

Analisi di vulnerabilità sismica e consolidamento strutturale di un edificio in c.a. degli anni '30 mediante l'utilizzo di controventi dissipativi

Seismic assessment of an existing RC building of '30s retrofitted with BRBs

Remo Chiodi^{1,2}, Luigi Di Sarno^{3,4}, Andrea Prota⁵, Gaetano Manfredi⁶ ■

Sommario

La presente memoria illustra l'analisi della vulnerabilità sismica e l'intervento di consolidamento strutturale su un edificio con struttura intelaiata in c.a. risalente agli anni '30 del secolo scorso. L'edificio, in uso all'Amministrazione Difesa, si trova a Firenze nel complesso dell'ex Scuola di Guerra Aerea e, verosimilmente, sarà adibito a Scuola Militare Aeronautica "G. Douhet". Nell'articolo sono esposte le problematiche ricorrenti ogni qualvolta si affrontano la valutazione sismica e gli eventuali interventi di consolidamento strutturale di edifici esistenti. La struttura esaminata, progettata per soli carichi verticali, è particolarmente deficitaria sia in termini di rigidità e resistenza, sia in termini di duttilità. Sono discusse le principali problematiche relative alla diagnostica strutturale utilizzata sia in campo statico che dinamico per la caratterizzazione meccanica e comportamentale della struttura. Si pone attenzione sulla calibrazione di un modello agli elementi finiti affidabile per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente e dell'intervento di miglioramento sismico, per il quale si prendono in considerazione diverse strategie progettuali finalizzate all'incremento sia della capacità resistente, sia delle proprietà dissipative, soffermandosi in particolare sull'utilizzo combinato di controventi dissipativi e interventi di rafforzamento locale. La strategia progettuale prevede l'uso di controventi dissipativi realizzati con dispositivi a comportamento dipendente dagli spostamenti del tipo Buckling Restrained Axial Damper (BRAD). La possibilità di mitigare il rischio sismico per le strutture intelaiate mediante tecniche basate sulla dissipazione di energia è prevista dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 14 gennaio 2008, sebbene questo documento si limiti a fornire molto sinteticamente solo i criteri generali di progettazione e di verifica dei dispositivi. I controventi dissipativi possono essere installati all'interno delle maglie strutturali perimetrali e riescono a dissipare un grande quantitativo di energia indotta dal sisma, limitando al tempo stesso le sollecitazioni sugli elementi strutturali nei quali convergono. L'efficacia della soluzione progettuale utilizzata è valutata mediante analisi non lineari sia di tipo statico che di tipo dinamico dalle quali si evince che l'utilizzo combinato di controventi dissipativi e interventi di rafforzamento locale ha consentito di regolarizzare il comportamento sismico globale della struttura e, inoltre, di ottenere significativi incrementi di rigidità e di resistenza alle azioni sismiche, oltre che un notevole incremento della capacità dissipativa. Con la strategia d'intervento individuata si riducono inoltre gli spostamenti d'interpiano e di conseguenza anche il danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali. Si propone infine un'analisi estimativa dei costi associati agli interventi di consolidamento sismico analizzati.

Parole chiave: Vulnerabilità sismica; analisi strutturale; consolidamento strutturale; controventi dissipativi; rafforzamento locale.

Abstract

The present paper illustrates the seismic vulnerability and the structural retrofitting of a typical reinforced concrete (RC) framed building of the 30's. The building, which is used by the Administration of the Defence, is located in Florence, within the complex of the former Air War School; maybe, it will be used for the Military Air Force School "G.Douhet".

The paper focuses on the most common features that may affect the structural seismic assessment of existing building structures. The sample structure, which was originally designed primarily for gravity loads, exhibits insufficient lateral stiffness, strength and ductility. Health monitoring was also used to assess

¹ 2° Reparto Genio A.M. – Aeronautica Militare. Aeroporto Roma Ciampino - ✉ remo.chiodi@am.difesa.it

² Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ remo.chiodi@unina.it

³ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ disarno@unina.it

⁴ Dipartimento di Ingegneria – Università del Sannio, Benevento

⁵ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ aprota@unina.it

⁶ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ gamanfre@unina.it

the sample building. Static and dynamic on site measurements were carried out in a detailed fashion. Such measurements were used to define the mechanical properties of the system as a whole. The finite element model (FEM) utilized to simulate the earthquake response of the sample structure was calibrated on the experimental test results. The seismic retrofitting of the building was carried out by using different schemes to enhance the lateral strength and the energy dissipation capacity. Dissipative diagonal braces and local strengthening interventions were used for the sample framed building. Buckling Restrained Axial Damper (BRAD) were employed as diagonal braces to enhance the energy dissipation of the as-built RC framed system. The use of energy dissipation devices was prompted recently by the Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 January 2008). The national seismic code, however, provides concisely the criteria for the design and checks of the diagonals. The dissipative braces can be installed within the bays of the frames, especially those along the perimeter. These braces may dissipate large amount of earthquake-induced energy, thus limiting the actions in the structural components connected to the braces. The efficiency of the retrofitting intervention scheme is assessed through nonlinear (static and dynamic) analyses. It is found that the use of the braces along the perimeter frames regularized the dynamic (modal) response of the structural system. The lateral stiffness and strength are also enhanced; the ductility is also augmented significantly. The maximum interstorey drifts are reduced drastically thus preventing the occurrence of large interstorey drifts and hence of non structural damage. A simplified cost-analysis of adopted interventions is also included for comparisons.

Keywords: Seismic vulnerability, structural assessment, retrofitting, dissipative braces; local strengthening.

1. Introduzione

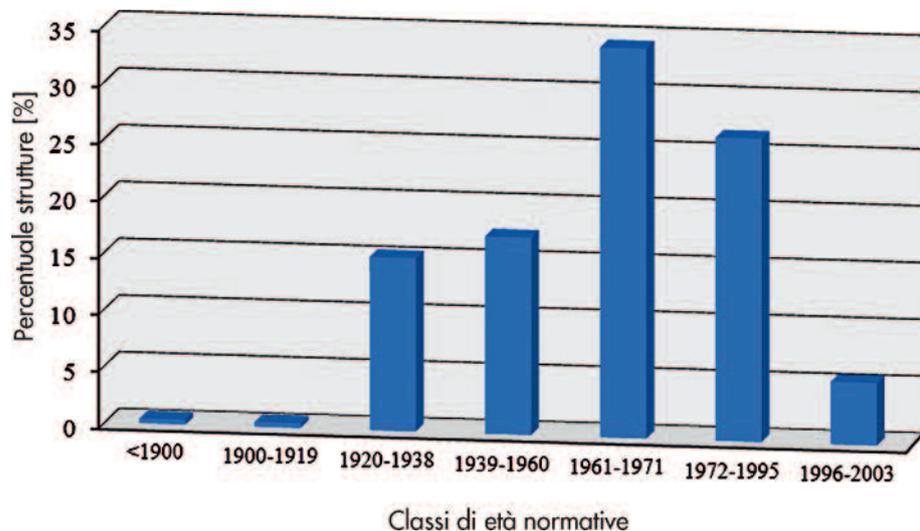
1.1 Il quadro normativo di riferimento

L'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 (OPCM, 2003), modificata e integrata dall'Ordinanza 3431 del 03/05/2005 (OPCM, 2005), ha introdotto la necessità e l'obbligo di effettuare sul territorio Nazionale un'analisi sistematica di rischio sismico, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Nell'ambito dell'allegato 1 dell'O.P.C.M. 3274 si individuano, all'interno degli elenchi A e B, gli immobili delle Forze Armate che devono essere sottoposti alle verifiche in argomento:

- ospitanti strutture di comando o adibite a supporto logistico del personale operativo ai fini della protezione civile;
- inserite in infrastrutture portuali o aeroportuali interessate da piani di emergenza;
- suscettibili di affollamento.

In base a queste indicazioni normative, l'Amministrazione Difesa ha attivato le sue strutture tecniche sul territorio, affinché si pianificasse una campagna di raccolta dei dati del proprio patrimonio edilizio, in conformità a quanto prescritto nella suddetta Ordinanza. In Metta (2006) sono riportati i risultati del censimento per classi normative delle strutture del patrimonio edilizio dell'Aeronautica Militare (Figura 1). Si può notare che circa il 70% del patrimonio edilizio è antecedente al 1972 e, pertanto, ragionevolmente progettato in assenza di criteri antisismici; nel complesso, inoltre, quasi il 90% del patrimonio

Figura 1
Censimento per classi di età normative delle strutture del patrimonio edilizio dell'A.M.



edilizio è realizzato con struttura in c.a.. Ne consegue che le predette strutture sono caratterizzate da elevata vulnerabilità sismica, oltre ai fisiologici fenomeni di degrado per invecchiamento (aging) che coinvolgono inevitabilmente le strutture in c.a.

