

**STUDIO TECNICO***DI INGEGNERIA ED URBANISTICA***BRESCIA ING. GENNARO***Via stazione n° 26 – 71022 Ascoli Satriano (FG)**Via Antonio Gramsci n° 39 – 71100 Foggia**tel. 347.59.18.151 – e-mail: rinbrescia@libero.it*

Interventi di recupero e riqualificazione Edifici Scolastici Regionali – Delibera CIPE n°79/2012. Lavori di ripristino funzionale, adeguamento alle norme vigenti e di finitura interna/esterna Scuola d'Infanzia, Vico II Fontanelle, Comune di Deliceto (FG).

PROGETTO ESECUTIVO**OGGETTO:*****Relazione generale di calcolo****(conoscenza edificio, indagini strutturali, valutazione sulla sicurezza e sintesi dei risultati di calcolo)***Il Progettista****- Gennaro Brescia -**

Ascoli Satriano

febbraio 2018

Il RUP

ing. Salvatore PIZZI

1) Premesse

Il presente lavoro ha lo scopo di adeguare sismicamente, secondo la vigente normativa italiana “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 14/01/2008, il plesso scolastico dell’Istituto Comprensivo di Deliceto, siti al Vico II Fontanelle, ospitante agli alunni della scuola materna.

La valutazione del grado di sicurezza fa riferimento alle seguenti normative:

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (DM 14/01/08) “Norme tecniche per le Costruzioni”, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30. 2008.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. 2009.
- Eurocodice 8. UNI EN 1998-1:2005. Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. Marzo 2005.
- Ministero per i Beni e le Attività Culturali, Circolare del 5 giugno 2007. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le Costruzioni.
- Linee guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a. o in muratura, elaborate dall’AdB Puglia.

Trattandosi di un edificio esistente in calcestruzzo armato, il riferimento normativo principale per la verifica di sicurezza è rappresentato dal *Capitolo 8 (costruzioni in cemento armato o acciaio C8.7.2 e C8.4.1 intervento di adeguamento) delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”* e dai relativi paragrafi illustrativi contenuti nella *Circolare Ministeriale n. 617 del 2 febbraio 2009*.

Lo studio ha avuto come obiettivo la valutazione del grado di sicurezza del plesso scolastico, limitatamente ai soli Stati Limite Ultimi, nei confronti delle azioni sismiche.

Preliminarmente è stata condotta una fase conoscitiva della struttura, supportata da rilievi geometrici-strutturali e indagini in situ, spinta sino ad ottenere un livello di conoscenza minimo LC2 con Fattore di Confidenza $FC = 1,2$.

I risultati conseguiti da tale attività hanno permesso di valutare il comportamento dell’edificio per le azioni statiche e sismiche, secondo l’attuale normativa italiana, nonché una descrizione dettagliata delle fasi del processo di valutazione di seguito riassunte:

- conoscenza della struttura;
- individuazione del modello non lineare della struttura;
- applicazione dei carichi non sismici;

- determinazione delle curve di capacità dell'edificio mediante l'esecuzione separata di analisi push-over sotto diverse distribuzioni di carico;
- riduzione a sistema di un grado di libertà e bilinearizzazione della curva di capacità con individuazione del periodo elastico (per ciascuna Analisi push-over);
- passaggio dalla curva di capacità del sistema 1-GDL allo spettro di capacità (per ciascuna Analisi push-over);
- individuazione della richiesta sismica in termini di spostamento derivante dallo spettro di risposta elastico.

L'edificio potrà considerarsi adeguato sismicamente se il coefficiente CVS (vulnerabilità sismica), inteso come rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della Capacità della struttura e la Domanda sismica (valutato allo SLV), risulta ≥ 1 . Detto coefficiente sarà determinato con la seguente formula:

$$CVS = \frac{PGA_{Cap}^{SLV}}{PGA_{Dom}^{SLV}}$$

dove le accelerazioni di ancoraggio PGA, corrispondenti ai rispettivi spettri, sono i parametri rappresentativi della Capacità e della Domanda sismica.

2) Generalità

La problematica della valutazione della sicurezza strutturale e della relativa riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in Italia è un tema che purtroppo, negli ultimi anni, è diventato di estrema importanza, anche a causa di eventi sismici catastrofici che hanno colpito il territorio nazionale negli ultimi trent'anni (Irpinia 1980, Umbria e Marche 1997, Molise 2002, Abruzzo 2009, Emilia 2012) con ingenti danni provocati in termini economici ma soprattutto di vite umane.

L'Italia è un paese caratterizzato da una pericolosità sismica medio-alta, rispetto ad altri paesi del bacino mediterraneo, e ad un'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio.

La classificazione sismica del territorio italiano è stata effettuata in gran parte soltanto a partire dal 1981 e sostanzialmente completata con le recenti normative. Anche nei casi di progettazione antisismica, inoltre, le prime normative italiane non erano in grado di conseguire in modo soddisfacente i livelli di prestazione oggi richiesti rispetto al danno ed al collasso, come oggi prevedono le più moderne normative antisismiche. Il problema del deficit di protezione sismica delle costruzioni in generale riguarda, oltre agli edifici progettati a soli carichi verticali in zone poi classificate, anche quegli edifici progettati con normative sismiche ormai obsolete o in zone in cui classificazioni successive hanno determinato un incremento di sismicità.

L'emanazione di norme per la progettazione in zona sismica sia a livello europeo che internazionale (Eurocodice 8, FEMA 547), sia a livello nazionale (OPCM 3274 e smi, DM 14/09/2005, D.M.

14/01/2008 e relativa circolare applicativa n°617 del 2 febbraio 2009), che affrontano in modo specifico la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, ha messo in evidenza la necessità di effettuare un controllo globale della vulnerabilità sismica del patrimonio esistente ed incoraggiato la comunità tecnico-scientifica ad avviare numerosi studi sulle strategie e tecniche di intervento per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

3) Descrizione plessi scolastici

La struttura oggetto di adeguamento sismico, ubicata nel Comune di Deliceto al Vico II Fontanelle, è stata realizzata tra la fine degli anni sessanta e l'inizio degli anni settanta su commissione dell'Amministrazione Comunale (fig.3.1). L'edificio è dedicato alla didattica della scuola materna.



Fig. 3.1 – veduta aerea plessi scolastici (Google earth)

Il manufatto edilizio, che occupa in pianta un'area di circa 460 mq, è costituito da due impalcati fuori terra, un sottotetto e un torrino vano scala. Al piano terra, di altezza netta di 3.30 m, si accede direttamente dall'esterno e trovano ubicazione le aule didattiche, la sala docenti nonché gli ambienti per i servizi igienici. Il primo piano, accessibile tramite scalinata in cemento armato, è costituito da aule per la didattica, ambienti di supporto per l'attività scolastica e servizi igienici.

La resistenza del plesso scolastico è affidata a strutture portanti in calcestruzzo armato, costituita da travi e pilastri di varie dimensioni geometriche a forma rettangolare.

L'intera struttura portante poggia su fondazioni realizzate in calcestruzzo armato (cordoli) avente base di 40 cm e altezza di 60 cm.

Le strutture dei solai degli impalcati sono realizzate in latero-cemento gettate in opera con soletta da 5 cm debolmente armata, aventi uno spessore di 25 cm, le solette rampanti delle scalinate sono costituite da piastre armate, di spessore 15 cm, entro cui sono annegati ferri di armatura $\varnothing 10/12$ ogni 20 cm.

4) Conoscenza edificio

Il processo di conoscenza in termini di definizione della geometria, delle caratteristiche dei materiali strutturali e della sua condizioni di conservazione, è stato effettuato secondo le indicazioni previste dalle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M 14/01/2008 (in seguito NTC08) e della sua circolare esplicativa Circ. LLPP n° 617 del 02/02/2009 (in seguito CIRC09). In particolare si è fatto riferimento a quanto riportato nell'appendice C8A, cap. C8 “Costruzioni esistenti”, circa i dati necessari da acquisire sui seguenti aspetti principali:

- identificazione dell'organismo strutturale e verifica dei criteri di regolarità indicati al § 7.2.2. delle NTC08 ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- identificazione delle strutture di fondazione;
- identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC08;
- informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali e delle proprietà meccaniche dei materiali;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali e/o delle strutture;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (collegamenti degli elementi strutturali, ecc.);
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto;
- descrizione della classe d'uso, della categoria e dalla vita nominale secondo il § 2.4 delle NTC 2008;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

Dalle ricerche svolte presso l'archivio storico del comune di Deliceto e del Genio Civile di Foggia, è stato possibile reperire solo alcuni elaborati progettuali relativi ai lavori di adeguamento per la lotta all'incendio progettati nel maggio del 1999.

Per la mancanza di documentazione tecnica delle opere strutturali, utile per un eventuale riscontro con l'opera realizzata, si è proceduto ad un approfondito rilievo geometrico-strutturale e ad una adeguata campagna di indagini diagnostiche.

4.1) Normative di riferimento progetto originario

Il plesso scolastico, realizzato a cavallo tra gli anni sessanta e settanta, è stato progettato e costruito nel rispetto delle normative allora vigenti tra cui:

- R.D.L n. 640 del 25 marzo 1935, n. 640 “Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti. (pubblicato nella gazzetta ufficiale n.120 del 22 maggio 1935).
- R.D.L. n. 2105 del 22 Novembre 1937 contenente Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.
- Legge Ordinaria n. 1684 del 25/11/1962, Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Circolare LL.PP. n° 2535 del 12/06/63.

Il R.D. del 22/11/1937 n° 2105, basato sulla classificazione sismica del 1935, prevedeva per la prima categoria sismica un valore dell'accelerazione di 0.1g, mentre l'effetto dell'azione sismica veniva considerato sia dal punto di vista delle scosse sussultorie sia ondulatorie. In particolare le scosse sussultorie venivano valutate amplificando del 40% la somma del carico gravitazionale permanente e di 1/3 di quello accidentale. Quelle ondulatorie venivano calcolate moltiplicando la massa sismica totale, data dalla somma dei carichi permanenti più 1/3 dei carichi accidentali, per l'accelerazione sismica di riferimento. Entrambe le azioni venivano considerate separatamente.

In mancanza del concetto di periodo fondamentale di vibrazione della struttura, le forze sismiche venivano distribuite in maniera costante alla quota degli impalcati proporzionalmente alle masse.

Lo schema strutturale degli edifici, pur configurato come telai completi nelle due direzioni, era tale da far assorbire ai telai un'aliquota della forza totale proporzionale alla massa. Successivamente, con la Legge del 25/11/1962 n° 1684, la forza sismica viene considerata agente nel baricentro delle masse dell'impalcato e la sua ripartizione veniva effettuata in base alle rigidezze degli elementi strutturali tenendo in conto anche l'eventuale eccentricità torsionale di tipo strutturale.

Nel caso specifico le forze sismiche di base per le zone sismiche di I categoria in cui ricadeva il comune di Deliceto risultavano per tutti i piani:

$$F_h = C * W$$

In cui C rappresenta il coefficiente delle forze sismiche, pari a 0.1 per quelle orizzontali e 0.4 per le verticali, e W il peso sismico dell'edificio.

4.2) Fase di rilievo

Questa fase è stata condotta in maniera approfondita sia per il rilievo geometrico, sia per quello strutturale allo scopo di valutare al meglio le caratteristiche costruttive degli immobili (vedi Tav. grafiche).

Sono state determinate le caratteristiche geometriche delle strutture di fondazione e di elevazione (travi e pilastri), dei solai d'interpiano e di copertura, nonché la configurazione strutturale dell'intero manufatto edilizio. Si è proceduto ad effettuare scavi a campione mettendo a nudo parte delle strutture fondali (travi di fondazione) in modo da rilevare, oltre alla geometria, i loro piani di posa.

Quantità e tipologia di armatura presente negli elementi strutturali in c.a. (pilastri, travi e solai d'impalcato) sono state determinate eliminando il copri ferro.

L'operazione appena descritta ha permesso di elaborare i dettagli costruttivi rappresentati nella tavola grafica allegata.

Per ultimo da una attenta analisi storica, condotta al fine di ottenere il maggior numero possibile di informazioni e notizie sul plesso scolastico, risulta che l'edificio non hanno subito negli anni alcuna trasformazione che potesse modificare la struttura rispetto alla configurazione originaria, ne tanto meno interventi manutentivi finalizzati al miglioramento e/o adeguamento sismico.

4.3) Campagna di indagini

La determinazione delle proprietà dei materiali e dei dettagli strutturali negli edifici esistenti è caratterizzata da un significativo livello di incertezza. La valutazione di tali parametri viene effettuata generalmente con una serie di metodiche associate ad uno specifico costo e grado di accuratezza.

Per la definizione del processo di conoscenza dell'edificio le norme vigenti consentono di riferirsi a differenti sorgenti di informazioni, provenienti ad esempio da documentazione progettuale originaria, rilievi, prove in situ e in laboratorio, ed anche ai cosiddetti "giudizi esperti" che forniscono una stima descrittiva delle grandezze indagate basate su pregresse esperienze di tecnici qualificati. Tutte queste fonti sono inevitabilmente affette da incertezze sulla conoscenza come quelle, ad esempio, delle proprietà meccaniche dei materiali e dei particolari esecutivi dovute alle limitazioni pratiche ed economiche relative alle verifiche e prove in sito e/o alla disponibilità limitata dei disegni costruttivi e delle specifiche originali dei materiali. Le attuali norme italiane ed europee tengono conto di tali incertezze raggruppandole nei "fattori di confidenza" da applicare alle proprietà medie dei materiali ottenute dalle indagini. Al fine di quantificare tali fattori di confidenza le norme definiscono specifici "livelli di conoscenza" della struttura, per ciascuno dei quali si richiedono specifiche campagne di indagini.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza le norme tecniche di costruzione (NTC 08) definiscono i tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;

- LC3: Conoscenza Accurata.

I cui aspetti che li definiscono sono:

- geometria (caratteristiche geometriche degli elementi strutturali);
- dettagli strutturali e costruttivi;
- materiali (proprietà meccaniche dei materiali).

