i pilastri, tuttavia per il corpo B la crisi avviene sia per taglio che per presso-flessione.

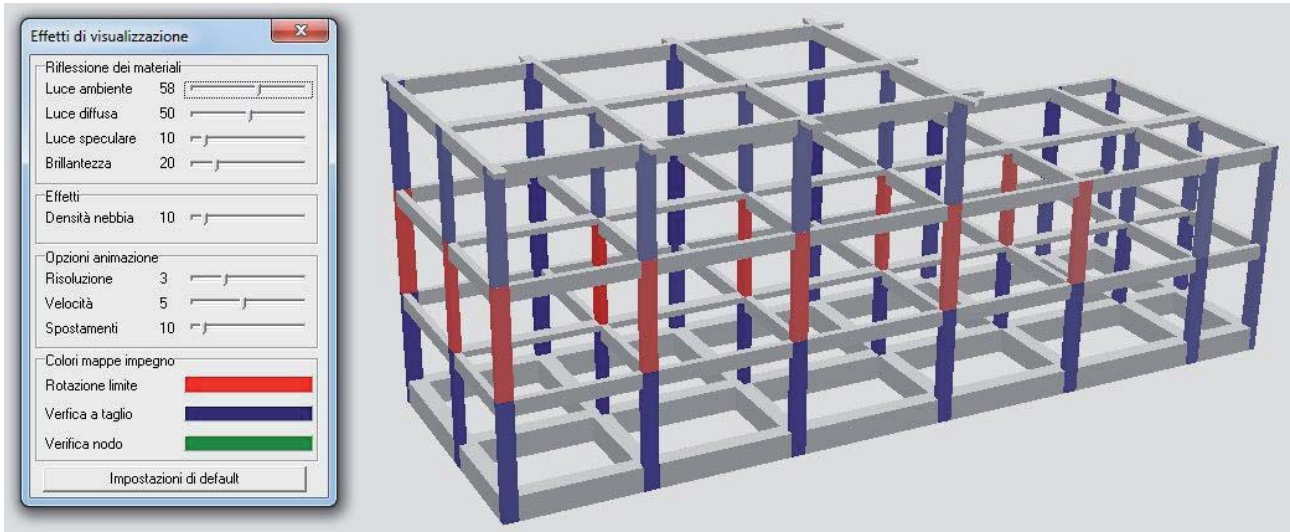


Fig. 29 - Mappatura di impegno della vulnerabilità sismica corpo B ante operam - direzione sisma 90°.

Di seguito si riportano le curve push-over per le 8 direzioni di sisma considerate, sia con distribuzione dell'accelerazione sismica costante che lineare.

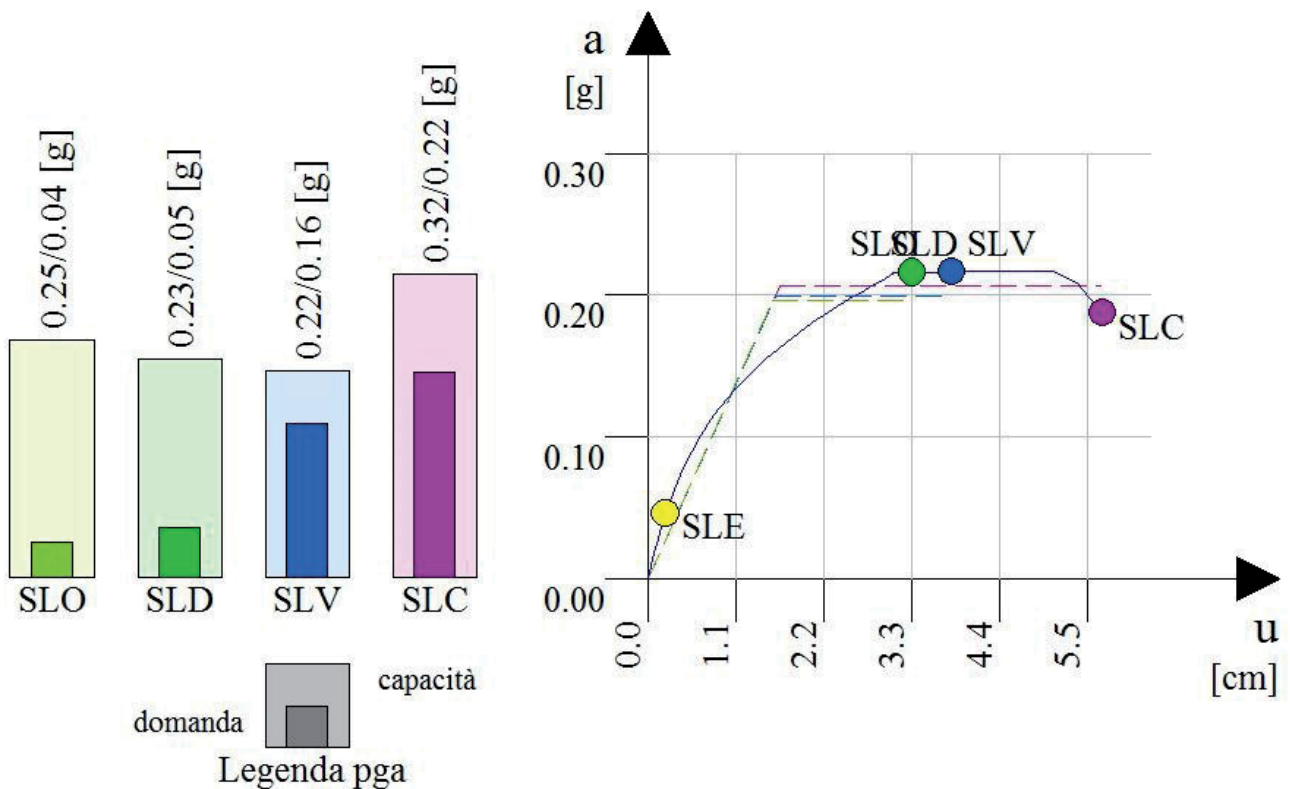


Fig. 30 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 0° e accelerazione costante.

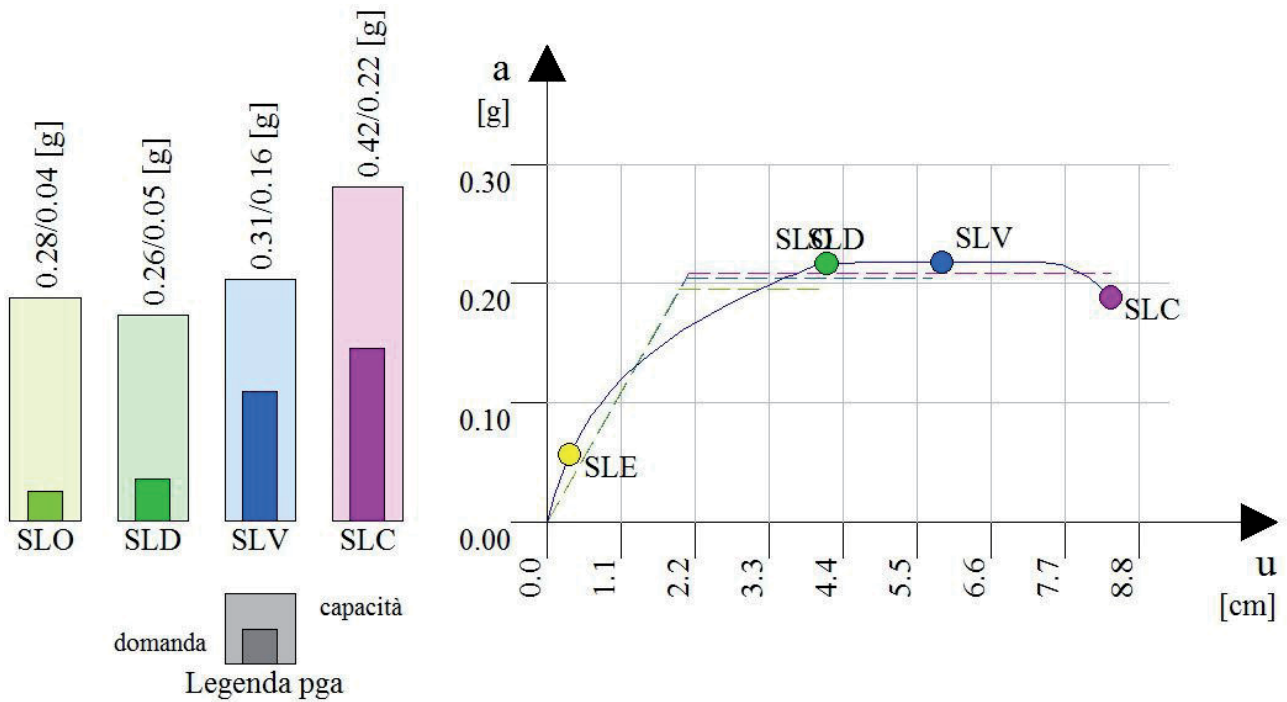


Fig. 31 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 0° e accelerazione lineare.

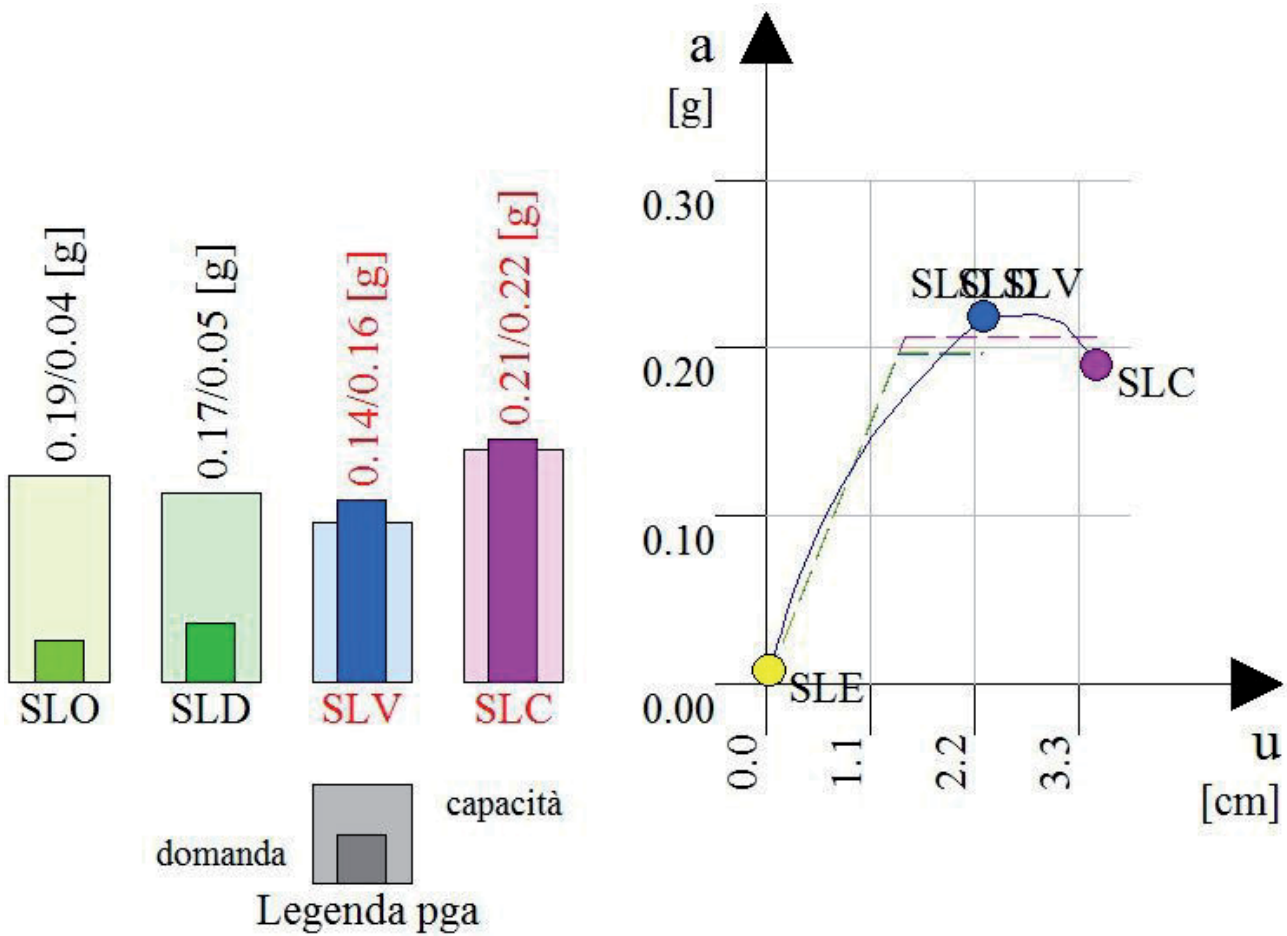


Fig. 32 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 45° e accelerazione costante.

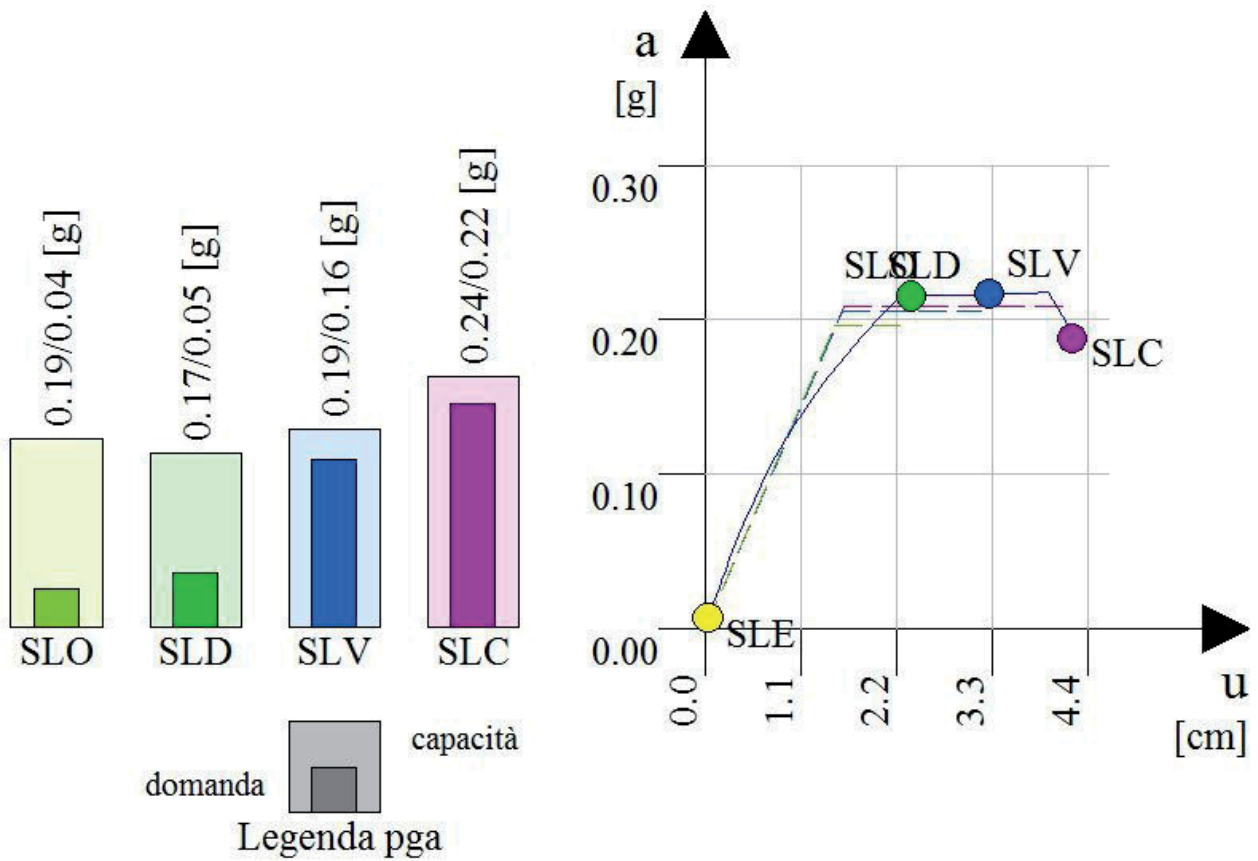


Fig. 33 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 45° e accelerazione lineare.