Le indagini diagnostiche descritte nel presente lavoro si inseriscono nelle attività di censimento di livello 2 di vulnerabilità sismica di alcune strutture strategiche dell'Aeronautica Militare. Peraltro, le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (M.LL.PP., 2008), di seguito indicate come NTC 2008, e le Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui alla Circolare del Ministero LL.PP. n. 617 del 02 febbraio 2009 (M.LL.PP., 2009), di seguito indicate come Circolare 2009, impongono, al par. 8.3, l'obbligo di valutazione della sicurezza strutturale qualora abbia luogo un cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione. Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento, così come definiti dal paragrafo 8.4.2 delle NTC 2008.

1.2 Moderne tecniche di protezione sismica degli edifici

L'introduzione nel quadro normativo italiano, prima nella O.P.C.M. 3274 del 2003 e poi nelle Norme tecniche per le Costruzioni NTC 2008, di tecniche di protezione sismica di strutture intelaiate, basate sulla dissipazione di energia mediante l'inserimento di controventi dotati di dispositivi dissipativi, ha indotto un crescente interesse del mondo dei professionisti nei confronti di tale tecnologia. La tecnica della dissipazione di energia basata sull'utilizzo di controventi dissipativi isteretici metallici presenta, infatti, il duplice vantaggio di costituire una soluzione valida per far fronte a qualsiasi tipo di azione sismica, poiché è indipendente dal contenuto in frequenza della forzante, e di essere una tecnica facilmente implementabile anche per il consolidamento strutturale di edifici esistenti intelaiati in c.a., in cui si vuole disaccoppiare il comportamento della struttura intelaiata da quello degli elementi dissipativi, che ne controllano la risposta globale inelastica. Quest'ultima può essere ragionevolmente assunta, se ben progettata, come la somma della risposta elastica della struttura intelaiata e della risposta inelastica dei controventi metallici dissipativi, quest'ultima capace di assorbire e dissipare notevoli quantità di energia in

ragione delle sue intrinseche caratteristiche. In questa maniera, alla struttura intelaiata originaria si demanda la sola funzione di sopportare i carichi gravitazionali, prerogativa che, salvo casi particolari, anche strutture molto datate riescono a garantire, ipotizzando che conservi un comportamento praticamente elastico sotto azioni sismiche. La funzione di resistere alle azioni sismiche è pertanto demandata ai soli elementi dissipativi che devono pertanto essere dimensionati per assorbire e dissipare tutta l'energia di progetto. L'efficacia di queste tecniche per il consolidamento di edifici in c.a. è stata peraltro ampiamente discussa nella comunità tecnico-scientifica, anche con riferimento a casi studio (Di Sarno et al., 2009; Antonucci et al., 2009; Ponzo et al., 2010; De Martino et al., 2011).

Le NTC 2008 prevedono, al par. 7.10, indicazioni in merito a "costruzioni e ponti con isolamento e/o dissipazione". In realtà l'analisi critica delle disposizioni normative evidenzia che sia nelle NTC 2008 sia nella Circolare 2009 vi è una quasi completa assenza di indicazioni relative ai requisiti generali, criteri generali e loro soddisfacimento, indicazioni progettuali, modellazione e analisi strutturale, verifiche strutturali per sistemi di dissipazione aggiunta e in particolare controventi dissipativi. I predetti documenti normativi riportano semplicemente le caratteristiche e criteri di accettazione dei dispositivi antisismici. Tali indicazioni sono incluse nel paragrafo 11.9. In detta sezione, si riporta anche la definizione di "dispositivi antisismici", ossia "elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica di una struttura, ad esempio incrementando il periodo fondamentale della struttura, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica". Si comprende quindi che, pur riferendosi anche alle varie tipologie di controventi dissipativi, speciale enfasi viene data solo ai dispositivi di isolamento sismico alla base. Tralasciando, per la presente trattazione, il caso dei dispositivi di isolamento (isolatori elastomerici e a scorrimento) e di vincolo temporaneo (del tipo a fusibile e di tipo provvisorio), le NTC 2008 riportano indicazioni per i dispositivi dipendenti dallo spostamento e quelli dipendenti dalla velocità. I dispositivi dipendenti dallo spostamento sono a loro volta suddivisi in: dispositivi a comportamento lineare (o lineari) e dispositivi a comportamento non lineare (o non lineari). I dispositivi lineari hanno un legame forza-spostamento lineare fino ad una data soglia di spostamento, con comportamento ciclico stabile ed indipendente dalla velo-

