



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti



Dipartimento
della Protezione Civile



Università degli Studi della Basilicata, Dip. di Strutture,
Geotecnica, Geologia applicata all'Ingegneria

INGV/GNDT- GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI

Programma quadro 2000-2002

TEMA 1 - Valutazione del rischio sismico del patrimonio abitativo a scala nazionale

**Progetto: SAVE - Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del
patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani**

Task 2

**INVENTARIO E VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI PUBBLICI
E STRATEGICI DELL'ITALIA CENTRO-MERIDIONALE**

**LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO
DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LE PROCEDURE VC
(VULNERABILITÀ C.A.) E VM (VULNERABILITÀ MURATURA)**



DIPARTIMENTO DI STRUTTURE, GEOTECNICA, GEOLOGIA APPLICATA ALL'INGEGNERIA

ATTI DI DIPARTIMENTO VOL N. 6 ANNO 2005

**APPLICAZIONE DELLE PROCEDURE VC E VM AGLI EDIFICI SCOLASTICI
DELLA PROVINCIA DI POTENZA PER LE VALUTAZIONI DI
VULNERABILITÀ E RISCHIO SISMICO**

**M. DOLCE, D. LIBERATORE, A. MASI, C. MORONI, F. C. PONZO,
A. DI CESARE, A. MOSSUCCA,**

**Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi
della Basilicata, Potenza.**

APPLICAZIONE DELLE PROCEDURE VC E VM AGLI EDIFICI SCOLASTICI DELLA PROVINCIA DI POTENZA PER LE VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ E RISCHIO SISMICO

M. Dolce, D. Liberatore, A. Masi, C. Moroni, F. C. Ponzo,
A. Di Cesare, A. Mossucca,

*Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi
della Basilicata, Potenza.*

SOMMARIO

A seguito del terremoto del 31.10.2002 in Molise, l'Amministrazione provinciale di Potenza ed alcune Amministrazioni Comunali della stessa Provincia affidarono al DiSGG dell'Università della Basilicata uno studio della vulnerabilità sismica delle scuole di loro competenza. Lo studio, articolato in più fasi, a livelli di dettaglio crescenti, è stato svolto per lo più per la prima fase, il cui obiettivo era una prima valutazione di vulnerabilità degli edifici scolastici progettati senza criteri antisismici. Tale valutazione è basata sull'applicazione delle procedure VC e VM, nella versione sviluppata all'epoca. Lo stesso data base è stato rielaborato con la versione più recente delle suddette procedure, applicate anche ad alcuni edifici esaminati in seconda fase. Nel presente lavoro, dopo una descrizione sintetica della metodologia generale, vengono presentati i risultati ottenuti con l'applicazione delle procedure VC e VM al database in prima e seconda fase.

Parole chiave: Vulnerabilità sismica, scuole, edifici, cemento armato, Seismic Risk

SUMMARY

After the Molise earthquake of 31.10.2002, the Administration of the Provincia of Potenza (Italy) entrusted the Dept. of Structures of the University of Basilicata for an investigation on the seismic vulnerability of the school buildings in this area. The study is carried out in phases, with increasing level of detail. The first level was completed for all schools, with the aim of providing a first vulnerability evaluation of the school buildings designed without any seismic provision. Such evaluation is based on the application of the procedures VC and VM developed at that time. The same data base has been re-processed with the most recent improved version of the above procedures. The same procedures have also been re-applied to the buildings for which more detailed 2nd phase data are available. In the present paper, after a description of the general methodology of investigation and of the evaluation method, with its advantages and limits, the main results obtained by the application of the VC and VM procedures to the large data base are described.

Keywords: Seismic Vulnerability, School, Buildings, Reinforced Concrete, Seismic Risk

INDICE

SOMMARIO.....	3
SUMMARY	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. FINALITA' E ARTICOLAZIONE DELLE INDAGINI	7
2.1 Metodologia d'indagine nella prima fase.....	8
2.1.1 Reperimento della documentazione	8
2.1.2 Sopralluoghi e saggi.....	9
2.1.3 Rilievo geometrico di massima.....	9
2.1.4 Metodologia di elaborazione e risultati.....	10
2.2 Metodologia d'indagine della seconda fase	11
2.2.1 Prove sui materiali	11
2.2.2 Identificazione dinamica delle proprietà strutturali	13
2.2.3 Determinazione delle proprietà dinamiche dei terreni di fondazione	14
3. ANALISI DEI RISULTATI	14
3.1 Risultati della 1a Fase	15
3.2 Risultati della 2a Fase	36
4. CONCLUSIONI.....	41
5. RINGRAZIAMENTI	43
6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	43

1. INTRODUZIONE

Un'analisi approfondita della vulnerabilità e del rischio sismico del patrimonio edilizio esistente, ed in particolar modo di quello pubblico, richiede un dispendio di risorse e di tempo, che spesso non è compatibile con l'impellenza dell'indagine e le disponibilità economiche. È quindi necessaria l'adozione di metodi speditivi, in grado di definire le priorità degli interventi per la riduzione del rischio sismico.

Le metodologie oggi disponibili per la valutazione della vulnerabilità degli edifici sono legate all'evoluzione storica degli studi di vulnerabilità, a partire dal terremoto Irpino-Lucano del 1980 (Braga et al., 1981). L'attenzione è stata inizialmente rivolta all'edilizia residenziale, cercando di cogliere gli aspetti statistici del problema. Successivamente si è tentato di valutare con maggior precisione l'effettiva vulnerabilità degli edifici residenziali (Benedetti, Petrini 1984), cercando di cogliere le caratteristiche puntuali delle singole strutture, che possono maggiormente condizionare la loro resistenza sismica. Nell'allargare l'attenzione verso tipologie specialistiche, quali quelle monumentali, industriali, nonché a quelle degli edifici pubblici, tale esigenza è divenuta ancor più forte. Le numerose proposte in questa direzione non hanno ancora trovato un riscontro probante sulla loro efficacia, che solo una verifica a valle di un terremoto distruttivo può fornire. Ovviamente gli approfondimenti richiesti da modelli più sofisticati contrastano con l'esigenza di operare sui grandi numeri e comportano impegni temporali ed economici nettamente superiori. E' quindi giocoforza calibrare la metodologia di indagine con quella di valutazione, in maniera da contemperare il livello di conoscenza raggiungibile con il metodo di valutazione applicato, secondo una logica oramai riconosciuta anche dalla normativa internazionale e nazionale (CEN 2003, PCM 2003) per le verifiche della sicurezza degli edifici esistenti. Su questa linea si sono mossi numerosi ricercatori italiani, che hanno rivolto l'attenzione soprattutto verso gli edifici in muratura. Il clamore e l'allarme prodotti dal tragico evento del 31.10.2002 hanno maggiormente indirizzato l'attenzione, non solo a livello scientifico ma anche e soprattutto a livello operativo, verso gli edifici pubblici, ed in particolare verso quelli scolastici. L'esigenza di avere un quadro completo in tempi brevi della situazione del rischio sismico di tali edifici ha spinto numerose amministrazioni pubbliche a chiedere la collaborazione di istituti di ricerca ed università che da tempo si occupano delle problematiche della vulnerabilità sismica degli edifici. In tale ottica la Provincia di Potenza stipulò, con l'Università della Basilicata – Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria (DiSGG), una convenzione per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici

scolastici di sua competenza, tutti di scuola media superiore. Lo studio per la Provincia di Potenza (Dolce, 2003) fu esteso agli edifici scolastici di competenza di alcune amministrazioni comunali della stessa provincia, e dunque facenti parte di plessi di scuole elementari e medie inferiori.

Peraltro, già precedentemente al citato evento, il GNDT aveva attivato nel 1996 il progetto LSU, insieme al Dipartimento della Protezione Civile e al Ministero del Lavoro, i cui risultati sono sintetizzati in (Cherubini et al. 1999), e nel 2001 il progetto SAVE (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani), nell'ambito del quale il secondo dei quattro task era dedicato alla vulnerabilità sismica degli edifici pubblici e strategici, con particolare attenzione verso le scuole e gli ospedali.

Lo studio per la Provincia di Potenza è stato articolato in tre fasi, nelle quali si operava a livelli di dettaglio crescenti. Obiettivo della prima fase era la raccolta dei dati disponibili, in possesso dell'amministrazione, utili ad una prima valutazione di vulnerabilità degli edifici scolastici progettati senza criteri antisismici o non adeguati al sisma. Obiettivo della seconda fase, invece svolta solo su una parte degli edifici, era il completamento dell'indagine della prima fase, con estensione anche agli edifici scolastici progettati o adeguati con criteri antisismici, e, soprattutto, l'approfondimento dei rilievi sperimentali, attraverso prove non distruttive e poco distruttive sui materiali strutturali (calcestruzzi, acciai, murature), atti a definire le loro caratteristiche meccaniche e l'applicazione di un modello più evoluto, oltre che le misurazioni delle vibrazioni ambientali ai fini dell'identificazione dinamica delle caratteristiche strutturali degli edifici e la raccolta di tutti i dati utili a definire un database di fascicoli di fabbricato. Nella terza fase, infine, si definivano le tipologie di intervento adottabili, in relazione alle caratteristiche degli edifici esaminati, ai fini del loro adeguamento o miglioramento sismico, in una logica di ottimizzazione della spesa e dei risultati conseguibili in termini di riduzione del rischio.

Complessivamente si è costituito un data base comprendente più di cento edifici scolastici con ampia varietà di tipologia costruttive, età, dimensioni, numero di piani. Ai fini degli obiettivi del progetto SAVE, sugli edifici per i quali i dati erano completi (84), è stata sistematicamente riapplicata la procedura di valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico, VC per gli edifici in c.a. e VM per gli edifici in muratura, nella sua versione più recente (Dolce, Moroni 2005b), ampliata e migliorata rispetto a quella utilizzata a suo tempo. I miglioramenti apportati derivano in parte dal completamento dei parametri valutativi della vulnerabilità, tra i quali le irregolarità strutturali e di forma, in parte dai confronti di calibrazione svolti rispetto ad altri metodi esistenti (Dolce et al. 2005a) e a prove sperimentali su grandi modelli (Dolce et al. 2005c).

L'indagine, finalizzata ad una prima valutazione di vulnerabilità sismica, è stata limitata, per gli edifici scolastici di competenza della Provincia di Potenza, solo a quelli progettati senza criteri antisismici (ante 1981). Pertanto gli edifici progettati per soli carichi verticali costituiscono la netta maggioranza del data base esaminato.

I risultati esposti nel presente lavoro sono relativi sia alla fase 1, rivalutati con le metodologie VC e VM aggiornate, che alla fase 2, quest'ultima per un numero minore di edifici. Per gli edifici esaminati in fase 2, le informazioni aggiuntive o più affidabili rispetto a quelle disponibili in fase 1 riguardano le caratteristiche dei materiali (valutate sperimentalmente) e, talvolta, la geometria, le caratteristiche dei terreni e la loro classificazione ai fini della definizione delle forme spettrali del terremoto di riferimento, le caratteristiche dinamiche dell'edificio, valutate tramite identificazione dinamica di vibrazioni ambientali.

L'analisi dei risultati delle valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico in fase 1 è volta a determinare le caratteristiche generali del campione preso in esame, a confrontare i risultati ottenuti con valutazioni meno accurate, quali quelle che scaturiscono dall'analisi svolta in (Cherubini et al. 1999). Il confronto tra i livelli di vulnerabilità nelle due direzioni, ai diversi piani, permette di cogliere anche alcune peculiarità di comportamento delle strutture in c.a. e in muratura, e, per i primi, i possibili effetti positivi degli elementi non strutturali.

Il confronto tra i risultati delle due fasi permette, di determinare quanto rilievi e indagini più accurate, che implicano costi decisamente superiori, possano incidere sulla qualità dei risultati delle procedure VC e VM.

2. FINALITA' E ARTICOLAZIONE DELLE INDAGINI

La finalità dello studio era la valutazione della reale vulnerabilità sismica dell'edificio, qui intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio potrebbe subire danni tali da procurare l'interruzione della sua operatività oppure danni gravissimi fino a collassi parziali o totali, e del rischio sismico, in termini di periodo di ritorno del terremoto che può produrre il raggiungimento delle condizioni limite considerate.

Tale finalità viene raggiunta attraverso una metodologia basata su di un modello di calcolo semplificato, per la valutazione della deformabilità laterale e della resistenza sismica dell'organismo strutturale. Nella determinazione della resistenza sismica si fa riferimento al meccanismo di danneggiamento e collasso più probabile per la costruzione in esame, in relazione alle sue caratteristiche costruttive (Dolce, Moroni 2005).

Ovviamente il livello di complessità del modello è commisurato al livello di conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. È, infatti, ben noto che la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale, essendo il livello di dettaglio commisurato ai tempi e ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. Per questa ragione l'indagine è suddivisa in due fasi: nella prima, meno impegnativa dal punto vista economico in quanto non vengono svolte prove sui materiali e sui terreni, vengono individuate le opere in condizioni di rischio più critiche, nella seconda tali opere vengono indagate in maggior dettaglio, per fornire dati e valutazioni più certi.

È opportuno chiarire e sottolineare che il valore della resistenza sismica ottenuto in entrambe le fasi non corrisponde alla resistenza sismica calcolata a norma di regolamento sismico, che risulterà in generale più bassa. Infatti, nelle presenti valutazioni, le resistenze dei materiali non sono affette da alcun coefficiente di sicurezza riduttivo, essendosi assunto i valori medi o nominali o, ancora, desunti dalla letteratura, anziché i valori caratteristici. Inoltre, nel caso delle strutture in c.a., si mettono in conto, direttamente o indirettamente, anche i contributi positivi che gli elementi non strutturali possono offrire, contributi che non possono essere portati in conto in una valutazione della sicurezza secondo normativa. Tutto ciò al fine di ottenere, al di là delle approssimazioni e dei limiti del modello, una stima della reale resistenza sismica, o meglio di quella più probabile.

2.1 Metodologia d'indagine nella prima fase

La metodologia di indagine per la conoscenza della struttura nella prima fase, si articolava nei seguenti passi:

- Reperimento della documentazione di progetto, esecuzione e collaudo o di diversa provenienza, utile alla definizione diretta o indiretta delle caratteristiche della costruzione;
- Sopralluoghi e saggi;
- Rilievo geometrico di massima (geometria esterna, presenza di armature);
- Elaborazioni per il calcolo della vulnerabilità e del rischio sismico.

2.1.1 Reperimento della documentazione

È evidente come un rilievo geometrico, per quanto completo e accurato, non possa fornire notizie di

dettaglio quali quelle ricavabili da elaborati di progetto, esecuzione e collaudo di un'opera edile, particolarmente per le strutture in c.a., per le quali è fondamentale l'individuazione della disposizione e dei quantitativi di armatura. Il reperimento della documentazione, pertanto, era un passo fondamentale, ancor più per l'impossibilità, determinata dalle condizioni economiche e temporali, di effettuare rilievi dettagliati. Questa attività non ha avuto, purtroppo, gli esiti sperati, nonostante l'impegno dei diversi gruppi di lavoro e dei funzionari delle amministrazioni interessate, e solo per un numero limitato di strutture in c.a. si è potuto ottenere la documentazione progettuale, spesso, però, non completa.

2.1.2 Sopralluoghi e saggi

Sono stati effettuati, in generale, più sopralluoghi sullo stesso edificio scolastico. Il primo era in genere finalizzato a prendere visione degli edifici nel loro complesso, valutare eventuali danneggiamenti preesistenti, valutare lo stato di conservazione, individuare i punti della struttura in cui effettuare saggi. Il secondo, ed eventuali successivi sopralluoghi, erano finalizzati a riscontrare i risultati dei saggi effettuati e, quindi, verificare che le dimensioni geometriche degli elementi strutturali, la tipologia e le dimensioni geometriche delle armature (diametri delle armature longitudinali, passo e diametro delle staffe), la tipologia delle tamponature fossero coerenti con quanto contenuto nella documentazione di progetto e di collaudo, o, in mancanza di questi, reperire le informazioni per un rilievo sommario, indispensabili per l'effettuazione dei calcoli su modello semplificato.

2.1.3 Rilievo geometrico di massima

Il rilievo geometrico di massima era finalizzato alla determinazione, a campione, delle dimensioni degli elementi strutturali (travi e pilastri), della configurazione generale della struttura (presenza e disposizione dei telai con travi emergenti), della consistenza delle tamponature e delle tramezzature interne.

Il rilievo geometrico, effettuato a campione, ha permesso di verificare la corrispondenza tra le caratteristiche effettive della struttura e la documentazione tecnica disponibile o, in mancanza di quest'ultima, a determinare i dati essenziali necessari alle valutazioni numeriche della vulnerabilità sismica dell'opera.

2.1.4 Metodologia di elaborazione e risultati

La metodologia di elaborazione per la stima della vulnerabilità e del rischio sismico dell'opera adottata nell'indagine svolta per conto degli enti territoriali si componeva dei seguenti passi:

1. analisi dei possibili meccanismi di collasso e individuazione del o dei meccanismi di collasso più probabili;
2. messa a punto di un modello semplificato in grado di quantificare la resistenza sismica dell'opera per il o i meccanismi di collasso sopra individuati;
3. esecuzione dei calcoli per la determinazione della resistenza (vulnerabilità) sismica del modello adottato;
4. sintesi dei risultati ottenuti e valutazione del rischio;
5. analisi di ulteriori fattori che possono influenzare la vulnerabilità della singola costruzione, non considerati nel modello semplificato.

I primi quattro passi costituivano una procedura integrata che consentiva di giungere ad una valutazione numerica della vulnerabilità e del rischio, riferita al collasso della struttura. L'adozione di numerose assunzioni e di un modello semplificato, rese necessarie dalle condizioni temporali-economiche dell'indagine, limitava, ovviamente, l'affidabilità del risultato ottenuto riguardo alla vulnerabilità. La determinazione del rischio è, ovviamente, condizionata dall'impossibilità di tener conto, nella prima fase, di possibili effetti di amplificazione locale. Con i limiti detti, tuttavia, l'applicazione di una stessa procedura quantitativa di valutazione della vulnerabilità e del rischio permetteva di raffrontare in maniera diretta le condizioni dei diversi edifici e delle diverse scuole, con la possibilità di distinguere situazioni assolutamente precarie da situazioni di maggiore tranquillità. La metodologia di valutazione della vulnerabilità utilizzata nell'indagine svolta nel 2003 (Dolce 2003, Dolce et al. 2004) per gli enti territoriali era basata su una procedura meno accurata di quella poi sviluppata successivamente (Dolce, Moroni, 2005), pur se basata sugli stessi principi. In particolare, non venivano presi in considerazione direttamente gli effetti delle irregolarità strutturali in pianta ed in elevazione e non si differenziavano le accelerazioni spettrali in funzione del periodo di vibrazione della struttura, nella definizione dell'azione sismica. Inoltre veniva presa in esame la sola condizione limite di collasso strutturale. Come detto, però, tutti gli

edifici del campione sono stati poi rielaborati con la versione più aggiornata della procedura, nella versione descritta in (Dolce, Moroni, 2005b).