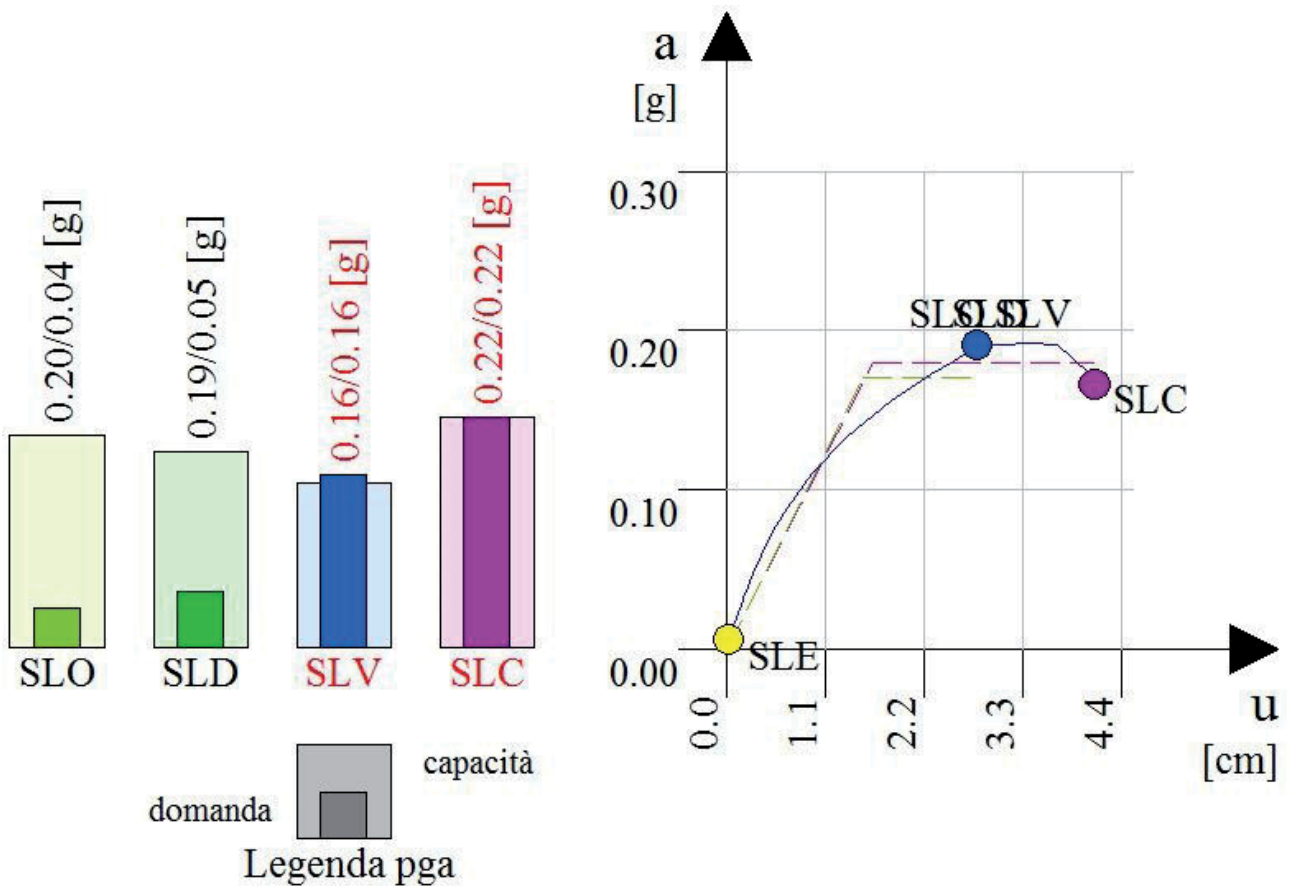


Fig. 34 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 90° e accelerazione costante.

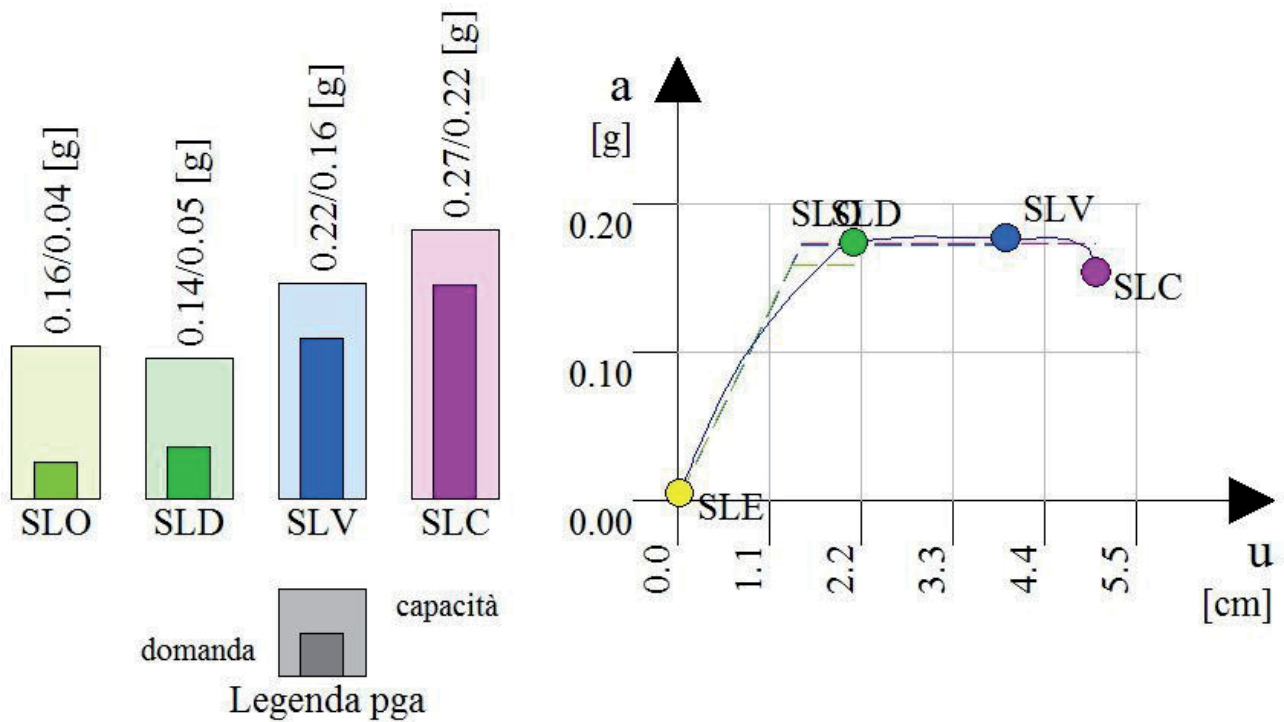


Fig. 35 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 90° e accelerazione lineare.

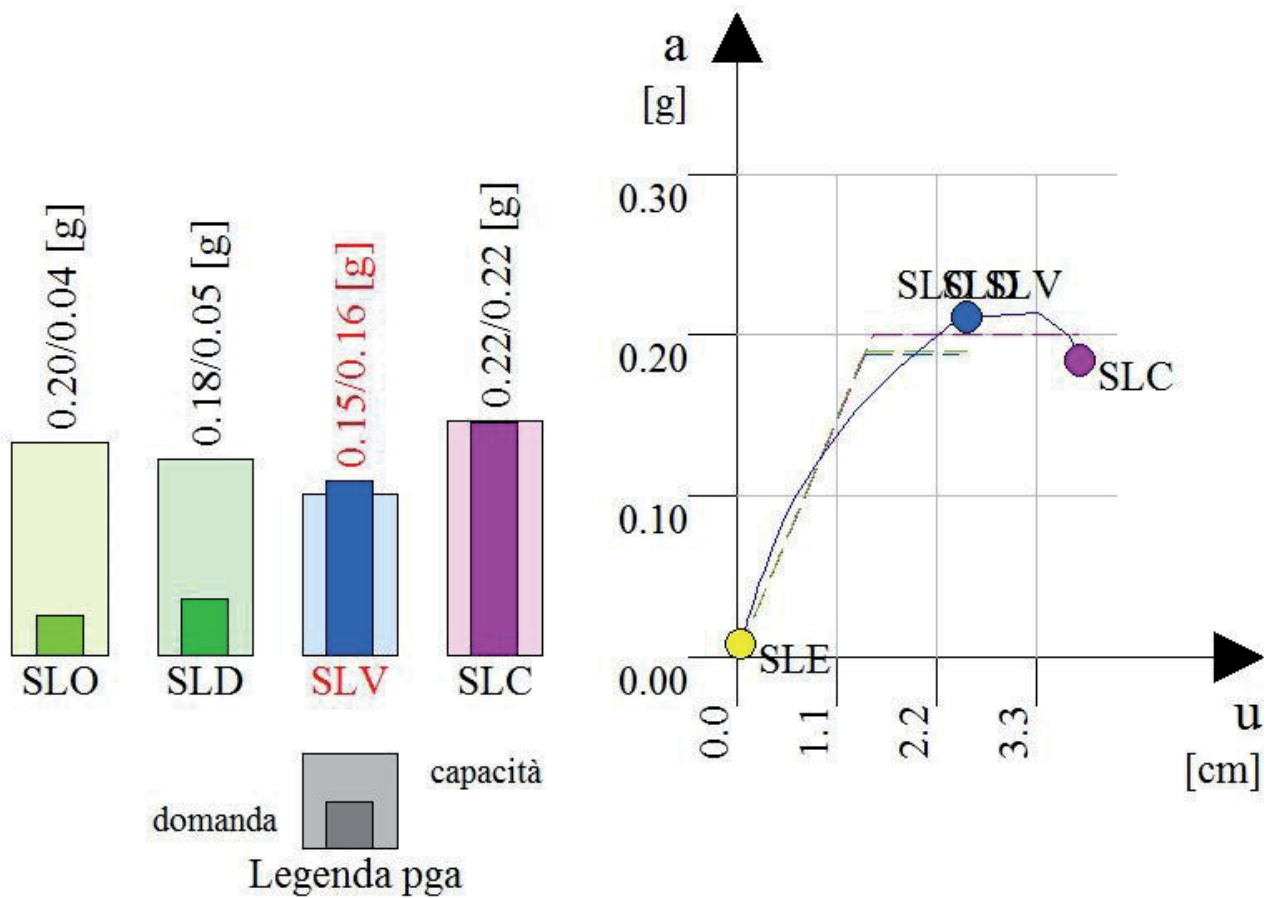


Fig. 36 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 135° e accelerazione costante.

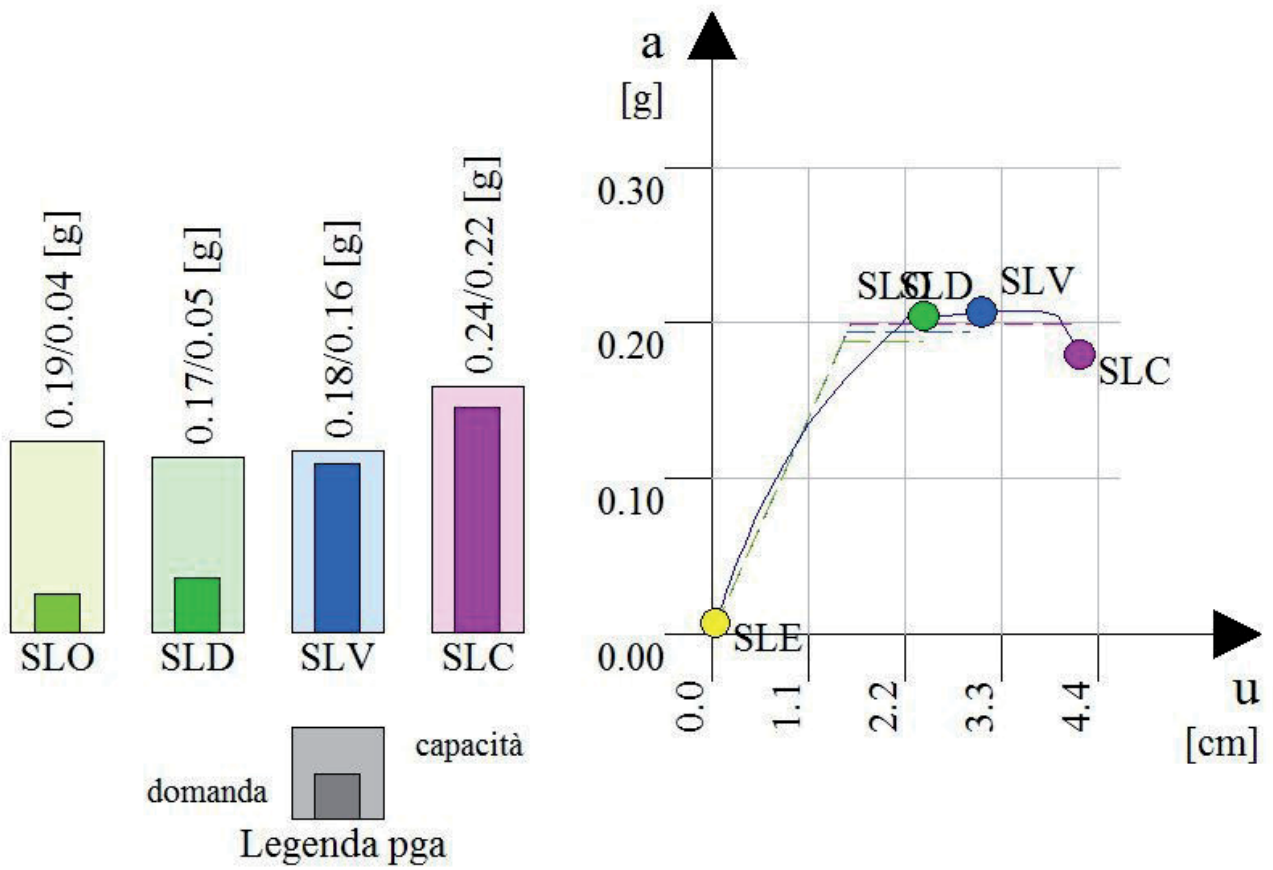


Fig. 37 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 135° e accelerazione lineare.