cità. I dispositivi non lineari hanno una legame forza-spostamento non lineare e hanno una risposta isteretica indipendente dal numero di cicli e dalla velocità. I dispositivi dipendenti dalla velocità (dispositivi a comportamento viscoso) hanno una risposta meccanica in termini di forza dipendente solo dalla velocità ovvero dalla velocità e dallo spostamento contemporaneamente. Indicazioni specifiche relative ai dispositivi a comportamento lineare, non lineare e a comportamento viscoso, e in particolare prove di accettazione sui materiali, prove di qualificazione e accettazione sui dispositivi sono fornite nelle Sezioni 11.9.4, 11.9.5 e 11.9.6, rispettivamente. Per i controventi metallici a instabilità impedita, che rientrano nella classe dei dispositivi a comportamento non lineare, si fa riferimento a curve caratteristiche; queste esprimono la relazione tra la forza trasmessa dal dispositivo e il corrispondente spostamento e sono, schematizzabili con delle relazioni bilineari, definite mediante il passaggio per il punto corrispondente al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo e per il punto corrispondente alla condizione di progetto allo stato limite di collasso.

2. L'edificio oggetto di analisi

L'edificio oggetto dell'analisi, in uso all'Amministrazione Difesa, si trova a Firenze nel complesso dell'ex Scuola di Guerra Aerea e sarà

adibito a Scuola Militare Aeronautica "G. Douhet" (Figura 2). Il complesso si sviluppa nella zona del parco delle Cascine, una vasta area di verde a nord-ovest di Firenze vicina al fiume Arno.

L'edificio rientra tra quelli individuati all'interno degli elenchi A e B dell'allegato 1 dell'OPCM 3274 del 2003 e, pertanto, è stato oggetto di analisi di vulnerabilità sismica; peraltro, esso sarà interessato da lavori di riqualificazione edile e impiantistica con parziale cambio della destinazione d'uso della costruzione, motivo in più per il quale, ai sensi del par. 8.3 delle NTC 2008, è stato sottoposto a valutazione della sicurezza strutturale.

All'edificio è stata attribuita vita nominale pari a 50 anni e, stante la sua particolare destinazione d'uso e connotazione militare, classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari a 1,5; conseguentemente il periodo di riferimento (par. 2.4.3 delle NTC 2008) per l'azione sismica è pari a $V_R = C_U \cdot V_N = 75$ anni e gli stati limite di operatività (SLO), danno (SLD), salvaguardia della vita (SLV) e collasso (SLC) sono riferiti a periodi di ritorno pari rispettivamente a 45, 75, 712 e 1462 anni (come da Tabella 1), ossia a probabilità di superamento pari rispettivamente a 81%, 63%, 10%, 5% in 75 anni. Gli spettri di progetto dell'azione sismica orizzontale associati ai diversi stati limite sono riportati nelle Figure 27 e 28, rispettivamente per lo stato esistente e per la configurazione rinforzata.

Figura 2
Foto d'insieme dell'edificio.



3. La caratterizzazione dell'input sismico del sito

3.1 La classificazione sismica del sito

La prima classificazione sismica della regione Toscana risale al 1927 quando, a seguito dei terremoti del 1919-1920, furono classificati sismici i comuni della Lunigiana, della Garfagnana, del Mugello, dell'Alta Val Tiberina e dell'Amiata. Solo nel 1982, due anni dopo il terremoto in Irpinia, si ebbe un aggiornamento importante: si decise, infatti, di classificare i comuni in via preventiva, riconoscendone la loro storia sismica. In precedenza la classificazione avveniva invece solo dopo che si era verificato un terremoto, in funzione dei provvedimenti amministrativi e finanziari necessari per la ricostruzione; il Comune di Firenze fu classificato in zona sismica 2. L'OPCM 3274 del 2003 (OPCM, 2003) ha classificato il comune di Firenze in zona sismica 2 mentre l'O.P.C.M. 3519 del 2006 (OPCM, 2006) ha definito un'accelerazione di riferimento su suolo rigido tale da classificare il comune nell'intervallo che, con l'O.P.C.M. del 2003, era associato alla zona sismica 3. La classificazione sismica vigente nel 2012 nella Regione Toscana è stata approvata con Deliberazione di G.R. del 19.06.2006, n. 431 (Figura 3). Tale delibera recepisce l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28.04.2006. Ai fini amministrativi, la classificazione sismica regionale introduce la classe 3S, nell'ambito della quale è previsto che si progetti come in zona 2, ossia con criteri di sicurezza più elevati