Il quinto passo era finalizzato a definire, almeno in termini orientativi, l'affidabilità dei risultati ottenuti con la procedura di calcolo, fornire indicazioni sulla direzione verso cui orientare ulteriori indagini e valutazioni, nonché individuare gli elementi non strutturali fortemente vulnerabili, la cui pericolosa caduta potrebbe avvenire anche per terremoti di intensità medio-bassa. Queste ultime indicazioni possono risultare particolarmente utili per adottare efficaci contromisure facilmente attuabili con costi contenuti, ottenendo una considerevole riduzione del rischio sismico in un programma di manutenzione straordinario.

2.2 Metodologia d'indagine della seconda fase

Nella seconda fase la conoscenza della struttura veniva migliorata essenzialmente attraverso:

1. prove distruttive e non distruttive sui materiali, in particolare sui calcestruzzi e sulle murature;
2. identificazione dinamica delle proprietà dell'edificio su misure di vibrazioni ambientali;
3. determinazione delle proprietà dinamiche dei terreni di fondazione per la definizione dello spettro di risposta.

In questo modo si ottenevano parametri più affidabili ai fini della determinazione sia delle caratteristiche strutturali sia delle caratteristiche spettrali dell'input sismico.

2.2.1 Prove sui materiali

Le prove non distruttive sui calcestruzzi consistevano in prove sclerometriche ed ultrasoniche, i cui risultati vengono correlati con il metodo SONREB (Bocca, Cianfrone, 1983, Braga et al., 1992, AIPnD, 2003), mediante apposite relazioni calibrate singolarmente sui risultati delle prove distruttive. Per questo esse sono state eseguite anche sui pilastri da cui veniva estratto il provino, ai fini della calibrazione dei parametri di interpolazione in due punti adiacenti al punto di prelievo della carota. I risultati delle prove sclerometriche sono espressi in termini di indice di rimbalzo medio (su 20 battute sclerometriche) I_r , quelli delle prove ultrasoniche, effettuate con il metodo diretto, in termini di velocità ultrasonica V (m/s).

La resistenza cubica ($R_{c \text{ CAROTE}}$) viene derivata dalla rivalutazione della resistenza cilindrica (f_{car}) ottenuta direttamente dalle carote, mediante la seguente espressione, che porta in conto le dimensioni geometriche del provino e il rimaneggiamento dovuto all'estrazione.

$$R_c = f_{car} * \alpha_{rim} * \alpha_{H/D} / 0.83$$

dove:

$\alpha_{H/D}$: coefficiente relativo al rapporto diametro altezza, D/H : $\alpha_{H/D} = 2/[1.5+(D/H)]$

α_{rim} : coefficiente relativo al rimaneggiamento causato dall'estrazione: $\alpha_{rim} = 1.1$

Per stimare la resistenza cubica R_c nei punti in cui sono state effettuate le sole prove non distruttive è stato utilizzata la seguente formula:

$$R_c = a \times S^b \times V^c \quad [\text{MPa, km/s}]$$

Dato il ridotto numero di provini estratti, il valore dei coefficienti b e c è stato fissato in base alle formulazioni esistenti in letteratura, mentre il valore del coefficiente a è stato calibrato per ciascun piano, in modo da massimizzare il grado di correlazione tra la resistenza media sulle carote del singolo piano $R_{c,m}$ e la media dei risultati delle prove non distruttive effettuate nei punti di estrazione delle carote nel piano considerato.

La resistenza cubica media $R_{c,med}$ per il singolo piano di ogni edificio è stata assunta, quindi, come media delle resistenze ottenute con il metodo SONREB, per i punti in cui non è stato effettuato il prelievo, e delle resistenze delle carote, trasformate in resistenze cubiche secondo la formula sopra riportata, nei punti in cui è stato effettuato il prelievo diretto di materiale.

Le indagini sulle armature sono consistite essenzialmente nella determinazione, mediante prove pacometriche, del numero e della posizione delle armature trasversali nei pilastri, oltre che nella verifica diretta, previa asportazione del copriferro, della disposizione, diametro e tipologia delle barre longitudinali.

Le indagini sulle caratteristiche meccaniche delle strutture murarie erano costituite da prove penetrometriche sulle malte, con la metodologia messa a punto presso l'Università della Basilicata (Liberatore et al., 2001, Liberatore et al. 2004) e prove a rottura per schiacciamento su campioni di pietra o mattone estratti dalla struttura.

2.2.2 Identificazione dinamica delle proprietà strutturali

La risposta dinamica degli edifici in eccitazione ambientale, veniva registrata nelle due direzioni in pianta tramite un sistema di 6 o 8 servoaccelerometri, posizionati a livello del solaio di sottotetto e del piano terreno, orientati orizzontalmente nelle due direzioni principali. Le posizioni da assegnare agli strumenti di misura venivano opportunamente scelte, in funzione della geometria dell'edificio, in modo da cogliere le frequenze relative ai diversi modi di vibrare, sia traslazionali che rotazionali. Il posizionamento anche ai piani intermedi poteva essere necessario, in casi particolari, per cogliere i modi superiori al primo. Le acquisizioni venivano effettuate ad una frequenza di campionamento superiore ai 200 Hz (preferibilmente a 400-500 Hz per le strutture in muratura) e per durate tali da consentire un'affidabile elaborazione dei segnali.

Il sistema di acquisizione, oltre che dai servoaccelerometri, era composto da un'unità di acquisizione e di memorizzazione collegata ai vari sensori tramite cavi, con le seguenti principali caratteristiche tecniche:

- Scheda per l'acquisizione delle accelerazioni: AT-MIO 16x della National Instruments;
- Computer portatile: pentium 166;
- Software di gestione della scheda di acquisizione, LEANE;
- N.6-8 servoaccelerometri modello SA-107 LN della Columbia Research Laboratories, Inc. con sensibilità di 1 μ g e fondo scala di $\pm 0.1g$.

Durante le prove venivano registrate le vibrazioni della struttura nelle normali condizioni di esercizio, nelle situazioni, cioè, in cui l'eccitazione esterna è fornita dalle ordinarie attività svolte all'interno o nelle vicinanze della struttura (es. traffico stradale) o da eccitazioni di bassa intensità artificialmente prodotte. Tali sollecitazioni determinavano, naturalmente, valori dell'ampiezza di oscillazione della struttura molto bassi, ma sufficienti ad evidenziare i primi modi di vibrare, grazie all'elevata sensibilità e accuratezza di misura del sistema di acquisizione.

L'elaborazione delle acquisizioni accelerometriche consisteva nella determinazione delle frequenze proprie di vibrazione delle strutture mediante il calcolo della Trasformata di Fourier degli interi segnali, o di una loro finestra temporale significativa, e nella successiva determinazione della funzione di trasferimento tra i segnali corrispondenti alla medesima direzione e posizione in pianta nei due livelli considerati (seminterrato e copertura). Le frequenze corrispondenti ai modi di vibrazione della struttura venivano individuate in corrispondenza dei picchi della funzione di trasferimento.

2.2.3 Determinazione delle proprietà dinamiche dei terreni di fondazione

Nella seconda fase le valutazioni di rischio sono state effettuate considerando anche gli effetti di amplificazione locale ricavati da informazioni tratte da studi disponibili sulla geologia locale e da indagini geofisiche realizzate in sito. Mediante misurazioni di microtrempi, utilizzando il metodo HVSR (Mucciarelli, Gallipoli, 2004, Di Giacomo et al., 2005), sono stati valutati i possibili effetti di amplificazione e il relativo periodo prevalente. Sulla base di questi risultati e di informazioni sulla geologia locale, era possibile associare a ciascun sito una forma spettrale corrispondente ad una di quelle previste nelle norme sismiche (PCM, 2003) per i profili di terreno tipo A, BCE o D.

3. ANALISI DEI RISULTATI

Nella tabella A1 sono riassunti i dati sul numero di edifici scolastici in c.a. e in muratura presi in esame nella prima e nella seconda fase. Degli 84 edifici esaminati in prima fase, 27 sono stati esaminati anche in seconda fase, con gli edifici in c.a. nettamente prevalenti su quelli in muratura.

Riepilogo scuole BASILICATA (VC, VM)			
N. Edifici - I fase		N. Edifici - II fase	
c.a. (VC)	Mur. (VM)	c.a. (VC)	Mur. (VM)
60	24	18	9
84		27	

Tab. 1 – Numero di edifici in c.a. e in muratura, esaminati in prima e seconda fase.

Per gli edifici in c.a. esaminati anche in seconda fase viene effettuato un confronto dei risultati finali sulla vulnerabilità e sul rischio e di alcuni risultati intermedi. Le eventuali differenze possono dipendere dall'approfondimento effettuato in seconda fase, particolarmente per ciò che riguarda la resistenza dei materiali, in particolare del calcestruzzo, la valutazione del periodo proprio della struttura effettuata mediante identificazione dinamica sulle registrazioni accelerometriche in vibrazioni ambientali, la caratterizzazione dei terreni e la definizione delle caratteristiche spettrali dell'azione sismica di riferimento, basata anche sulle misurazioni del rumore ambientale e le elaborazioni basate sul metodo HVSR. Per gli edifici in muratura, stante l'esiguo numero, non viene effettuato alcun confronto tra prima e seconda fase.

3.1 Risultati della 1a Fase

Nella tabella 2 sono riassunti alcuni dati statistici, utili per la caratterizzazione del campione di edifici presi in esame nella prima fase. Da essa si rileva come il valor medio del volume degli edifici in c.a. sia di poco inferiore a 5000 mc e quello degli edifici in muratura di poco inferiore a 4000 mc, con una variabilità molto ampia, particolarmente per gli edifici in c.a., in dipendenza sia della destinazione d'uso (tipicamente le scuole inferiori sono ubicate in plessi scolastici di minori dimensioni, più spesso in muratura rispetto alle scuole medie superiori), sia della frequente suddivisione in più corpi di un singolo plesso. Analoghe considerazioni valgono per il numero di piani, con un valor medio vicino a 3 per gli edifici in c.a. e a 2 per gli edifici in muratura.

		N° Edifici	Media	Massimo	Minimo	Scarto q.m.	C.V.%
Volume	c.a	60	4584	16690	450	3194	70%
	muratura	24	3529	7629	459	2330	66%
N° Piani	c.a	60	2.6	7	1	1.6	60%
	muratura	24	2.1	3	1	0.92	44%
PGAmin Collasso	c.a	60	0.270	0.580	0.125	0.094	35%
	muratura	24	0.194	0.294	0.092	0.0487	25%
PGAmin Operatività	c.a	60	0.106	0.209	0.029	0.035	33%
	muratura	24	0.118	0.209	0.051	0.032	27%
Tr Collasso	c.a	60	1690	12951	197	2065	122%
	muratura	24	1278	3124	128	1863	145%
Tr Operatività	c.a	60	162	1025	8	170	105%
	muratura	24	166	595	16	178	107%

Tab. 2 – Dati statistici di sintesi del campione esaminato (Sempre i valori medi e la deviazione standard, periodi, periodo di ritorno SLU e SLD).

La vulnerabilità sismica rispetto alla condizione di collasso, espressa in termini di accelerazione a terra che produce il raggiungimento della condizione ultima, è anch'essa molto variabile, con un valor medio superiore per gli edifici in c.a. rispetto a quelli in muratura, e pari a circa 0.27g e a 0.19g, rispettivamente ed un coefficiente di variazione più elevato per gli edifici in c.a., dell'ordine del 30%. Si riscontrano, tuttavia, valori anche molto bassi, dell'ordine di 0.1g, indicativi di situazioni di gravi carenze strutturali. Per la vulnerabilità sismica rispetto alla condizione di operatività, si riscontra un valor medio di 0.11-0.12g, per entrambe le tipologie di edifici, con valori

minimi anche molto bassi, particolarmente per gli edifici in c.a.. Risulta pertanto molto differenziato il rapporto tra le intensità delle azioni che producono le condizioni limite di collasso e di operatività per le due tipologie strutturali prese in esame. Traducendo la vulnerabilità in rischio, interpretato attraverso il periodo di ritorno del terremoto che produce le condizioni limiti di collasso e di operatività, si riscontrano periodi medi di ritorno di circa 1700 e 1300 anni per gli edifici in c.a. e in muratura rispettivamente, con valori minimi di un ordine di grandezza più piccoli e valori massimi per il c.a. di un ordine di grandezza più elevati. Questa enorme variabilità, da attribuire alla forte non linearità nella relazione tra intensità dell'azione e periodo di ritorno, evidenziano ancora di più l'importanza di una valutazione della vulnerabilità basata su dati corretti e su un approccio che abbia valore per il singolo edificio.

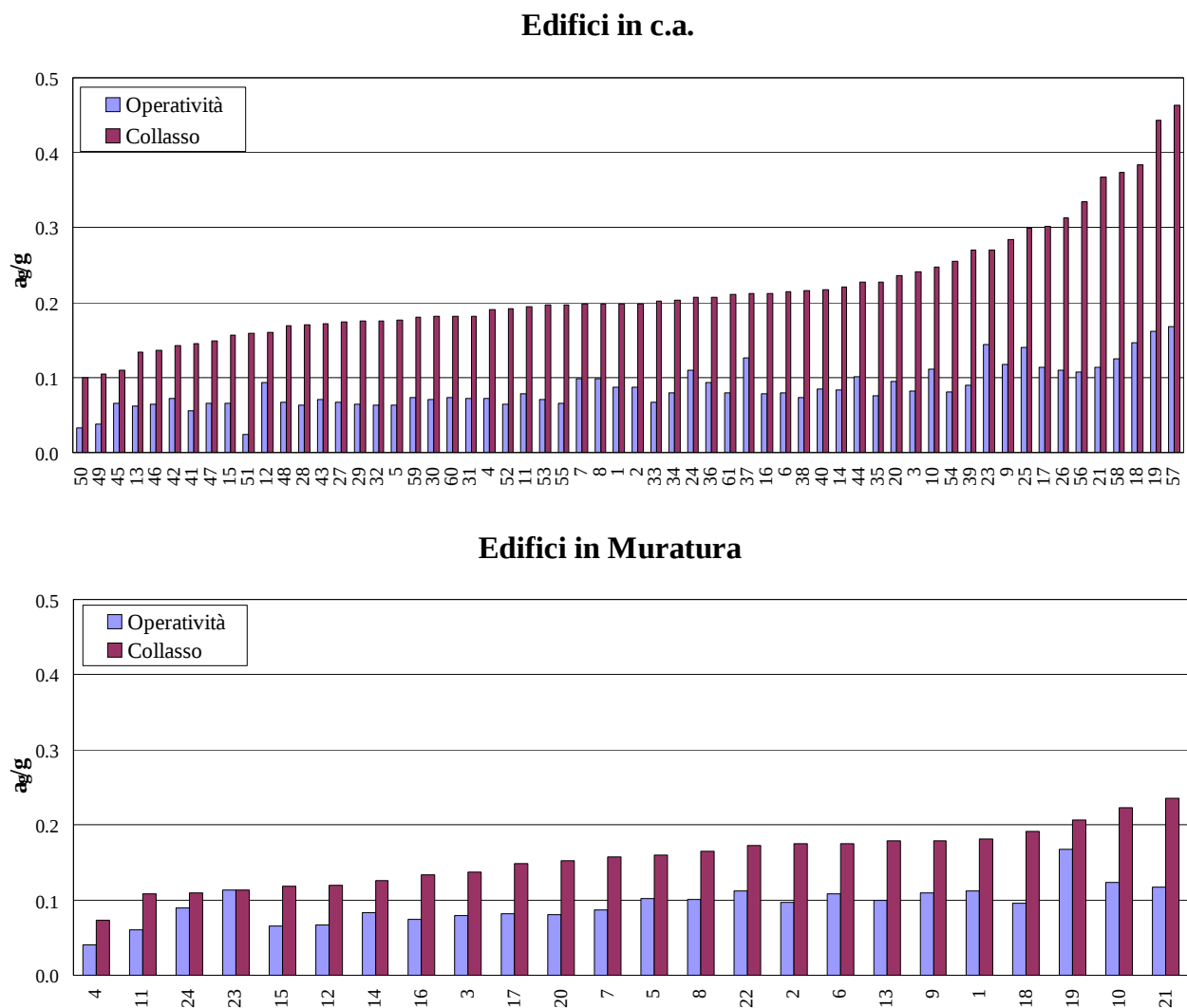


Fig. 1 – Accelerazione al suolo, riportate a suolo rigido, corrispondente al raggiungimento delle condizioni limite considerate per gli edifici in c.a. e in muratura.

L'esame della Fig. 1 evidenzia, per gli edifici in c.a., la notevole variabilità dei risultati da scuola a scuola, nonché del rapporto tra la resistenza ultima e quella al danneggiamento. L'accelerazione di collasso al suolo ha valori per lo più compresi tra 0.1 e 0.5 g, mentre il rapporto tra condizioni di collasso e di operatività assume valori anche superiori a 5 ed inferiori a 1.5.

Tale variabilità è ben riscontrabile nel diagramma di dispersione della fig. 3, nel quale l'equazione della linea di tendenza fornisce un valor medio del rapporto vicino a 2.5, mentre in alcuni casi si supera 5. È opportuno ricordare che la condizione di danneggiamento è legata al raggiungimento di uno spostamento interpianto pari a 0.5% dell'altezza di piano e dipende dalla rigidezza, risultando lo spostamento sostanzialmente proporzionale al periodo. Al contrario la condizione ultima è legata all'accelerazione spettrale, che, per periodi superiori a 0.5 sec. (avendo assunto sempre lo spettro relativo ai terreni B-C-E), decresce in proporzione inversa del periodo.