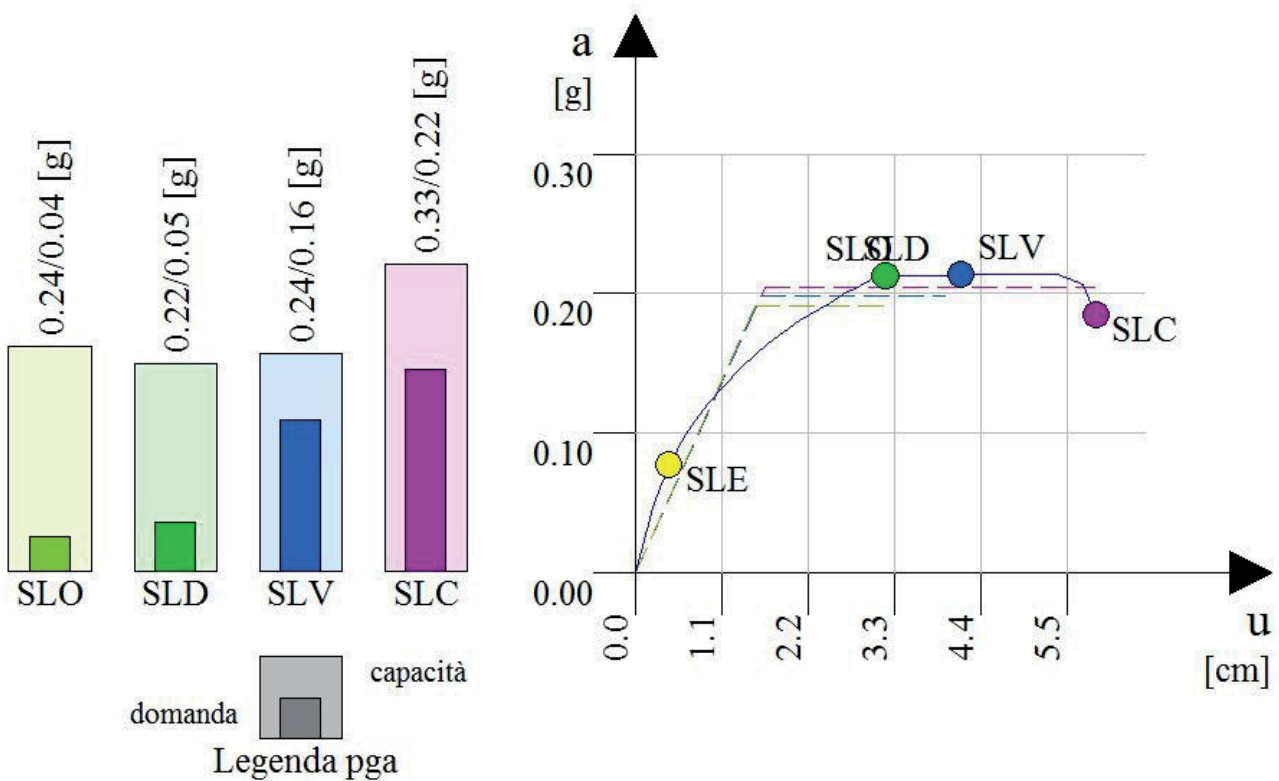


Fig. 38 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 180° e accelerazione costante.

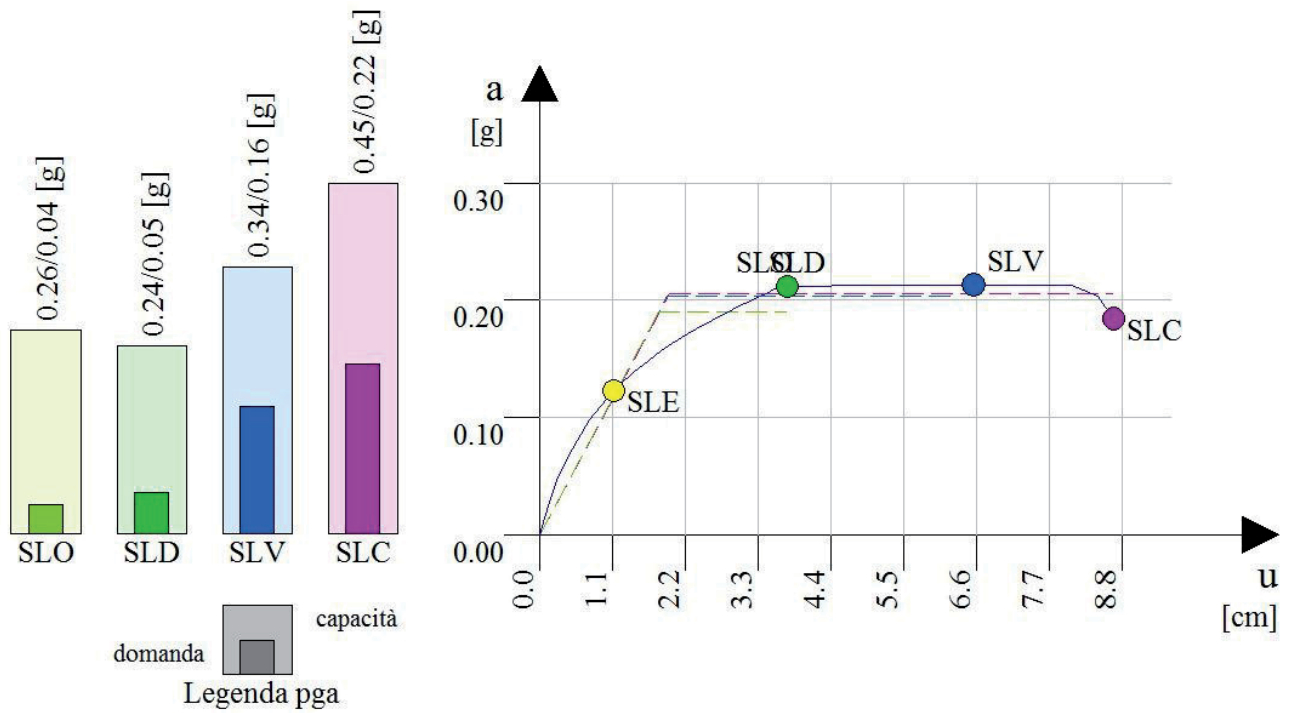


Fig. 39 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 180° e accelerazione lineare.

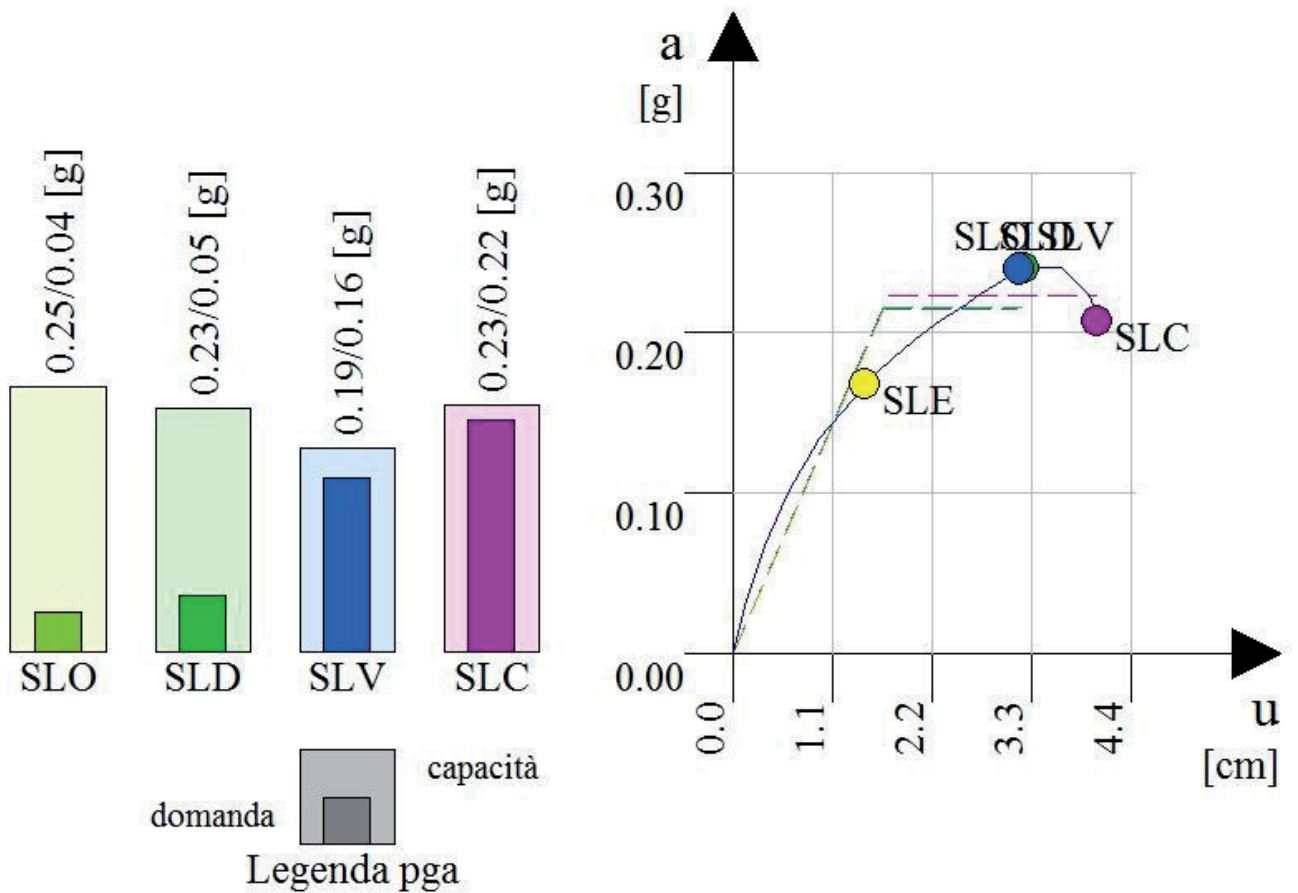


Fig. 40 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 225° e accelerazione costante.

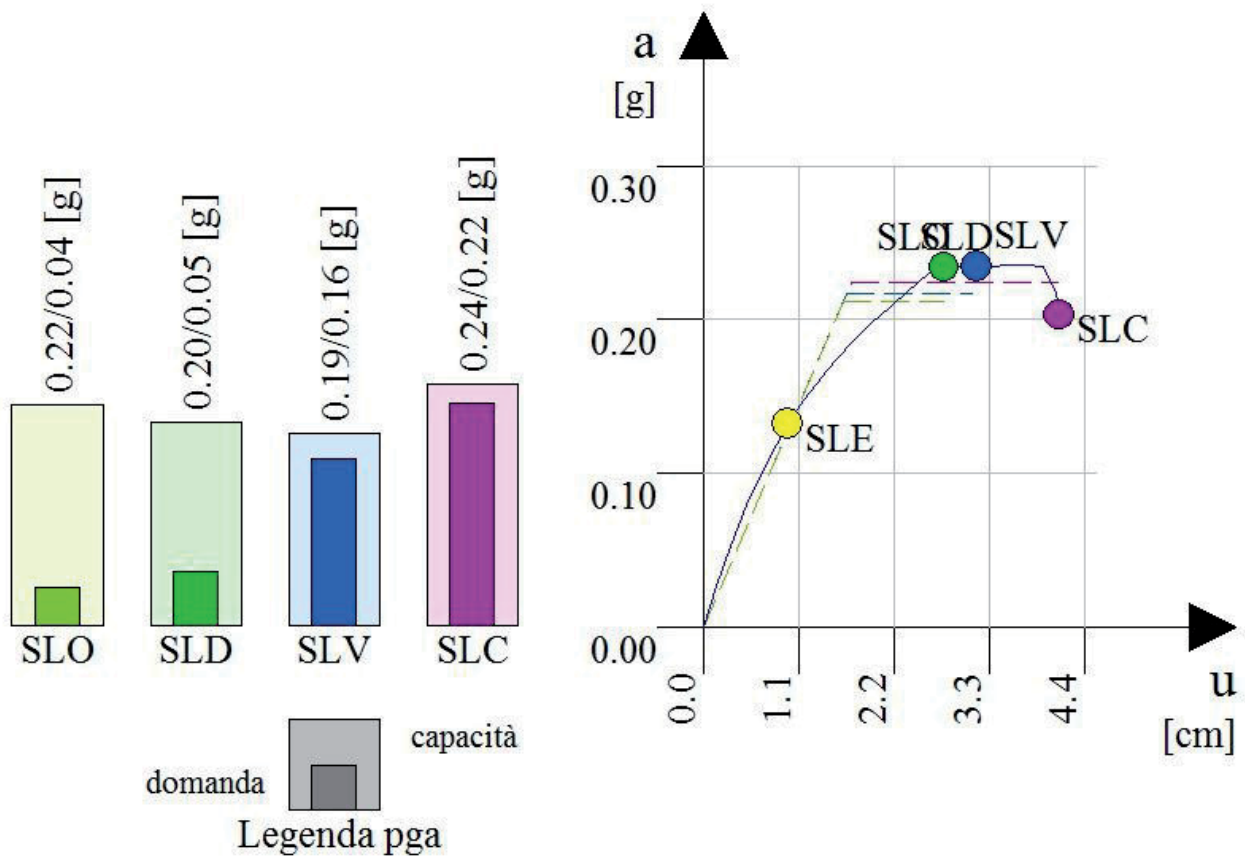


Fig. 41 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con direzione sisma 225° e accelerazione lineare.

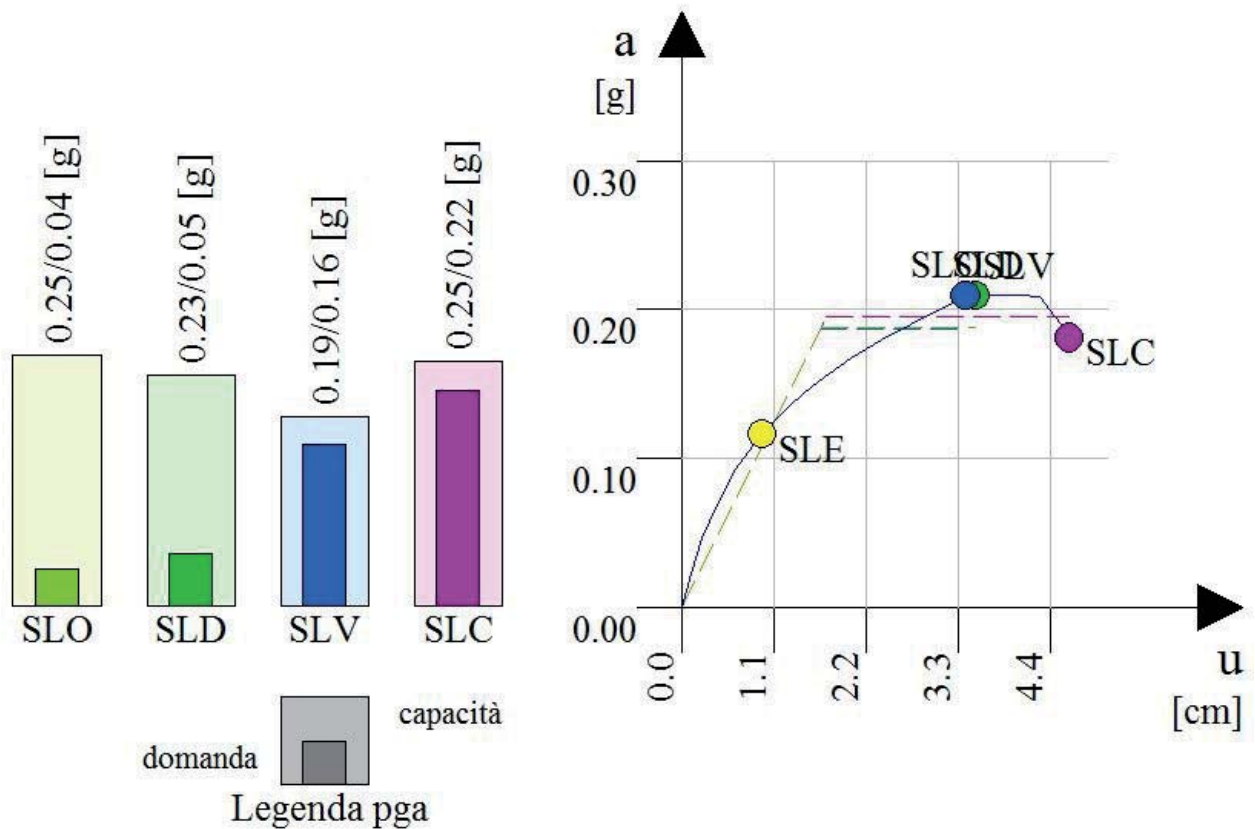


Fig. 42 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 270° e accelerazione costante.