rispetto alla zona 3, ma senza l'obbligo di richiedere una specifica autorizzazione da parte del Genio Civile competente. Il Comune di Firenze è classificato in zona 3S.

3.2 Microzonazione sismica e definizione dell'azione sismica di progetto

Per scopi progettuali di pertinenza del presente lavoro si fa riferimento ai parametri di scuotimento su suolo rigido definiti dalla mappa di pericolosità sismica di cui all'Ordinanza del P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006 (OPCM, 2006), riportata in Figura 4, peraltro recepita nelle NTC 2008.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. I parametri su sito di riferimento rigido orizzontale sono riportati in Tabella 1 sia con riferimento ai vari Stati Limite sia con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, riportato solo per scopi comparativi con i parametri di pericolosità sismica di base tipicamente utilizzati per le analisi degli edifici ordinari.

3.3 Inquadramento geologico del sito di costruzione

La zona interessata è ubicata all'interno del Parco delle Cascine. Si tratta di una zona pianeggiante facente parte della pianura alluvionale del Fiume Arno, situata a una quota di circa 40 metri sul livello del mare. Geologicamente, essa si colloca in prossimità del margine settentrionale del bacino fluvio-lacustre di Firenze-

Figura 3
Classificazione sismica vigente nel 2012 nella Regione Toscana (a sinistra).

Figura 4
Mappa di pericolosità sismica della Regione Toscana (Tr=475 anni) (a destra).

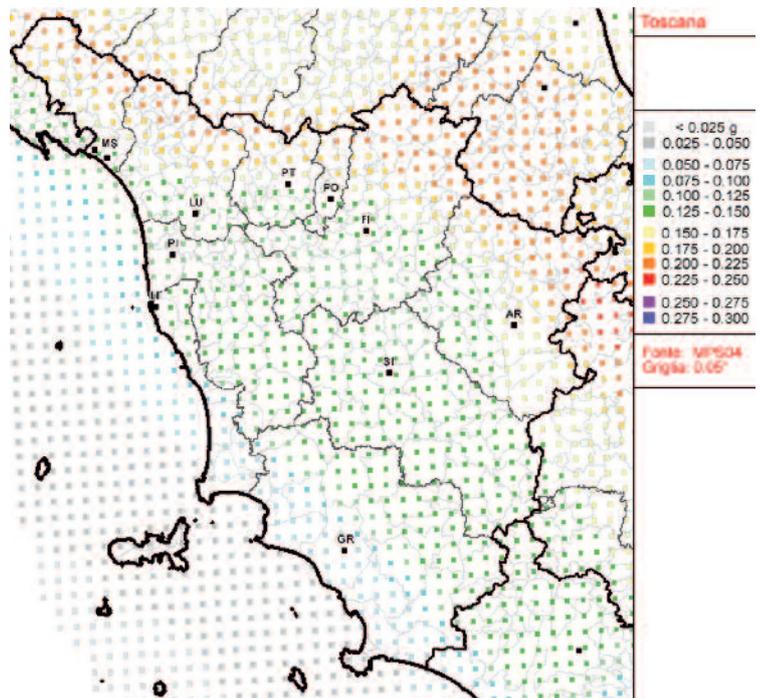
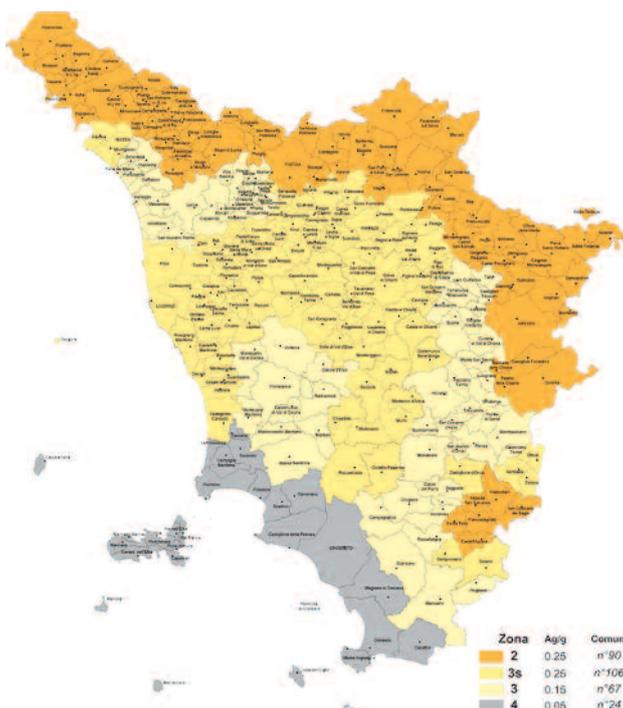