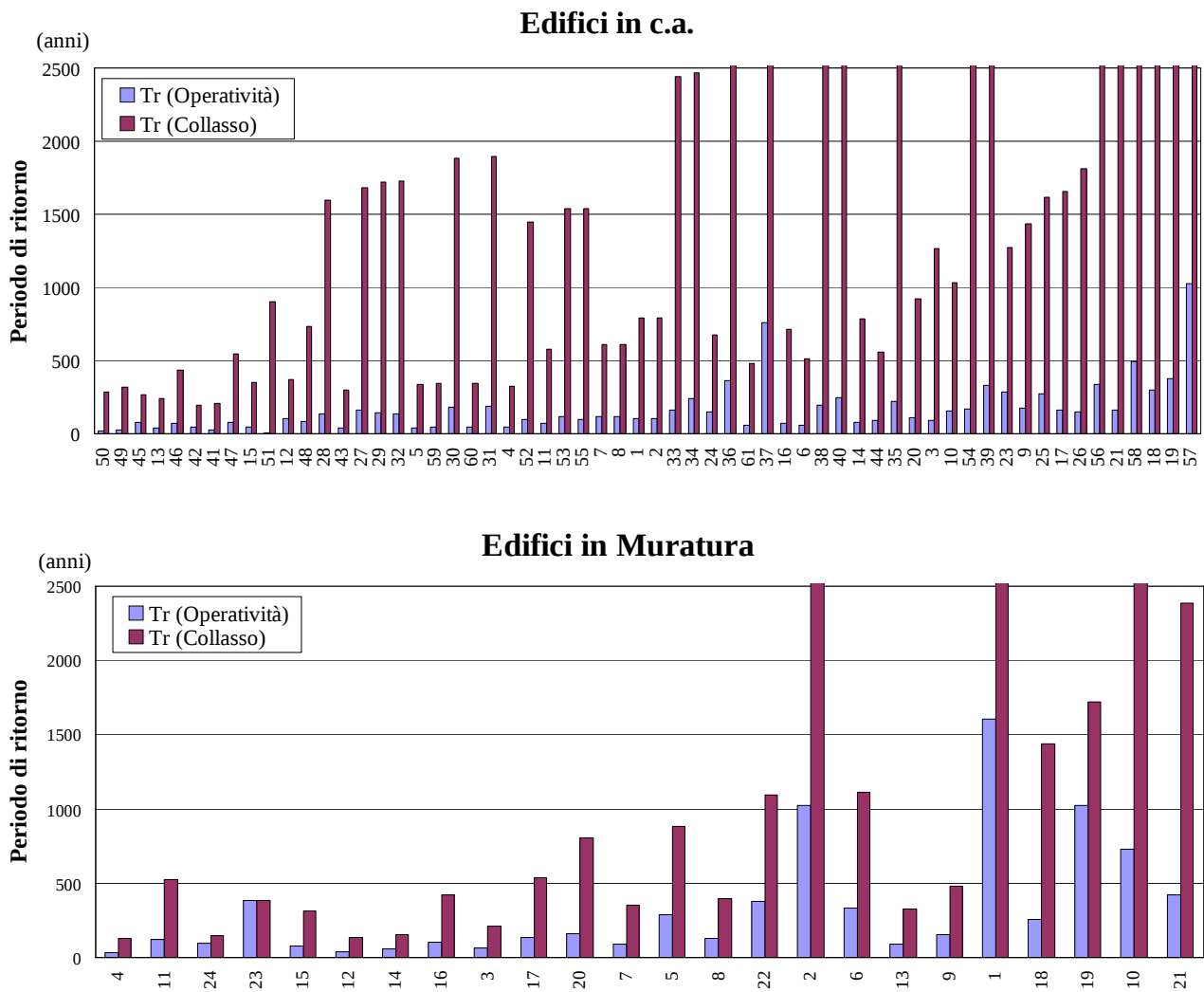


Fig. 2 – Periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento delle condizioni limite considerate.

Alquanto più contenuta è la variabilità delle grandezze esaminate negli edifici in muratura. La vulnerabilità al collasso è espressa da valori di accelerazione al suolo, riportata a suolo rigido, per lo più compresi tra 0.1g e 0.2g, e rapporti tra le accelerazioni relative alle due condizioni limite mediamente pari a circa 1.6 e che comunque non superano mai 2.

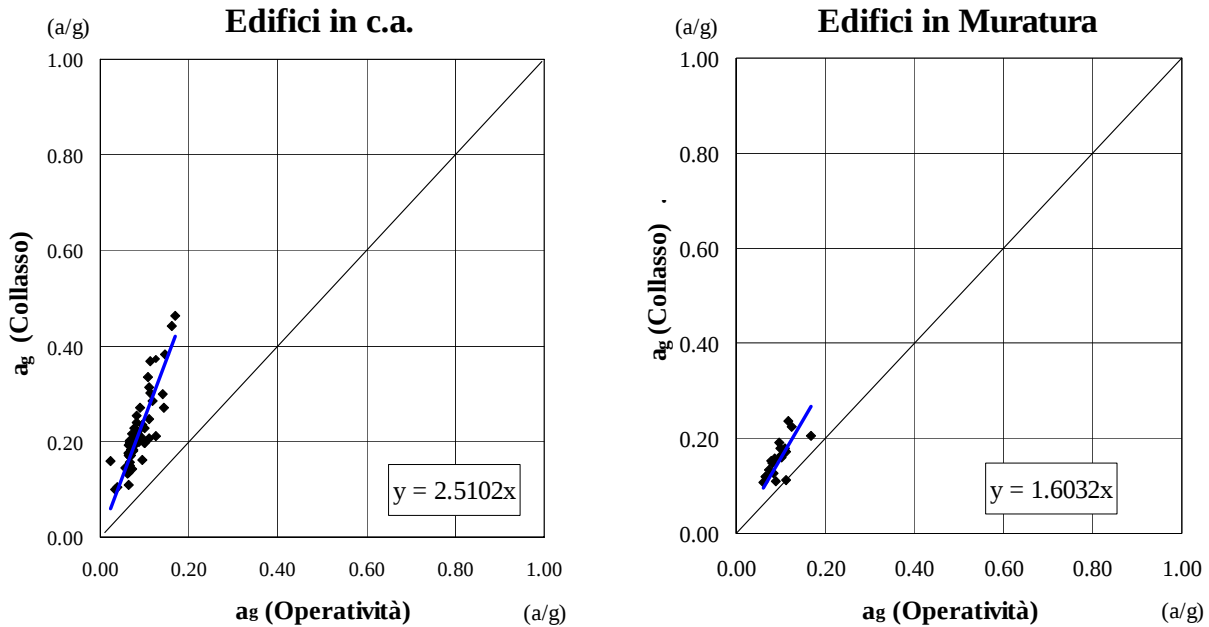


Fig. 3 – Rapporto tra i valori di accelerazione a terra che producono le due condizioni limite considerate.

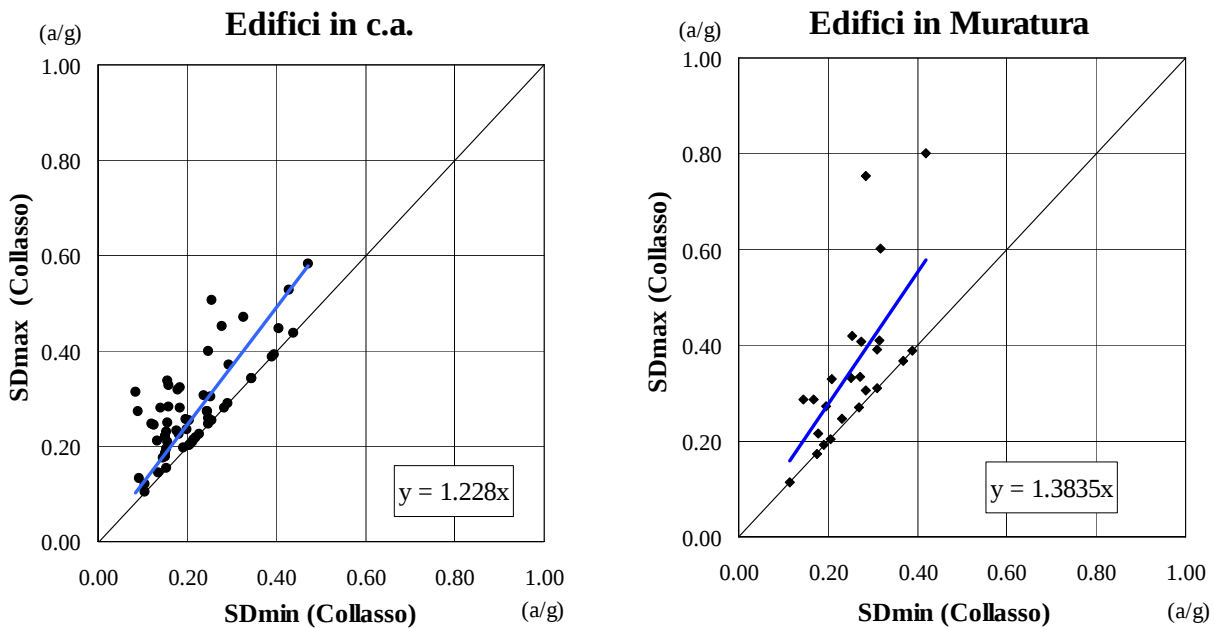


Fig. 4 – Rapporto tra la resistenza massima e la resistenza minima, espressa come accelerazione sulle masse strutturali, riscontrata ai vari piani e nelle due direzioni.

Il diagramma di fig. 2 mostra la notevole variabilità dei periodi di ritorno corrispondenti al terremoto che produce le condizioni ultime, compresi tra meno di 100 e più di 2500 anni. L'ampliamento di un ordine di grandezza del range di variazione rispetto a quello delle accelerazioni al suolo sottolinea l'importanza di una corretta valutazione della sismicità del sito se il periodo di ritorno viene assunto come parametro di riferimento del rischio sismico.

La vulnerabilità, come specificato in (Dolce, Moroni 2005a), è determinata valutando le resistenze di piano nelle due direzioni principali dell'edificio ed assumendo il valore minimo ottenuto per tutti i piani e per tutte le direzioni. La presenza di piani o direzioni particolarmente più forti o più deboli è spesso insito nelle ipotesi progettuali (ad esempio la non considerazione di azioni sismiche, la presenza di telai in una sola direzione, etc.) e può essere un ulteriore elemento di aggravio della vulnerabilità sismica. Per visualizzare l'entità di tali squilibri strutturali, nella fig. 4 è riportato un diagramma di dispersione che riporta le resistenze minime e massime di piano espresse in termini di accelerazioni sulle masse strutturali S_D . Per gli edifici in c.a. il rapporto medio è circa 1.3. Tale valore scaturisce dalla presenza di un buon numero di edifici, quasi tutti edifici di un solo piano, caratterizzati da una quasi perfetta uguaglianza tra resistenza minima e massima e di un numero ridotto di edifici che hanno rapporti molto elevati, rapporti che tendono ad aumentare al crescere del numero di piani. Non dissimile è la situazione degli edifici in muratura, caratterizzati da un valor medio del rapporto intorno ad 1.5.

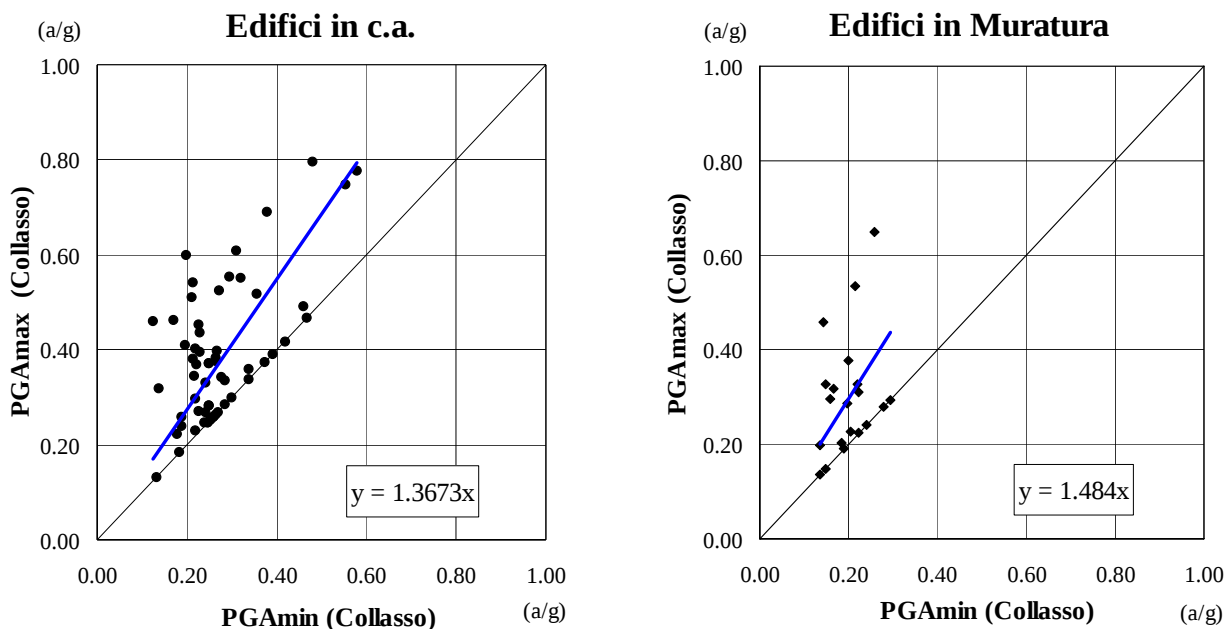


Fig. 5 – Rapporto tra la resistenza massima e la resistenza minima, espressa come accelerazione al suolo, riscontrata ai vari piani e nelle due direzioni.

Nella figura 5 sono riportate, ancora in un diagramma di dispersione, le resistenze minima e massima di ciascun edificio, espresse questa volta come accelerazione al suolo PGA che produce il raggiungimento della condizione ultima. Il passaggio da accelerazione sulle masse strutturali S_D di piano ad accelerazione al suolo PGA dipende da numerosi fattori che caratterizzano il comportamento dinamico in campo non lineare della struttura, come descritto in (Dolce, Moroni 2005a). I parametri che possono maggiormente differenziare i risultati in termini di PGA per i diversi piani e le due direzioni sono il periodo proprio, che può variare nelle due direzioni, la forma spettrale, la presenza di irregolarità in elevazione, il livello di sollecitazione dei pilastri a sforzo normale e a taglio (per il c.a.). Nei diagrammi della fig. 5 si riscontra un aumento del rapporto tra massima e minima PGA di collasso, che evidenzia come le differenze di comportamento nelle due direzioni e ai vari piani si accentuino quando vengono portati in conto i fattori citati, ed in generale l'influenza delle non linearità di comportamento delle strutture.

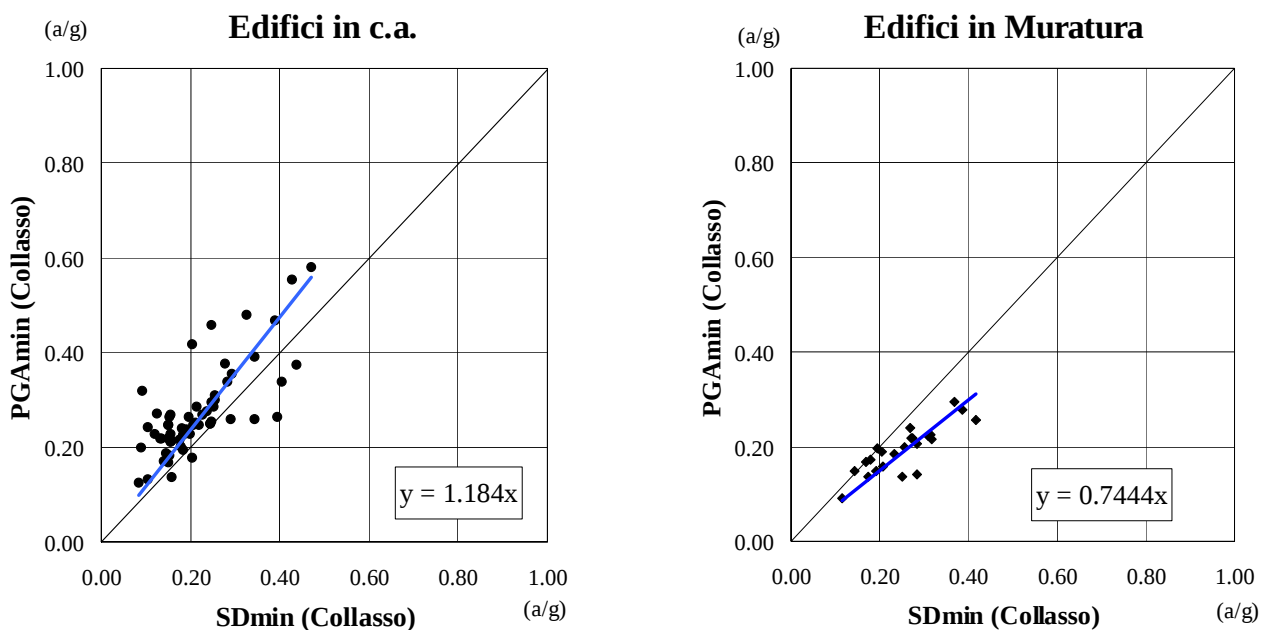


Fig. 6 – Rapporto tra la vulnerabilità, espressa come accelerazione al suolo, e la resistenza di piano, espressa come accelerazione sulle masse strutturali.

Nella figura 6 sono mostrati i valori della resistenza sismica globale, espressa come accelerazione al suolo PGA, in funzione dei corrispondenti valori dell'accelerazione sulle masse strutturali S_d . È evidente come si riscontrino situazioni opposte tra edifici in c.a., in cui il rapporto PGA/S_d è tipicamente maggiore di 1, con valor medio all'incirca pari a 1.2, ed edifici in muratura, in cui il rapporto PGA/S_d è tipicamente minore di 1, con valor medio del rapporto all'incirca pari a 0.8. Ciò significa che mediamente i fattori di trasformazione da accelerazione sulle masse strutturali, ed in

particolare il fattore di amplificazione spettrale e quello di struttura di riduzione delle ordinate spettrali sostanzialmente si bilanciano nelle strutture in c.a.. Si riscontrano, tuttavia, situazioni in cui il rapporto tra le due accelerazioni è anche molto diverso da 1, in conseguenza di un periodo molto elevato o di un fattore di struttura particolarmente basso (nel caso di considerazione del contributo delle tamponature esso è assunto comunque non superiore a 1.5).

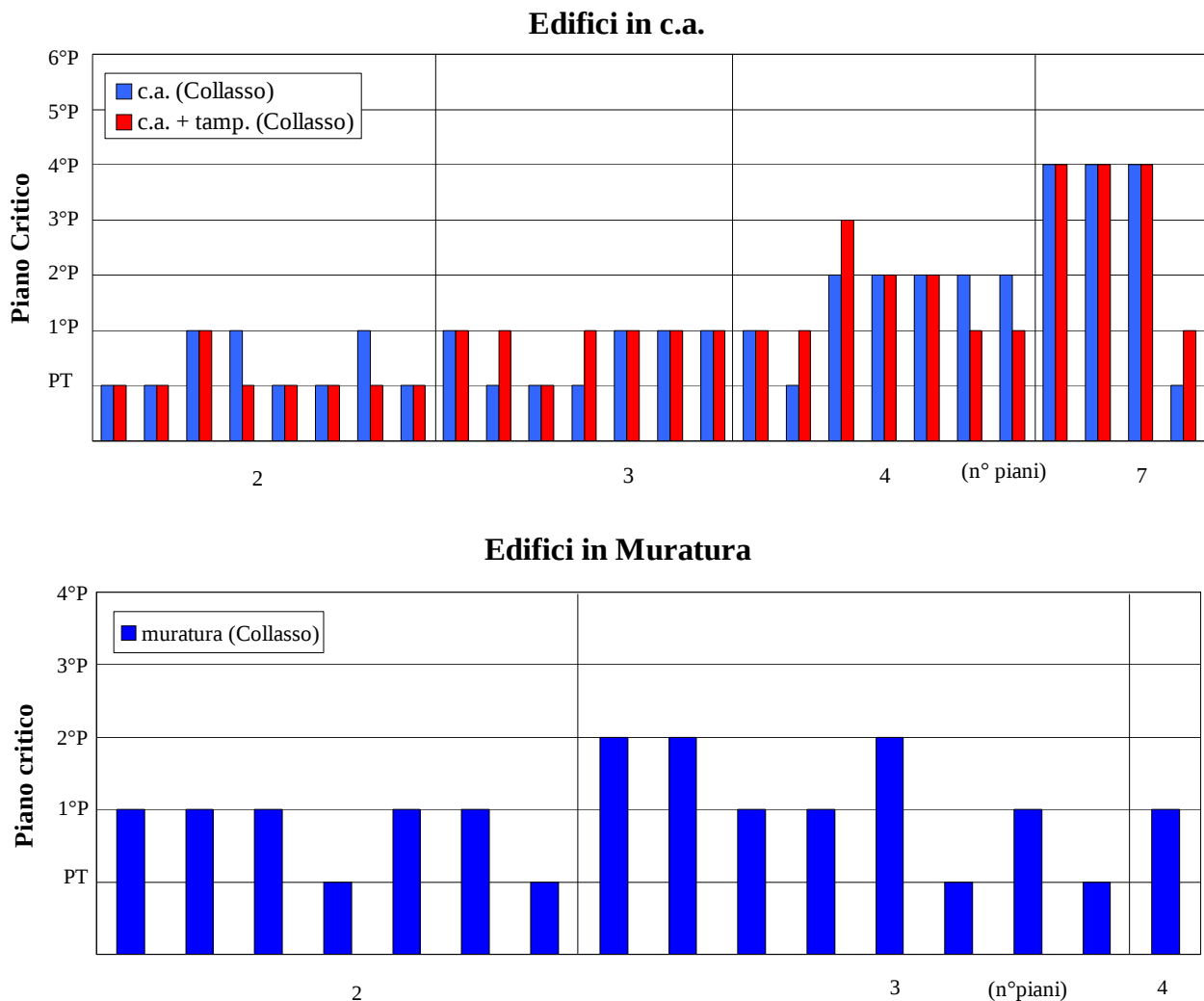


Fig. 8 – Piano in cui si verificano per prime le condizioni di collasso in funzione del numero di piani (edifici con almeno due piani).