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, come indicato nella tabella riportata nell'appendice C8A della Circolare per l'applicazione delle NTC08.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8B.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Fig. 4.3.1 - Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per edifici in muratura.

Per la struttura in esame, sulla base dei rilievi e delle indagini eseguite, si ritiene raggiunto un livello di conoscenza minimo pari a LC2, cui corrisponde un Fattore di Confidenza (FC) pari a 1,2. Non si è proceduto alla integrazione e approfondimento delle indagini in situ, per conseguire un livello di conoscenza superiore a LC2, poiché le verifiche condotte, per le sole azioni controllate dall'uomo, risultano soddisfatte.

L'analisi dello stato di fatto del plesso è stata condotta mediante la valutazione della qualità del sistema resistente, con particolare riferimento alla conoscenza della geometria, dei dettagli strutturali (quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura), i materiali (le proprietà meccaniche dei materiali quali calcestruzzo ed acciaio). Per conseguire un'adeguata conoscenza delle

caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sulle verifiche in situ e sulle indagini sperimentali condotte da Labortest srl di Corato (BA) autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti con D.M. 876 del 4/2/2013 – Settore A.

Non è stato possibile fare invece un adeguato affidamento sulla documentazione originale dei progetti poiché alquanto carente. Nel corso di una serie di sopralluoghi, sono state condotte verifiche di dettaglio di quanto riportato sulle tavole disponibili, nonché rilevate posizioni e dimensioni degli elementi strutturali. I rilievi effettuati sono stati incrociati con i risultati dei sondaggi in situ, al fine di estendere, con un adeguato livello di affidabilità, le informazioni su diametri e tipologie di armature anche agli elementi strutturali per i quali non c'erano altre informazioni oltre alle dimensioni. Molto scarse sono risultate le informazioni riguardanti le travi.

Per caratterizzare le proprietà meccaniche degli elementi strutturali in cemento armato sono state eseguite, come prescritto dalle NTC 08 ed esplicitato dalla relativa Circolare di applicazione, prove distruttive di laboratorio su carote di calcestruzzo indisturbato e ferri di armatura sulle quali sono state eseguite rispettivamente prove di rottura a compressione e di trazione/piegamento.

Le indagini geognostiche condotte sul terreno di sedime dell'immobile hanno permesso di caratterizzare il suolo e determinare i principali parametri elastomeccanici. Questi ultimi sono stati ottenuti con una prospezione sismica a rifrazione, articolata come segue:

- n. 1 profili sismici a rifrazione di ml 16.50;
- n. 1 elaborazione dei dati sismici con software "SISMOPC";
- n. 1 elaborazioni inversione dati sperimentali con software "WinMasw 4.0" della Eliosoft per la determinazione del parametro Vs30 secondo la metodologia MASW.

Per ultimo si è provveduto a caratterizzare le strutture dei solai degli impalcati e della scalinata tramite rilievi geometrici-strutturali, ottenendo informazioni sullo spessore e sulla loro composizione.

Le caratteristiche dell'area su cui sorge il fabbricato interessato dalle indagini e i rilievi geometrici-strutturali sono rappresentate in modo dettagliato nelle tavole grafiche, nel "Rapporto di Prova n. 61315" e nell'indagini geofisiche allegati.

4.3.1) Rilevazione ferri d'armatura

La ricostruzione della quantità e disposizione dei ferri di armatura degli elementi strutturali in c.a. è stata effettuata tramite rilievo di dettaglio con spicconatura del copriferro. Quest'ultima (vedi tav. grafica) è stata effettuata su un elemento rappresentativo di ogni gruppo di elementi strutturali che presentavano carattere di ripetitività.

Per ogni elemento rappresentativo sono state rilevate le seguenti informazioni:

- spessore del copriferro;

- disposizione e diametro delle armature longitudinali, diametro e passo delle staffe;
- indagine visiva del tipo di armatura utilizzata.

4.3.2) Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state determinate mediante prove distruttive (prelievi di carote sottoposti a prove di compressione in laboratorio). Dalla correlazione dei risultati ottenuti si è determinata una legge di variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dei parametri misurati.

Le indagini sul calcestruzzo sono state precedute da una fase di preparazione della superficie degli elementi strutturali da indagare, consistente nella demolizione degli intonaci da rimuovere con particolare cura evitando di danneggiare la superficie della parte strutturale dell'elemento da indagare.

Carotaggi

Il prelievo di campioni di calcestruzzo (carote) è stato effettuato con una carotatrice elettrica a corona diamantata tipo Comer, facendo riferimento alle norme UNI 6131:2002, UNI - EN 12504-1-2002 e Cap. 11.1 delle linee guida - Consiglio Superiore dei LLPP feb. 2008.

La scelta degli elementi strutturali dove effettuare i prelievi è stata fatta in maniera abbastanza casuale, in modo tale da poter ritenere i risultati ottenuti, statisticamente rappresentativi delle proprietà del materiale. Nell'ambito dell'elemento da indagare, per la scelta della localizzazione dei punti di prelievo, si è cercato di evitare zone dove il calcestruzzo presentasse caratteristiche diverse da quelle medie come si verifica, ad esempio, in corrispondenza degli appoggi delle travi. Pertanto i prelievi sono stati effettuati all'incirca nella mezzeria della trave, questo in considerazione anche del fatto che gli elementi in c.a. risultano carenti di ferri laterali.

4.3.3) Caratteristiche meccaniche terreno di fondazione

Allo scopo di ricavare il parametro sismico $V_{s,30}$ è stata eseguita una prova sismica multicanale "MASW" (Multichannel Analysis of Surface Waves), basata sulla misurazione e sull'analisi delle onde di Rayleigh in un semispazio stratificato, cioè valuta le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze.

La prova consiste nello stabilire il profilo di rigidità del sito (velocità delle onde di taglio S) tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie di Rayleigh (V_R) ed un successivo processo di inversione.

La campagna di prospezioni geofisiche, condotta sul suolo in esame, ha permesso in sintesi di valutare una $V_{s,30} = 353$ m/s, quindi classificare la categoria del sottosuolo di tipo C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m

caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s – ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < kPa$. Per quanto riguarda la caratterizzazione del suolo e la determinazione dei moduli sismici si rimanda all'allegato "Report sismico".

Categoria topografica: T1 = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

5) Valutazione della sicurezza

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento: La Vita Nominale (VN) dell'edificio scolastico viene assunta pari a 50 anni. La Classe d'Uso è la III per cui il relativo "Periodo di riferimento per l'azione sismica" è pari a 75 anni.

Categoria di suolo e coefficiente topografico: Come già descritto in precedenza per il suolo in esame si assume una categoria di riferimento "C" con coefficiente topografico unitario.

5.1) Modello di calcolo

I modelli di calcolo utilizzati sono quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 e dalle "Linee guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con struttura in c.a." elaborate dall'AdB Puglia. La modellazione delle strutture sono del tipo tridimensionale per rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, ponendo particolare attenzione alle situazioni in cui componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali.

Nella modellazione gli elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), sono stati rappresentati in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti (solai) sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano poiché realizzati in latero-cemento con soletta in c.a. di spessore minimo di 5 cm.

Per quanto riguarda il comportamento dissipativo delle strutture è considerata una non linearità meccanica adottando una modellazione a "plasticità concentrata". Questa considera elastico il comportamento di ogni elemento strutturale, concentrando le deformazioni anelastiche, laddove presenti, nelle cosiddette "cerniere plastiche", localizzate, di solito, alle estremità degli elementi. Per tale modellazione è stato necessario:

1. definire un adeguato diagramma Momento-Curvatura in presenza di azione assiale e degrado causato dall'azione sismica;
2. prevedere un'adeguata lunghezza di cerniera plastica equivalente finalizzata alla valutazione di una rotazione plastica prossima a quella reale.

In definitiva il modello a plasticizzazione concentrata adottato, considera le aste a comportamento elastico fin quando viene raggiunto, in una data sezione, il momento di completa plasticizzazione. Al verificarsi di tale evento nella sezione si forma una cerniera plastica.

5.2) Azioni sulla costruzione

Le azioni che vengono considerate, ai fini della verifica sismica del plesso scolastico, sono le seguenti:

- pesi propri dei materiali strutturali;
- carichi permanenti dei materiali non strutturali;
- incidenza dei divisori interni;
- carichi Variabili per ambienti suscettibili di affollamento di cui alla cat.C1 distribuiti sugli impalcati intermedi;
- carichi Variabili per ambienti suscettibili di affollamento di cui alla cat.C2 agenti sulla scalinata;
- carichi Variabili per coperture di cui alla cat. H1;

I valori dei carichi adottati nelle verifiche sono quelli previsti nella Tabella 3.1.II delle NTC08 di seguito riportata.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

Figura 5.2 - Tabella carichi di esercizio

5.3) Combinazione delle azioni e analisi dei carichi

Le combinazioni di carico sismico utilizzate ai fini della verifica sono quelle afferenti i due profili di forzanti laterali proporzionali alle masse di piano ed alla deformata modale fondamentale. Per quello che riguarda le azioni gravitazionali si fa riferimento esclusivamente alla combinazione di carico sismico in

cui i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili sono considerati affetti dai coefficienti di combinazione sismica. Attraverso questa procedura si riesce a controllare che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per “soportare” l’aliquota di carico statico che secondo normativa è presente in fase sismica.

5.4) Analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura

I rilievi eseguiti sui solai hanno consentito di determinare lo spessore della struttura nonché la tipologia.

In particolare i solai di piano, avente spessore di circa 30 cm, sono costituiti da:

- pavimento in marmetto di graniglia da 2cm;
- soletta e malta di allettamento in cls da 9.5 cm;
- solaio in latero-cemento (pignatte forate di alleggerimento) da 18 cm;
- intonaco a soffitto da 1.5 cm

Pertanto i carichi agenti sulla struttura sono:

Solaio d’interpiano

1) peso proprio solaio (int. 50 cm)	245 Kg/mq
2) peso pavimento	54 Kg/mq
3) peso intonaco	<u>30 Kg/mq</u>
Totale carico	344 Kg/mq

Solaio di copertura

1) peso proprio solaio	245 Kg/mq
2) pacchetto copertura	60 Kg/mq
3) guaina bitumata (7,0 Kg/mq) spess. 4 mm	7 Kg/mq
4) peso intonaco	30 Kg/mq
5) sovraccarico neve $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	<u>116 Kg/mq</u>
Totale carico	473 Kg/mq

Scalinata

1) peso proprio solaio	200 Kg/mq
2) peso pavimento	60 Kg/mq
3) peso intonaco	<u>30 Kg/mq</u>
Totale carico	290 Kg/mq

Il carico neve sulle coperture è stato valutato tramite la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove: q_s è il carico neve agente in copertura;

$\mu_i = 0.8$ è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;

$q_{sk} = 1 \text{ KN/mq}$ è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E = 0.9$ è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

$C_t = 1$ è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Questi parametri sono riferiti alla zona II, con altitudine $as > 200$ m, topografia battuta dai venti (*Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi*), e coperture a doppia falda ($0^\circ \geq \alpha \leq 30^\circ$).

Di seguito vengono riportati i valori relativi al carico neve utilizzati per la verifica sismica (Tab. 5.4.1)

CARICO DA NEVE	
Flag Attivazione	SI
Zona geografica	II
Altezza SLM (m)	410
Tipo Esposizione	Normale
Coeffic. Termico	1
Coeffic. Forma	0,8
Coeffic. Esposiz	1
Q riferim. kg/mq	146
Q neve kg/mq	116

Tab. 5.4.1

Nelle tabelle 5.4.2 e 5.4.3 sono indicate rispettivamente le tipologie dei carichi agenti sulla struttura e dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2008, § 2.6.1 - Tab. 2.6.I) in funzione dell'uso degli ambienti.

Nella verifica sismica sono stati presi a riferimento i carichi ed i loro coefficienti come di seguito indicato.

TIPOLOGIE DI CARICO									
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	TIPO DI CARICO
1	245	100	300	0	Categ. C	0,7	0,7	0,6	Impalcati intermedi
2	200	100	400	0	Categ. C	0,7	0,7	0,6	Scalinata
3	245	100	50	116	Categ. H	0,0	0,0	0,0	Impalcato copertura

Tab. 5.4.2

COEFFICIENTI CARICHI	
COEFFICIENTI PSI	
Uso	C. Ambienti Affollati
COMBINAZ. ORDINARIE	
Psi0	0,7
Psi1	0,7
Psi2	0,6
COEFFICIENTI GAMMA A1	
Gammag1	1,3
Gammag2	1,5
Gammaq	1,5
COEFFICIENTI GAMMA A2	
Gammag1	1
Gammag2	1,3
Gammaq	1,3

Tab. 5.4.3

5.5) Determinazione dell'azione sismica

Gli spettri di progetto, relativi ai calcoli sismici ed i relativi parametri di pericolosità sismica, per la zona in esame sono riepilogati nella figura successiva.