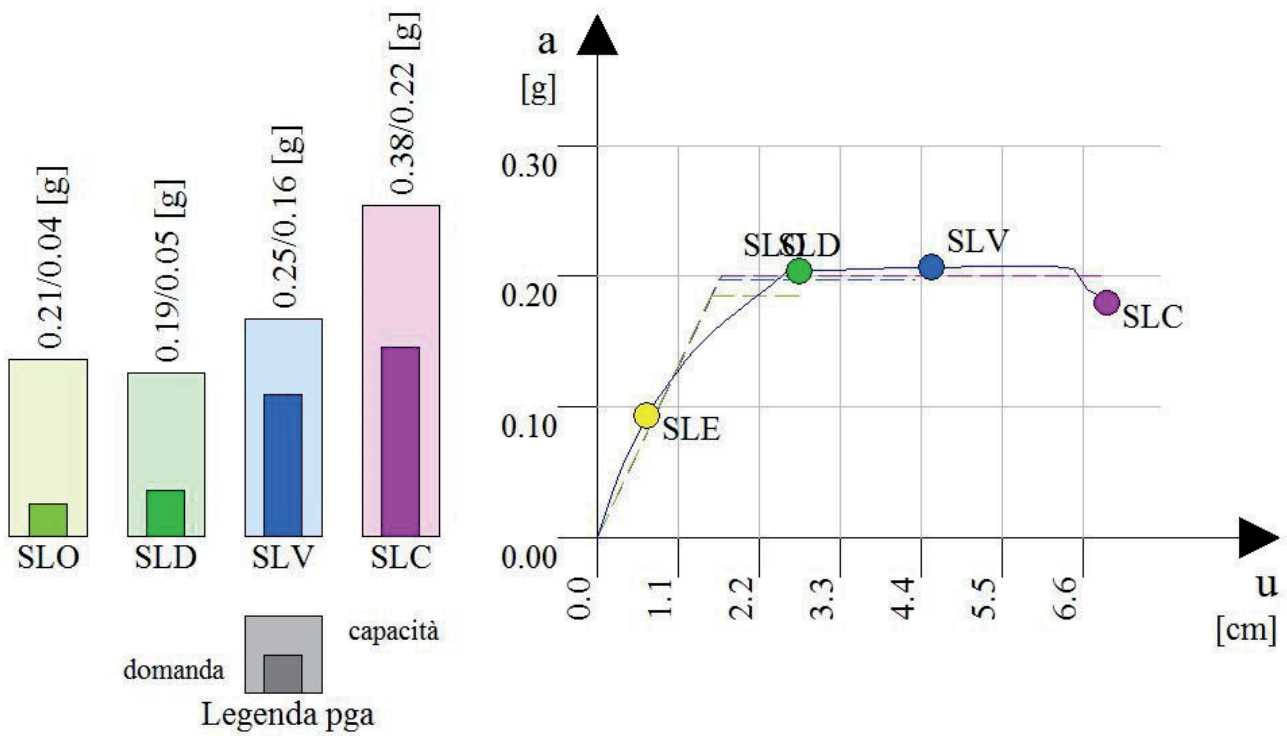


Fig. 43 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 270° e accelerazione lineare.

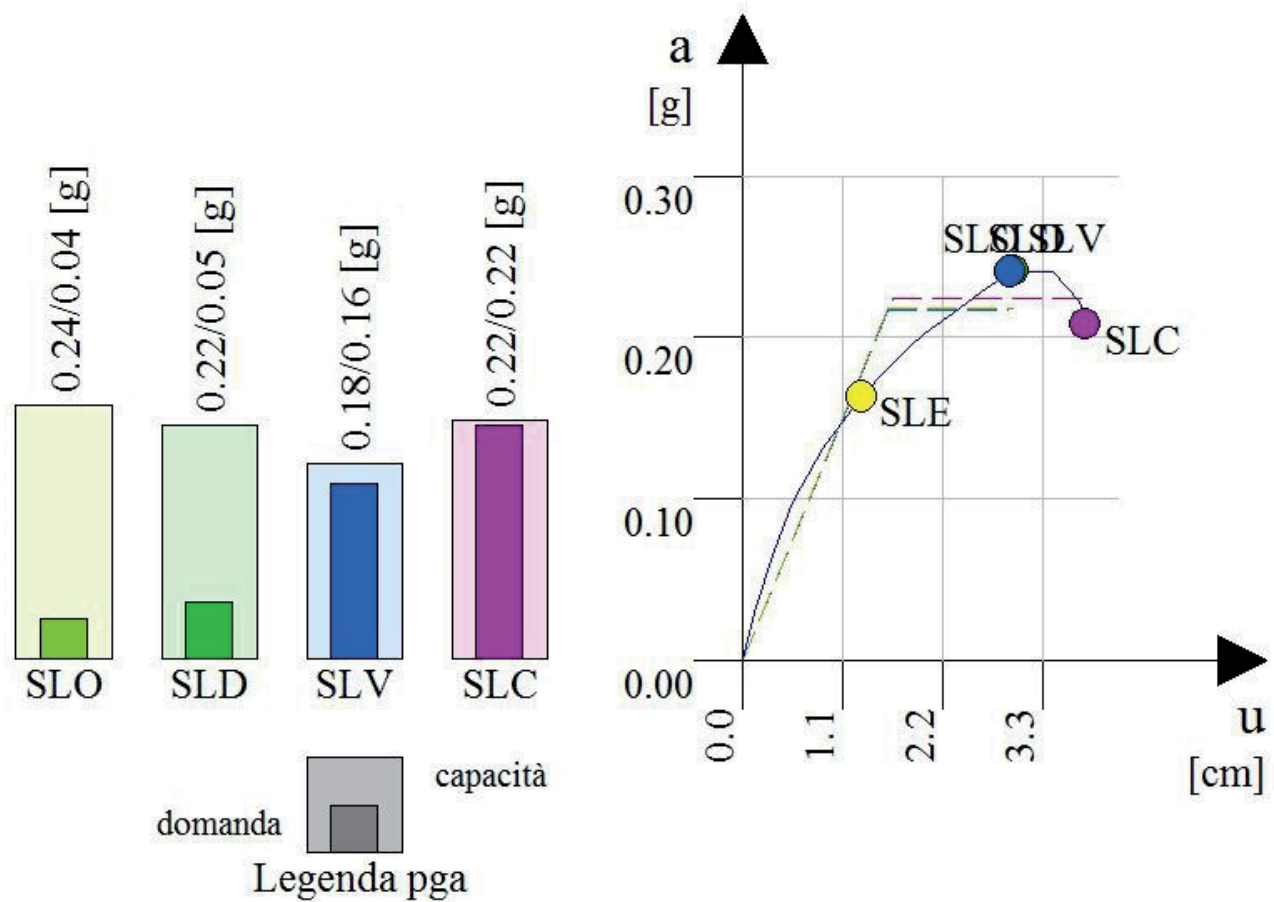


Fig. 44 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 315° e accelerazione costante.

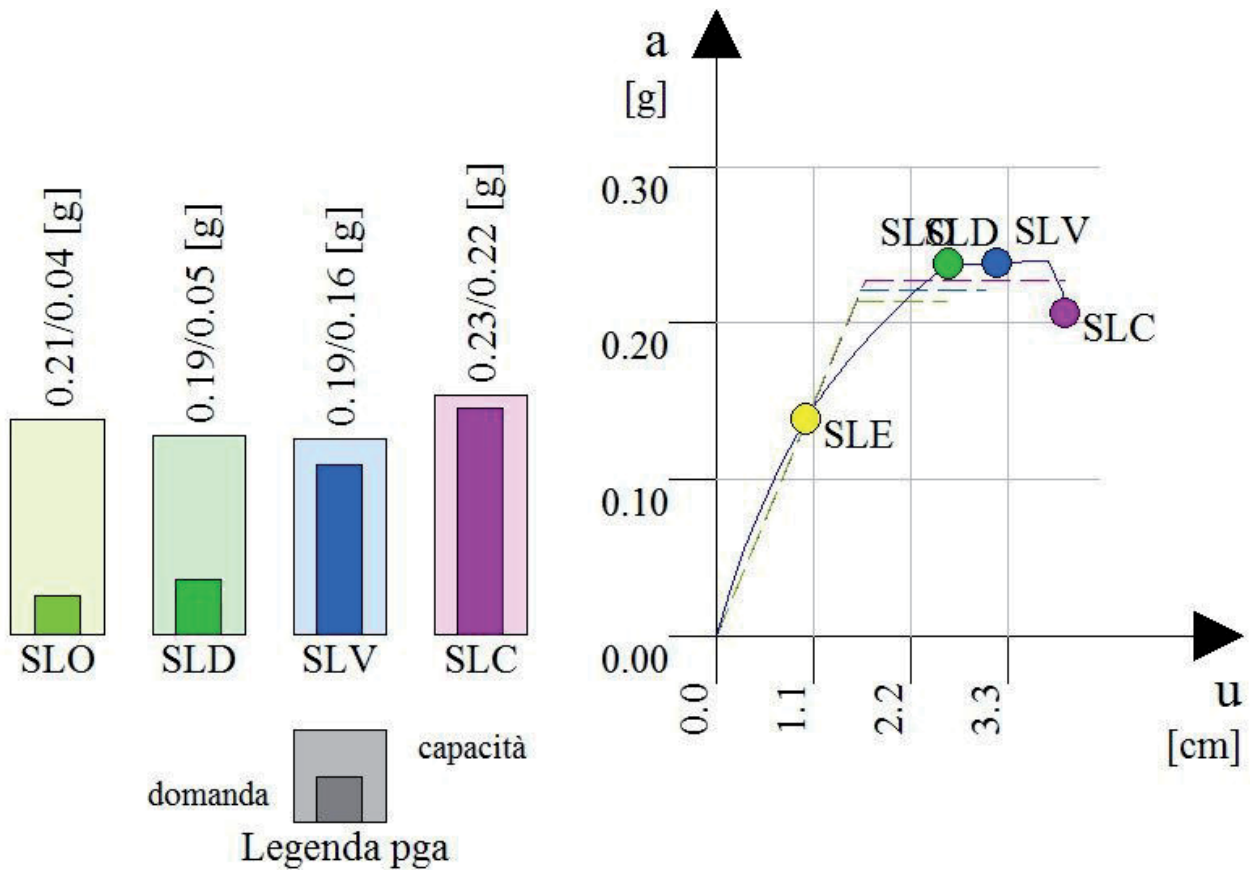


Fig. 45 - Istogramma curva pushover corpo A ante operam con sisma a 315° e accelerazione lineare.

Di seguito viene rappresentato il grafico della classe di rischio sismico del corpo B nello stato attuale secondo il metodo convenzionale.

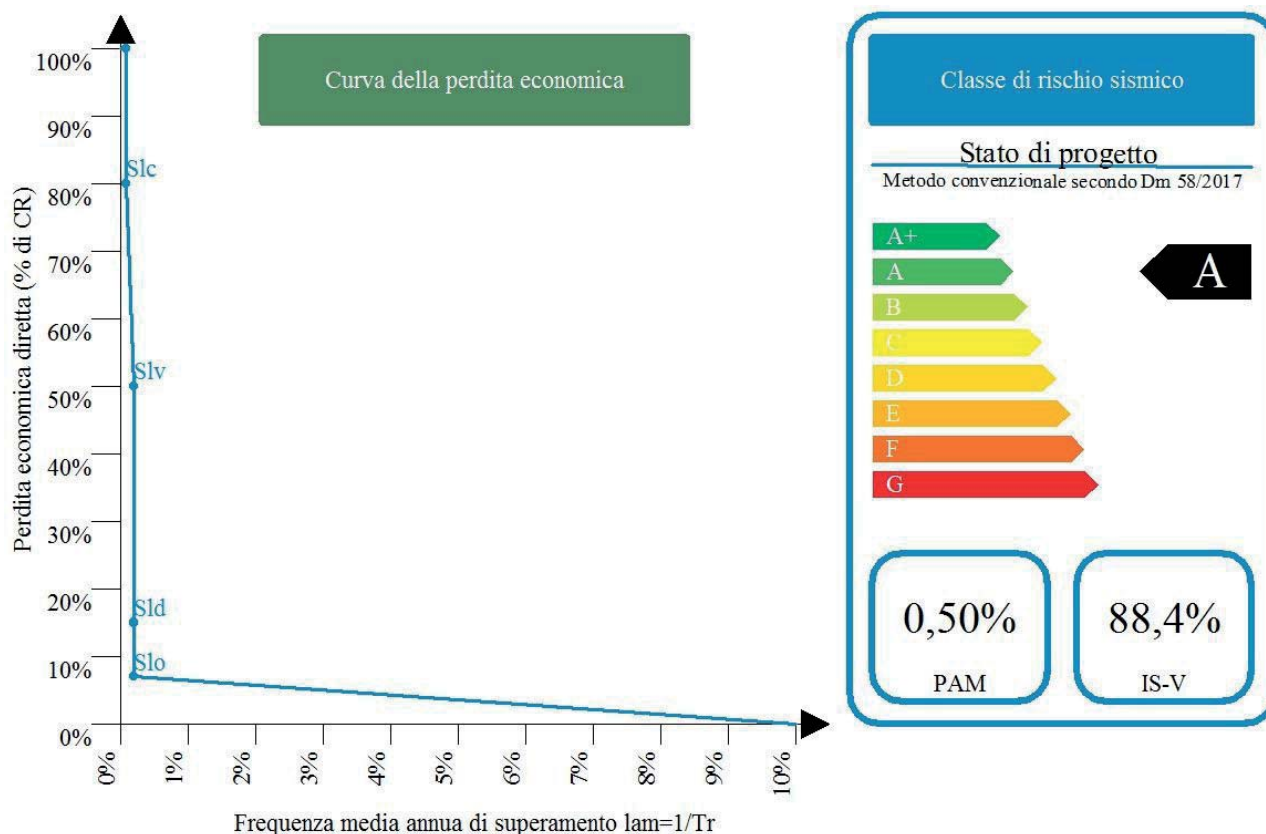


Fig. 46 – Classe di rischio sismico secondo il metodo convenzionale del corpo B nello stato di fatto.

4.5 Verifica contro fenomeni di martellamento tra corpi contigui

Il complesso scolastico è costituito da 2 corpi di fabbrica tra loro adiacenti e distanziati da uno spazio libero pari a circa 10 cm.

Deve pertanto essere scongiurata la possibilità di martellamento tra corpi in caso di eventi sismici e ciò si ottiene verificando che la distanza tra corpi adiacenti sia maggiore della somma degli spostamenti orizzontali dello stesso piano calcolati allo stato limite di salvaguardia della vita.

I valori degli spostamenti orizzontali assoluti dei singoli piano possono essere desunti dai fascicoli di calcolo allegati al progetto e riferiti ai singoli corpi di fabbrica.

Di seguito si riportano direttamente i risultati degli spostamenti dei pilastri posti in corrispondenza del giunto tecnico dai quali si ricava la verifica a fenomeni di martellamento.

Nella figura seguente si riporta uno stralcio della zona circostante il giunto tecnico evidenziando la numerazione dei pilastri seguita nel fascicolo di calcolo relativo a ciascun corpo.