Tabella 1 - Parametri dell'azione sismica su suolo rigido orizzontale riferiti al sito della costruzione. T_R e a_g sono rispettivamente il periodo di ritorno e l'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido orizzontale dell'azione sismica di riferimento; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale mentre T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	45	0.054	2.581	0.264
SLD	75	0.064	2.600	0.276
	475	0.131	2.401	0.301
SLV	712	0.150	2.393	0.306
SLC	1462	0.187	2.399	0.313

Prato-Pistoia, una depressione tettonica che si sviluppa in direzione NO-SE, formatasi nel tardo Pliocene in seguito a movimenti distensivi che hanno interessato l'intera regione toscana a partire dall'area tirrenica. Dal Villafranchiano in poi (parte alta del Pliocene-inizio Pleistocene) si sono quindi depositati sedimenti fluvio lacustri che hanno gradualmente colmato il bacino, fino al raggiungimento dello stato attuale. Tali sedimenti raggiungono spessori massimi anche di 600 m (area di Campi Bisenzio). Il fondo del bacino appare asimmetrico, con le maggiori profondità presso il margine nord-orientale, per effetto della presenza di una faglia principale lungo questo margine. I depositi fluvio-lacustri hanno una giacitura sub-orizzontale e sono in discordanza rispetto alle rocce appartenenti alle formazioni pre-plioceniche che ne formano il substrato e che affiorano sulle colline circostanti. L'evoluzione sedimentaria del bacino ha visto il succedersi di varie fasi. Inizialmente si sono depositati dei sedimenti lacustri fini, costituiti principalmente da argille e limi contenenti livelli di lignite e torba. Durante il periodo di colmamento si è avuto il sollevamento della conca di Firenze rispetto alla zona di Prato e Pistoia, con la formazione di faglie trasversali all'asse del bacino. Ne è conseguito l'instaurarsi, nella zona di Firenze, di un reticolo fluviale che ha parzialmente eroso i sedimenti lacustri depositati. Una volta raggiunto il colmamento della restante parte del bacino (area di Prato e Pistoia), si è instaurato in tutto il bacino un ambiente sedimentario di tipo alluvionale, che ha portato alla deposizione di sedimenti grossolani in corrispondenza delle aste fluviali principali, prima nella zona delle Cascine poi in tutta la piana di Firenze, ad eccezione della zona di Osmanoro. Nell'ultima fase sedimentaria si registra una progressiva diminuzione dell'energia da parte dell'Arno e dei suoi affluenti, con conseguente diminuzione del trasporto solido e con deposizione di sedimenti alluvionali più fini. Geologicamente, nell'area di studio affiorano estesamente depositi alluvionali attuali, costituiti da limi ghiaiosi e limi sabbiosi con componente granulare fino al 20-50%.

Dal punto di vista idrogeologico, si è in pre-

senza di formazioni con permeabilità primaria per porosità, dal valore variabile in funzione della presenza di materiale fine.

3.3.1 Esecuzione di sondaggi, campionamenti e prove SPT

Al fine di indagare la stratigrafia dei terreni di fondazione e di analizzarne le proprietà fisico-meccaniche sono stati eseguiti quattro sondaggi, due spinti fino alla profondità di -30 m dal p.c., utilizzati anche per l'esecuzione di indagini geofisiche di tipo Down Hole, e due spinti fino alla profondità di -20 m dal p.c., utilizzati anche per il monitoraggio della profondità della falda. Questa è stata investigata mediante tubi piezometrici aperti in PVC atossico del diametro esterno di 3" fessurati (luce 0.25 mm) nel tratto da -6.0 m a -20.0 m dal p.c. (ovvero in corrispondenza dei terreni permeabili) e ciechi nel tratto rimanente da 0.0 m a -6.0 m dal p.c. (ovvero in corrispondenza del tratto di terreni superficiali più impermeabili).