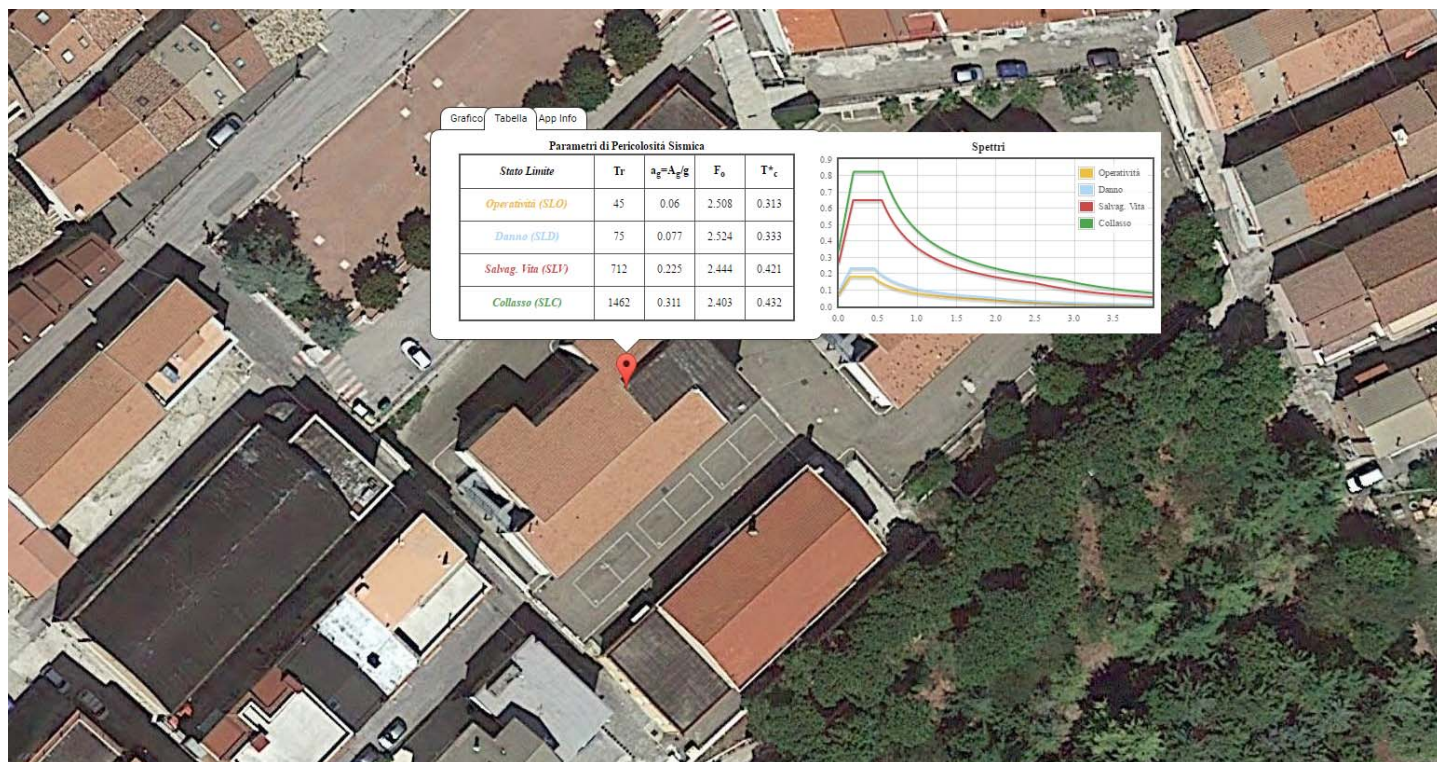


Figura 5.5.1- Spettri elastici di progetto e parametri di pericolosità per il sito in esame

Le NTC08 valutano l'azione sismica in relazione del periodo di riferimento V_R , funzione della vita nominale della costruzione (V_N), della classe d'uso e del coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

dove: $V_N = 50$ anni (per la costruzione in esame);

$C_U = 1.5$ (per edifici di Classe III, costruzioni con affollamenti significativi).

In funzione del periodo di riferimento V_R , per ciascun stato limite, si fissa il periodo di ritorno e la probabilità di eccedenza dell'azione sismica. Pertanto i parametri sismici previsti per la struttura in oggetto sono indicati nella tabella successiva:

Stato limite	T_r	$a_g = A_g/g$	F_0	T^*_c
Operatività (SLO)	45	0.066	2.508	0.313
Danno (SLD)	75	0.077	2.524	0.333
Salvag. Vita (SLV)	712	0.225	2.444	0.421
Collasso (SLC)	1462	0.311	2.403	0.434

T_r = periodo di ritorno

a_g = accelerazione massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro delle acceleraz. orizz.

T^*_c = periodo d'inizio del tratto a velocità costante

6) Criteri generali di regolarità strutturale

Analisi di regolarità strutturale

Per la valutazione della regolarità strutturale del manufatto edilizio si farà espressamente riferimento a quanto prescritto al § 7.2.2 delle NTC08.

Regolarità in pianta

I dati relativi alla distribuzione delle masse e delle rigidezze, come estrapolati dalle figure 6.1 – 6.2, evidenziano la regolarità strutturale in pianta di tutti i piani del plesso scolastico. Quindi la struttura rispetta la condizione di cui al Punto a) “*Configurazione in pianta compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze*”.

La stessa, inoltre, soddisfa il requisito prescritto al punto d) delle NTC08 “*Solai infinitamente rigidi nel piano*”, poiché, a differenza di quanto previsto al § 7.2.6 della stessa norma, i solai sono del tipo latero-cementizio con soletta in calcestruzzo armata.

Regolarità in altezza

Risulta evidente che la stessa sagoma della struttura, del piano terra e del primo piano, la rendono regolare anche in altezza. Questo può essere desunto anche dal confronto tra i valori delle coordinate del baricentro delle masse dei due impalcati e dalla loro variazione di massa (< 25%).

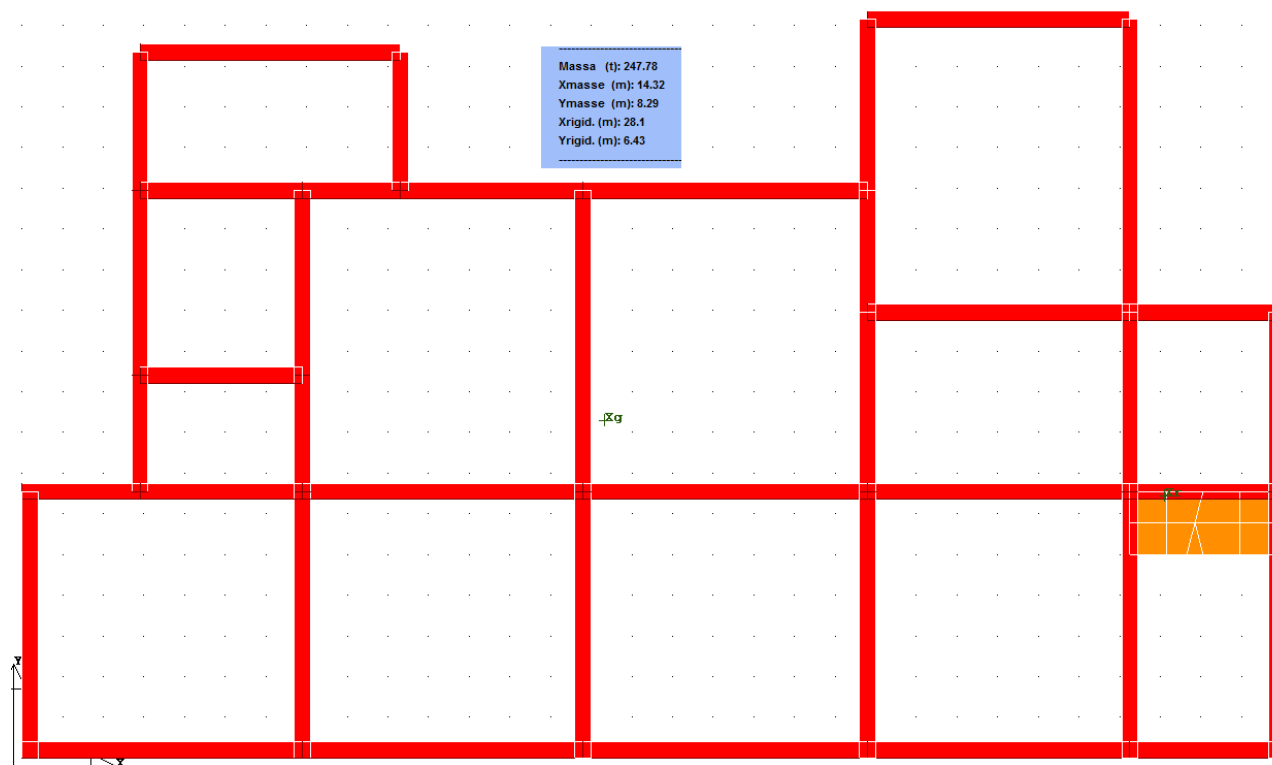


Fig. 6.1 – Primo impalcato Edificio (quota 3.55m)

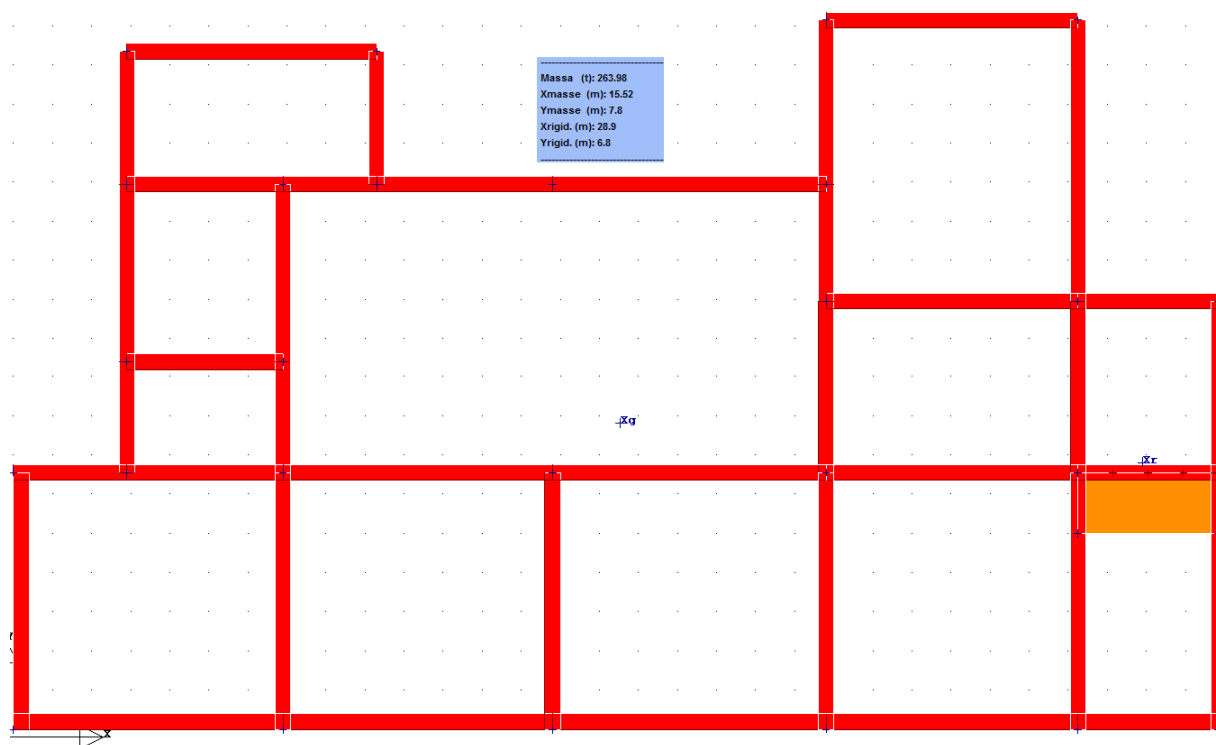


Fig. 6.2 – Secondo impalcato Edificio (quota 7.10m)

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	RigTors. (t*m)	r / ls
1	3,55	247,79	14,32	8,29	28,10	6,44	13,78	-1,85	18,15	30,85	256572	592976	22222834	0,59
2	7,10	263,98	15,53	7,80	28,91	6,80	13,38	-1,00	18,15	30,85	220947	1310000	17296240	0,35

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO														
				DIREZIONE X					DIREZIONE Y					
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta	
1	3,55	247,79	0,0	114,83	0,18	634518	0,0	0,004	72,74	0,12	583553	0,0	0,002	
2	7,10	263,98	6,5	98,05	0,42	233374	-63,2	0,007	53,61	-0,01	-7343129	-1358,3	0,000	

7) Modellazione delle strutture

L'analisi dell'edificio è stata condotta con il codice di calcolo CDS WIN versione 2015, della S.T.S. srl.

Il package di calcolo CDS WIN permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi della struttura con tecniche F.E.M. (Finite Element Method) mediante modellazione con elementi monodimensionali e bidimensionali.

Per la valutazione del comportamento della struttura, modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati del software di calcolo, è stata utilizzata l'analisi sismica non lineare push-over.

Gli elementi finiti a due nodi sono stati utilizzati per l'analisi di tipo non lineare (Push-Over Analysis) potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico, sia di tipo meccanico con i seguenti modelli:

1. matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;
2. non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;
3. non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche;

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Il modello di calcolo tiene conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali come elementi trave su suolo elastico alla Winkler.

Le modellazioni geometriche e meccaniche sono state definite nel software di calcolo sulla base dei dati ottenuti dalle indagini effettuate. Pertanto gli elementi strutturali in c.a. sono stati armati con un quantitativo di barre longitudinali e trasversali rilevati direttamente in situ.

Le caratteristiche dei materiali implementate nel modello di calcolo, indicate al precedente paragrafo 4, derivano direttamente dalle elaborazioni e dalle indagini effettuate sui materiali.

La figura 7.1 riproduce graficamente la modellazione tridimensionale, eseguita per il plesso scolastico utilizzata nelle verifiche post intervento.