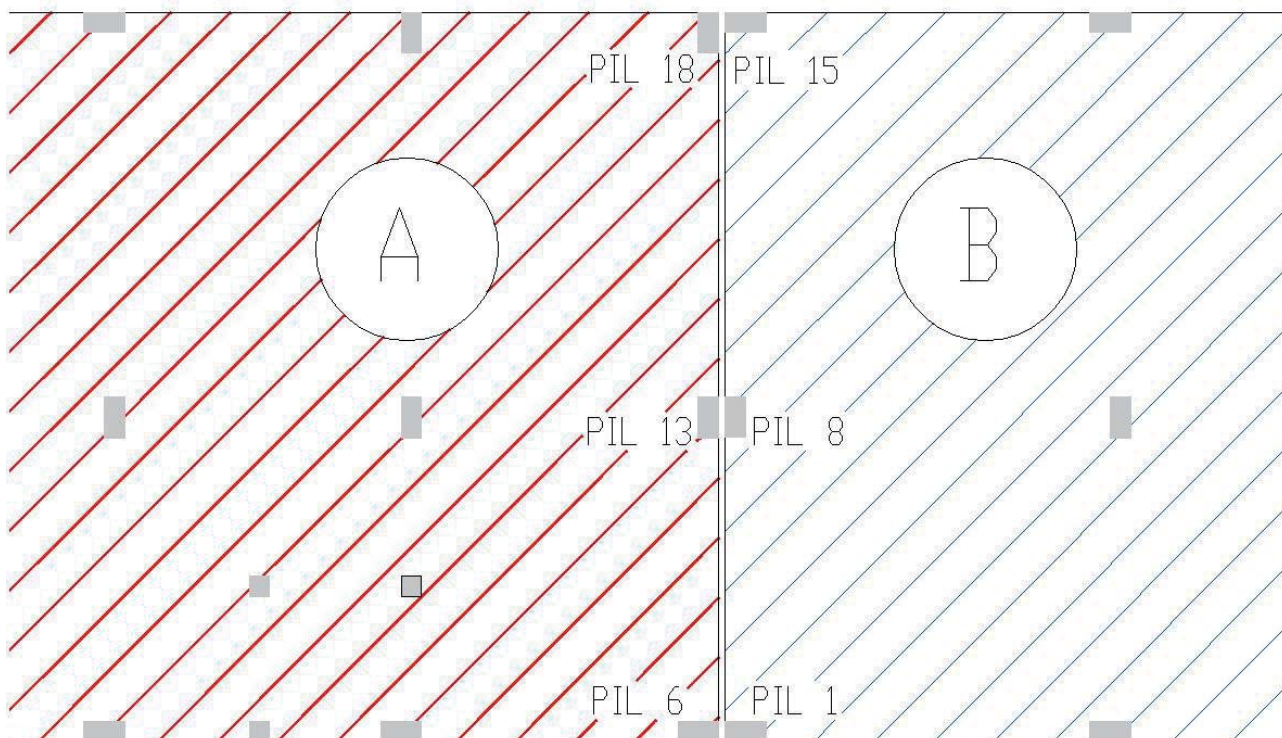


Fig. 47 – Numerazione adottata nel modello per i pilastri della zona giunto tra i corpi di fabbrica.

La somma degli spostamenti massimi assoluti è nel caso peggiore pari a 6,8 cm e vale a dire inferiore al giunto di 10 cm esistente tra i 2 corpi di fabbrica e pertanto la verifica a martellamento risulta soddisfatta.

Spostamenti asse X pilastri giunto corpo A	Spostamenti asse X pilastri giunto corpo B	Somma spostamenti
Pilastro 6 = 3,597 cm	Pilastro 1 = 3,159 cm	≈ 6,8 cm
Pilastro 13 = 3,364 cm	Pilastro 8 = 3,089 cm	≈ 6,5 cm
Pilastro 18 = 3,225 cm	Pilastro 15 = 3,175 cm	≈ 6,4 cm

Tab. 8 – Tabella riassuntiva della verifica a martellamento tra pilastri adiacenti

4.6 Verifica degli elementi secondari costituiti dai divisori interni in laterizio

In molti casi si è riscontrata la presenza di lesioni sui divisori tra le aule aventi sempre la medesima giacitura, ovvero disposte in diagonale all'attacco con il divisorio del corridoio.



Fig. 48 – Elemento in laterizio di divisione tra le aule fessurato.

In effetti i divisori sono stati realizzati con foratini di laterizio di spessore circa 8 cm ed hanno un'altezza anche significativa, per tale ragione risultano molto vulnerabili.

Di seguito si riporta la verifica tipo del divisorio dell'ultimo livello essendo questo il caso maggiormente rappresentativo. La verifica si esegue facendo riferimento ad una striscia unitaria di 1 m di larghezza del pannello in laterizio, considerando quest'ultimo vincolato al piede ed in testa alle travi del telaio in cemento armato.

Si assume che sul pannello agisca una forza sismica orizzontale in corrispondenza del baricentro del pannello come definita al punto 7.2.3 del D.M.17.01.18 pari a:

$$F_h = F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} = 3,71 \text{ kN/m}$$

dove:

- W_a = peso del pannello in laterizio comprensivo dell'intonaco esterno ed interno

- S_a = l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame
- q_a = fattore di struttura del pannello

Nel nostro caso si ha:

$$W_a = \gamma_{muratura} \cdot t \cdot h = 10,7 \text{ kN/mc} \cdot 0,08 \text{ m} \cdot 3,75 \text{ m} = 3,21 \text{ kN/m}$$

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)} - 0,50 \right] = 2,31$$

con:

- H = altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni = 13,20 m
- Z = altezza del baricentro del pannello rispetto al piano di posa delle fondazioni = 10,75 m
- γ_m = 10,7 kN/mc peso della muratura comprensiva degli intonaci interno ed esterno
- T_a = primo periodo di vibrazione del pannello dato dalla soluzione esatta di una trave in semplice appoggio (testa/piedi del divisorio)

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_m}{E \cdot J \cdot g}} = 0,40 \text{ sec}$$

$$A = \text{area di base della tamponatura} = 0,08 \times 1 = 0,08 \text{ mq}$$

- E = modulo elastico della muratura = 1.000 x f_k = 1.000 N/mm²
- J = momento d'inerzia della sezione di muratura = $1 \times 0,08^2 / 12 = 0,000043 \text{ m}^4$
- g = accelerazione di gravità = 9,81 m/sec²
- T_1 = primo periodo proprio dell'edificio desunto dal modello di calcolo = 0,48 sec
- S = coefficiente di amplificazione legato alla categoria del terreno ed alle condizioni topografiche = 1
- α = rapporto tra l'accelerazione massima del sito a_g allo stato limite di salvaguardia della vita e l'accelerazione gravitazionale $g = 0,48$

Verifica a ribaltamento del pannello

Si assume che, oltre all'azione stabilizzante dovuta al peso della parete, agisca la forza S , risultante delle tensioni di compressione che si generano all'attacco del pannello con la trave, quando il primo tenta di ruotare intorno al punto A (vedi figura seguente). Dal cinematismo prefigurato e nell'ipotesi che pannello e trave siano semplicemente a contatto, si ricava che l'andamento di queste tensioni di contatto può essere assunto lineare, con punto di nullo allo spigolo esterno. La condizione di collasso corrisponde al raggiungimento della tensione limite di compressione nella muratura f' per la quale si assume un valore cautelativo pari a $0,4 \text{ N/mm}^2$ (DGR Umbria 5180/98 e DGR Marche 2153/98 – L.61/98), inferiore a quello caratteristico di rottura per compressione della compagine muraria (assunto in questo caso pari a $f_k = 1,0 \text{ N/mm}^2$).

Il momento ribaltante vale:

$$M_{a-rib} = F_a \cdot \frac{h}{2} = 6,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

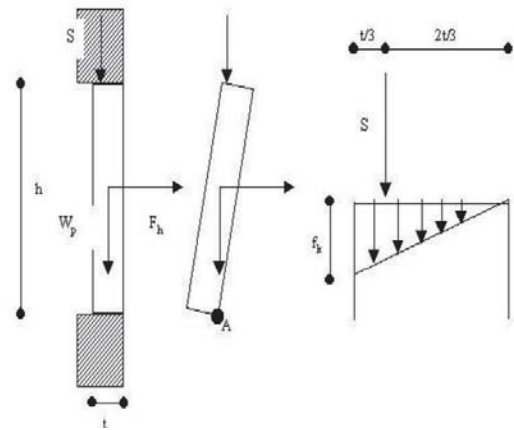
Il momento stabilizzante vale invece:

$$M_{a-stab} = W_a \cdot \frac{t}{2} + S \cdot \frac{2 \cdot t}{3} = 0,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

dove:

$$S = f' \cdot \frac{t}{2} = 16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

e siccome $M_{a-stab} < M_{a-rib}$, allora la verifica del pannello risulta non soddisfatta.



Verifica per formazione di un meccanismo in mezzeria

In questo caso la verifica si esegue facendo riferimento al cinematismo rappresentato nella figura seguente relativo alla formazione di una cerniera in mezzeria. In questo caso S rappresenta la risultante delle tensioni di compressione che si generano in corrispondenza del piano di separazione tra le due porzioni del pannello, quando entrambe tentano di ruotare intorno ai punti A.

Il momento ribaltante vale:

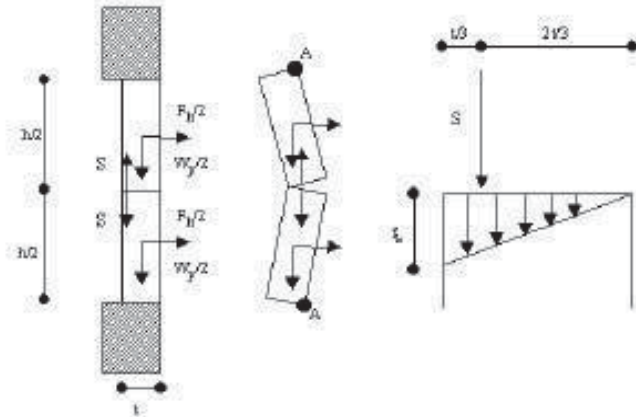
$$M_{a-rib} = F_a \cdot \frac{h}{8} + W_a \cdot \frac{t}{4} = 1,80 \text{ kN} / \text{m} \cdot \text{m}$$

Il momento stabilizzante vale invece:

$$M_{a-stab} = S \cdot \frac{2 \cdot t}{3} = 0,85 \text{ kN} / \text{m} \cdot \text{m}$$

dove ancora:

$$S = f' \cdot \frac{t}{2} = 16 \text{ kN} / \text{m}$$



e siccome $M_{a-stab} > M_{a-rib}$, allora la verifica del pannello risulta soddisfatta anche rispetto a questo cinematiso.

Alla luce della vulnerabilità riscontrata per i divisori interni testimoniata anche dal quadro fessurativo, si raccomanda in sede progettuale di valutare attentamente l'intervento correttivo sia per gli elementi secondari interni che perimetrali.

5. INTERVENTO STRUTTURALE DI ADEGUAMENTO SISMICO

La linea guida alla base delle scelte progettuali delle opere di consolidamento sarà quella di rinforzare gli elementi strutturali che necessitano di aumentare la capacità portante senza alterare il regime statico sui terreni di fondazione e senza modificare il comportamento meccanico degli elementi resistenti.

In particolare, lo studio della vulnerabilità sismica ha messo in evidenza che gli elementi che devono essere rinforzati sono soprattutto i pilastri, dovendo intervenire per aumentare la resistenza a taglio e per aumentare la rotazione ultima di collasso.

Entrambi gli obiettivi possono essere raggiunti mediante la fasciatura dei pilastri con materiali compositi a fibre lunghe.

Infatti disponendo le fibre in direzione trasversale all'asse longitudinale del pilastro si ottengono i seguenti benefici:

- incremento della resistenza a taglio;
- incremento della deformazione ultima del calcestruzzo;
- miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione.

Per comprendere l'importanza dell'effetto di confinamento esercitato dalle fibre di rinforzo, si può fare riferimento all'espressione della rotazione allo stato limite di collasso degli elementi in c.a.:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

- L_v = luce di taglio
- γ_{el} = fattore riduttivo di duttilità (1,5 elementi primari, 1,0 secondari)
- θ_y = rotazione rispetto alla corda allo snervamento
- ϕ_u = curvatura ultima considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo e dell'acciaio
- ϕ_y = curvatura al limite elastico corrispondente allo snervamento dell'acciaio
- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica

Se consideriamo le espressioni della curvatura ultima ed elastica risulta subito chiaro che la deformazione ultima del calcestruzzo riveste un ruolo molto importante in quanto può esaltare la differenza tra le curvature dette ed in definitiva esaltare l'incremento della rotazione ultima.

Le curvature ultima ed elastica di una sezione in cemento armato valgono infatti:

- $\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{h - x}$ curvatura elastica
- $\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}^*}{x}$ curvatura ultima

Nelle espressioni precedenti h ed x rappresentano rispettivamente l'altezza della sezione e la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, mentre per ε_{cu}^* si deve assumere il valore della deformazione ultima del calcestruzzo che assume valori anche molto diversi a seconda che il calcestruzzo possa considerarsi confinato o non confinato dalle staffe.

Riguardo al valore della deformazione ultima del calcestruzzo ε_{cu}^* da assumere nelle verifiche degli elementi in c.a., secondo le NTC del 2018, si ha:

$$\varepsilon_{cu}^* = \begin{cases} \varepsilon_{cu} & \text{calcestruzzo non confinato} \\ \varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_y}{f_c} & \text{calcestruzzo confinato} \end{cases}$$

- ε_{cu}^* = deformazione ultima calcestruzzo confinato
- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo (0,0035 per le norme italiane)
- $\rho_s = n_b \cdot \frac{A_{staffe}}{b_0 \cdot s_h}$ = percentuale di armatura trasversale
- s_h = interasse staffe nella zona critica
- n_b = numero braccia delle staffe
- A_{staffe} = area delle staffe
- $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right)$ = fattore di efficienza del confinamento
(ipotizzando staffe ben ancorate)
- b_0 ed h_0 rispettivamente base ed altezza del nucleo confinato
- b_i = distanze tra barre longitudinali trattenute da staffe lungo il perimetro
- f_y = limite elastico dell'acciaio delle staffe
- f_{cc} = resistenza cilindrica del calcestruzzo del nucleo confinato

Il fattore α è un parametro adimensionale funzione delle armature trasversali, vale a dire della disposizione delle staffe e delle eventuali spille e del passo delle staffe nelle zone critiche (zone di estremità di un elemento in cemento armato nelle quali può formarsi la cerniera plastica).

La circolare n°7/2019 (cfr. C.8.7.2.3.2) ben chiarisce che *“il fattore di efficienza del confinamento α è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°.* Nel caso tale ipotesi non sia soddisfatta, è opportuno assumere $\alpha = 0'$.

Il grafico seguente è ulteriormente esplicativo dell'effetto migliorativo del confinamento del calcestruzzo potendo fare affidamento su una duttilità elevata degli elementi rinforzati.