Negli edifici in muratura, l'accelerazione al suolo è invece decisamente più bassa della corrispondente accelerazione sulla struttura che determina la condizione di collasso, a causa sia della minore duttilità, sia dei più bassi periodi che tipicamente caratterizzano un edificio in muratura rispetto ad uno in c.a. (v. figg. 17, 18) di uguale altezza.

Nella fig. 8 è individuato il piano in cui si verificano le condizioni che per prime determinano il raggiungimento dello stato di collasso per gli edifici con più di un piano. Contrariamente a quanto ci si poteva attendere negli edifici in c.a., il collasso non avviene sempre al piano terra. Sono frequenti i casi in cui il collasso si innesca ai piani intermedi, mentre rari sono i casi di collasso dell'ultimo piano. Negli edifici in muratura le condizioni di collasso si innescano quasi sistematicamente ai piani superiori.

CODICI IDENTIFICATIVI DELLE STRUTTURE VERTICALI DEGLI EDIFICI IN C.A. NELLA SCHEDA DI 1° LIV.	Età e classificazione sismica		Edifici costruiti prima del 1975, o in comuni non classificati	Edifici costruiti in comuni classificati con S=6	Edifici costruiti in comuni classificati con S=9 dopo il 1975	Edifici costruiti in comuni classificati con S=12 dopo il 1975
	Tipologia costruttiva					
	O : strutture verticali in pareti in calcestruzzo armato	C1OR: Telai in c.a. non tamponati o con tamponature deboli (P,Q)	*A	*MA	*M	*MB
	P : telai in calcestruzzo armato non tamponati	C2OR: Telai in c.a. con tamponature consistenti (R)	*MA (*M)	*M (*MB)	*MB	*MB
	Q : telai in calcestruzzo armato con tamponature deboli	C3OR: Pareti in c.a. (O)	*MB	*B	*B	*B
R : telai in cemento armato con tamponature consistenti	*B = Bassa; *MB = Medio-Bassa; *M = Media; *MA = Medio-Alta; *A = Alta La stessa divisione in 5 livelli della V è stata utilizzata anche per gli edifici in muratura ed è stato pertanto premesso l'asterisco per distinzione tra le due tipologie che hanno comunque scale di V indipendenti					

PARAMETRO	CLASSE CV			PESO		INDICE GLOBALE DI VULNERABILITA'
	A	B	C	D	pi	
1 Tipo ed org. del sistema res.	0	5	20	45	1.00	$V = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} p_i$ $0 \leq V \leq 382.5$
2 Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	.25	
3 Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1.05	
4 Posizione edificio e fondaz.	0	5	15	45	.75	
5 Orizzontamenti	0	5	25	45	Variab.	
6 Configurazione planimetrica	0	5	25	45	.50	Indice normalizzato $0 \leq V \leq 100$
7 Configurazione in elevazione	0	5	25	45	Variab.	
8 Distanza massima murature	0	5	25	45	.25	
9 Coperture	0	15	25	45	Variab.	
10 Elementi non strutturali	0	0	25	45	.25	
11 Stato di fatto	0	5	25	45	1.00	

Fig. 9 – a) Matrice di attribuzione della classe di vulnerabilità degli edifici in c.a., utilizzata nel censimento LSU del 1996; b) Tabella per il calcolo dell'indice globale di vulnerabilità V. per l'attribuzione della classe di vulnerabilità degli edifici in muratura, utilizzata nel censimento LSU del 1996 [Cherubini et al., 1999].

Gli edifici scolastici del campione esaminato nella presente indagine sono già stati oggetto nel 1996

di una valutazione della vulnerabilità da parte di operatori LSU, nell'ambito del "Censimento di vulnerabilità degli edifici pubblici, strategici e speciali [Cherubini et al., 1999], che ha condotto ad una classificazione di vulnerabilità basata su cinque classi:

A = Alta

MA = Medio-Alta

M = Media

MB = Medio-Bassa

B = Bassa

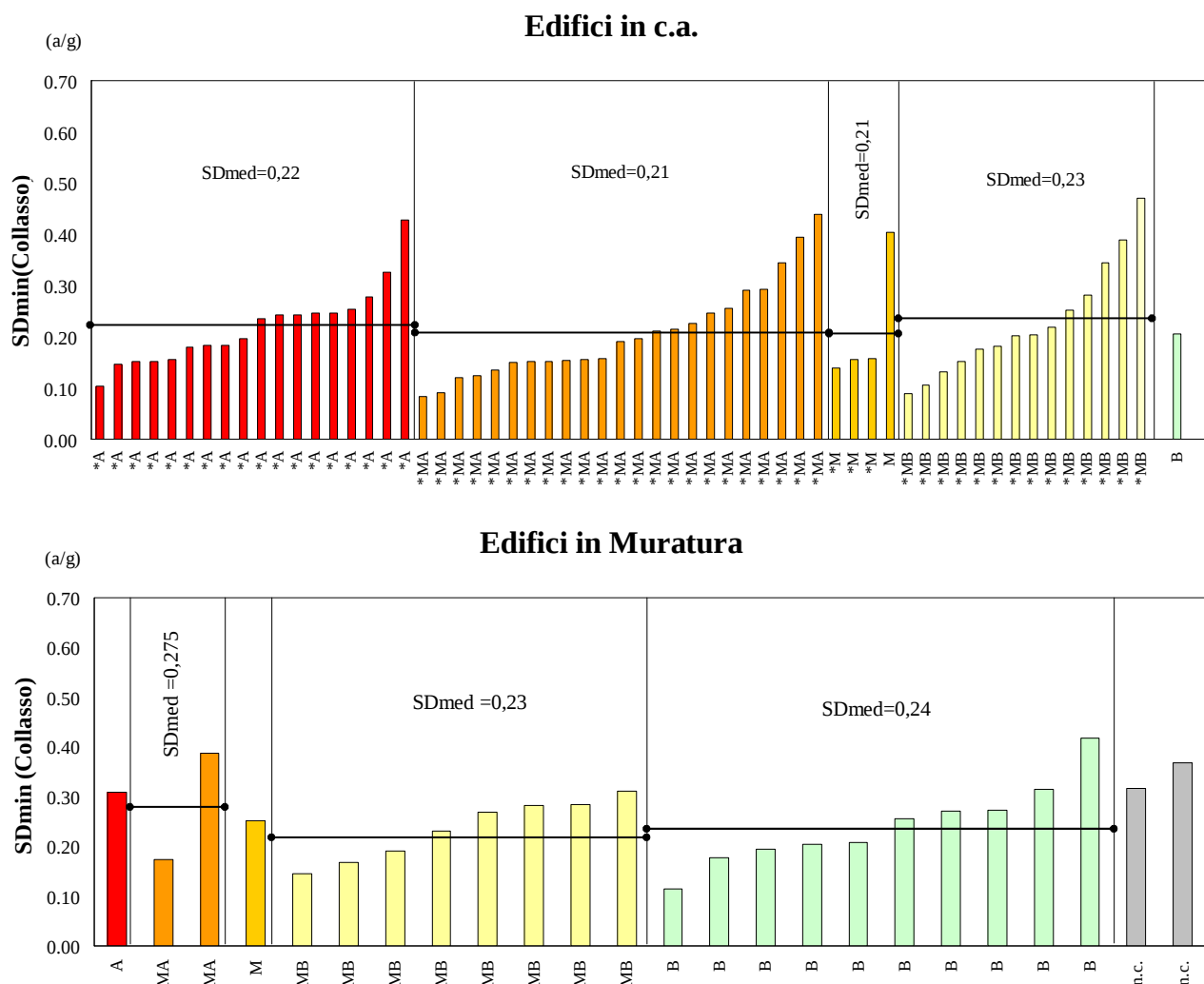
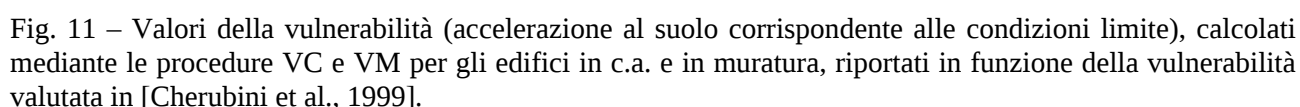


Fig. 10 – Valori della resistenza sismica (accelerazioni sulle masse strutturali corrispondenti alle condizioni limite), calcolati mediante le procedure VC e VM per gli edifici in c.a. e in muratura, riportati in funzione della vulnerabilità valutata in [Cherubini et al., 1999].

L'appartenenza ad una di queste classi va interpretata in senso relativo nell'ambito di ciascuna delle due tipologie strutturali e non in termini assoluti, essendo la metodologia di valutazione e la scala di

La stima di vulnerabilità degli edifici in c.a. veniva effettuata esclusivamente sulla base della tipologia strutturale, non essendo disponibili informazioni di dettaglio per poter effettuare calcoli, pur semplificati, né sulle caratteristiche dei materiali, né sulla geometria della struttura e sui dispositivi di armatura. In sostanza la valutazione della vulnerabilità veniva effettuata mediante una matrice di classificazione, basata sulle informazioni della scheda di primo livello, incrociando le caratteristiche strutturali degli edifici con l'età di costruzione, distinta rispetto alla classificazione e alla regolamentazione antisismica, come illustrato nella Fig. 9, tratta da [Cherubini et al., 1999].



Per gli edifici in muratura, la valutazione della vulnerabilità era stata effettuata con scheda GNDT di 2° livello. Tale valutazione scaturiva da un'indagine essenzialmente “a vista”, quindi basata su un rilievo di massima della geometria e delle caratteristiche dell'apparecchio murario, senza indagini sui materiali, e sull'applicazione della metodologia associata alla scheda di II livello del GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) per gli edifici ordinari in muratura. La metodologia fa ricorso ad un indice numerico globale di vulnerabilità, calcolato sommando i contributi di punteggi di vulnerabilità di 11 parametri rilevati, legati ad alcuni aspetti caratteristici del comportamento sismico delle costruzioni in muratura, tra cui la resistenza a taglio globale al piano terra [Cherubini et al., 1999]. Al punteggio ottenuto è stata poi assegnata una classe di vulnerabilità, in una scala qualitativa a cinque valori, nominalmente simile a quella adottata per il c.a..

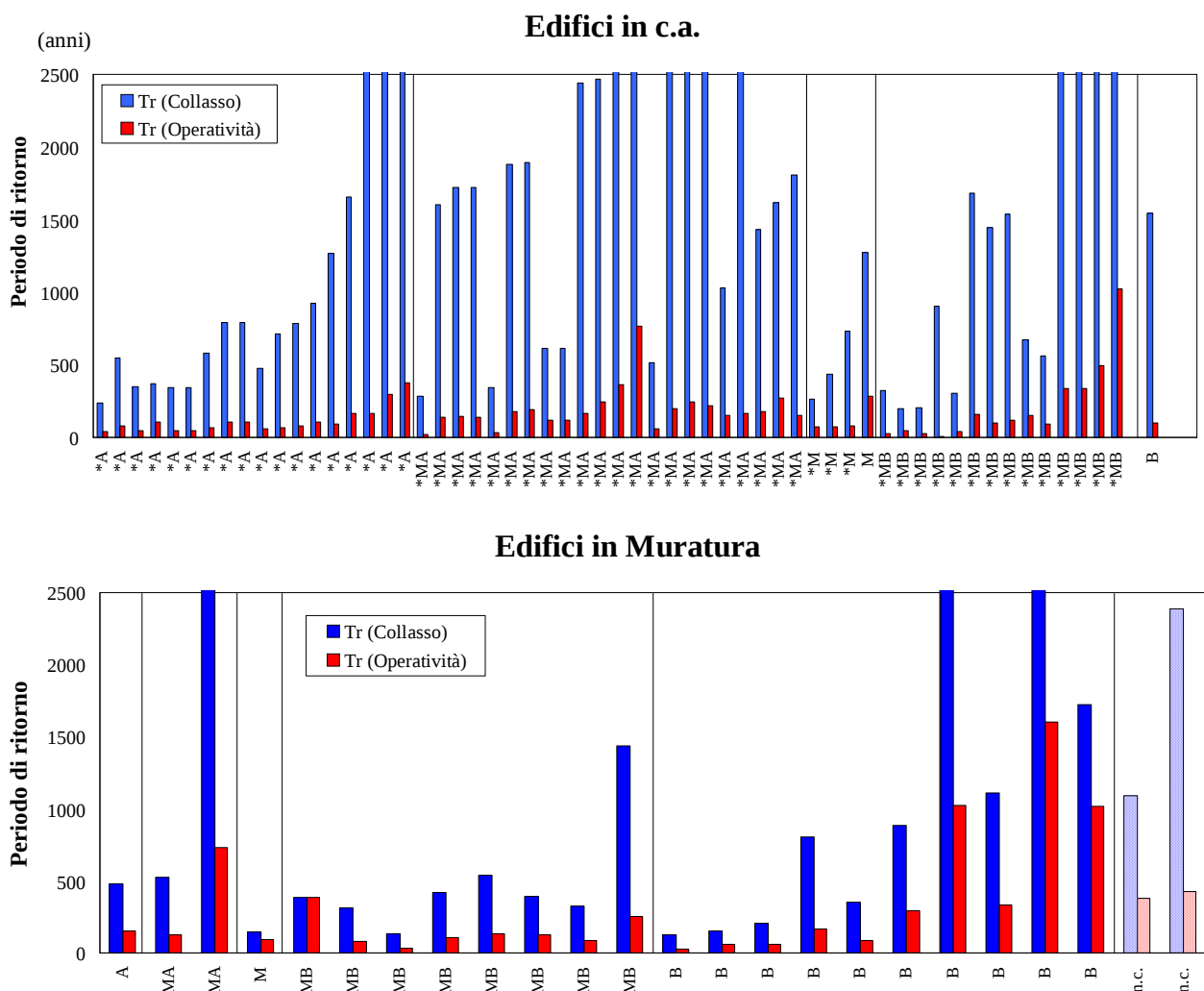


Fig. 12 – Periodo di ritorno dei terremoti che producono le condizioni limite, calcolati mediante le procedure VC e VM per gli edifici in c.a. e in muratura, riportati in funzione della vulnerabilità valutata in [Cherubini et al., 1999]

Appare, pertanto, interessante confrontare i risultati ottenuti con le procedure VC e VM utilizzate in questo studio con quelli ottenuti nelle valutazioni riportate in [Cherubini et al., 1999]. Nelle figg. 10 e 11, al fine di poter confrontare direttamente i risultati delle due procedure, sono riportati i valori della resistenza sismica (accelerazione sulle masse strutturali corrispondente alla condizione di collasso) e della vulnerabilità (accelerazione al suolo che produce il collasso), calcolati mediante la procedura VC per gli edifici classificati nelle 5 classi di vulnerabilità dette. Negli stessi diagrammi sono riportati anche i valori medi relativi a ciascuna classe.

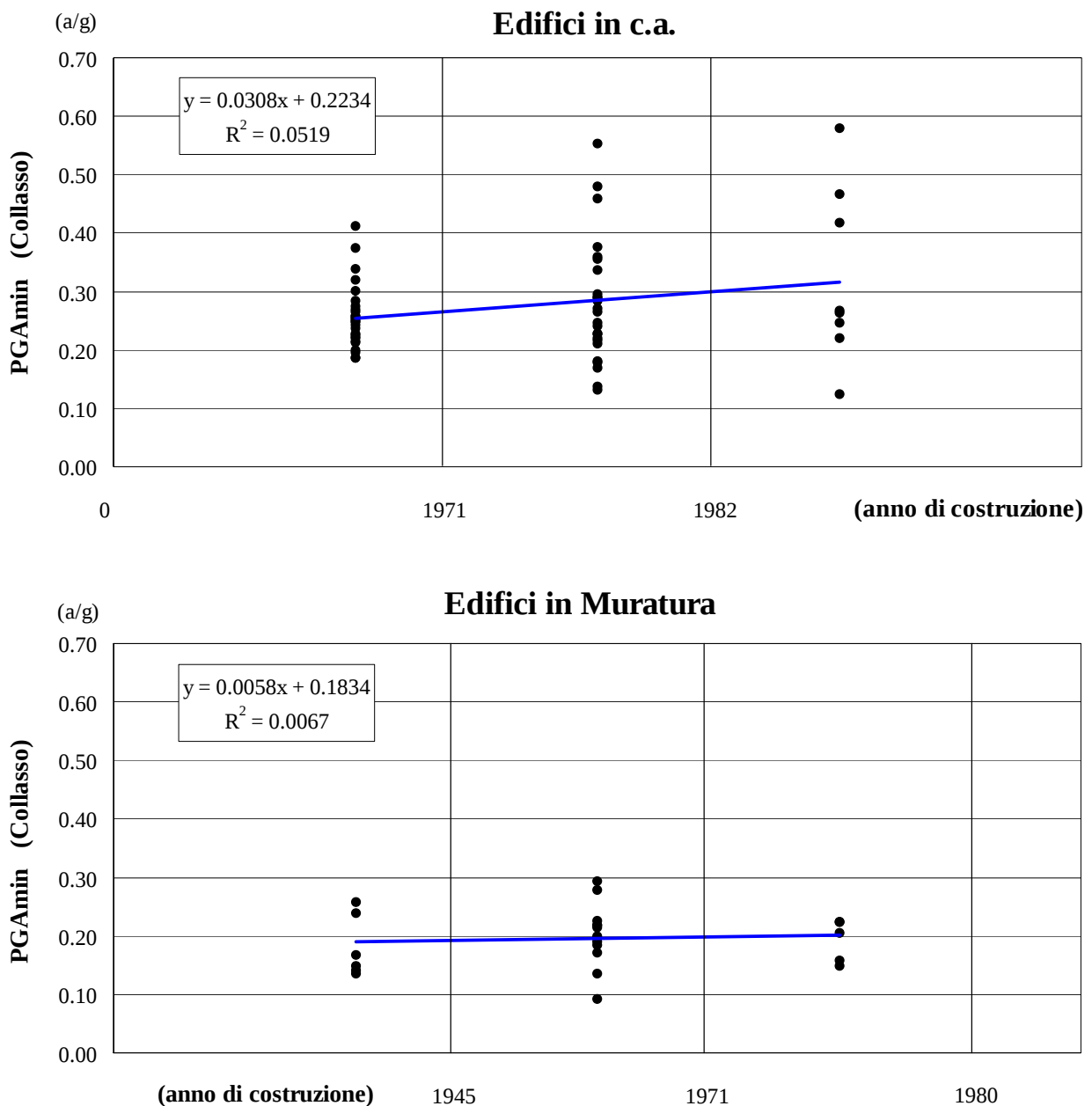


Fig. 13 – Vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. e in muratura, espressa attraverso la PGA al suolo che determina le condizioni limite di collasso, in funzione della classe di età.