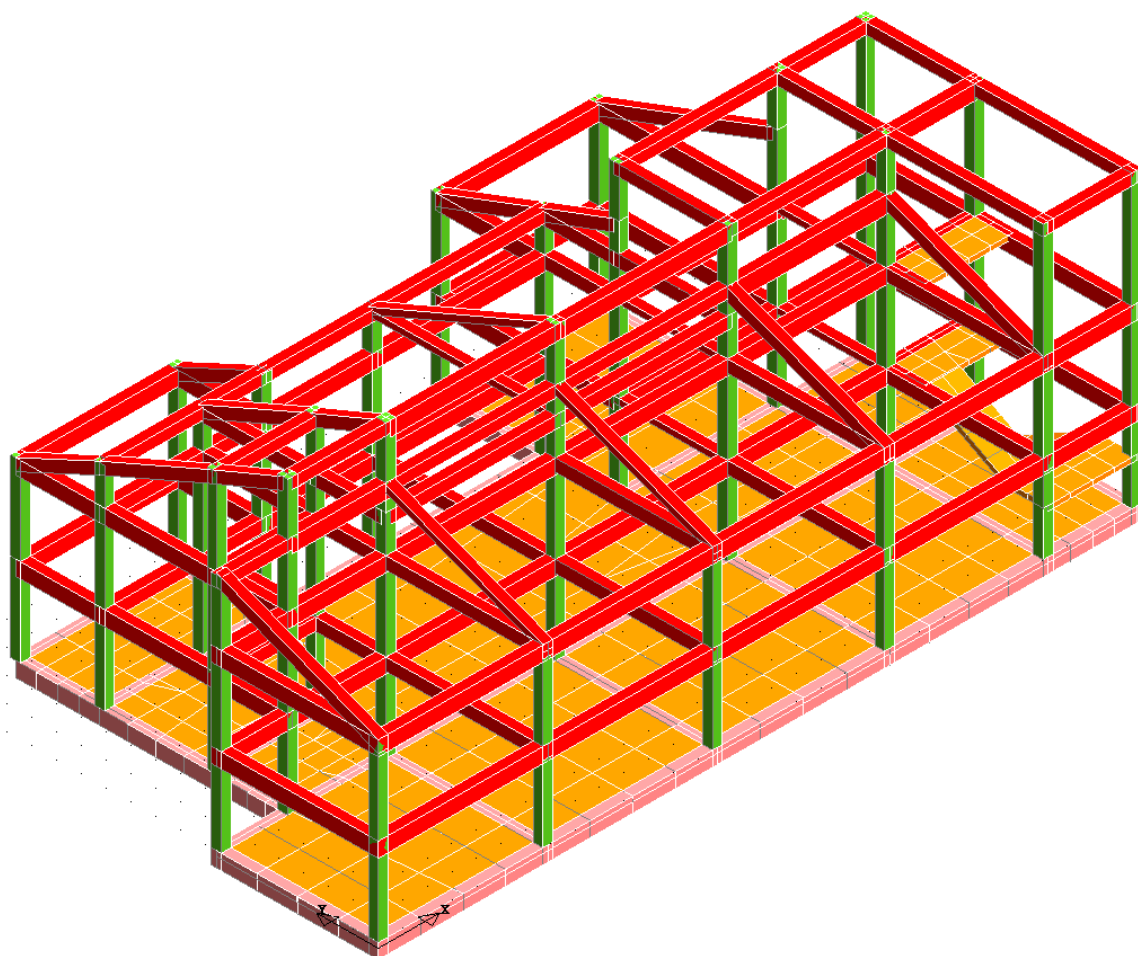


Fig. 7.2 – Modello di calcolo strutturale Edificio post-intervento

8) Metodi di analisi e verifiche

La verifica, come previsto dalle NTC08, sarà limitata al solo Stato Limite Ultimo (cfr. §2.2 - NTC), prendendo in conto la combinazione fondamentale prevista al §2.5.3 (Combinazioni delle azioni), adottando coefficienti di combinazione e parziali per le azioni previsti nelle tabelle 2.5.1 e 2.6.1 delle NTC08 di seguito riportate.

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Fig. 8.1.1 – Coefficienti delle combinazioni

Tabella 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Fig. 8.1.2 – Coefficienti parziali delle azioni

La precedente tabella riporta i valori da adottare per i coefficienti parziali γ_F di sicurezza relativi alle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi di:

- equilibrio come corpo rigido (EQU);
- resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR);
- resistenza del terreno (GEO);

Nella verifica sono stati adottati i coefficienti γ_F relativi allo stato limite STR nelle condizioni più sfavorevoli, e un coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ e per l'acciaio $\gamma_s = 1,15$.

Le verifiche sulla struttura è stata effettuata secondo le modalità di seguito riassunte.

Tipo Analisi svolta:

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e di servizio è stata condotta in regime elastico non lineare (analisi statica non lineare Push-Over).

Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza degli orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi "SHELL". I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (cordoli) come elementi trave su suolo elastico alla Winkler. I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite ultimi utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008.

Combinazioni di carico adottate:

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 applicando i coefficienti riportati nelle figure 8.1.1 e 8.1.2.

Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico:

Le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni per gli stati limite ultimi.

Le combinazioni considerate tengono in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2008 per le prestazioni di SLU.

Origine e Caratteristiche dei codici di calcolo:

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2017
Nro Licenza	31895

Ragione sociale completa del produttore del software: S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Affidabilità dei codici utilizzati:

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la

documentazione ed i test forniti dal produttore stesso. La S.T.S. srl, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo: <http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

8.1.2) Presentazione sintetica dei risultati delle verifiche sismiche

Una sintesi del comportamento della struttura è consegnata nelle seguenti tabelle di sintesi dei risultati in cui sono rappresentate i principali dati relativi all'analisi statica non lineare condotte sulla struttura scolastica in esame prima e dopo l'intervento di adeguamento sismico.

Tabelle di sintesi dei risultati

Tabellina riassuntiva delle Push-Over Edificio ante-operam

Numero PushOver	PgaSLO/Pga81%	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%	PgaSLC/Pga5%
1	0	5.174	1.747	0
2	0	5.174	1.747	0
3	0	1.354	1.172	0
4	0	0.943	0.798	0
5	0	5.174	1.747	0
6	0	5.174	1.747	0
7	0	1.312	1.128	0
8	0	0.828	1.00	0
9	0	5.174	1.747	0
10	0	5.174	1.747	0
11	0	1.088	0.958	0
12	0	1.386	0.802	0
13	0	5.174	1.747	0
14	0	5.174	1.747	0
15	0	1.053	0.925	0
16	0	1.184	1.072	0
Min. PgaSL/Pga%	0	0.828	0.798	0

Tabellina riassuntiva delle PushOver Edificio post-operam

Numero PushOver	PgaSLO/Pga81%	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%	PgaSLC/Pga5%
1	0	5.174	1.747	0
2	0	5.174	1.747	0
3	0	2.672	1.495	0
4	0	1.949	1.025	0
5	0	5.174	1.747	0
6	0	5.174	1.747	0
7	0	2.414	1.403	0
8	0	1.949	1.008	0
9	0	5.174	1.747	0
10	0	5.174	1.747	0
11	0	2.101	1.196	0
12	0	2.534	1.383	0
13	0	5.174	1.747	0
14	0	5.174	1.747	0
15	0	1.866	1.051	0
16	0	2.546	1.331	0
Min. PgaSL/Pga%	0	1.866	1.008	0

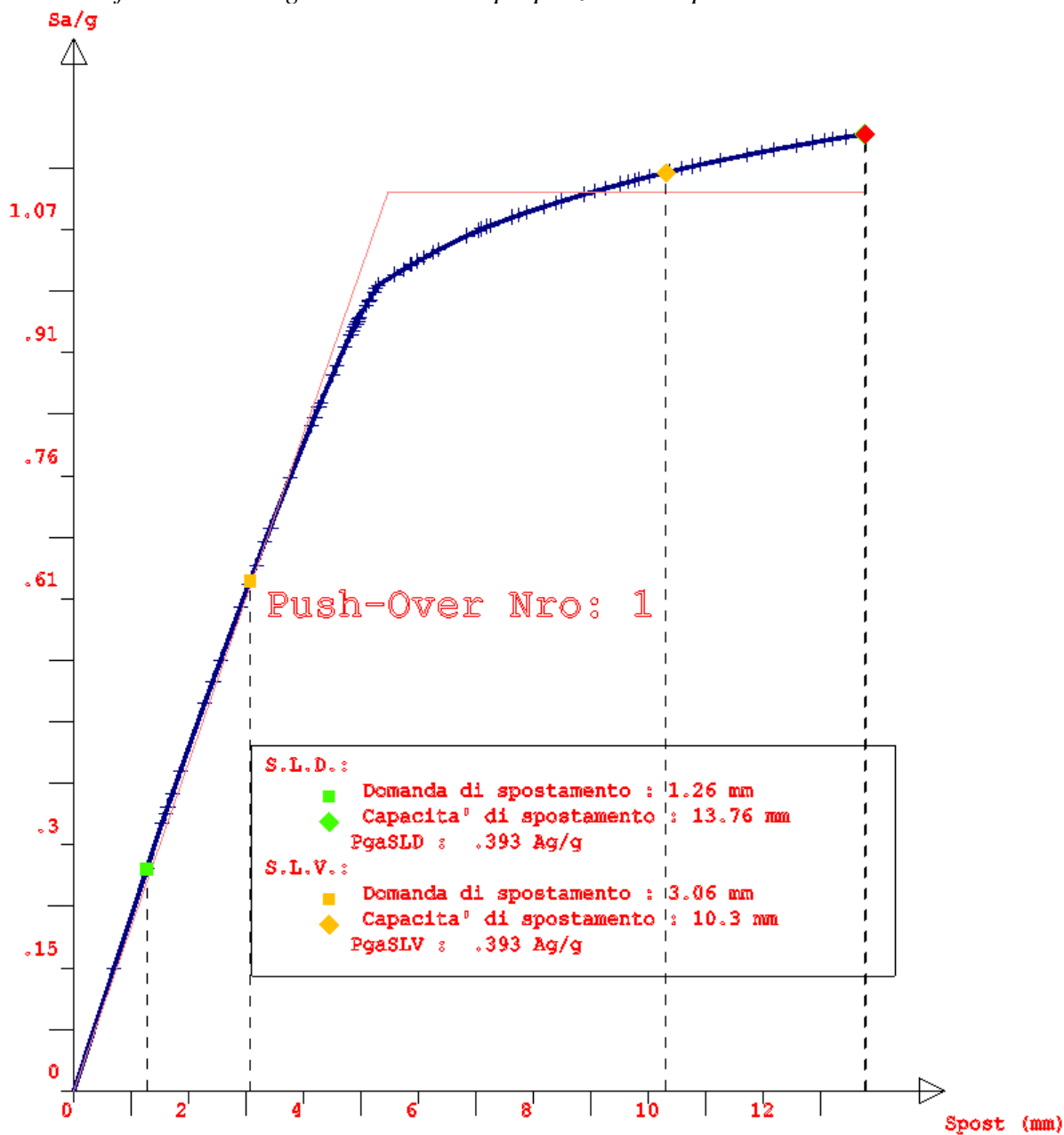
Dalla tabella di sintesi delle verifiche push-over post-intervento, condotte sulla struttura scolastica, si evince chiaramente che i valori di PgaSLV/Pga10% (rapporto fra capacità strutturale e domanda sismica) risultano superiore ad 1 per tutte e sedici le analisi svolte. Pertanto l'edificio può considerarsi adeguato sismicamente.

RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEI RISULTATI

Di seguito sono riportate le curve ADSR relative a tute e 16 le analisi statiche non lineare eseguite per il solo stato post-operam.