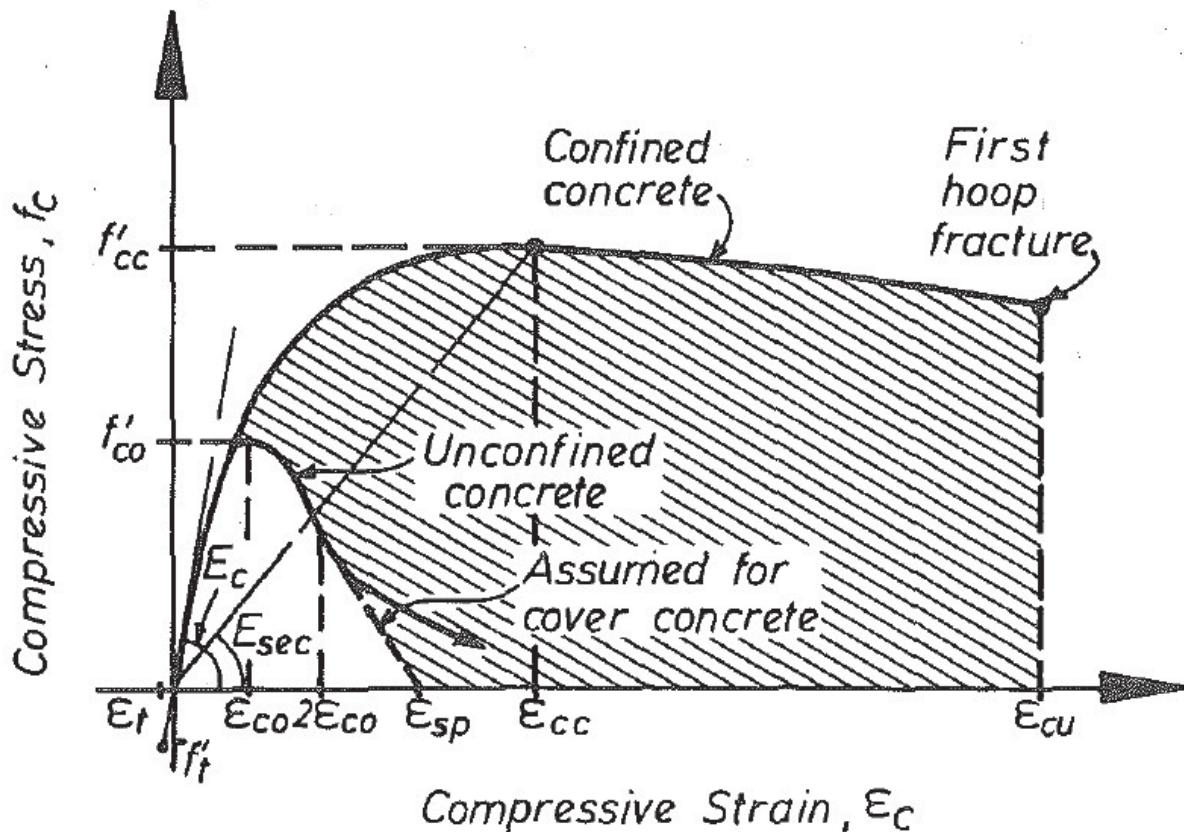


Fig. 49 - Confronto grafico tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato e non confinato

In sintesi gli interventi strutturali previsti in via orientativa sono:

- confinamento e rinforzo a taglio dei pilastri mediante materiali FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix) collocati in avvolgimento continuo per tutta l'altezza dei pilastri con le fibre dell'ordito disposte in senso ortogonale all'asse longitudinale del pilastro;
- rinforzo dei nodi non confinati mediante materiali FRCM collocati nel pannello di nodo con le fibre dell'ordito disposte in senso ortogonale all'asse longitudinale del pilastro;
- rinforzo a taglio delle travi alte in cemento armato mediante materiali FRCM disposti in corrispondenza degli appoggi con le fibre dell'ordito in senso ortogonale all'asse longitudinale delle travi;
- inserimento di due nuove colonne in c.a. di dimensioni 30x30 cm in corrispondenza del ginocchio delle travi a ginocchio delle scale e relativo ringrasso delle fondazioni sottostanti.

Per rinforzare i pilastri si ipotizza quindi in via preliminare di utilizzare materiali compositi, in particolare si prevede di ricorrere a materiali compositi di tipo FRCM con reti e tessuti in fibre lunghe ad elevata resistenza specifica a trazione.

I vantaggi dei sistemi FRCM, rispetto a quelli FRP, risiedono nel fatto di ottenere la massima celerità esecutiva delle fasi di cantiere e allo stesso tempo garantire una durabilità nel tempo perfettamente coerente con le strutture in calcestruzzo armato.

In effetti, mentre la posa in opera dei sistemi FRP è possibile solo dopo aver atteso la stagionatura delle malte tixotropiche utilizzate per la ricostruzione del copriferro generalmente necessaria, con i sistemi FRCM si esegue l'intervento di rinforzo contestualmente in quanto la matrice cementizia degli FRCM è pienamente compatibile con la natura inorganica delle malte tixotropiche.

Si ritiene comunque possibile oltre che utile ottenere l'obiettivo del rinforzo dei pilastri anche con i tradizionali sistemi FRP con fibre lunghe e resina epossidica, sempre tuttavia prevedendo in fase di progettazione tutte le opere secondarie atte ad assicurarne la protezione in opera vista la vulnerabilità delle resine epossidiche alle fonti di calore.

Accanto all'intervento generale della fasciatura dei pilastri in c.a. con materiali FRCM, si prevede anche un intervento correttivo nel corpo A in corrispondenza del vano scala che consisterà nell'inserimento di 2 nuovi pilastri in c.a. in corrispondenza del pianerottolo intermedio all'altezza del ginocchio con le rampe.

Si tenga presente che l'inserimento dei 2 nuovi pilastri, oltre a migliorare il comportamento d'insieme del corpo A, permetterà anche di migliorare la distribuzione delle tensioni sul terreno sottostante, laddove nello stato attuale le verifiche del terreno non risultano soddisfatte, seppur di poco, soltanto in corrispondenza del vano scala del corpo A.

L'intervento generale è classificabile come intervento di adeguamento sismico ai sensi del D.M. 17.01.2008, in quanto gli interventi previsti consentiranno di aumentare la capacità resistente dell'intero organismo strutturale aumentando il livello di sicurezza fino a garantire il soddisfacimento delle verifiche sismiche garantendo per entrambi i corpi un rapporto capacità/domanda superiore all'unità, e ciò senza modificare la concezione originaria ma semplicemente eliminando alcune deficienze locali.

Si osserva inoltre che il valore del fattore di struttura calcolato dalla verifica di duttilità pushover risulterà nello stato futuro maggiori, pari a 2,50 per il corpo A e a 3,30 per il corpo B, quindi significativamente superiore al valore di 1,0 stimato per l'edificio nello

stato attuale, e ciò grazie soprattutto agli interventi sui pilastri che consentono di migliorare il comportamento strutturale d'insieme dotando di fatto l'edificio di nuove riserve di duttilità.

Si sottolinea infine che gli interventi prevedono il ricorso a tecniche non invasive in maniera tale da non comportare nessun aumento dei carichi né sulle strutture portanti verticali, né, di conseguenza, sui terreni fondali, ed in effetti le variazioni dello stato tensionale dei terreni ante e post operam rientrano comunque nei valori limite della portanza del terreno come meglio rappresentato nell'allegato dei calcoli strutturali del software di calcolo adottato e nella relazione sulle fondazioni.

Ad ogni modo si prevede il ringrosso delle fondazione al di sotto dei 2 pilastri di nuovo apporto del vano scala del corpo A.

Di seguito si riportano i grafici della classe di rischio sismico dei due corpi di fabbrica nello stato futuro nel quale si considera la presenza degli interventi sopra descritti.

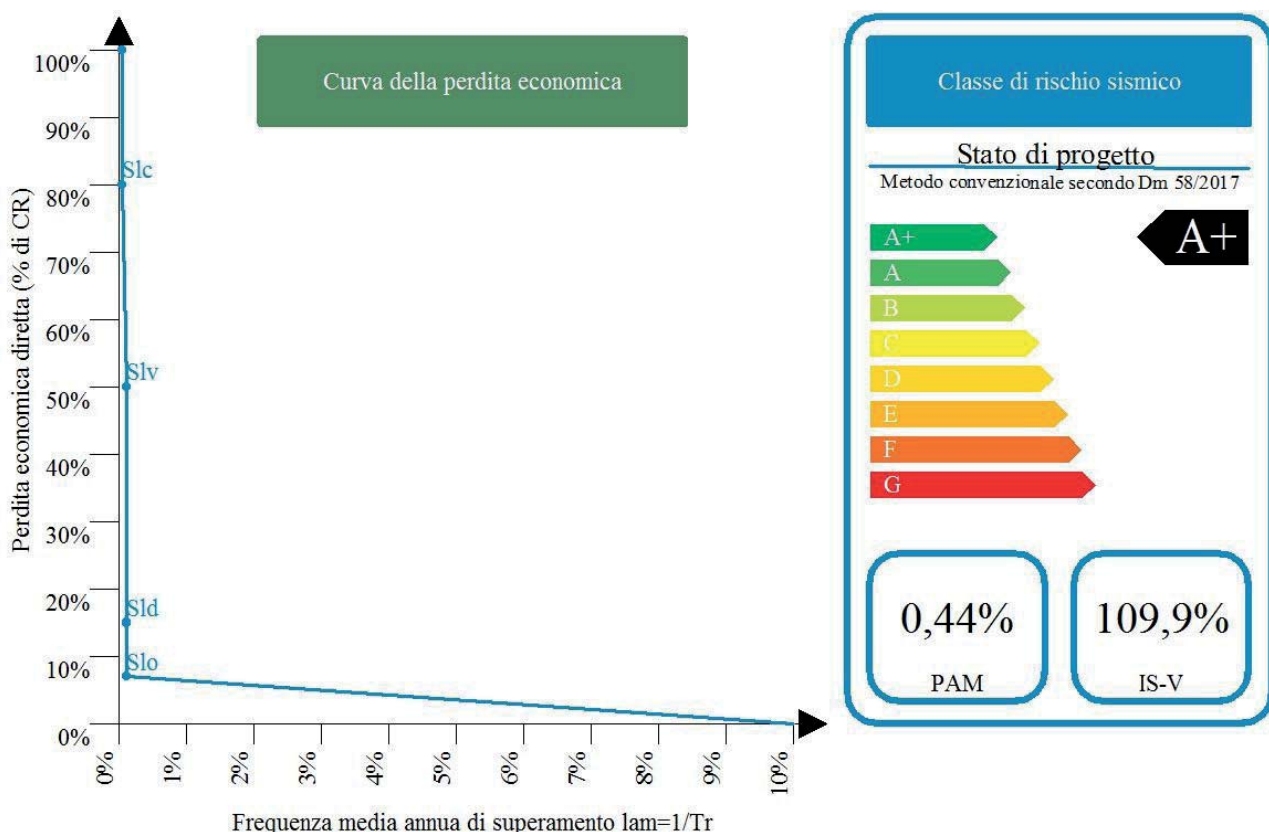


Fig. 50 – Classe di rischio sismico post intervento per il corpo A

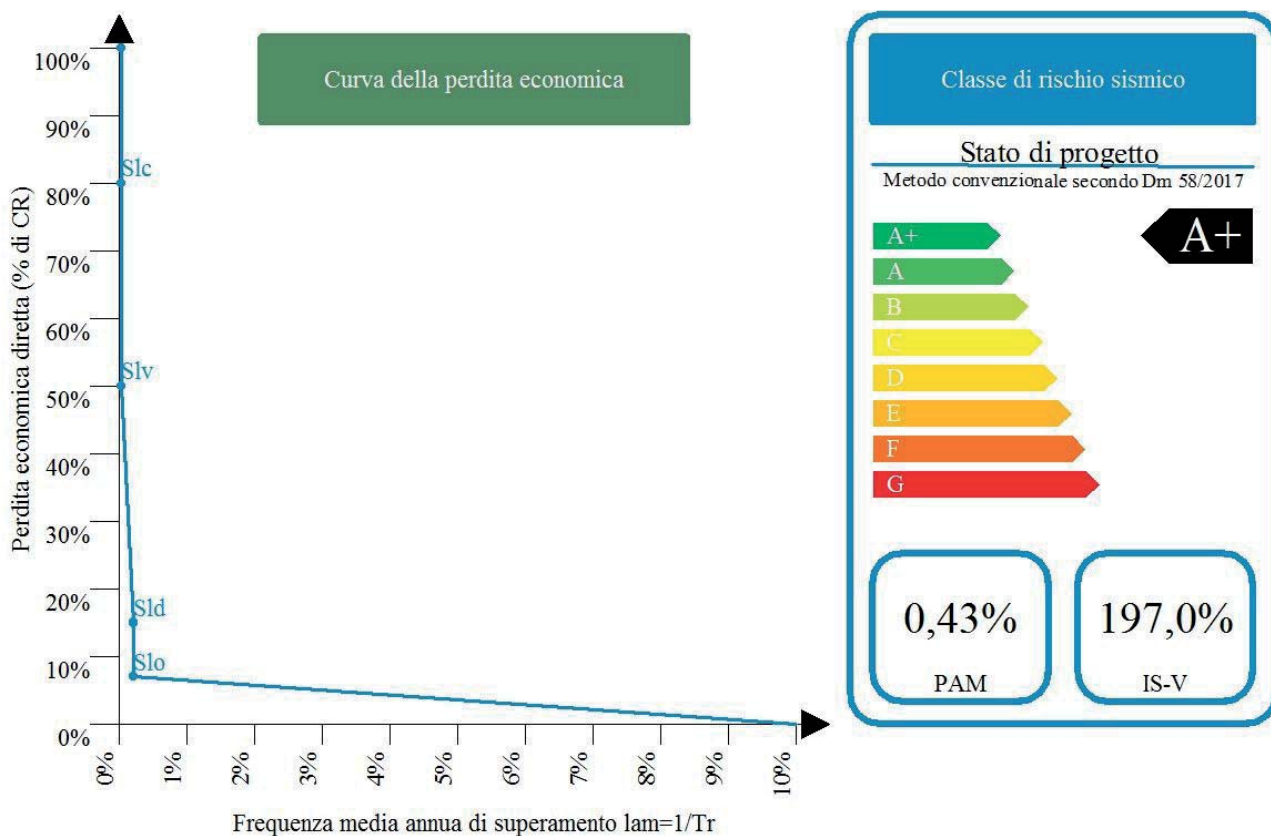


Fig. 51 – Classe di rischio sismico post intervento per il corpo B

Per ultimo si ritiene necessario e urgente prevedere interventi locali per rimuovere i problemi della vulnerabilità degli elementi secondari.

Nello specifico potrebbe essere opportuno sostituire i divisori interni con pareti in cartongesso realizzate a sandwich con lastre esterne in cartongesso e pannello di isolamento interno, il quale ultimo garantisce anche la coibenza termica e anche acustica.

Tale intervento sarà benefico in quanto i divisori così realizzati saranno di peso trascurabile e quindi di massa inerziale bassa.

Allo stesso modo nelle successive fasi di progettazione si dovrà valutare anche l'intervento sulle pareti perimetrali per scongiurare fenomeni di ribaltamento, potendo in tal caso migliorare la resistenza delle pareti di laterizio esterne mediante rinforzi con materiali leggeri compositi ancora del tipo FRCM o FRP.

Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

PRELIEVO E COMPRESSIONE DI CAMPIONI DI CALCESTRUZZO

CERTIFICATO n. 29621

Tecnico Verificatore Ing. Antonio Trimboli

Lavoro Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di Via Messina n.4
in Partanna

Ditta Comune di Partanna

Lettera d'incarico Cosenza, 09/07/2020

Palermo, 22 luglio 2020

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Pietro Daidone



Prelievo e prova di compressione su provini cilindrici di calcestruzzo con relativa certificazione:

Nel presente certificato si riportano i risultati delle indagini effettuate per i servizi di architettura e ingegneria relativi all'espletamento di: verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna (TP).

I prelievi sono stati eseguiti dal personale della METROTEST, secondo la normativa UNI EN 12504-1:2019, utilizzando una carotatrice HILTI munita di corona diamantata di diametro 100 mm. Prima dell'effettuazione dei prelievi è stata individuata la posizione delle barre di armatura mediante indagine pacometrica.

Nella tabella che segue si riportano, per ciascun prelievo, la sigla, la data e l'ubicazione.

Sigla	Data di prelievo	Ubicazione
P1	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 2° solaio
T1	09/07/2020	Trave – Carpenteria 1° solaio
P2	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 2° solaio
T2	09/07/2020	Trave – Carpenteria 2° solaio
P3	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 3° solaio
T3	09/07/2020	Trave – Carpenteria 3° solaio
P4	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 3° solaio
T4	09/07/2020	Trave – Carpenteria 3° solaio
P5	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 4° solaio
T5	09/07/2020	Trave – Carpenteria 4° solaio
P6	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 1° solaio
T6	09/07/2020	Trave – Carpenteria 2° solaio
P7	09/07/2020	Pilastro – carpenteria 1° solaio
T7	09/07/2020	Trave – Carpenteria 1° solaio
TF	09/07/2020	Trave – pianta fondazioni

Presso la sede del laboratorio i campioni prelevati sono stati fotografati ed analizzati per misurarne la lunghezza L ed evidenziare la presenza di anomalie, quali, ad esempio, barre di armatura, vuoti, nidi di ghiaia, che ne potessero pregiudicare l'utilizzo ai fini delle prove di compressione.

Successivamente, si è provveduto a ricavare i provini da sottoporre a prove meccaniche, mediante taglio con sega circolare e rettifica delle basi con spianatrice elettrica. I provini sono stati confezionati

rispettando le dimensioni geometriche richieste dalla UNI EN 12390/1-12; in particolare, sono stati sagomati con un rapporto tra altezza h e diametro d pari a 1.