La correlazione tra i due tipi di valutazione appare molto bassa se non del tutto assente. Le diverse classi di vulnerabilità LSU presentano valori medi delle resistenze e vulnerabilità sismiche molto simili. Sebbene il basso numero di campioni disponibili, particolarmente per gli edifici in muratura, non possa far ritenere definitive le conclusioni che possono trarsi, va tuttavia evidenziata l'importanza di indagini e valutazioni più accurate, se vogliono risultati affidabili sul singolo edificio piuttosto che valutazioni statistiche su grandi insiemi di edifici. A conferma di ciò, il diagramma di fig. 12, nel quale sono riportati i periodi di ritorno dei terremoti che producono le condizioni limite, mostra una grande dispersione per edifici appartenenti alla medesima classe.

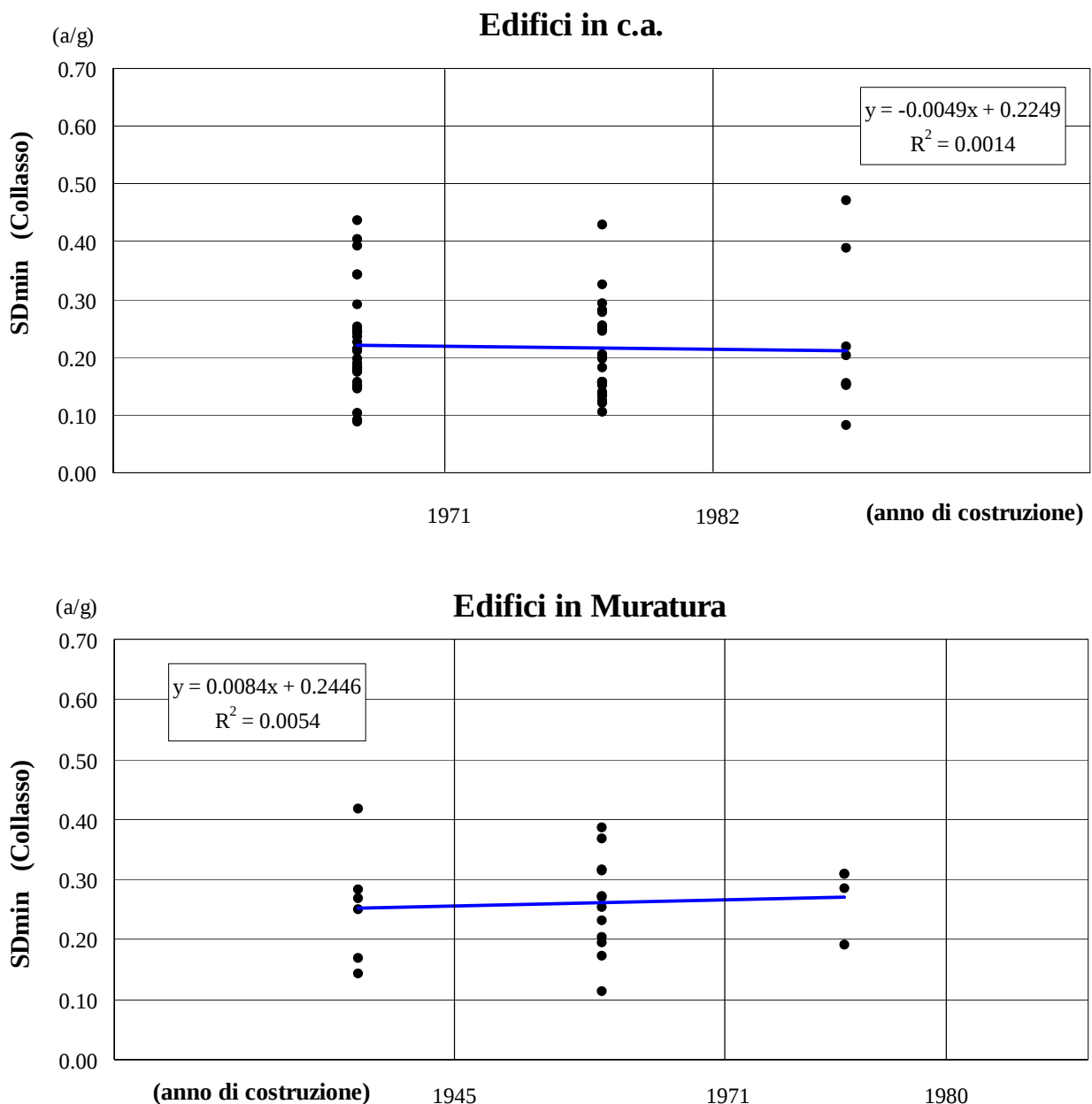


Fig. 14 – Vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. e in muratura, in termini di accelerazione sulla struttura corrispondente alla resistenza minima di piano che determina la condizione di collasso, in funzione dell'età.

Al fine di poter individuare, se vi sono, alcuni parametri che condizionano maggiormente i risultati delle analisi di vulnerabilità e rischio effettuate mediante le procedure VC e VM, sono stati presi in considerazione l'età degli edifici, il numero di piani, la tensione media nei pilastri delle sole strutture in c.a., mettendoli in correlazione tra di loro e con i risultati finali e intermedi delle analisi di vulnerabilità effettuate mediante le procedure VC e VM.

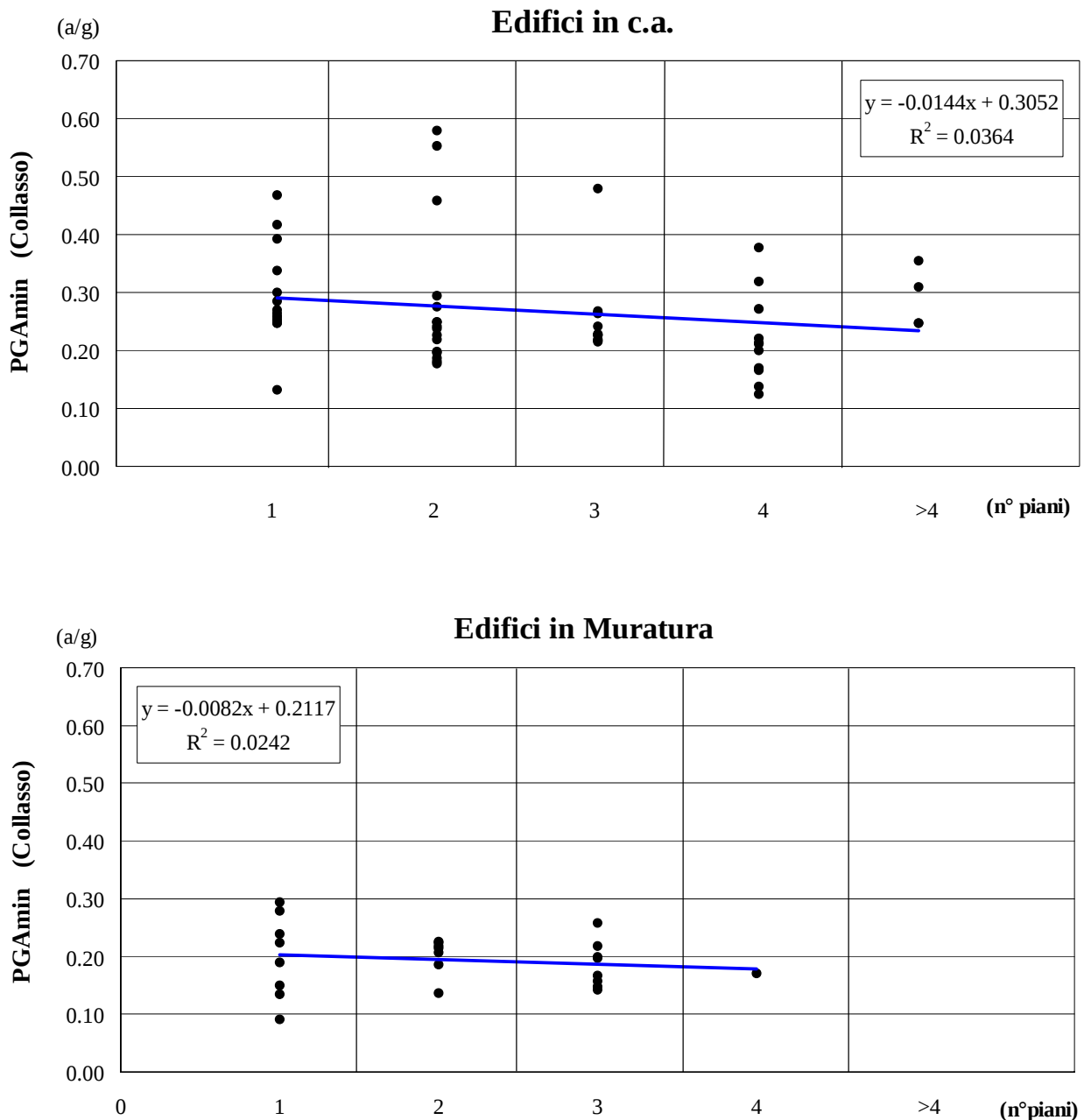


Fig. 15 – Vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. e in muratura, espressa attraverso la PGA al suolo che determina le condizioni limite di collasso, in funzione del numero di piani.

Nelle figure 13 e 14 sono diagrammati i valori della PGAmín per la condizione limite di collasso e

della resistenza minima di piano espressa in accelerazione sulle masse. È evidente la scarsa influenza dell'età sulla vulnerabilità.

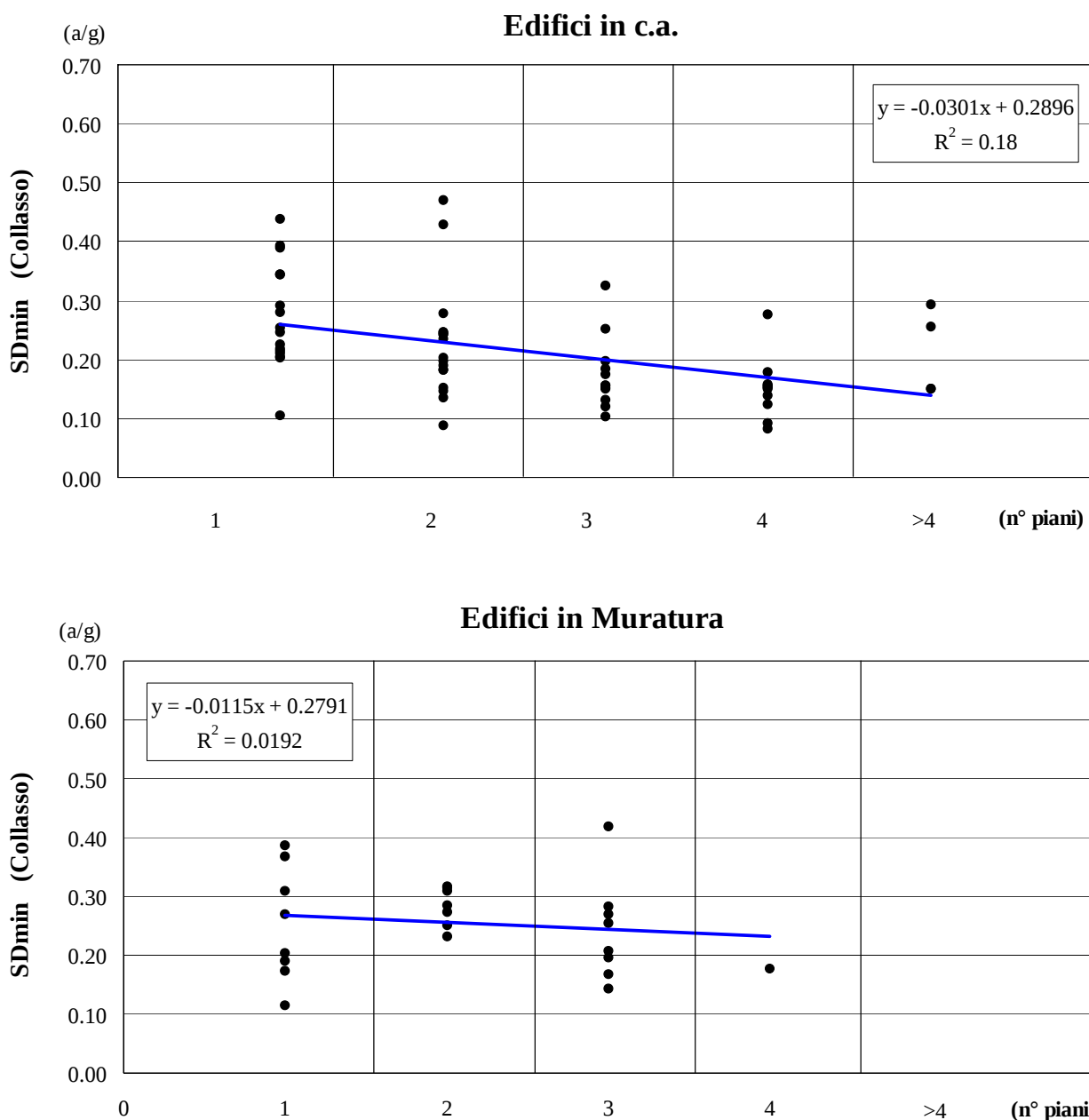


Fig. 16 – Vulnerabilità sismica degli edifici in c.a. e in muratura, espressa come accelerazione sulla struttura corrispondente alla resistenza minima di piano, in funzione del numero di piani.

Nelle figure 15 e 16 sono diagrammati i valori della PG_{Amin} e delle resistenze minime di piano, espressa in termini di accelerazione sulle masse, per la condizione di collasso. Anche il numero di piani non costituisce un parametro condizionante, sebbene, soprattutto per gli edifici in c.a., si riscontri una tendenza al peggioramento al suo aumentare, tendenza che si attenua nelle PG_{Amin}, per la favorevole influenza dell'incremento del periodo.

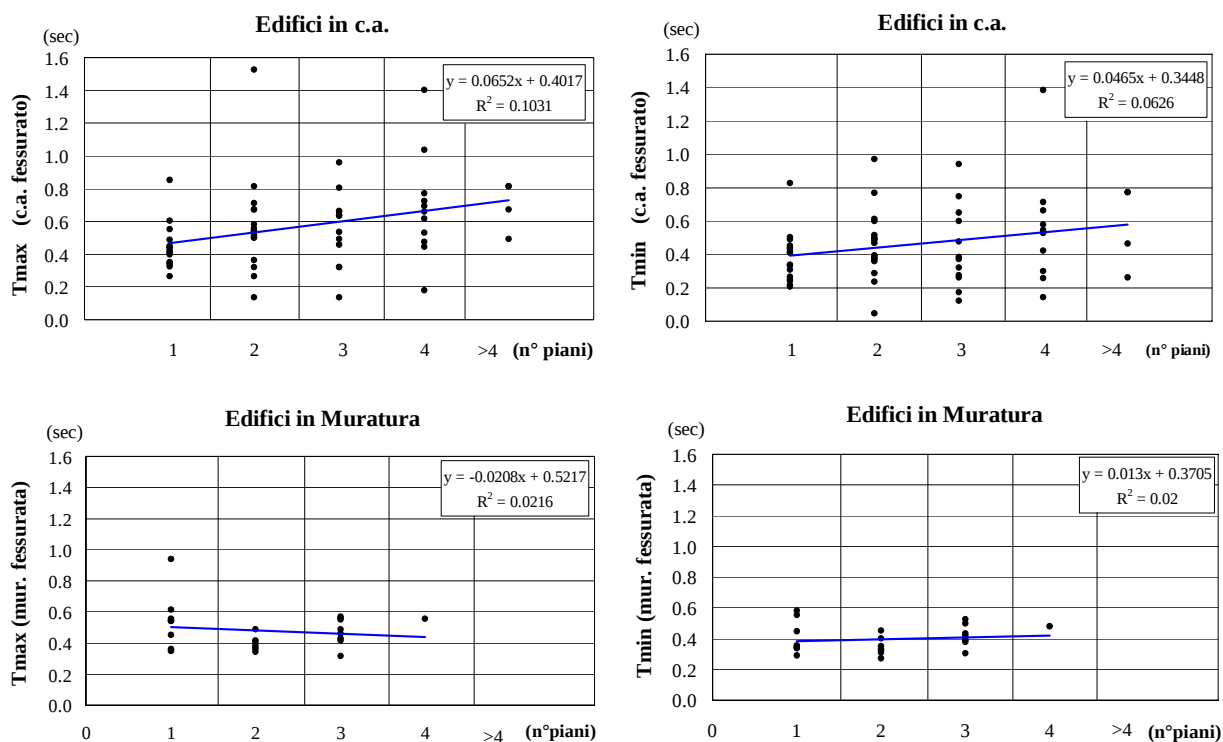


Fig. 17 – Periodi propri dei primi modi nelle due direzioni in funzione del numero di piani degli edifici in c.a. e in muratura.

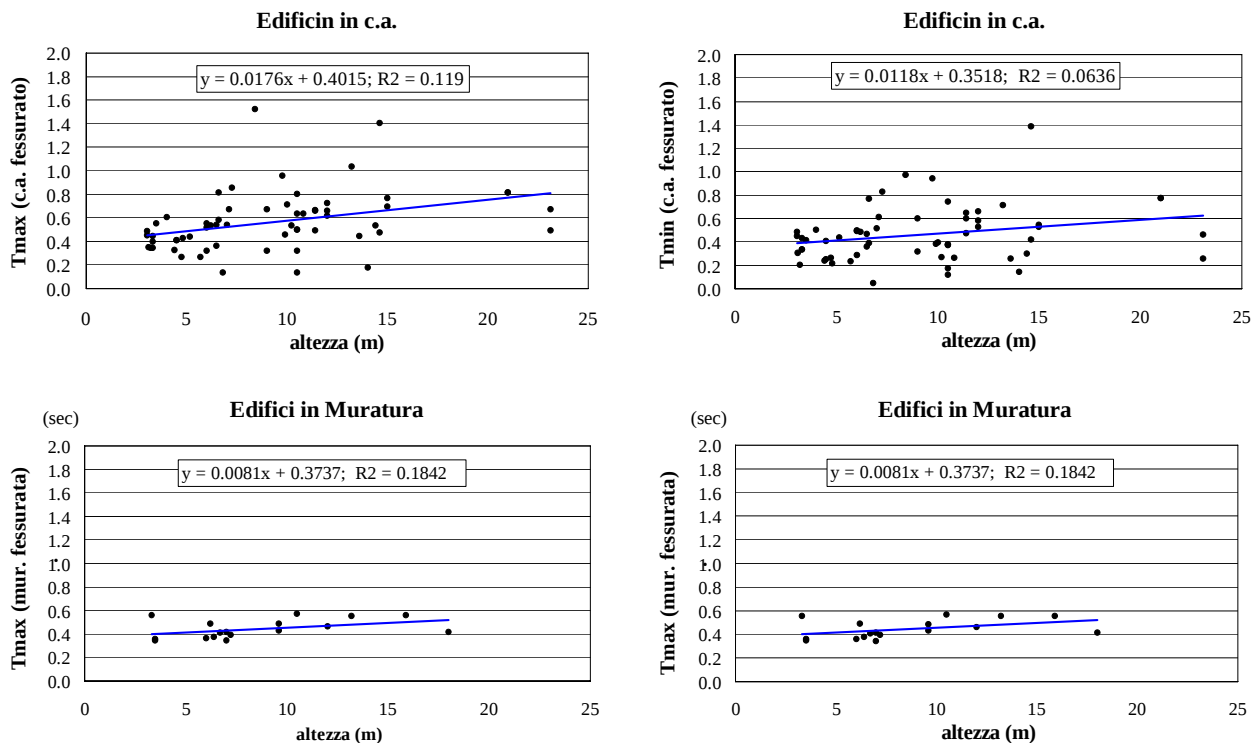


Fig. 18 – Periodi propri dei primi modi nelle due direzioni in funzione dell'altezza degli edifici in c.a. e in muratura.