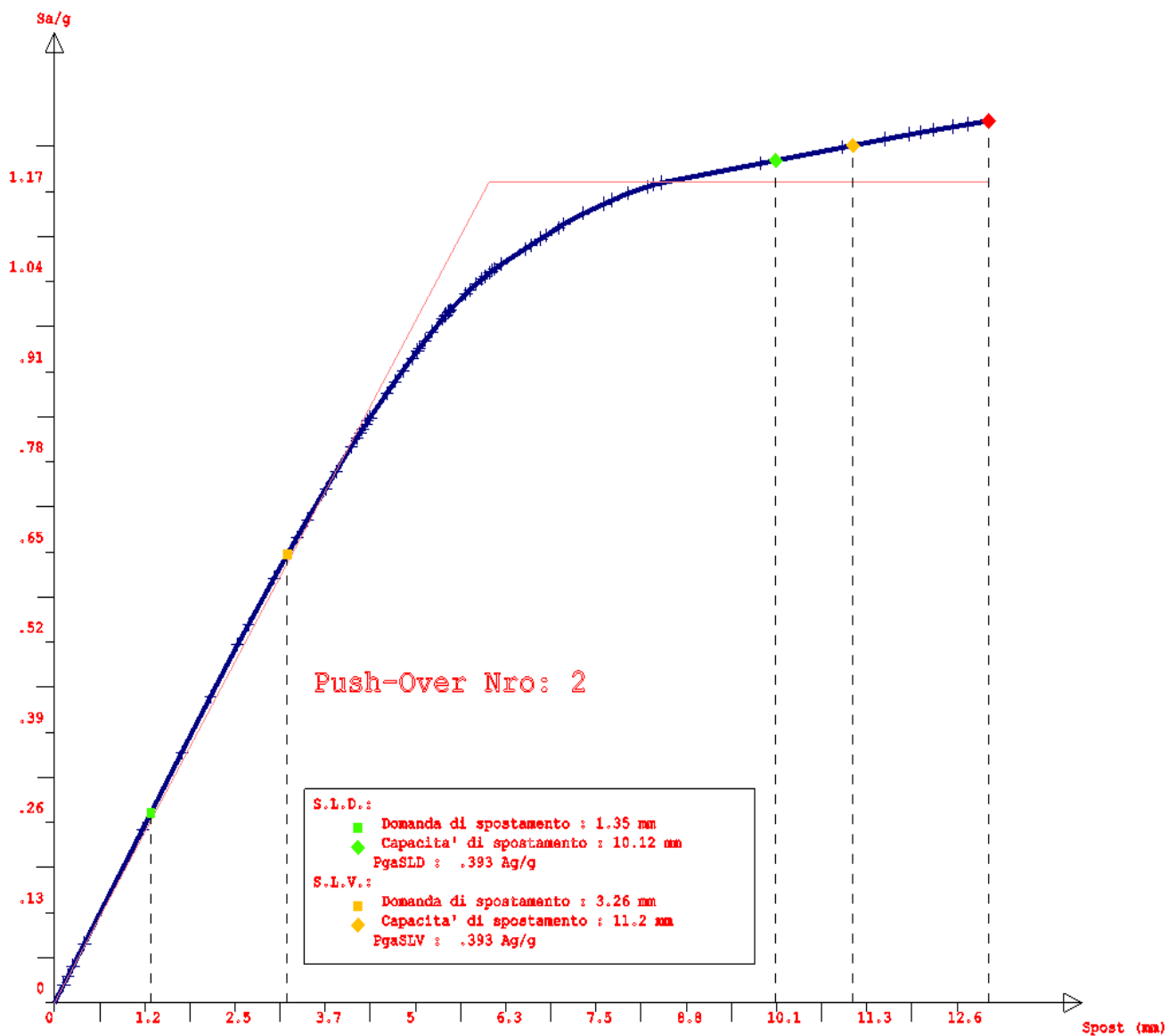
Push-over n° 1

Profilo di carico agente in dir. X+ e proporzionale al primo modo con ecc +5%



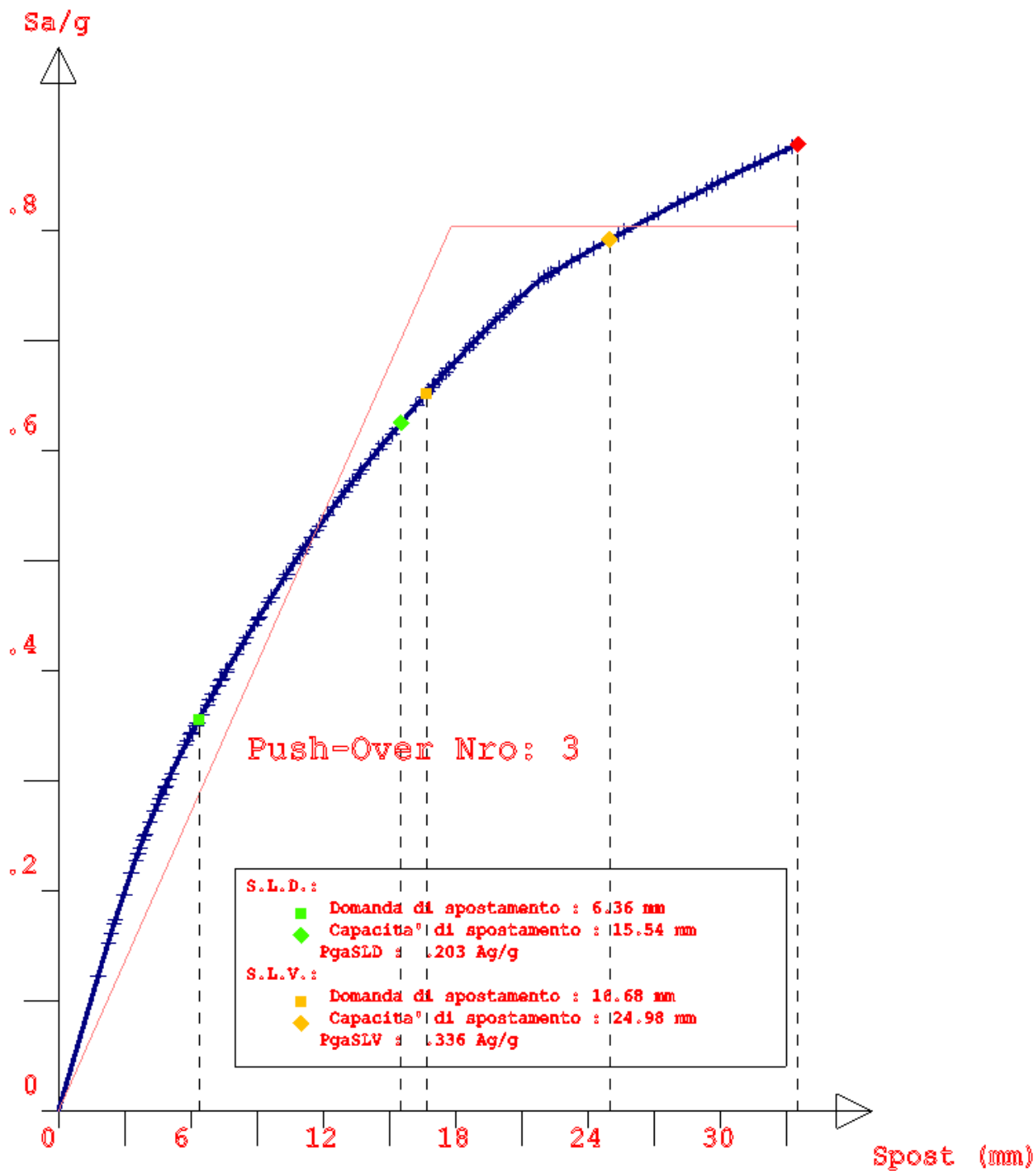
Push-over n° 2

Profilo di carico agente in dir. X- e proporzionale al primo modo con ecc +5%



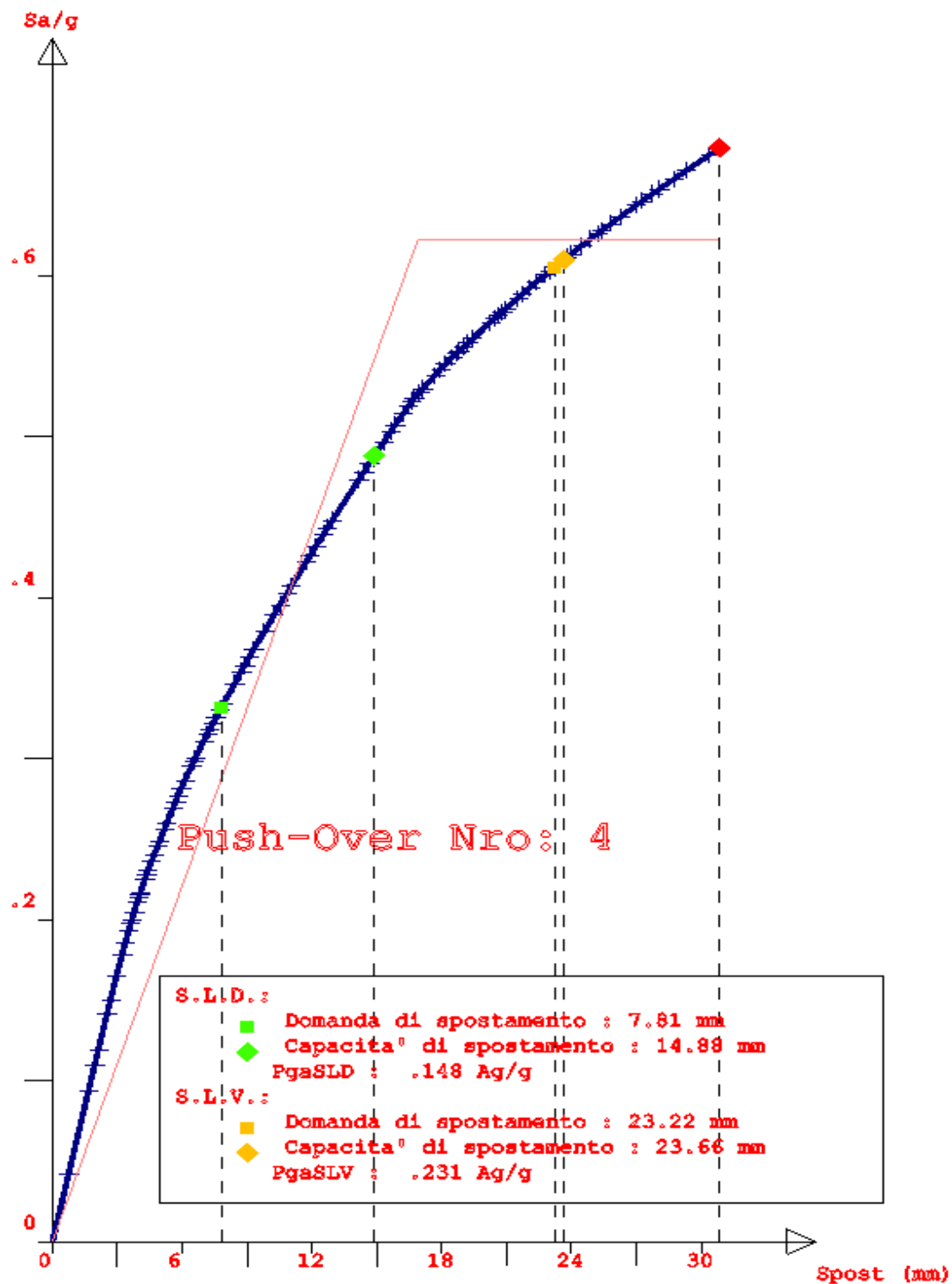
Push-over n° 3

Profilo di carico agente in dir. Y+ e proporzionale al primo modo con ecc +5%

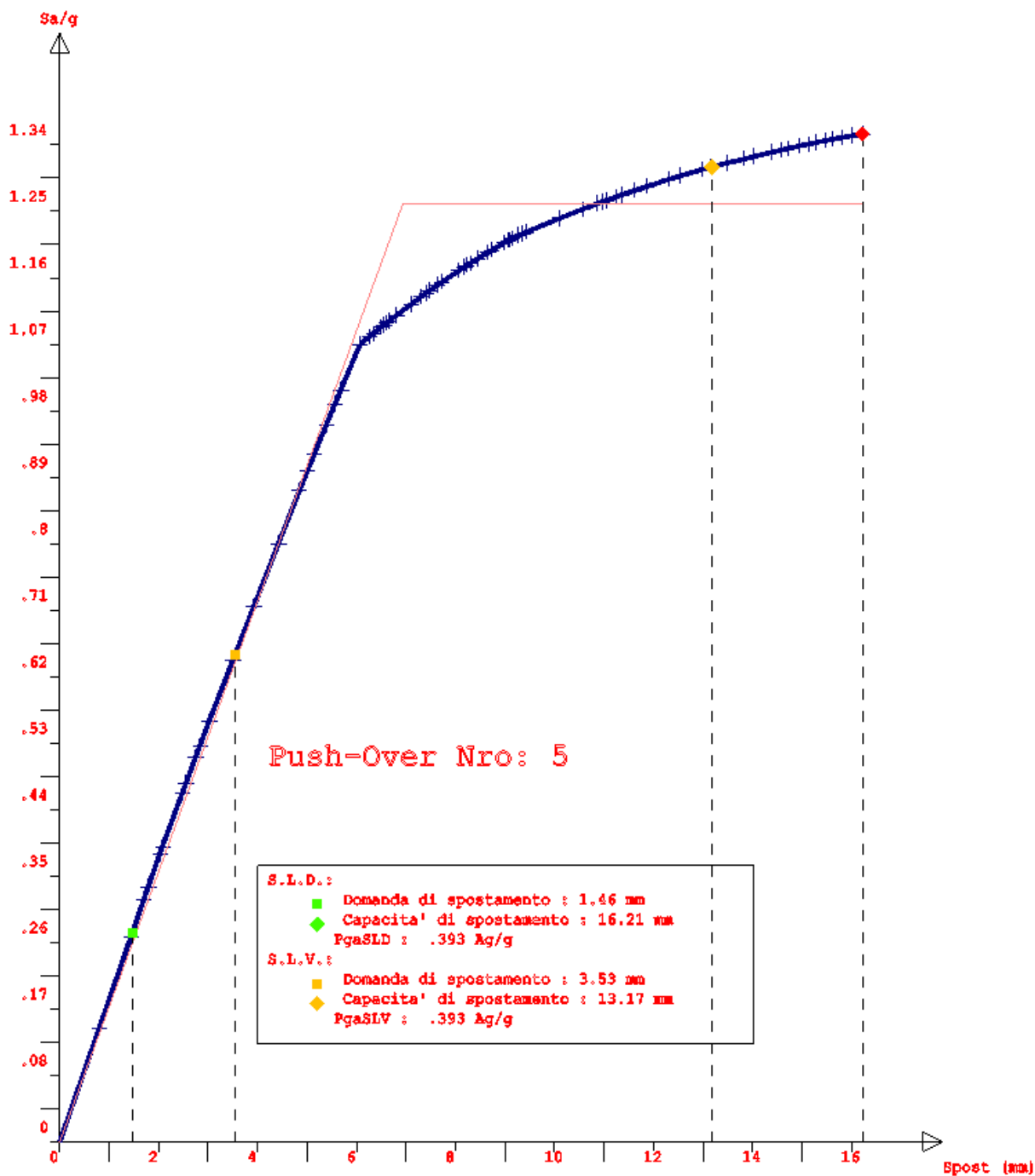


Push-over n° 4

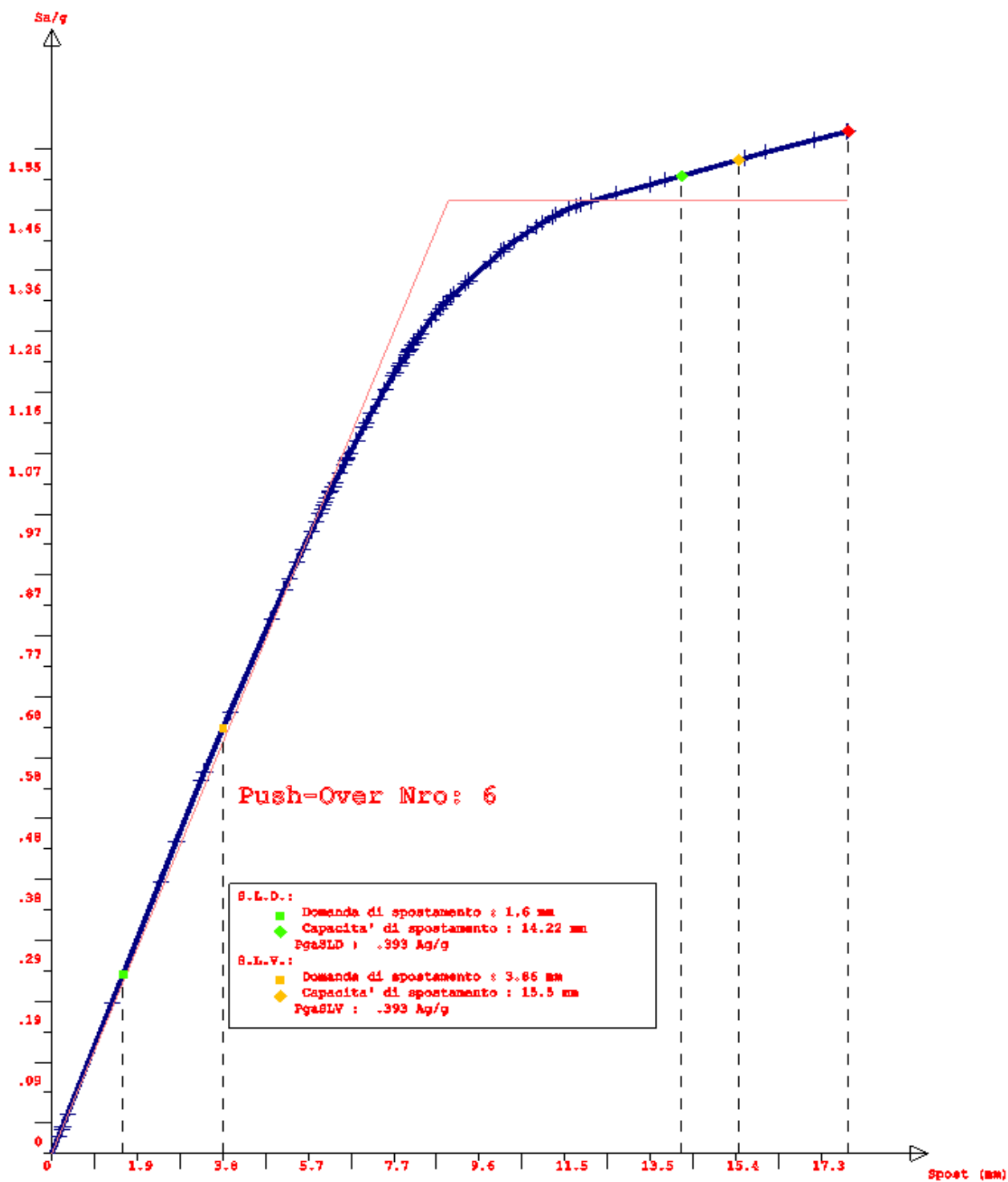
Profilo di carico agente in dir. Y- e proporzionale al primo modo con ecc +5%