Le prove di compressione sono state eseguite utilizzando una macchina universale SUNS, scala 200 kN, matricola n. 1012001, classe 1. La verifica di taratura esterna è stata eseguita il 07/10/2019.

Le prove sono state effettuate in accordo con quanto previsto dalla Normativa UNI EN 12504/1-19, applicando con gradualità il carico con gradiente di $0,5 \pm 0,2$ N/mm²/s, fino alla completa rottura. Al termine della prova si è rilevato lo schema di rottura.

Nella pagina seguente si allegano i risultati delle prove di compressione. Per ciascun provino si riportano la sigla di identificazione, le date di prelievo e di prova, l'ubicazione del prelievo, la massa m , il diametro d , l'altezza h , la dimensione massima degli inerti $i_{n_{max}}$, l'area della sezione compressa A_c , la massa volumica, il valore del carico massimo raggiunto F , il valore della resistenza a compressione f_c che viene espressa con l'approssimazione di 0,1 N/mm² ed il tipo di rottura.

Nelle pagine successive si riportano le schede di prelievo dei campioni con le indicazioni riguardanti l'ubicazione, la descrizione, la documentazione fotografica e la planimetria con i punti di prelievo.

CERTIFICATO DI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI DI CALCESTRUZZO
(D.M. 17/01/18, UNI EN 12390-1/12, UNI EN 12390-3/19, UNI EN 12390-7/19, UNI EN 12504-1/19)

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Ing. Antonio Trimboli

Ente Appaltante: Comune di Partanna

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Sigla	DATA		Ubicazione	Massa m [g]	Dimensioni			Sezione A _C [mm ²]	Massa volumica [kg/m ³]	Carico massimo F [kN]	Resistenza a rottura f _C [N/mm ²]	Tipo di rottura
	Prelievo	Prova			Diametro d [mm]	Altezza h [mm]	Inerte in _{max} [mm]					
P1	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 2° solaio	1473,19	94	97	23	6940	2190	128,662	18,5	S
T1	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 1° solaio	1513,06	94	97	35	6940	2250	120,623	31,8	S
P2	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 2° solaio	1497,87	94	96	23	6940	2250	168,951	24,3	S
T2	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 2° solaio	1483,62	94	96	29	6940	2230	156,222	22,5	S
P3	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 3° solaio	1441,00	94	95	27	6940	2190	125,898	18,1	S
T3	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 3° solaio	1509,87	94	97	28	6940	2240	169,155	24,4	S
P4	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 3° solaio	1516,26	94	97	35	6940	2250	178,815	25,8	S
T4	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 3° solaio	1476,22	94	96	28	6940	2220	149,898	21,6	S

note: Attrezzatura: Macchina universale SUNS, scala 200 kN, matricola n. 1012001, classe 1 - Scadenza taratura del 06/10/2020

Tipo di rottura S = rottura soddisfacente - E = esplosivo - A, B, etc. = non soddisfacente come da UNI EN 12390-3

d = diametro provino - h = altezza provino - in_{max} = dimensione massima dell'inerte

Lo Sperimentatore
Geom. Vincenzo La Monaca

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Pietro Daidone

Modulo 9.1B – Rev. 7 del 27/01/2020



CERTIFICATO DI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI DI CALCESTRUZZO
(D.M. 17/01/18, UNI EN 12390-1/12, UNI EN 12390-3/19, UNI EN 12390-7/19, UNI EN 12504-1/19)

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Ing. Antonio Trimboli

Ente Appaltante: Comune di Partanna

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Sigla	DATA		Ubicazione	Massa m [g]	Dimensioni			Sezione A _c [mm ²]	Massa volumica [kg/m ³]	Carico massimo F [kN]	Resistenza a rottura f _c [N/mm ²]	Tipo di rottura
	Prelievo	Prova			Diametro d [mm]	Altezza h [mm]	Inerte in _{max} [mm]					
P5	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 4° solaio	1504,01	94	98	35	6940	2210	178,682	25,7	S
T5	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 4° solaio	1486,16	94	97	24	6940	2210	177,958	25,6	S
P6	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 1° solaio	1440,51	94	94	21	6940	2210	190,769	27,5	S
T6	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 2° solaio	1591,88	94	96	30	6940	2390	201,050	29,0	S
P7	09/07/20	21/07/20	Pilastro - carpenteria 1° solaio	1438,99	94	97	25	6940	2140	131,569	19,0	S
T7	09/07/20	21/07/20	Trave - carpenteria 1° solaio	1511,91	94	96	22	6940	2270	204,333	29,4	S
TF	09/07/20	21/07/20	Trave - pianata fondazioni	1463,81	94	95	19	6940	2220	203,048	29,3	S
												S

note: Attrezzatura: Macchina universale SUNS, scala 200 kN, matricola n. 1012001, classe 1 - Scadenza taratura del 06/10/2020

Tipo di rottura S = rottura soddisfacente - E = esplosivo - A, B, etc. = non soddisfacente come da UNI EN 12390-3

d = diametro provino - h = altezza provino - in_{max} = dimensione massima dell'inerte

Lo Sperimentatore
Geom. Vincenzo La Monaca

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Pietro Daidone



Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro - carpenteria 2° solaio	P1	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 30	Nessuna reazione
30 ÷ 140	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 140 mm	Altezza da terra H = 1,50 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 7 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 23 mm.		

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – carpenteria 1° solaio	T1	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 35	Nessuna reazione
35 ÷ 130	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 130 mm	Altezza da terra H = 0,60 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 35 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro carpenteria – 2° solaio	P2	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 135	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 135 mm	Altezza da terra H = 1,36 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 3 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 23 mm.		

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione A/18280 del 30/07/2020

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave carpenteria – 2° solaio	T2	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 147	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 147 mm	Altezza da terra H = 1,46 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 29 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro carpenteria – 3° solaio	P3	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 20	Nessuna reazione
20 ÷ 140	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 140 mm	Altezza da terra H = 1,50 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vucoili dal diametro d_{max} circa 6 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 27 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave carpenteria – 3° solaio	T3	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 50	Vira leggermente al rosso
50 ÷ 135	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 135 mm	Altezza da terra H = 3,50 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 7 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 28 mm.		

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro carpenteria – 3° solaio	P4	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 20	Nessuna reazione
20 ÷ 155	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 155 mm	Altezza da terra H = 1,52 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 35 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave carpenteria – 3° solaio	T4	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 50	Nessuna reazione
50 ÷ 150	Vira al rosso

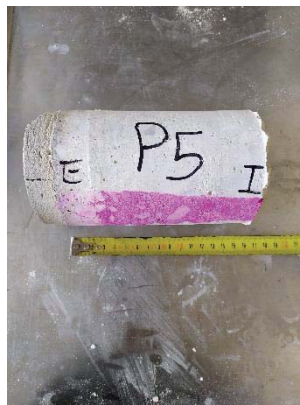
Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 150 mm	Altezza da terra H = 1,67 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 6 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 28 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro carpenteria – 4° solaio	P5	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 35	Viraggio ritardato, leggera variazione
35 ÷ 150	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 150 mm	Altezza da terra H = 1,50 m	Direzione carotaggio: verticale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 3 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 35 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave carpenteria – 4° solaio	T5	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 125	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 125 mm	Altezza da terra H = 2,80 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 24 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro carpenteria – 1° solaio	P6	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 225	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 225 mm	Altezza da terra H = 1,45 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 5 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 21 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave carpenteria 2° solaio	T6	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 25	Vira leggermente al rosso
25 ÷ 123	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 123 mm	Altezza da terra H = 3,75 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 7 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 30 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Pilastro – carpenteria 1° solaio	P7	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 250	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 250 mm	Altezza da terra H = 1,60 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE			
Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 25 mm.			

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – carpenteria 1° solaio	T7	09/07/2020



Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 30	Nessuna reazione
30 ÷ 135	Vira al rosso

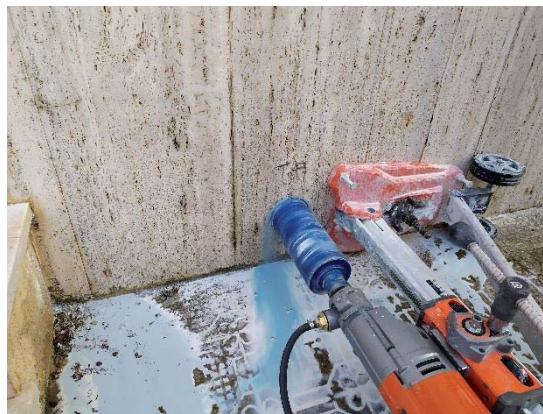
Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 135 mm	Altezza da terra H = 1,55 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d_{max} circa 7 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 22 mm.		

Certificato n. 29621 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

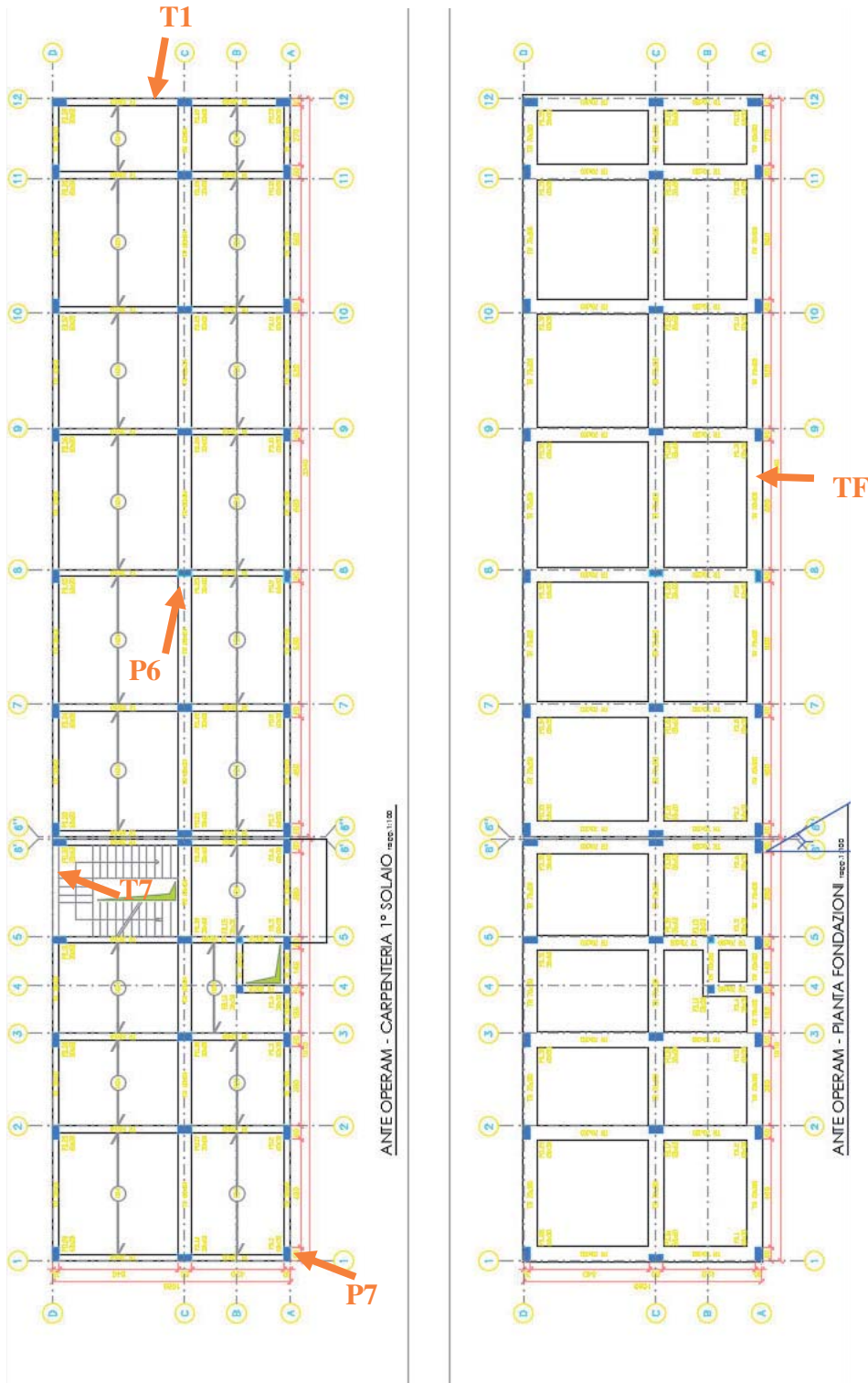
Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – pianta fondazioni	TF	09/07/2020

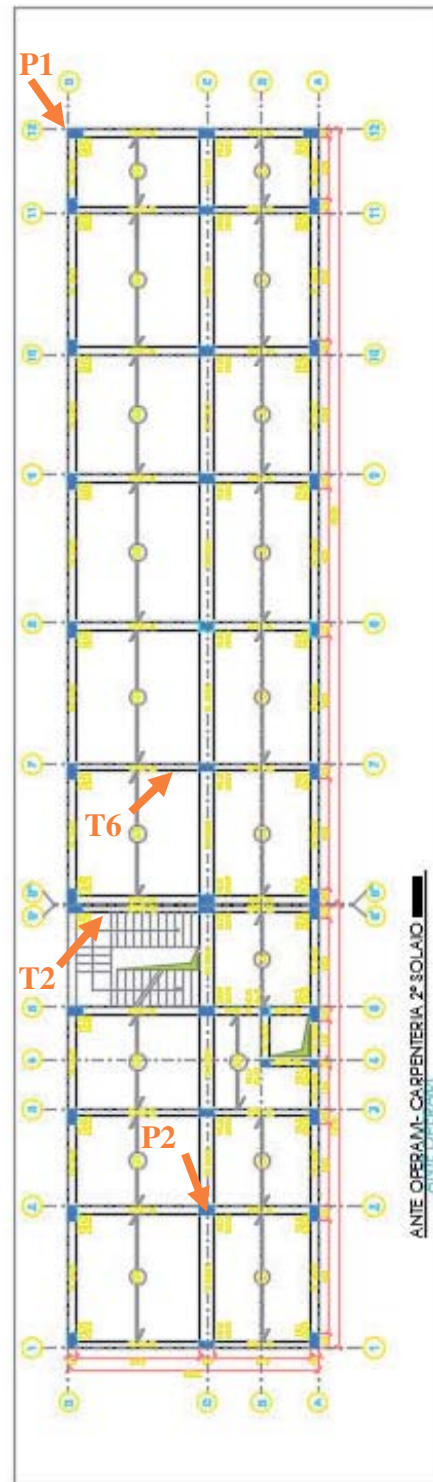
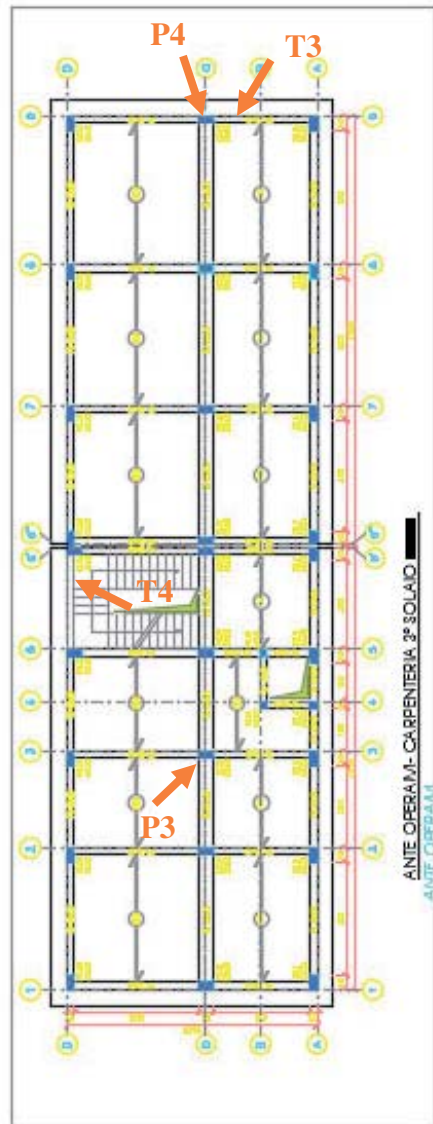
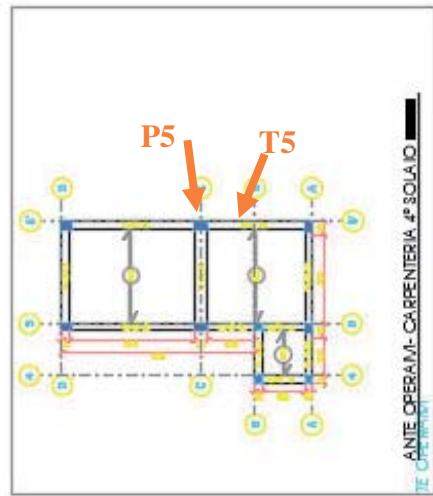


Intervallo da mm a mm	CARBONATAZIONE – DESCRIZIONE DELLA REAZIONE
0 ÷ 260	Vira al rosso

Diametro d = 94 mm	Lunghezza L = 260 mm	Altezza da terra H = 0,30 m	Direzione carotaggio: orizzontale
DESCRIZIONE	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vuoli dal diametro d_{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d_{max} circa 19 mm.		