I sondaggi sono stati eseguiti tutti a carotaggio continuo con perforatrice idraulica IPC DRILL 830L. La perforazione è stata eseguita ad andamento verticale con carotiere semplice munito di corona ad inserti di widia di diametro esterno pari a 101 mm e lunghezza pari a 1.50 m. In assenza di sufficiente autosostentamento delle pareti del foro e a seguito della necessità di installare strumentazioni all'interno del foro, ad ogni manovra di carotaggio è seguita una manovra di rivestimento del foro utilizzando tubi di diametro pari a 127 mm e lunghezza 1.5-3.0 m. Le carote provenienti dalle perforazioni sono state ordinate in successione continua entro apposite cassette catalogatrici in PVC di dimensioni 1.0 x 0.5 m e adeguata altezza. Nel corso dei sondaggi, in corrispondenza dei livelli di interesse e compatibilmente con la natura dei terreni, sono stati prelevati campioni di terreno con l'utilizzo di campionario aperto a pareti sottili Shelby. Dove non è stato possibile prelevare campioni indisturbati di terreno, al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico gli importanti spessori di ghiaia incontrati durante l'esecuzione dei sondaggi, sono state eseguite

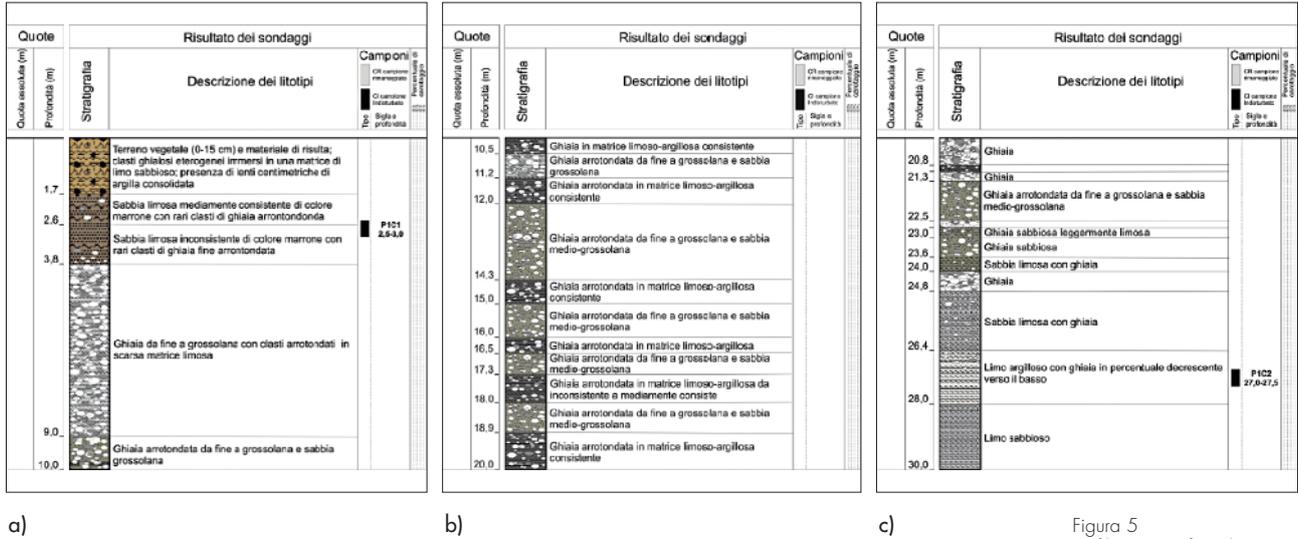


Figura 5
 Profilo stratigrafico dei
 terreni di fondazione:
 0-10 m (a), 10-20 m (b),
 20-30 m (c) dal p.c.

prove SPT (Standard Penetration Test) in foro. Una volta raggiunta la profondità stabilita e terminate le prove geotecniche in foro, i due sondaggi spinti a -30.0 m dal p.c. sono stati attrezzati per eseguire la prova Down Hole.