Push-over n° 5
Profilo di carico agente in dir. X+ e proporzionale alla massa con ecc +5%

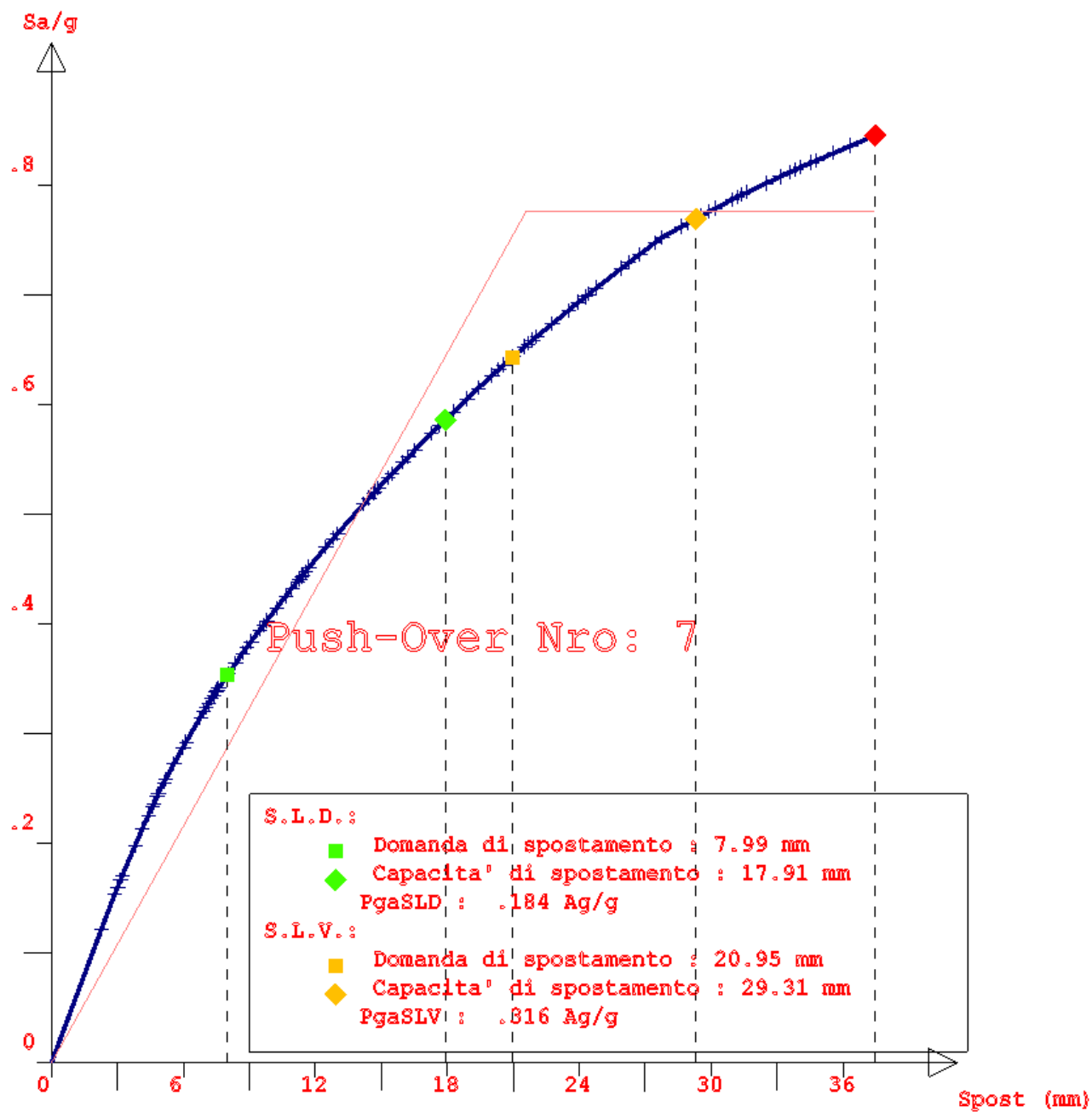


Push-over n° 6
Profilo di carico agente in dir. X- e proporzionale alla massa con ecc +5%