PLANIMETRIE CON I PUNTI DI PRELIEVO:





Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

PRELIEVO E PROVA DI TRAZIONE DI BARRE D'ACCIAIO

CERTIFICATO n. 29622

<i>Tecnico Verificatore</i>	Ing. Antonio Trimboli
<i>Lavoro</i>	Verifica do vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna
<i>Ditta</i>	Comune di Partanna
<i>Lettera d'incarico</i>	Cosenza, 09/07/2020

Il presente certificato è composto da 9 pagine numerate da 1 a 9.

Palermo, 22 luglio 2020

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Pietro Daidone



Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

Certificato n. 29520 del 01/07/2020

Nel presente certificato si riporta il risultato delle prove di trazione delle barre di acciaio prelevate giorno 09 luglio 2020 per la verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna. Le operazioni di prelievo hanno compreso le seguenti fasi:

- individuazione della barra di armatura sulla quale eseguire il prelievo mediante pacometro;
- demolizione locale del copriferro, con messa a nudo ed isolamento laterale della barra per una lunghezza di almeno 80 cm, taglio e piegatura delle staffe ubicate esternamente alla parte scoperta della barra oggetto del prelievo;
- saldatura di una seconda barra affiancata a quella oggetto del prelievo, di uguale diametro e di lunghezza 80 cm mediante 2 cordoni di saldatura;
- taglio di uno spezzone di barra lungo circa 60 cm mediante smerigliatrice;
- prelievo dello spezzone di barra;
- siglatura dello spezzone di barra ed annotazione sul foglio di campagna delle informazioni relative a: sigla, ubicazione, tipo, diametro, lunghezza;
- ripiegatura e richiusura mediante saldatura delle staffe precedentemente tagliate;
- ripristino del copriferro demolito mediante malta tixotropica.

In laboratorio si è proceduto all'esecuzione di prove di trazione secondo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e della normativa UNI EN ISO 15630/1-19, utilizzando una macchina universale SUNS, scala 1000 kN, matricola n. 1012001, classe 1. La verifica di taratura esterna è stata eseguita il 07/10/2019.

In campo elastico, per la determinazione del carico unitario di snervamento (o del carico unitario di scostamento dalla proporzionalità), la velocità di allontanamento delle teste della macchina è compresa entro i limiti corrispondenti ad una velocità di incremento del carico variabile nel campo $6 \div 30 \text{ N/mm}^2/\text{sec}$. In campo plastico, la velocità di deformazione della parte calibrata è non maggiore dello $0,8\%/sec$. In caso di snervamento non visibile, il carico unitario di scostamento dalla proporzionalità R_p viene determinato sul diagramma carichi-allungamenti tracciando una retta parallela alla parte rettilinea della curva, ad una distanza da questa pari alla prescritta percentuale di allungamento non proporzionale dello $0,2\%$. In questo caso, per rilevare l'allungamento si impiega un estensimetro elettronico METROCOM matricola 11474.

E' stato determinato il valore dell'allungamento percentuale alla forza massima A_{gt} (UNI EN ISO 15630/1-19).

Nella pagina che segue, per ciascuna barra si riportano la sigla di identificazione, l'ubicazione e la descrizione del materiale prelevato ed il marchio di fabbrica ove identificabile, il diametro effettivo \varnothing_{eff} della barra tonda equipesante, la tensione di snervamento f_y , la tensione di rottura f_t , e l'allungamento percentuale alla forza massima A_{gt} . Le tensioni di snervamento f_y e di rottura f_t sono state determinate sulla sezione nominale.

Nelle pagine successive si riportano le schede di prelievo dei singoli campioni, la documentazione fotografica e la planimetria con i punti di prelievo.

Palermo, 22 luglio 2020

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Pietro Daidone



CERTIFICATO DI PROVA DI TRAZIONE SU BARRE D'ACCIAIO

(D.M. 17/01/18, UNI EN ISO 15630/1-19)

Certificato n. 29622 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Tecnico Verificatore: Ing. Antonio Trimboli

Ditta: Comune di Partanna

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Data di prelievo: 09/07/2020

Data delle prove: 21/07/2020

Sigla	Marchio	Dimensioni				Trazione			
		Ø nom [mm]	Lunghezza [cm]	Massa [g]	Ø eff [mm]	ft [N/mm ²]	fy [N/mm ²]	ft/fy	Agt [%]
B1	Non identificabile	18	51,3	1028,0	18,03	705,0	480,0	1,47	6,4
B2	Acciaierie Megara - Fe B 44 k	18	49,4	1033,3	18,42	715,0	455,0	1,57	11,5
B3	Non identificabile	16	49,5	807,6	16,27	795,0	485,0	1,64	11,4

note: Attrezzatura: Macchina universale SUNS, scala 1000 kN, matricola n. 1012001, classe 1 - Scadenza taratura del 06/10/2020.

* Snervamento convenzionale

¹⁾ AC = assenza di cricche C = formazione di cricche

²⁾ Lunghezza non sufficiente al rilevamento del marchio

Lo Sperimentatore

Geom. Vincenzo La Monaca

Il Direttore del Laboratorio

Ing. Pietro Daidone

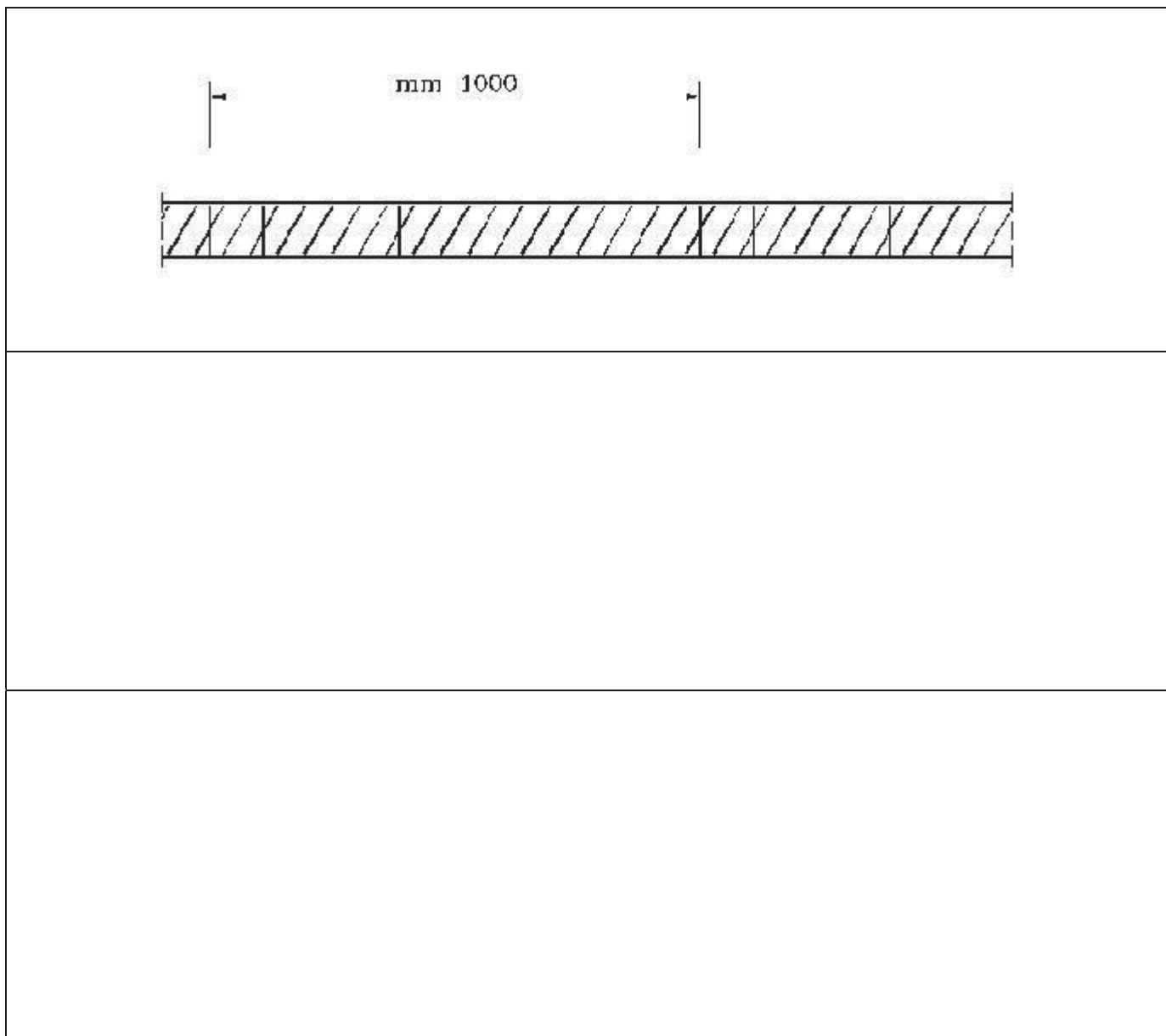


IDENTIFICAZIONE MARCHIO DEL PRODUTTORE

Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

Certificato n. 29622

Acciaierie Megara - Fe B 44 k



Note:

Lo Sperimentatore
Geom. Vincenzo La Monaca

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Pietro Daidone



Certificato n. 29622 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – Carpenteria 1° solaio	B1	09/07/2020



Barra ad aderenza migliorata - il marchio del produttore non è identificabile - posizione: orizzontale – diametro nominale: 18 mm.

Certificato n. 29622 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – Carpenteria 2° solaio	B2	09/07/2020



Barra ad aderenza migliorata - il marchio del produttore: Acciaierie Megara - Fe B 44 k - posizione: verticale - diametro nominale: 18 mm.

Certificato n. 29622 del 22 luglio 2020

Rif. verbale di accettazione **A/18280 del 20/07/2020**

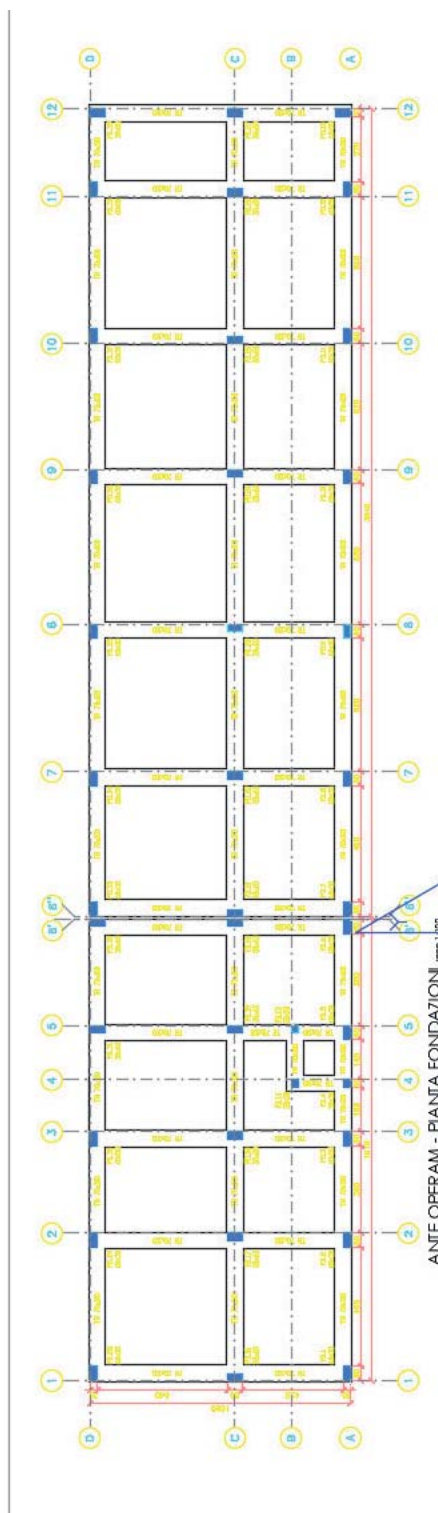
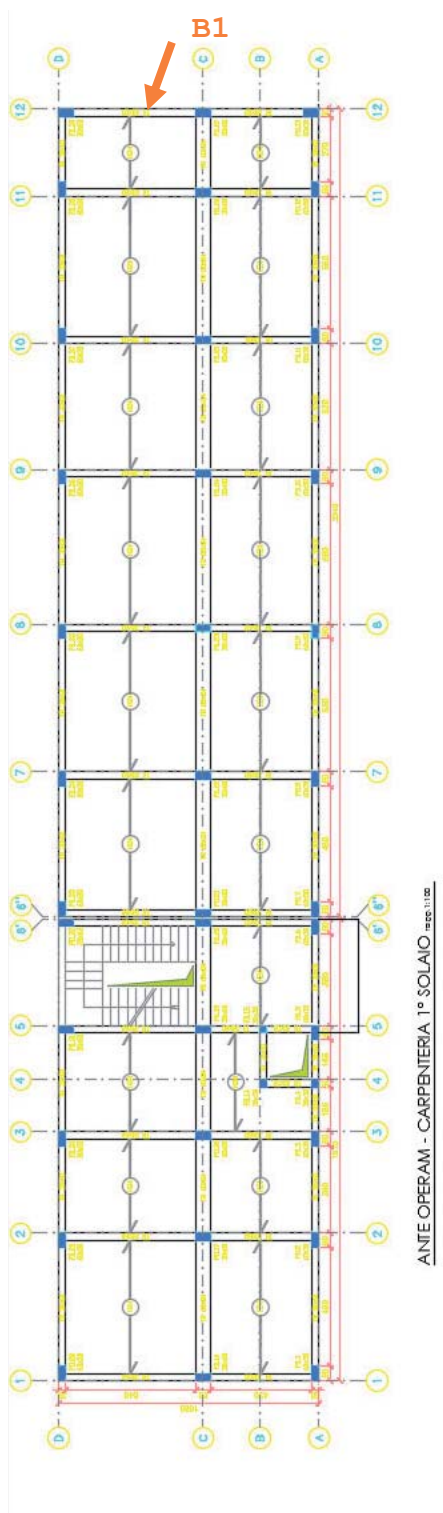
Lavoro: Verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico di via Messina n.4 in Partanna

Ubicazione	Sigla	Data prelievo
Trave – Carpenteria 2° solaio	B2	09/07/2020



Barra ad aderenza migliorata - il marchio del produttore non è identificabile - posizione: verticale – diametro nominale: 16 mm.

PLANIMETRIE CON I PUNTI DI PRELIEVO:





Rif. verbale di accettazione A/18280 del 20/07/2020

Certificato n. 29520 del 01/07/2020