Nelle figg. 17 e 18 i periodi di vibrazione calcolati con le procedure VC e VM sono diagrammati in funzione del numero di piani e dell'altezza degli edifici. Vi sono riportati il periodo del primo (Tmax) e del secondo modo (Tmin) nell'ipotesi di comportamento semplificato della struttura in assenza di movimenti torsionali, così come operano le procedure VC e VM.

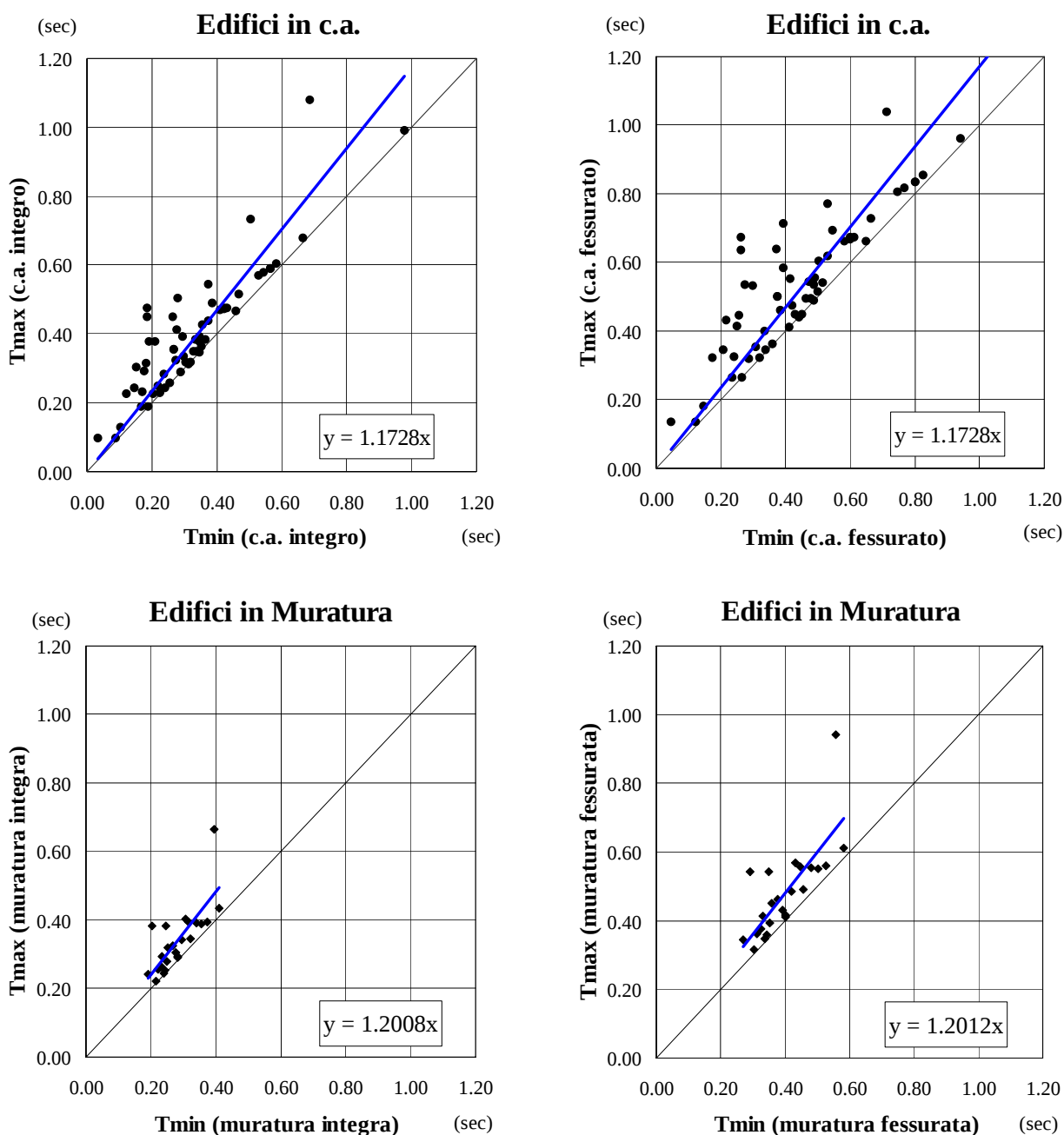


Fig. 19 – Rapporto tra i periodi dei modi principali nelle due direzioni degli edifici calcolati mediante le procedure VC e VM, per le due ipotesi relative allo stato fessurato del calcestruzzo.

Anche in questo caso si riscontrano notevoli dispersioni ed una tendenza positiva meno accentuata

di quanto ci si potesse attendere, con valori piuttosto elevati per gli edifici di un piano, evidentemente caratterizzati da notevoli altezze e grandi luci. Anche le differenze tra edifici in muratura e in c.a. sono contenute, probabilmente a causa delle ampie aperture comunque presenti negli edifici in muratura, che determinano un notevole indebolimento dell'impianto murario.

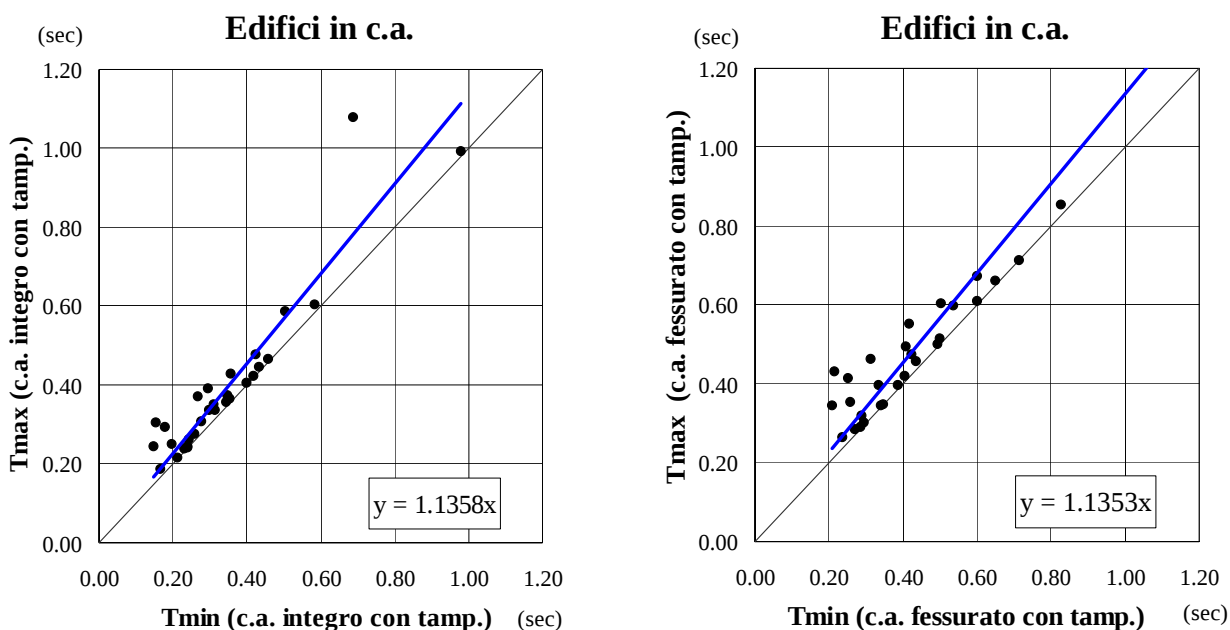


Fig. 20 – Rapporto tra i periodi dei modi principali nelle due direzioni degli edifici in c.a. calcolati mediante le procedure VC, per le due ipotesi relative allo stato fessurato del calcestruzzo, considerando il contributo di rigidezza delle tamponature.

Nella fig. 19 e 20 sono riportati i diagrammi di dispersione per i periodi principali nelle due direzioni, calcolati con le procedure VC e VM, per due diverse ipotesi relative allo stato fessurato o no degli elementi strutturali e, per gli edifici in c.a., in assenza e in presenza (fig. 20) delle tamponature. Come si vede, il rapporto tra periodo maggiore e minore è dell'ordine di 1.2 - 1.3, sia per gli edifici in c.a. che per quelli in muratura, sebbene in alcuni casi tale valore sia ampiamente superato. Il passaggio da condizione non fessurata a condizione fessurata implica semplicemente un fattore pari a $\sqrt{2}$, essendo la rigidezza degli elementi fessurati assunta pari a metà della rigidezza in assenza di fessurazione. Riguardo ai valori del periodo calcolato, si riscontra una notevole variabilità, particolarmente nelle strutture in c.a., con valori che, nel caso di rigidezza non fessurata, superano anche 1 sec. e che tipicamente sono contenuti entro 0.8 sec.. Negli edifici in muratura, e ancora nell'ipotesi di elementi non fessurati, i valori del periodo si mantengono, salvo un caso sporadico, al di sotto di 0.5 sec.

Nella Fig. 21 i diagrammi di dispersione mostrano le differenze di valutazione del periodo nei casi in cui si sia portata in conto o no la presenza delle tamponature negli edifici in c.a.. Come si vede il rapporto risulta mediamente pari a 1.2-1.3, ma si riscontrano valori singoli anche superiori a 2, che evidenziano il significativo apporto irrigidente delle tamponature.

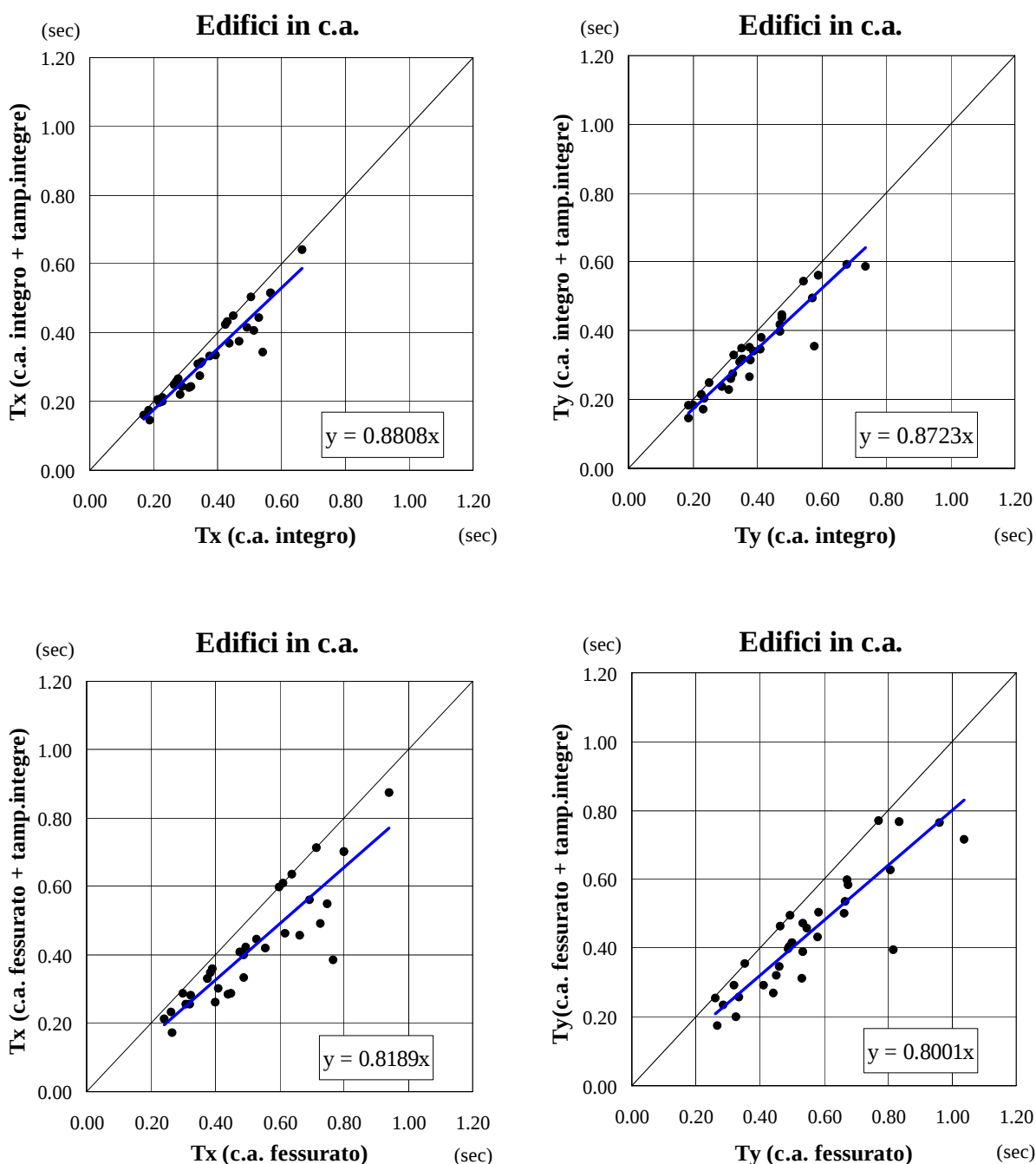


Fig. 21 – Correlazione tra i periodi propri dei primi modi nelle due direzioni degli edifici in c.a. valutati considerando o no la presenza delle tamponature, nelle condizioni di struttura e tamponature integre o fessurate.

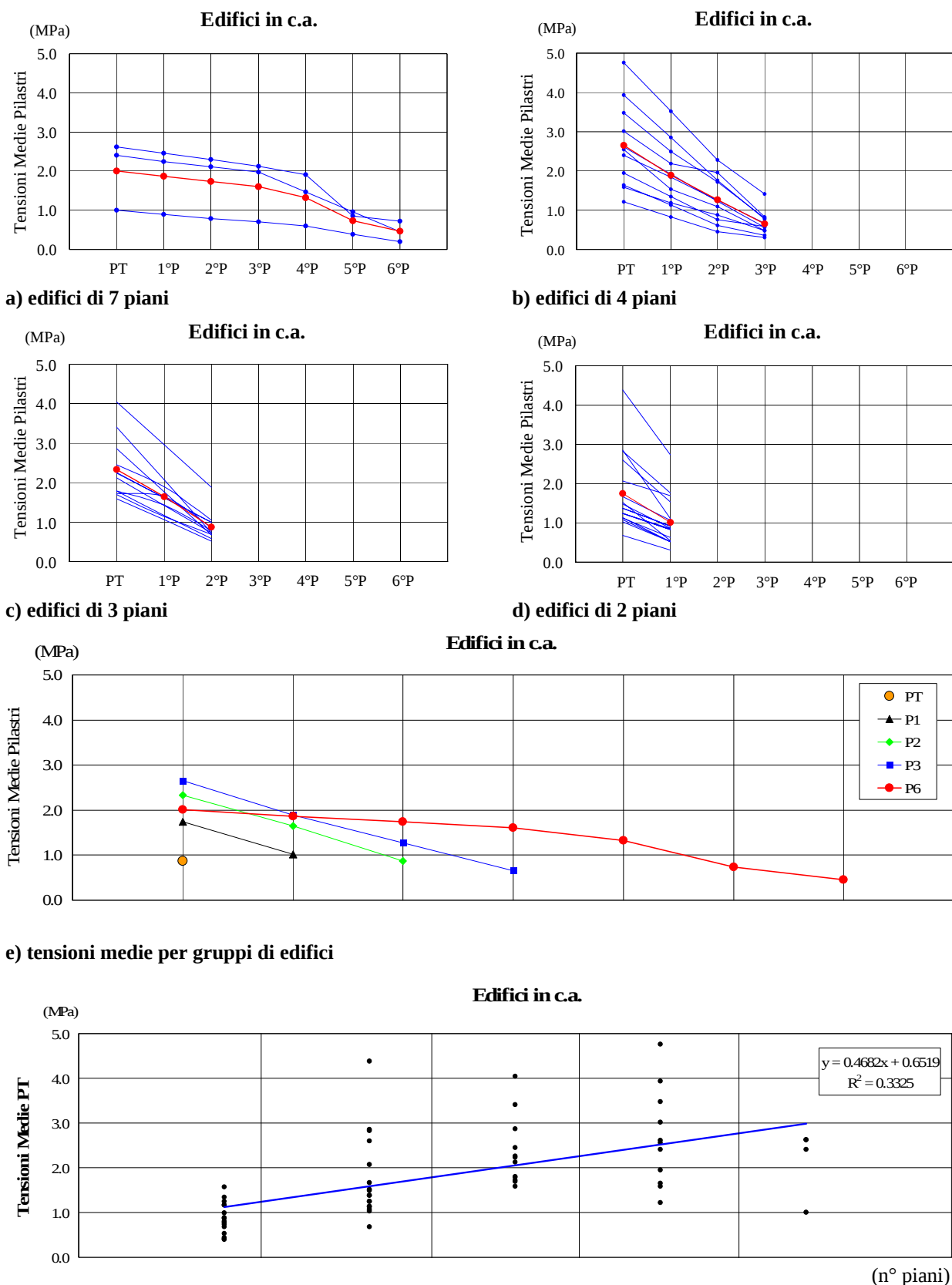


Fig. 22 – Andamento della compressione media nei pilastri ai vari piani per edifici di 7, 4, 3, 2 (a, b, c, d,) piani, valore medio per gruppi di edifici con ugual numero di piani (e) e valor medio della compressione nei pilastri del piano terra in funzione del numero di piani.

La tensione di compressione nei singoli pilastri dovuta ai carichi verticali è un parametro che entra direttamente nell'analisi di vulnerabilità degli edifici in c.a., influenzando il fattore di struttura, in relazione alle conseguenze che un'elevata compressione comporta sulla duttilità dei pilastri stessi. Tuttavia, tale grandezza è fortemente correlata con molte altre, quali l'entità delle masse strutturali e le dimensioni dei pilastri e dunque le forze sismiche e le resistenze degli elementi strutturali, che hanno diretta influenza sulla vulnerabilità dell'edificio. Per questo si è ritenuto utile diagrammare, in fig. 22, la tensione di compressione in funzione del numero di piani e, in fig. 23, la vulnerabilità al collasso, espressa sia come accelerazione sulle masse strutturali (S_d) che come accelerazione al suolo (PGA).