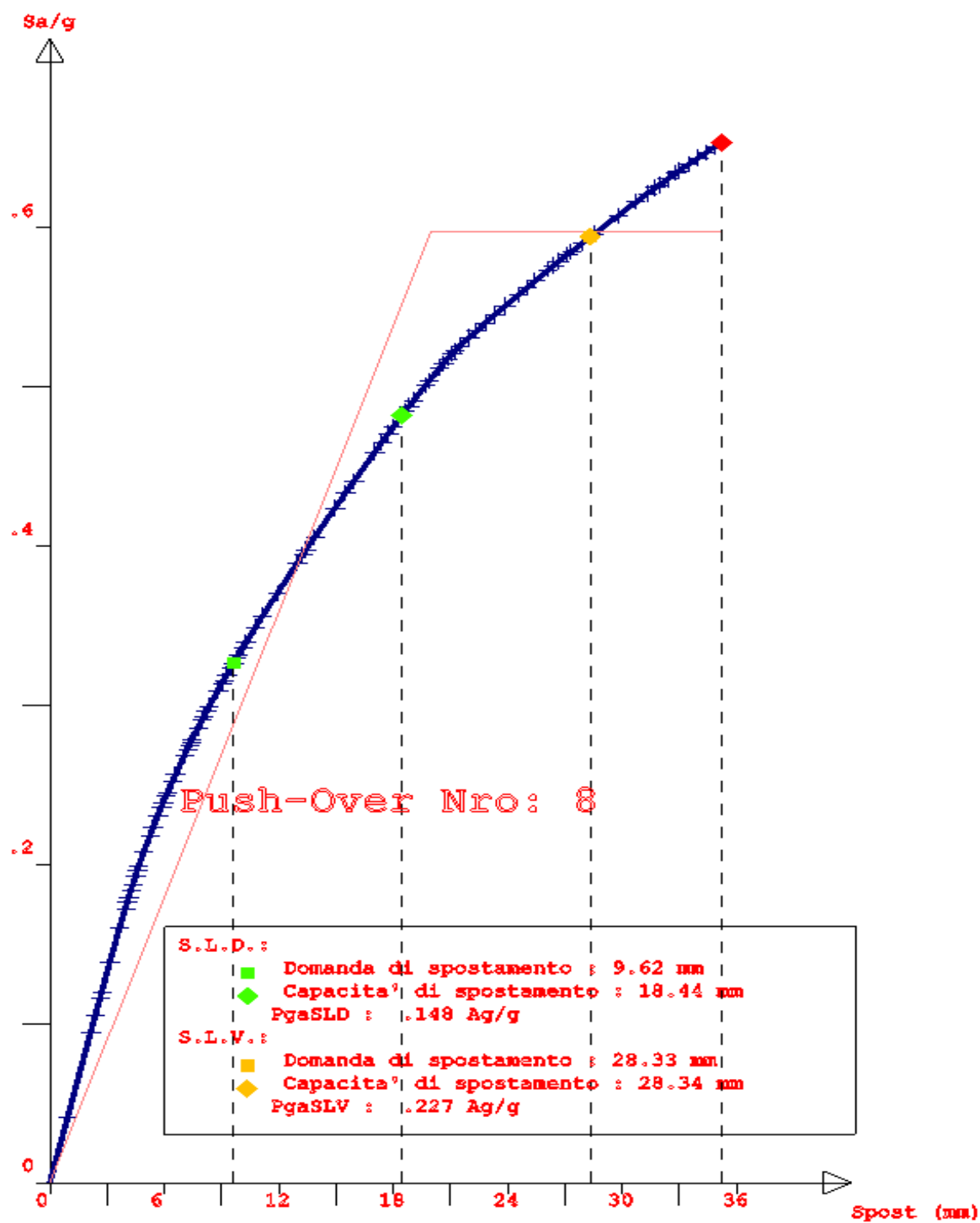
Push-over n° 7

Profilo di carico agente in dir. Y+ e proporzionale alla massa con ecc +5%



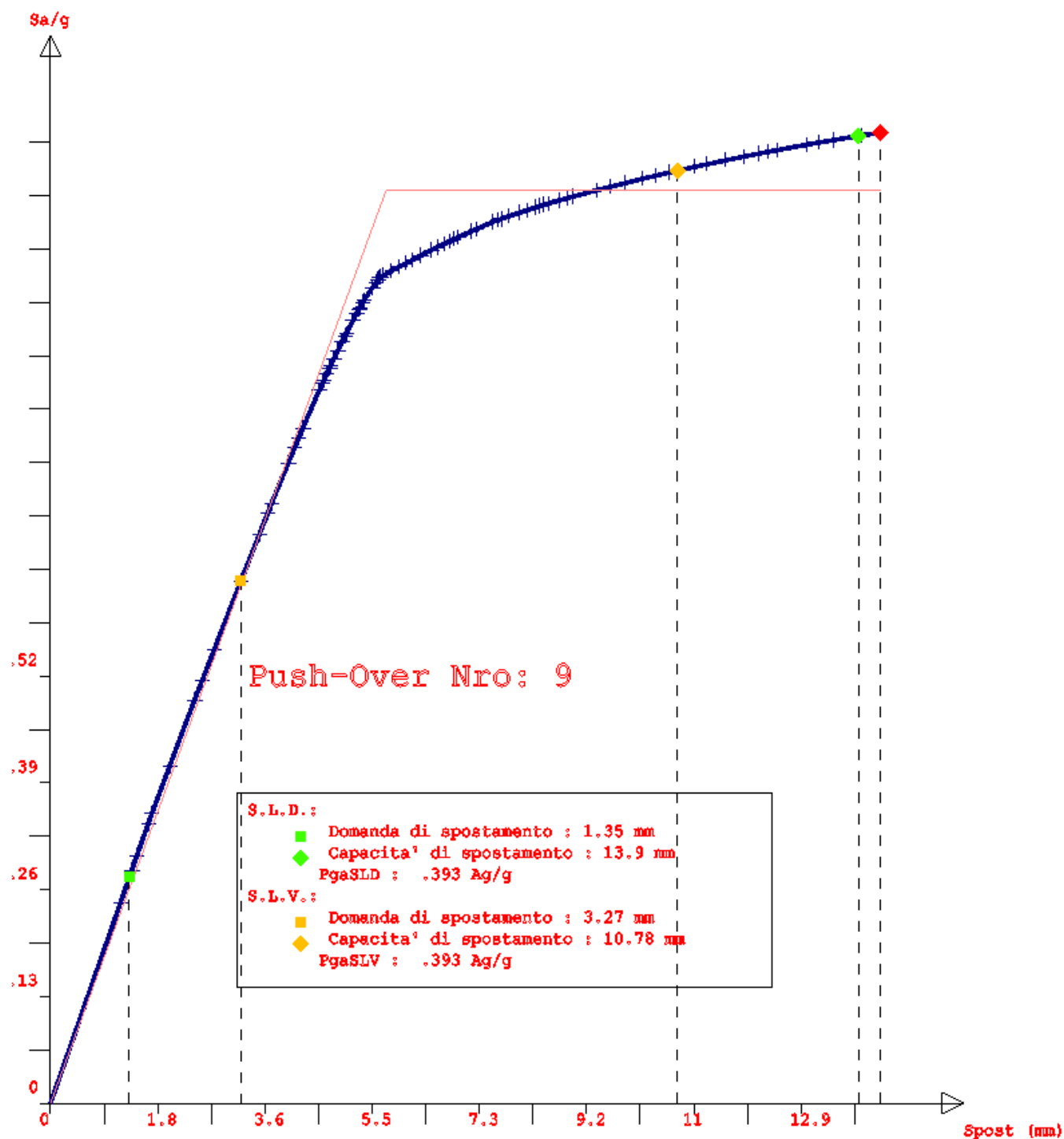
Push-over n° 8

Profilo di carico agente in dir. Y- e proporzionale alla massa con ecc +5%



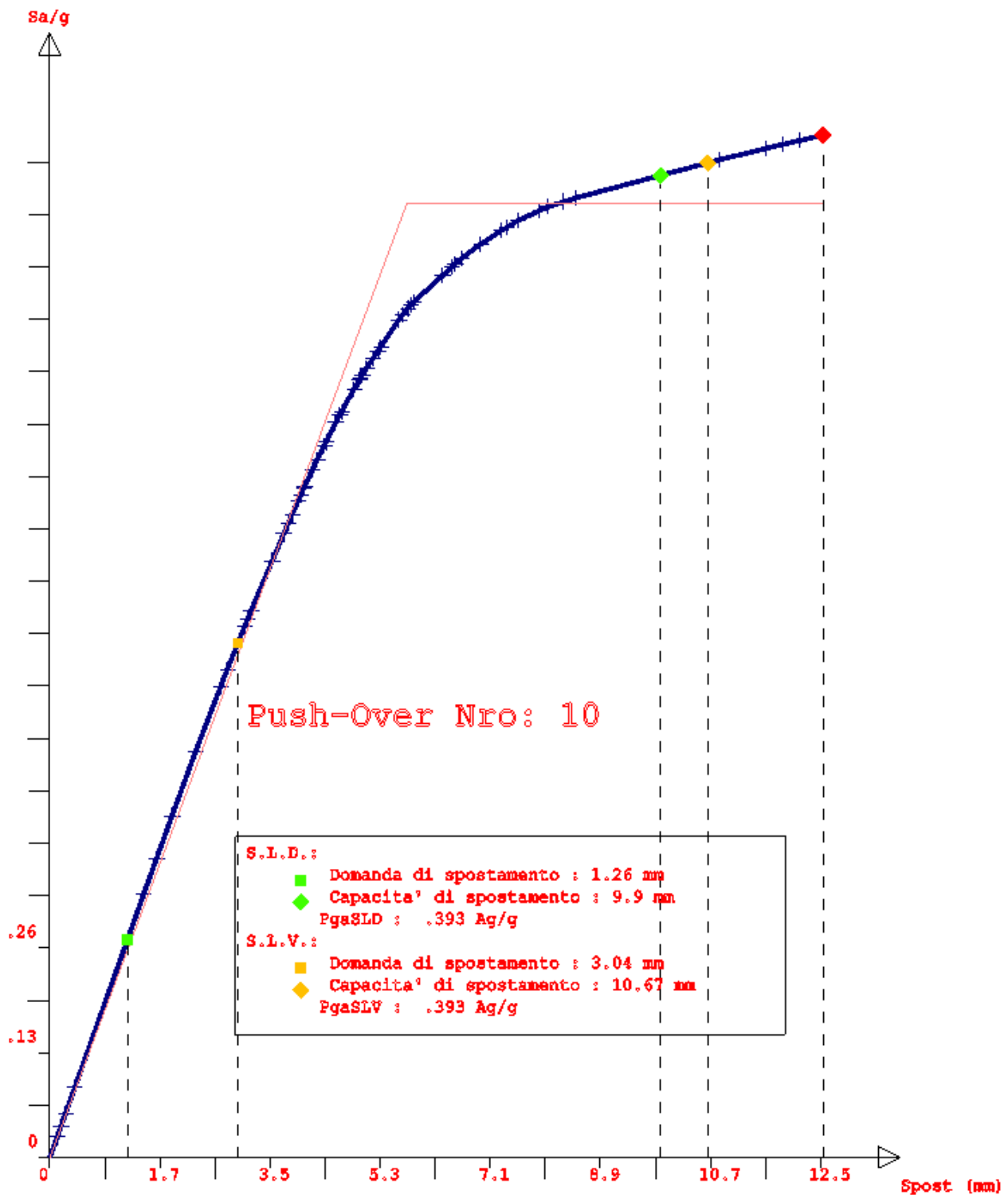
Push-over n° 9

Profilo di carico agente in dir. X+ e proporzionale al primo modo con ecc -5%



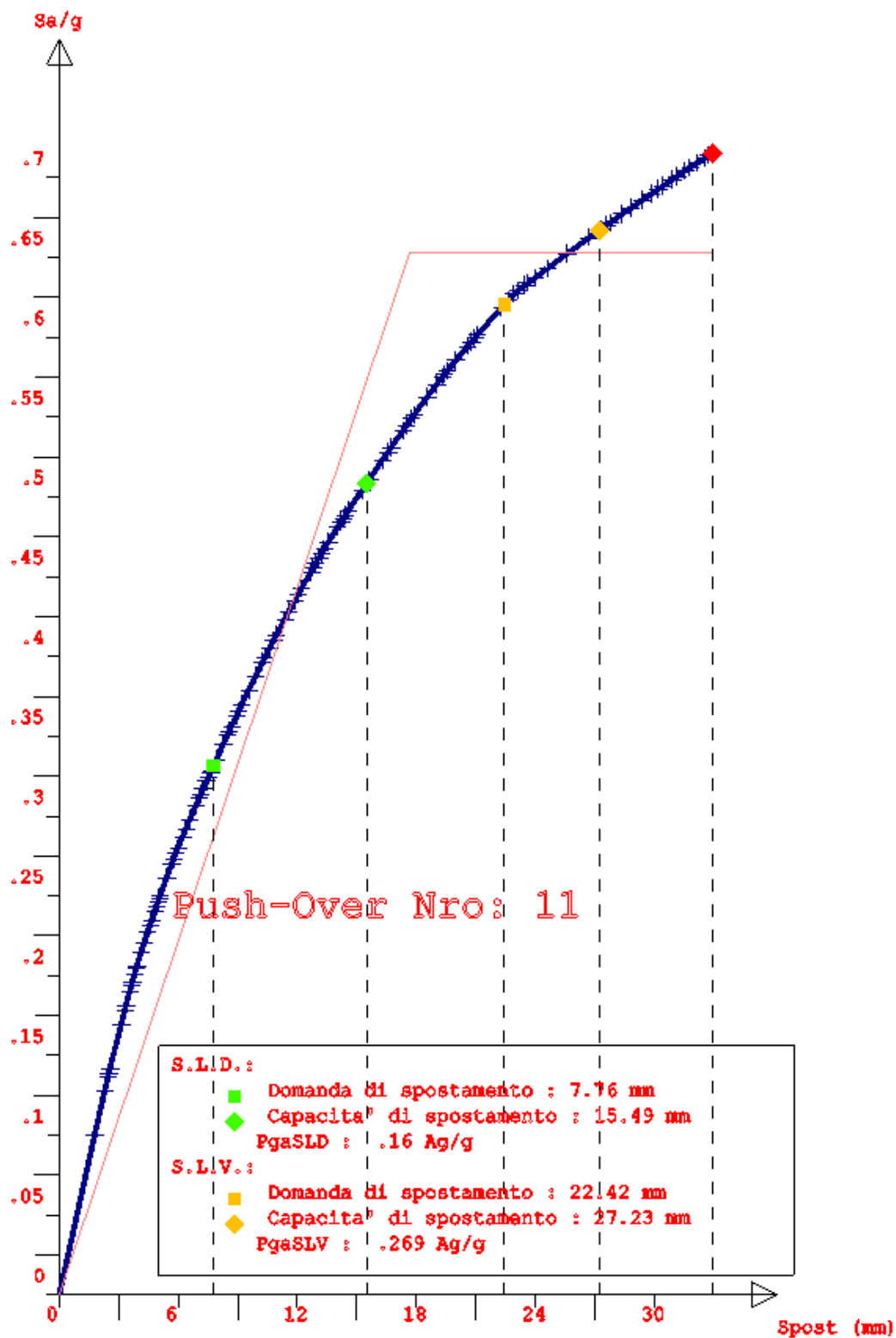
Push-over n° 10

Profilo di carico agente in dir. X- e proporzionale al primo modo con ecc -5%



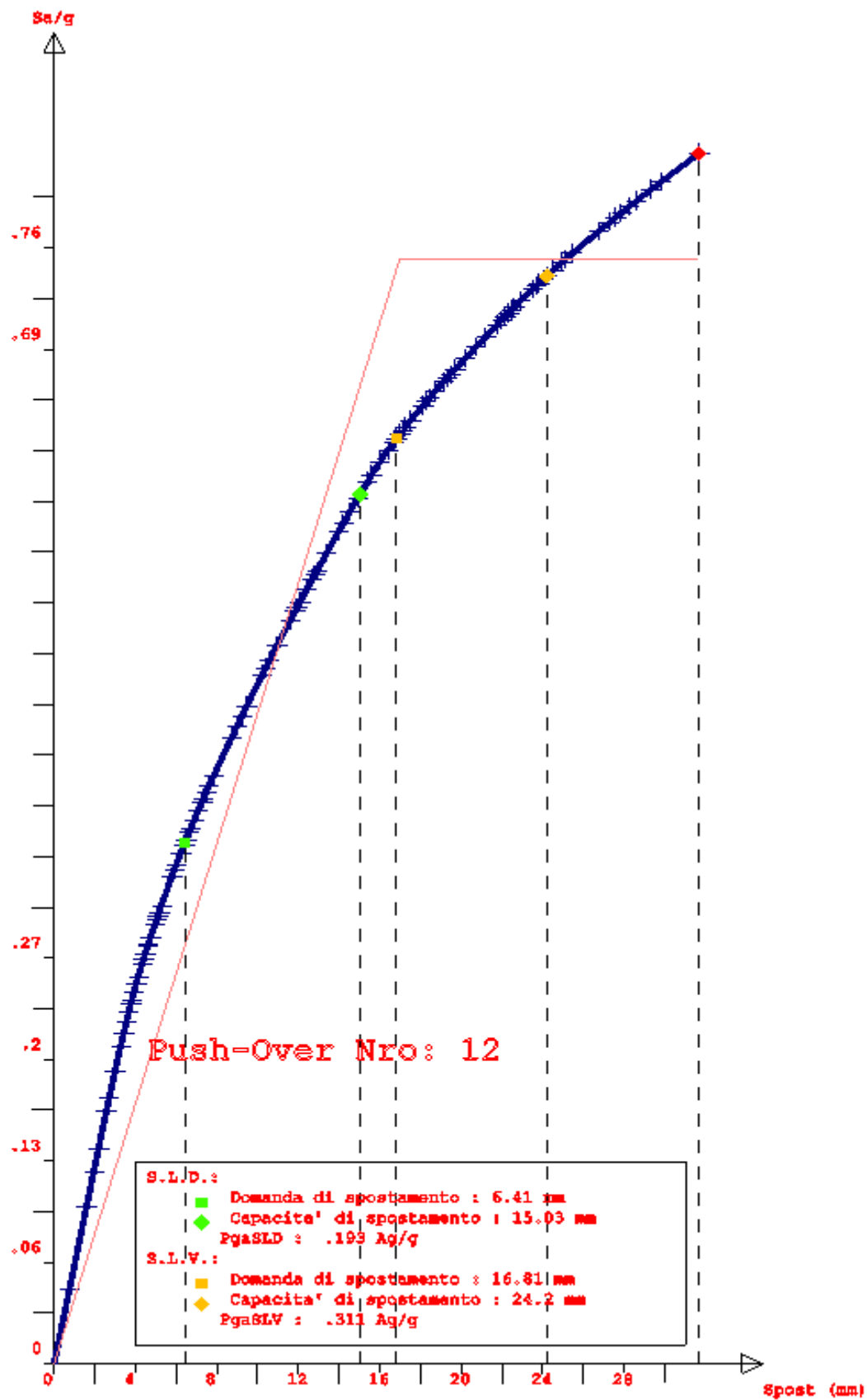
Push-over n° 11

Profilo di carico agente in dir. Y+ e proporzionale al primo modo con ecc -5%



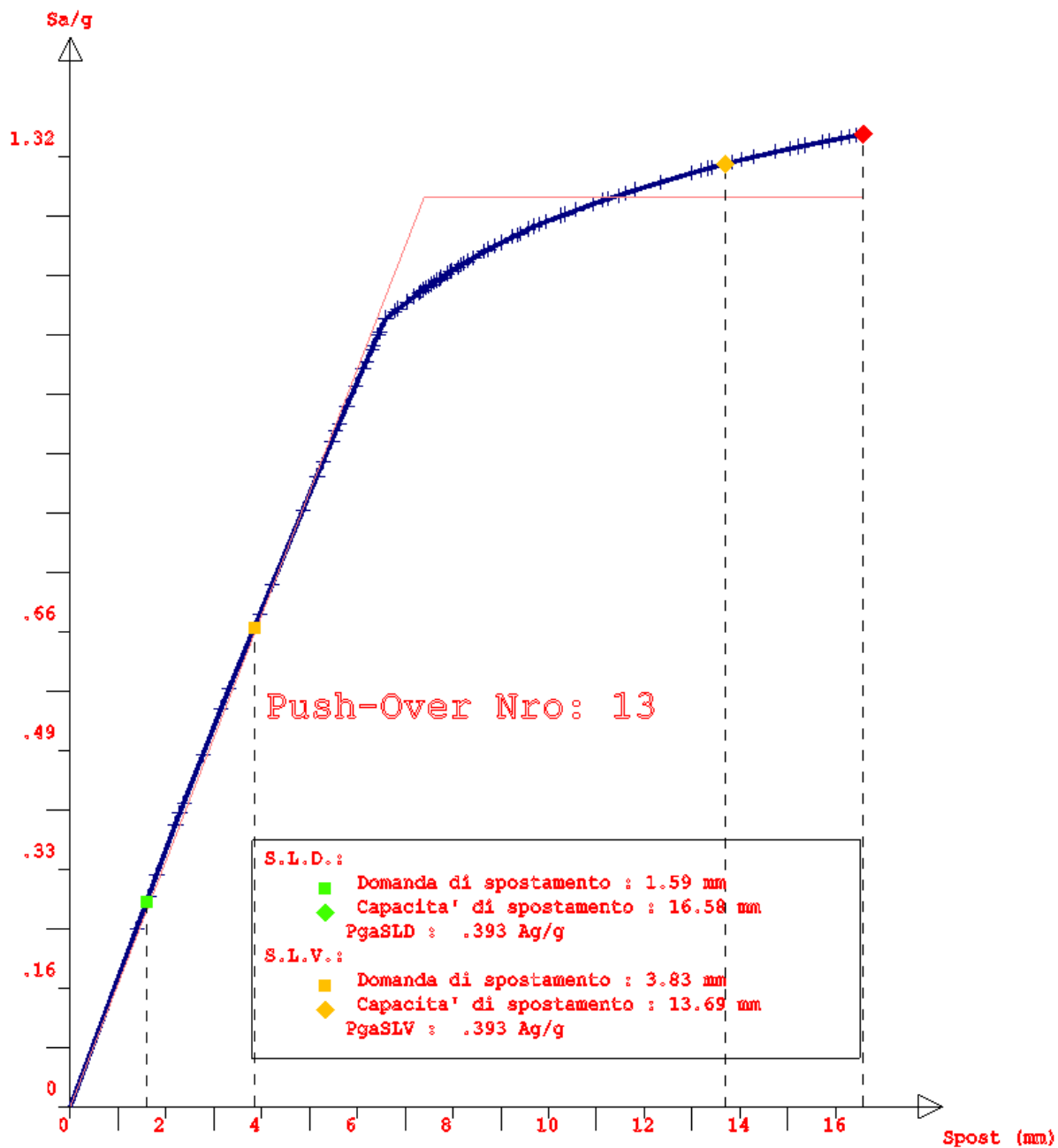
Push-over n° 12

Profilo di carico agente in dir. Y- e proporzionale al primo modo con ecc -5%



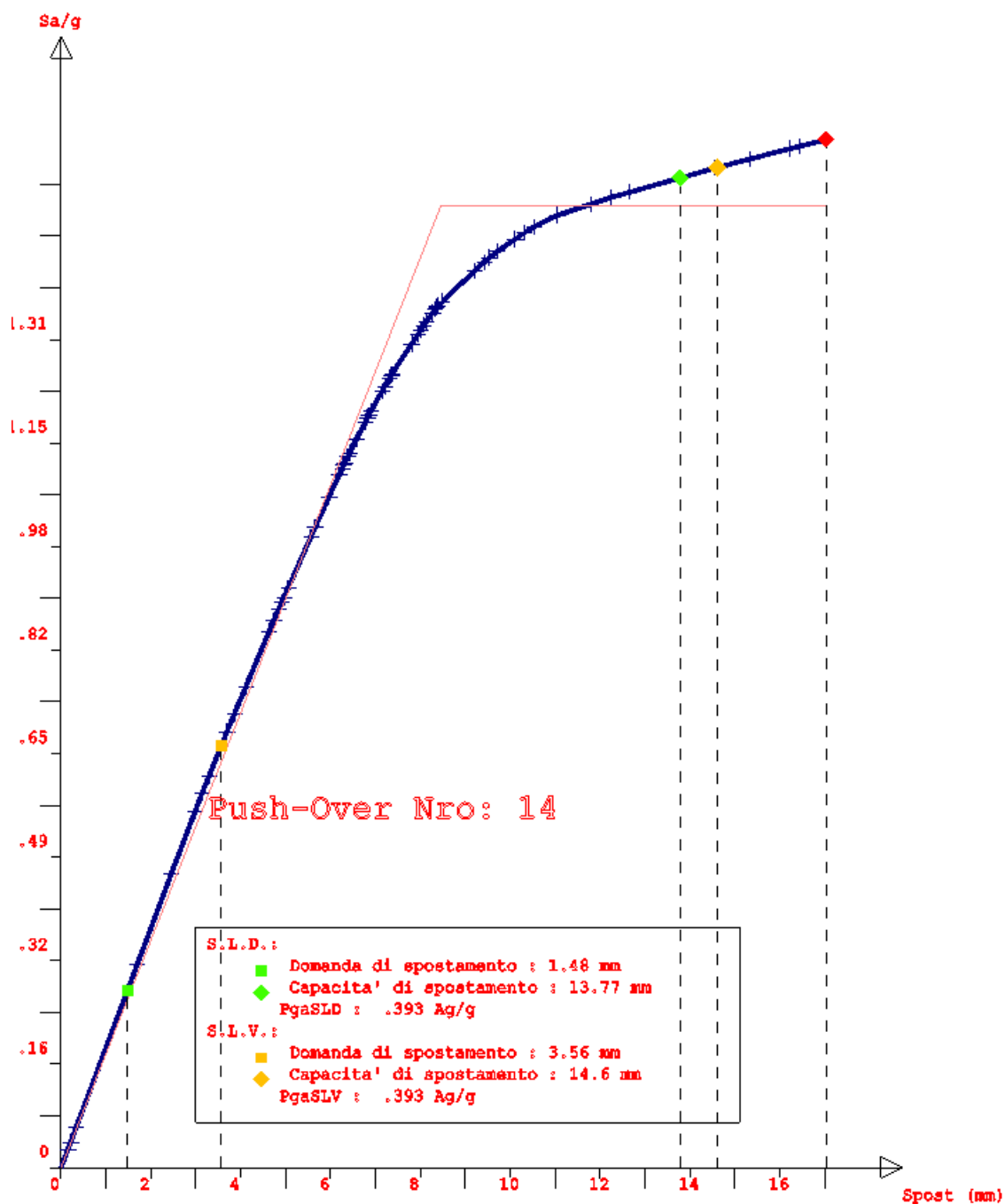
Push-over n° 13

Profilo di carico agente in dir. X+ e proporzionale alla massa con ecc -5%



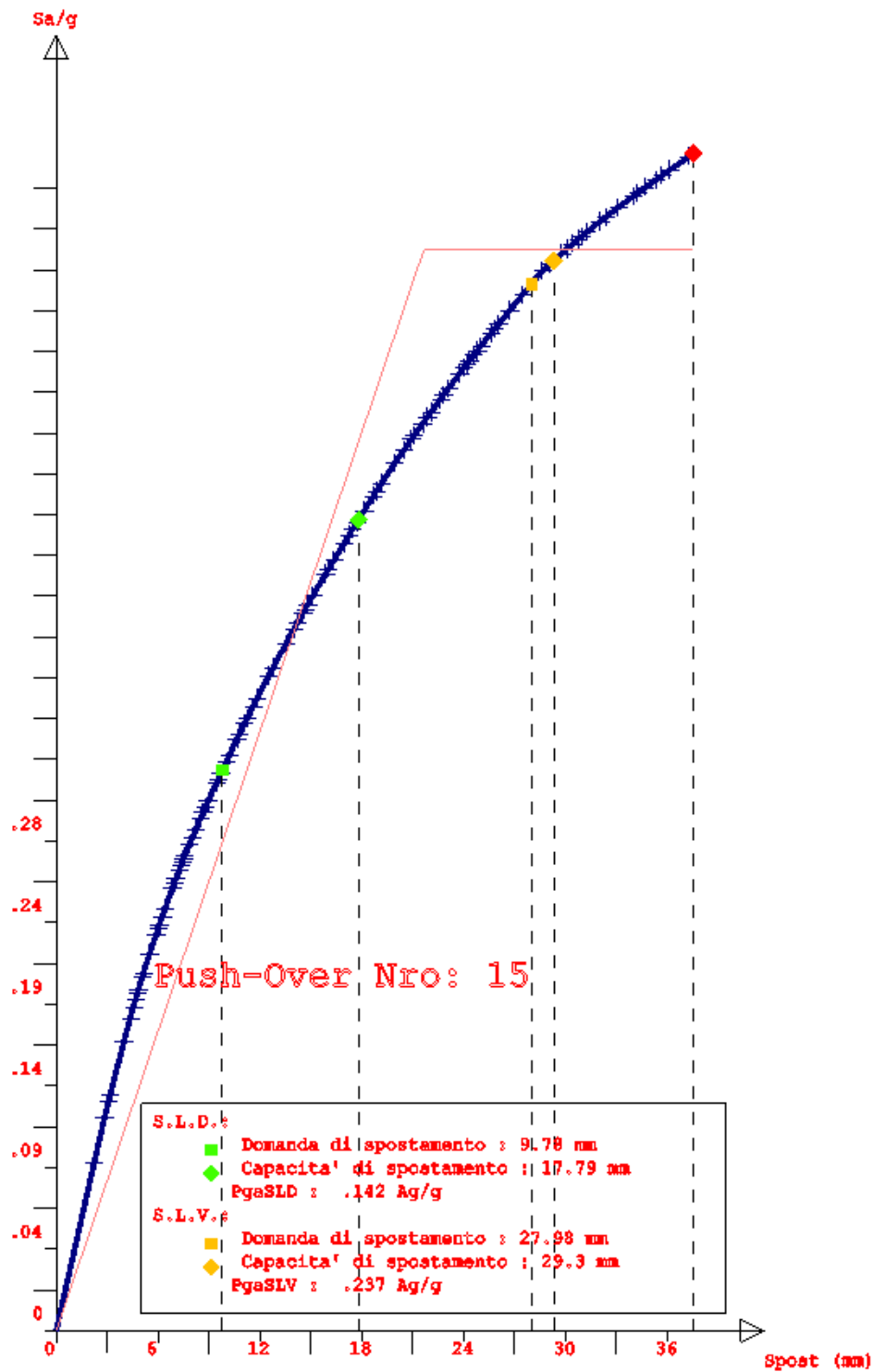
Push-over n° 14

Profilo di carico agente in dir. X- e proporzionale alla massa con ecc -5%



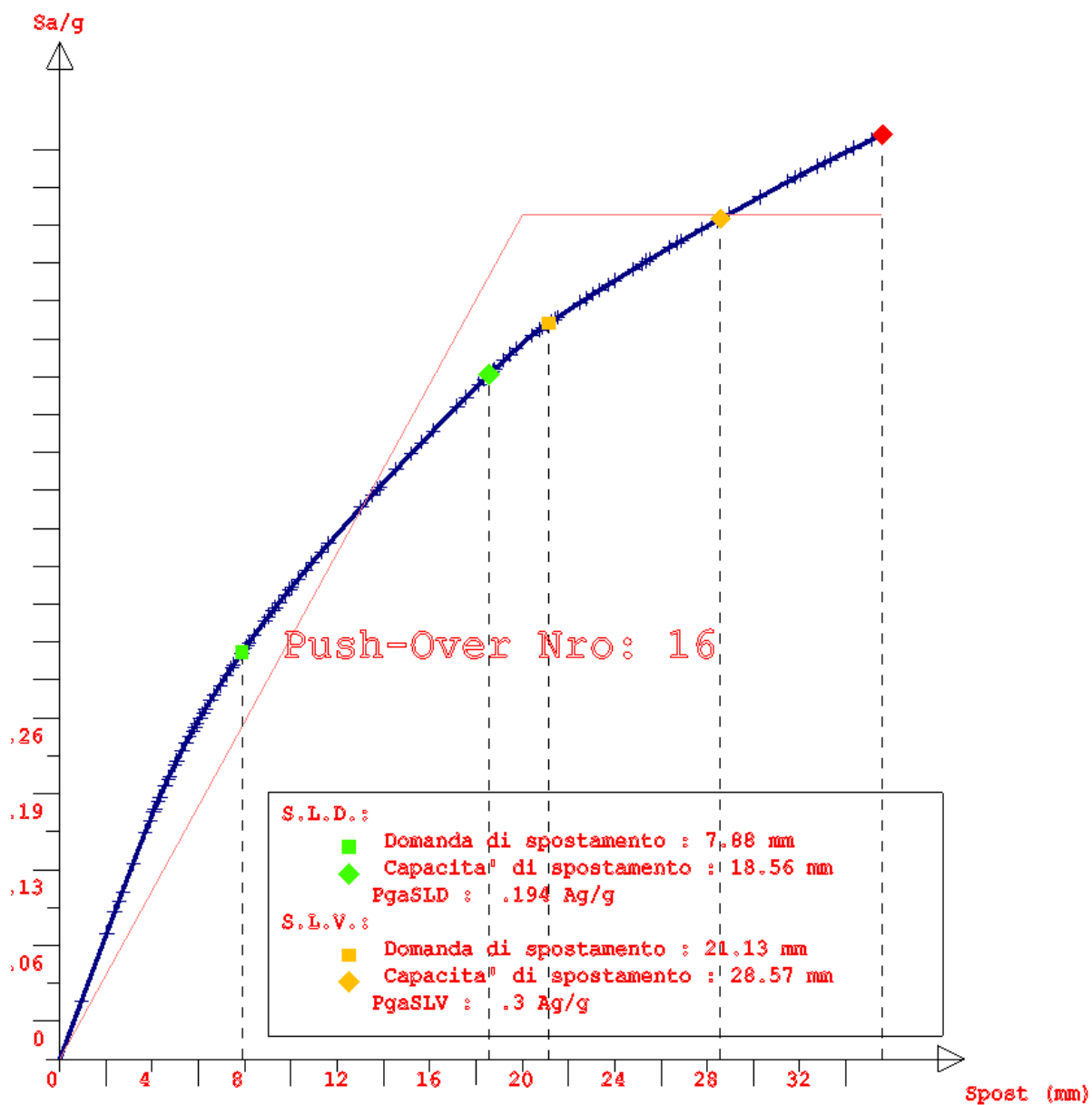
Push-over n° 15

Profilo di carico agente in dir. Y+ e proporzionale alla massa con ecc -5%



Push-over n° 16

Profilo di carico agente in dir. Y- e proporzionale alla massa con ecc -5%



9) Conclusioni

Verifica di sicurezza per le azioni sismiche:

Dalle analisi condotte, descritte nei tabulati di calcolo (Relazione di calcolo), si evince che la struttura dopo l'intervento di adeguamento proposto risulta verificata per i carichi sismici.

L'analisi statica non lineare (push-over) ha consentito di determinare i coefficienti di vulnerabilità sismica, intesi come rapporto tra l'accelerazione limite e quella del sisma atteso nel sito con la probabilità prevista per lo stato limite corrispondente ($P_{gaSL}/P_{ga\%}$) min.

Ante-operam

$$CVS_{(Danno)} = P_{gaSLD}/P_{ga63\%} = 0.828$$

$$CVS_{(Salvaguardia\ della\ vita)} = P_{gaSLV}/P_{ga10\%} = 0.798$$

Post-operam

$$CVS_{(Danno)} = P_{gaSLD}/P_{ga63\%} = 1.866$$

$$CVS_{(Salvaguardia\ della\ vita)} = P_{gaSLV}/P_{ga10\%} = 1.008$$

Dalle indagini e dai rilievi strutturali, eseguiti in maniera puntuale, non sono emerse linee di fratture, lesioni, distacchi o altri segnali che possano far prevedere l'insorgere di possibili cinematismi capaci di innescare meccanismi di collasso locale.