In particolare, nella fig. 22 sono riportati diversi diagrammi, relativi a gruppi di edifici con lo stesso numero di piani, nei quali si illustrano i valori medi delle tensioni a ciascun piano di ciascun edificio. Nella stessa figura il quinto diagramma riporta i valori medi a ciascun piano calcolati per ciascun gruppo di edifici aventi lo stesso numero di piani, e, infine, sono riportati, nel sesto diagramma, i valori medi delle tensioni di compressione dei pilastri del piano terra, in funzione del numero di piani dell'edificio.

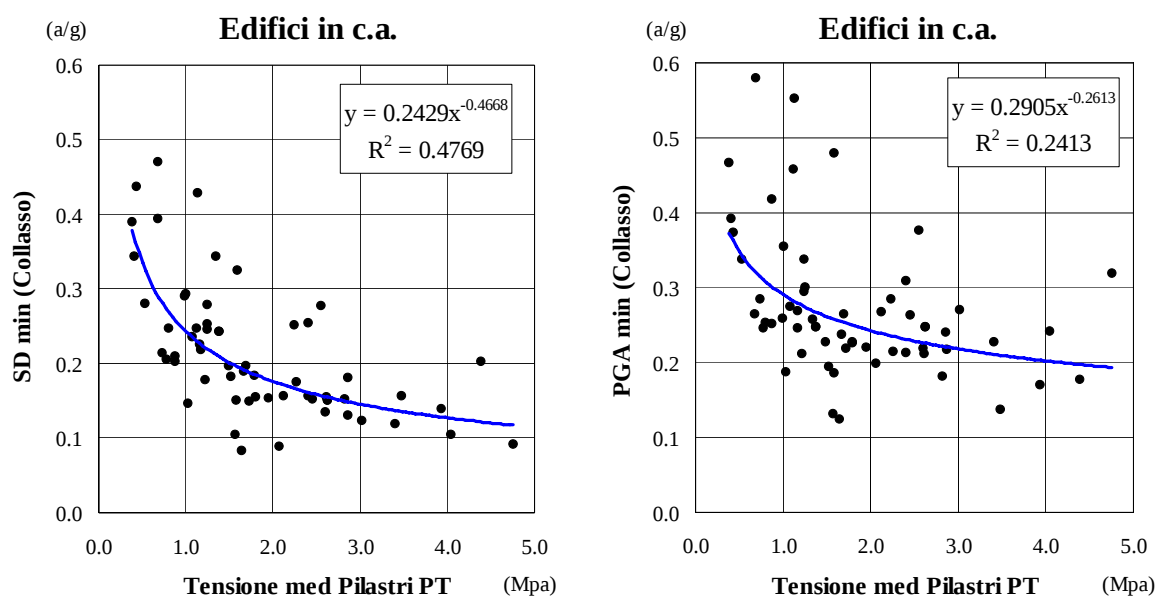


Fig. A23 - Andamento della resistenza sismica in funzione della tensione media.

Come si vede, già per i soli valori medi, si ha un'ampia variabilità, sia nell'ambito dello stesso gruppo (stesso numero di piani) sia tra edifici con numero di piani diversi, ad evidenziare la decisiva importanza delle singole scelte progettuali. Come era da attendersi, i valori medi delle tensioni di compressione nei pilastri al piano terra crescono all'aumentare del numero di piani, con valori medi vicini a 1 MPa per edifici di un piano, raggiungendo circa 3 MPa negli edifici di quattro

piani. I massimi valori medi riscontrati nel singolo edificio, tuttavia, assumono valori anche superiori a 4 MPa, il che implica valori locali, nei singoli pilastri decisamente elevati, anche tenuto conto che la resistenza cubica dei calcestruzzi di edifici degli anni '60 e '70 è generalmente piuttosto bassa, spesso inferiore ai 20 MPa. Il diagramma della fig. 23 evidenzia la buona correlazione esistente tra il suddetto parametro e la resistenza sismica.

3.2 Risultati della 2a Fase

Come detto, tutti gli edifici sono stati rivalutati in prima fase con la versione più aggiornata delle procedure VC e VM utilizzate anche in seconda fase. Pertanto le differenze che si possono riscontrare tra le due fasi sono dovute unicamente al miglioramento della conoscenza sui materiali e sulla geometria dell'opera, nonché sulle caratteristiche dei terreni in relazione alla definizione dello spettro di riferimento per la definizione dell'azione sismica.

Nel presente paragrafo si focalizzerà l'attenzione sulle differenze in termini di vulnerabilità e di periodi propri ottenuti in prima e seconda fase. Questi ultimi verranno confrontati anche con i valori dei periodi ottenuti mediante identificazione dinamica effettuata sulle vibrazioni ambientali.

Nella Fig. 24 sono riportate le resistenze minime di piano (S_d) e le vulnerabilità rispetto alle condizioni di collasso ottenute in prima e seconda fase, espresse rispettivamente come accelerazione sulle masse (S_D) e del suolo, al sito (PGA) e riportata a suolo rigido (a_g). Si può notare come le maggiori differenze si riscontrino in termini di S_D , sull'edificio 54, a causa di una ridefinizione della geometria della struttura conseguente ad un più accurato rilievo. In termini di PGA le differenze principali si riscontrano, oltre che nei suddetti edifici, anche negli edifici 17, 18, 19, a causa di una più accurata valutazione delle irregolarità strutturali ed ad una conseguente rivalutazione del coefficiente di duttilità nella seconda fase. In termini di a_g , le differenze negli edifici 17, 18, 19 si attenuano, a causa del cambiamento del tipo di suolo di fondazione, che da tipo B-C-E, assunto sistematicamente in prima fase, diviene di tipo A in seconda fase.

Nella fig. 25 sono confrontati i periodi propri nelle due direzioni ottenuti applicando la procedura VC nella prima e nella seconda fase ed i periodi ottenuti tramite identificazione dinamica. I periodi teorici calcolati con la procedura VC sono ottenuti nell'ipotesi di calcestruzzo fessurato, ipotesi che, come detto in precedenza, si traduce nella riduzione del 50% della rigidezza della struttura e in un conseguente aumento 41% del periodo. Inoltre essi fanno riferimento all'edificio considerato privo di tamponature.

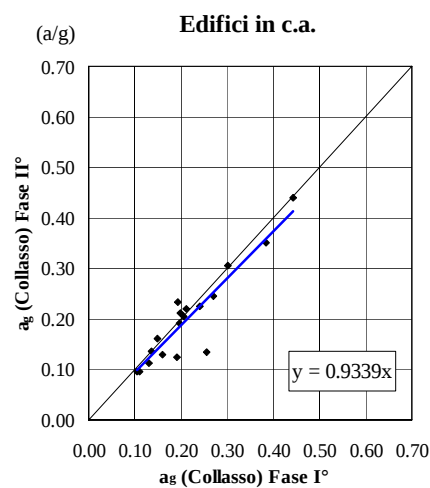
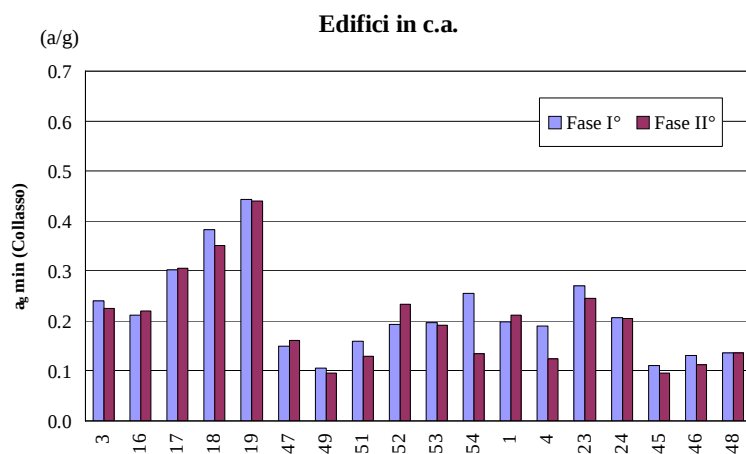
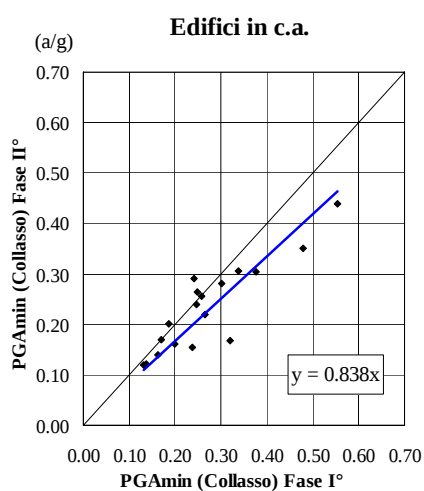
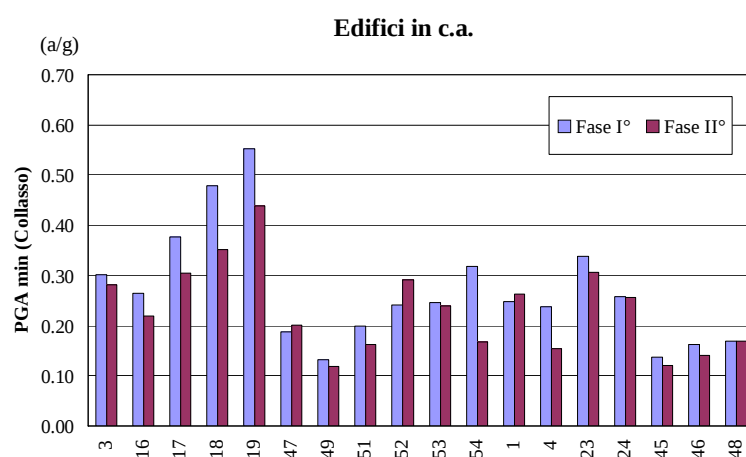
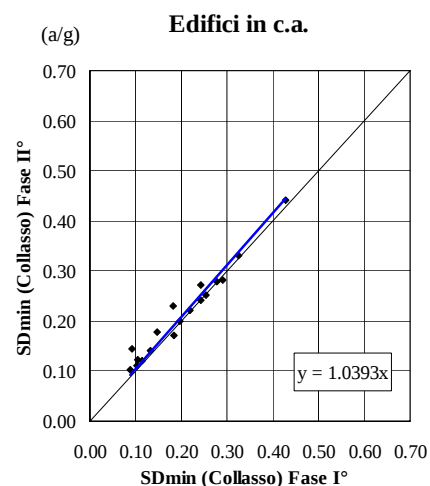
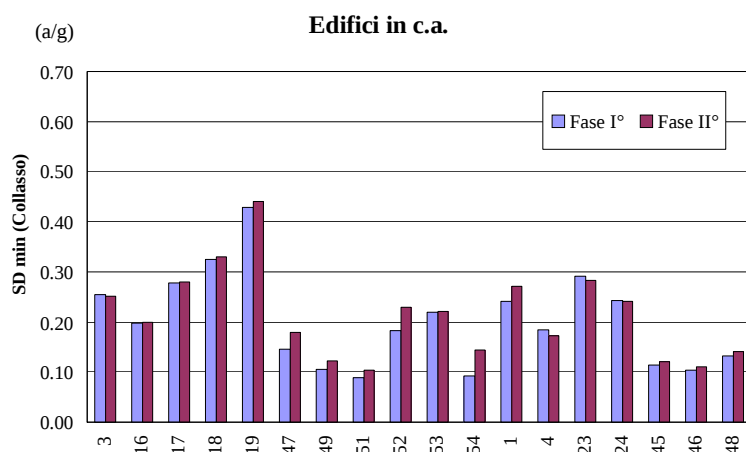


Fig. 24 – Confronto tra i risultati di prima e seconda fase in termini di vulnerabilità espressa come accelerazione del suolo al sito (PGA) e riportata ad accelerazione su suolo rigido (a_{gmin}).

Come si vede le discrepanze tra valori teorici e valori sperimentali è notevole, generalmente con una notevole sovrastima nelle valutazioni teoriche, con l'eccezione di alcuni edifici (dal 16 al 19), la cui struttura è caratterizzata da setti in c.a.. Tali differenze si attenuano sensibilmente se si

esaminano i diagrammi delle figg. 26 e 27, in cui si fa riferimento ai sette edifici in cui, in fase 2, sono portate correttamente in conto le rigidezze delle tamponature. In particolare la fig. 26 si riferisce alla condizione di calcestruzzo fessurato, mentre la fig. 27 si riferisce alla condizione di calcestruzzo non fessurato, oltre che tamponature non fessurate. Quest'ultima è la condizione che dà il migliore accordo tra valutazioni teoriche e valutazioni sperimentali del periodo proprio, come era peraltro prevedibile, essendo le vibrazioni misurate, prodotte da rumore ambientale, di ampiezza estremamente limitata. È evidente che in tali condizioni l'edificio risulta sensibilmente più rigido di quanto non possa essere sotto l'azione di un terremoto, in grado di produrre fessurazioni significative nella struttura e negli elementi non strutturali. Per questo motivo, nel calcolo della vulnerabilità espressa in termini di PGA, si è sempre fatto riferimento ad un periodo calcolato nell'ipotesi di calcestruzzo e, laddove considerate, tamponature fessurate.

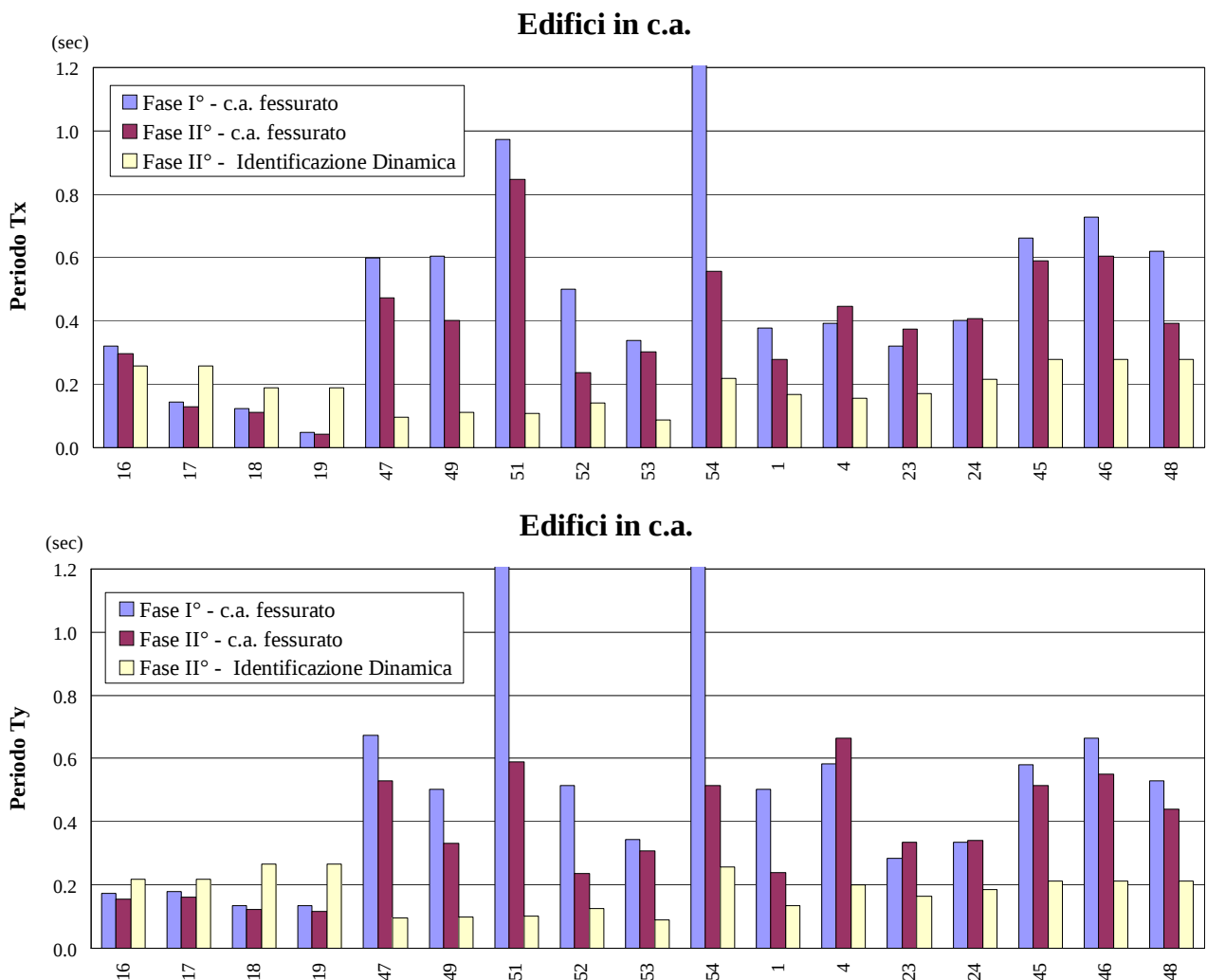


Fig. 25 – Confronto tra i periodi valutati considerando la sola struttura in c.a. in condizioni fessurate nella prima e nella seconda fase e i periodi ottenuti con l'identificazione dinamica per vibrazioni ambientali.

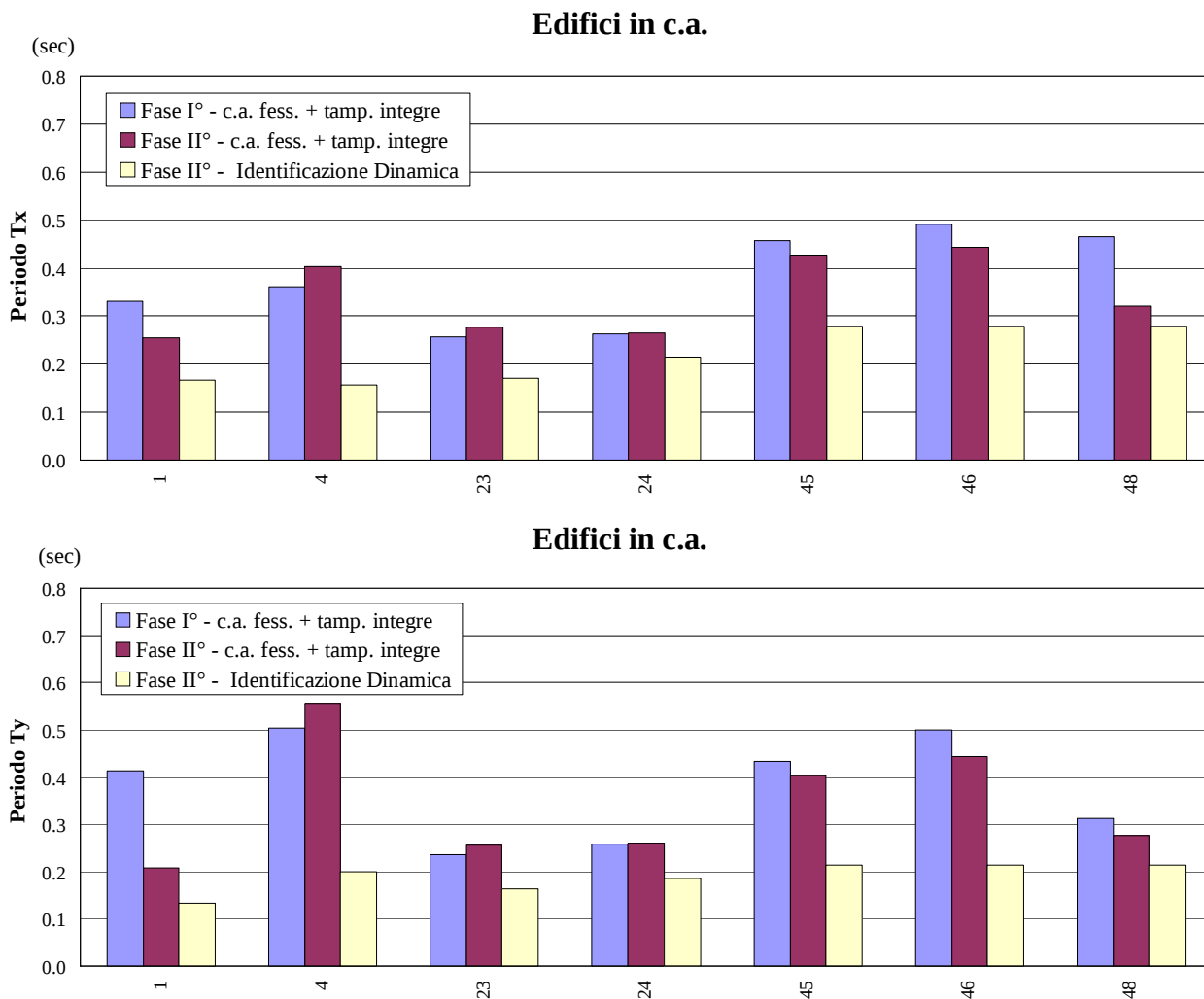


Fig. 26 – Confronto tra i periodi valutati considerando la struttura in c.a. in condizioni fessurate e le tamponature non fessurate, nella prima e nella seconda fase e i periodi ottenuti con l'identificazione dinamica per vibrazioni ambientali.

Infine è interessante esaminare le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo nei diversi edifici, determinata attraverso le prove distruttive e non distruttive, tra loro correlate come esposto in precedenza. Nella Fig. 28 sono riportate le resistenze cilindriche, nei loro valori medi, massimi e minimi delle medie calcolate ai diversi piani. Tenuto conto che in prima fase il valore di riferimento assunto era pari a 16.7 MPa, i valori assunti in seconda fase risultano mediamente più elevati di circa il 40%, tuttavia si sono riscontrati valori relativi ai singoli piani in otto casi inferiori ai 15 MPa e in tre casi inferiori a 10 MPa. La grande variabilità del calcestruzzo ha poi prodotto valori locali sui singoli pilastri ancor più preoccupanti in alcuni casi, a conferma della delicatezza di una corretta valutazione della resistenza del calcestruzzo.

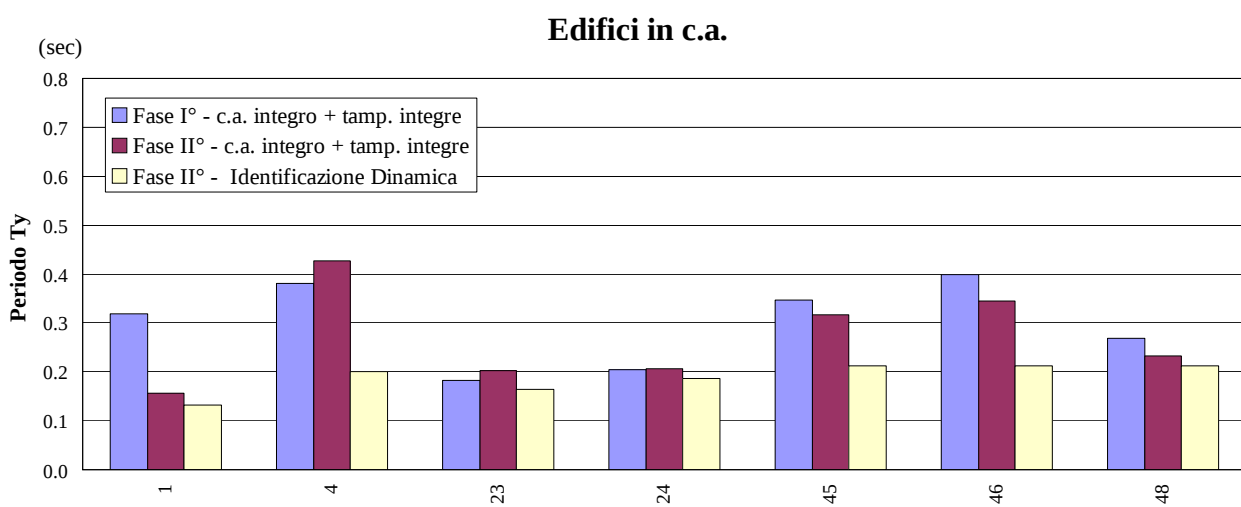
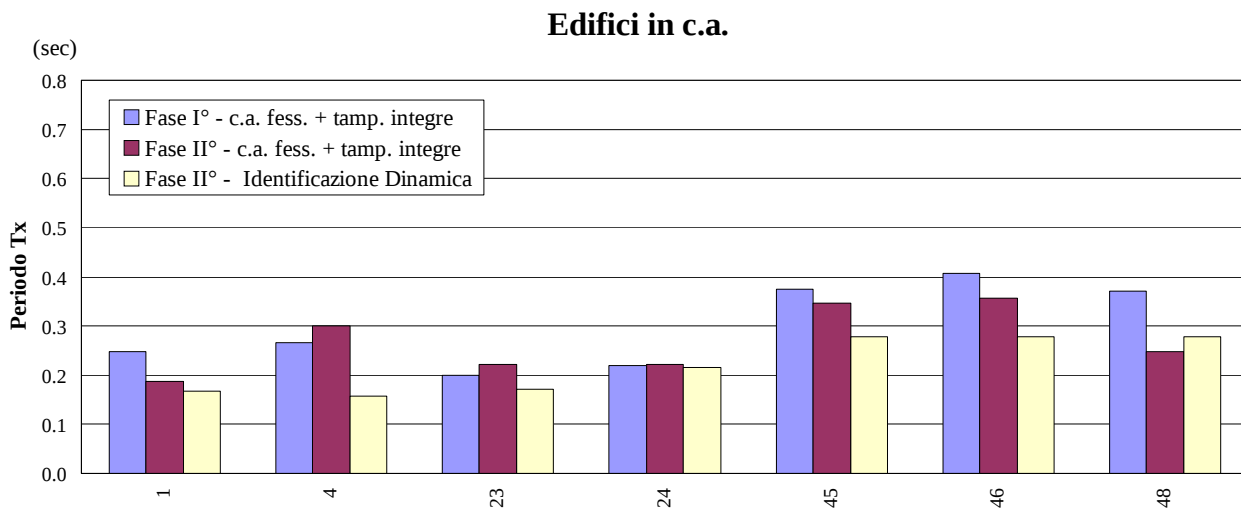


Fig. 27 – Confronto tra i periodi valutati considerando la struttura in c.a. in condizioni integre con tamponature integre nella prima e nella seconda fase e i periodi ottenuti con l'identificazione dinamica per vibrazioni ambientali.

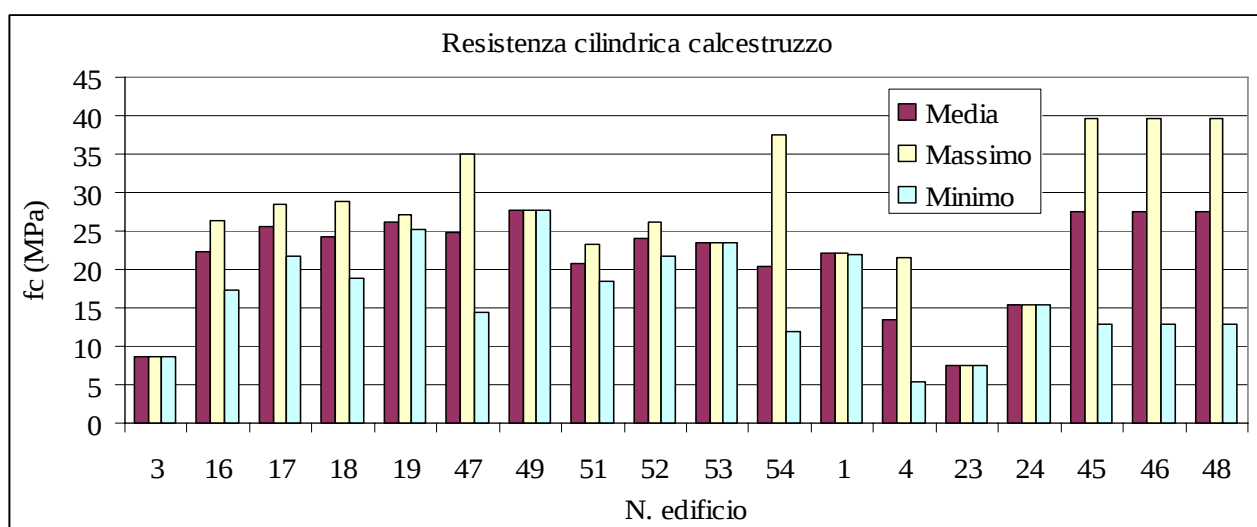


Fig. 28 – Resistenza cilindrica del calcestruzzo degli edifici in c.a. in seconda fase, valutata mediante prove distruttive e non distruttive.

4. CONCLUSIONI

L'applicazione delle procedure VC e VM, per la determinazione della vulnerabilità e del rischio sismico, a 84 scuole della provincia di Potenza, oltre che rispondere ad una primaria esigenza di conoscenza della condizione di rischio sismico del patrimonio edilizio di alcuni enti territoriali della Provincia di Potenza, ha permesso da un lato di verificare la concreta applicabilità delle due procedure a situazioni reali, dall'altro di ottenere interessanti informazioni su diversi aspetti della valutazione della risposta sismica, della vulnerabilità e del rischio delle strutture scolastiche. Tra di essi la variabilità della vulnerabilità e del rischio, le differenze di resistenza tra i piani e nelle due direzioni principali dell'edificio, la sensibilità delle valutazioni a singole proprietà (età, in numero di piani, l'importanza di un approfondimento della conoscenza della struttura (materiali, periodo di vibrazione) e dei terreni di fondazione, l'individuazione del piano in cui è più probabile che avvenga il collasso.

La vulnerabilità sismica rispetto alla condizione di collasso, espressa in termini di accelerazione a terra che produce il raggiungimento della condizione ultima, è molto variabile. Si sono riscontrati valori anche molto bassi, dell'ordine di 0.1g, indicativi di situazioni di gravi carenze strutturali. Tale variabilità risulta ancora più accentuata se si guarda al rischio sismico espresso attraverso il periodo di ritorno del terremoto che determina il raggiungimento delle condizioni limite, a causa della non linearità nella relazione tra intensità dell'azione e periodo di ritorno. L'enorme variabilità del rischio evidenzia l'importanza di una valutazione della vulnerabilità basata su dati corretti e su un approccio che abbia valore per il singolo edificio e non per tipologie di edifici, e di una corretta valutazione della sismicità del sito.

Il parametro che ha fornito la migliore correlazione con la vulnerabilità sismica negli edifici in c.a. è stato il valore della compressione media nei pilastri. Per esso si è registrata un'ampia variabilità dipendente non solo e non tanto dal numero di piani, quanto dall'impostazione del progetto, ovviamente dipendente dalle scelte che il progettista operò a suo tempo. Le prove sperimentali distruttive e non distruttive effettuate su un campione ridotto di edifici, nella seconda fase delle indagini, hanno evidenziato anche una notevole variabilità delle resistenze dei calcestruzzi. Evidentemente la coincidenza di una bassa resistenza con un'elevata tensione di compressione comporta delle condizioni di rischio di collasso locale molto elevate, che ben vengono evidenziate dalla procedura d'indagine adottata, ma certo sfuggono completamente a metodologie di valutazione della vulnerabilità meno accurate. Anche il confronto tra i risultati della prima e della

seconda fase hanno evidenziato che in alcuni casi si possono verificare differenze considerevoli su alcuni parametri di valutazione intermedi e, conseguentemente, sulla valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico, a conferma della necessità di operare con rilievi accurati e di accertare le caratteristiche dei materiali con adeguate prove sperimentali, almeno per gli edifici verso i quali si nutrono i maggiori dubbi circa le loro capacità di resistere ai terremoti.

Riguardo all'applicabilità della procedura, non si sono riscontrati particolari difficoltà, una volta che siano ben compresi i significati di pochi parametri affidati al giudizio dell'operatore, per il quale appare opportuno un minimo "training" per acquisire la necessaria capacità di giudizio.

Sebbene le elaborazioni effettuate si riferiscano ad un campione statistico di dimensioni, pur se non trascurabili, comunque minime rispetto alla numerosità del patrimonio scolastico nazionale, e non tale da permettere di trarre conclusioni generali sulla vulnerabilità e il rischio sismico delle strutture scolastiche italiane, esse consentono di effettuare considerazioni di carattere sufficientemente generale sulla capacità di metodi operanti a diversi livelli di dettaglio di riuscire a cogliere l'effettiva vulnerabilità sismica del singolo edificio in c.a. e in muratura. I risultati forniti dalle metodologie VC e VM sugli edifici in c.a. e in muratura evidenziano una notevole variabilità della vulnerabilità e del rischio sismico delle strutture scolastiche, che non trovano riscontro in parametri tipologici, dimensionali o di età, segno evidente di una forte dipendenza dalle modalità progettuali ed esecutive pertinenti alla singola struttura. Il confronto con le valutazioni che scaturivano da una metodologia sicuramente meno accurata, quale quella che fa riferimento alle schede di primo livello per il c.a. e di secondo livello per la muratura, adottata nell'analisi dei dati relativi al progetto LSU (Cherubini et al. 1999), ha infatti evidenziato l'inefficacia di tali metodi, inefficacia derivante sia dalla conoscenza scarsa o nulla di informazioni fondamentali sulla geometria della struttura e, nel caso del c.a., delle armature in acciaio presenti, sia dall'incapacità dell'algoritmo di valutazione nel cogliere i caratteri principali della risposta sismica. Quest'ultimo aspetto, essenzialmente relativo agli edifici in muratura nel progetto citato, è migliorabile attraverso un perfezionamento dell'algoritmo, basato su un'analisi più attenta del peso dei singoli fattori messi in conto e della loro combinazione (Dolce, Martinelli, 2005).

Sintetizzando le considerazioni sopra riportate, nell'analisi di edifici scolastici, o più in generale pubblici, caratterizzati da una notevole varietà di forme architettoniche, dimensioni, criteri progettuali, distribuzione funzionale interna, età di costruzione, appare indispensabile conseguire un livello di conoscenza minimo della singola struttura e l'applicazione di un algoritmo di valutazione riferito ai meccanismi di danneggiamento più probabili in relazione alle caratteristiche della struttura, anche solo per definire poche fasce di comportamento sismico che permettano di

effettuare una selezione progressiva degli edifici maggiormente soggetti a rischio e la messa a punto di una strategia ottimale di mitigazione del rischio.

5. RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato svolto con il contributo del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, nell'ambito del Progetto SAVE (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani) coordinato da M. Dolce e G. Zuccaro, del Programma Quadro 2000-2002 - tema 1 – “Valutazione del rischio sismico del patrimonio abitativo a scala nazionale” .

6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AIPnD (2003), Il Giornale delle Prove non Distruttive, Monitoraggio e Diagnostica, Pubblicazione AIPnD, Numero 3, Settembre 2003.
- Benedetti D., Petrini V., 1984. Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: un metodo di valutazione, L'Industria delle Costruzioni, n. 149, Roma.
- Bocca P., Cianfrone F., 1983. Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata L'Industria Italiana del Cemento 6/1983
- Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. Southern Italy November 23, 1980 Earthquake: A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the M.S.K.-76 Scale. Pubblicazione CNR-PFG n.503, Roma.
- Braga F., Dolce M., Masi A., Nigro D., 1992. Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive. L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO, Marzo 1992, Roma
- CEN, 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Strengthening and repair of buildings. Doc. CEN/TC250/SC8/N343, DRAFT No 4.
- Cherubini A., Corazza L., Di Pasquale G., Dolce M., Martinelli A., Petrini V., 1999. Censimento di vulnerabilità degli edifici pubblici, strategici e speciali nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia e Sicilia – Cap. 4: Risultati del Progetto. Dipartimento della Protezione Civile, Roma.
- Di Giacomo D., Gallipoli M. R., Mucciarelli M., Parolai S., and Richwalski S. M., 2005. Analysis and modelling of HVSr in the presence of a velocity inversion, the case of Venosa (Italy), in press on Bull. Seism. Soc. Am.
- Dolce M., 1996. Vulnerability Evaluation and Damage Scenarios. Atti del US-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, New York City.
- Dolce M., Masi A., Moroni C., Liberatore D., Laterza M., Ponzo F., Cacosso A., D'Alessandro G., Faggella M., Gigliotti R., Perillo G., Samela L., Santarsiero G., Spera G., Suanno P., Vona M., 2004. Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza, Atti dell'11^o Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia, Genova.

- Dolce, M. (coordinatore), 2003. Rapporto Finale della Convenzione “Studio della Vulnerabilità sismica delle scuole della Provincia di Potenza – I Fase”, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria, Università della Basilicata, Potenza.
- Dolce M., Masi A., Samela C., Goretti A., 2005a, Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a., Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria, N. 2/2005.
- Dolce M., Moroni C., 2005b. La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria, N. 4/2005
- Dolce M., Moroni C., Cardone D., 2005c. Validazione su prove sperimentali della procedura VC per le valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico di singoli edifici in c.a., Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all’ingegneria, N. 5/2005.
- Dolce M., Martinelli A. (CD a cura di), 2006. Inventario e vulnerabilità degli edifici pubblici e strategici dell’Italia cento-meridionale, Vol.II - Analisi di vulnerabilità e rischio, INGV/GNDT-Istituto Nazionale di geofisica e Vulcanologia / Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, L’Aquila.
- Liberatore D., Spera G., Cotugno M., 2001. A New Penetration Test on Mortar Joints; Workshop RILEM TC177MDT “On Site Control and Non Destructive Evaluation of Masonry Structures and Materials”, Mantova, pp. 191-202.
- Liberatore D., Spera G., Racina V., 2004. Una prova penetrometrica per valutare le caratteristiche della malta: prime calibrazioni; 11° Convegno “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Genova.
- Lucantoni A., Bosi V., Bramerini F., De Marco R., Lo Presti T., Naso G., Sabetta F., 2001. Il Rischio Sismico in Italia. Ingegneria Sismica 1/2001, Patron Editore, Bologna.
- Mucciarelli M., Gallipoli M. R., 2004. The HVSR technique from microtremor to strong motion: empirical and statistical considerations; 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, 2004 – CD-Rom, Paper No. 45.
- PCM, 2003. Ordinanza N. 3274: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.