A scopo esemplificativo, si riporta nella Figura 5 il profilo stratigrafico ricavato da uno dei sondaggi effettuati. Si può notare che da 0.0 a 1.7 m da p.c. i terreni di fondazione sono caratterizzati da materiale di riporto costituito da clasti eterogenei immersi in una matrice di limo sabbioso; sono inoltre presenti lenti centimetriche di argilla consolidata. Da 1.7 a 3.8 m i terreni di fondazione sono invece caratterizzati da sabbia limosa di colore marrone da mediamente consistente a inconsistente con rari clasti di ghiaia arrotondata. Al di sotto di questo strato superficiale, da 3.8 a 24.6 m, si è riscontrata l'alternanza di lenti di ghiaia da fine a grossolana con clasti arrotondati con scarsa matrice a lenti di ghiaia in matrice prevalentemente limosa a lenti di ghiaia e sabbia. Da 24.6 a 26.4 m si è invece accertata la presenza di sabbia limosa con ghiaia mentre al di sotto la presenza di limi sabbiosi.

La falda ha oscillato, nel periodo di osservazione, tra le profondità di 9 e 10 m dal p.c.

3.4 Analisi della risposta sismica locale

Ai fini della microzonazione sismica e della valutazione di eventuali effetti di amplificazione locale, sono state realizzate sia indagini sismiche superficiali con metodologia MASW sia indagini geofisiche in foro tipo Down Hole. Nel complesso sono state realizzate tre linee di sismica MASW e due Down Hole in fori da 30 m di profondità.

3.4.1 Metodologia MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Sur-

face Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30 m di profondità V_{s30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo. Come detto, in totale sono state eseguite tre linee, due di lunghezza pari a 46 metri ciascuna e una di lunghezza pari a 23 metri. Per brevità di trattazione, non si riportano gli stralci dell'elaborazione delle tre linee ma ci si limita a dire che i risultati sono tali da classificare i terreni di sottofondo a cavallo tra le categorie B e C, così come definite al par. 3.2.2 delle NTC 2008.

3.4.2 Prova Down-Hole (DH)

Lo scopo della prova Down-Hole (DH) consiste nel determinare la velocità di propagazione delle onde di volume, di compressione (onde P) e di taglio (onde S), misurando il tempo che esse impiegano nel tragitto tra la sorgente, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di fori di sondaggi, considerando nota la distanza sorgente-ricevitori (Gasperini e Signanini, 1983). Si suppone che il volume di terreno interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo e isotropo. La prova consiste nel produrre, sulla superficie del terreno, sollecitazioni

verticali (per la generazione di onde di compressione P) e orizzontali (per onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH) mediante una sorgente meccanica, e nel registrare l'istante di primo arrivo del treno d'onde a un sistema composto almeno da una coppia di geofoni tridimensionali, alloggiati a profondità note nel foro di sondaggio appositamente strumentato. Conosciuta la distanza tra sorgente e ricevitori e determinato il tempo di propagazione, è possibile stimare in maniera accurata la distribuzione delle velocità sismiche (P e SH) in corrispondenza della verticale di misura. A scopo esemplificativo, nella Figura 6 è riportato uno dei profili di velocità delle onde di taglio (SH) e delle onde di compressione (P), riferito a una prova Down Hole.

Le prove DH hanno permesso di constatare che la velocità equivalente delle onde di taglio è a cavallo delle classi di sottosuolo B e C, secondo quanto previsto al punto 3.2.2 delle NTC 2008. Considerati questi risultati e quelli derivanti dalle prove MASW, conservativamente si è classificato il terreno in categoria C.

Dalle indagini è emerso altresì che i terreni non sono suscettibili di liquefazione o costituiti di argille di elevata sensibilità.

Viste le caratteristiche della superficie topografica, si è assunto coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.

Le accelerazioni di ancoraggio degli spettri in termini di accelerazione calcolate con queste ipotesi sono riportate nella Tabella 2, nella

quale, a scopo puramente esemplificativo e comparativo, sono riportati i valori di accelerazione sia su sottosuolo di tipo B sia su sottosuolo di tipo C, nonché la differenza percentuale Δ , definita come:

$$\Delta_a = \frac{(agS_s)_C - (agS_s)_B}{(agS_s)_C} \quad (1)$$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica dell'azione sismica, dipendente dal tipo di sottosuolo.

È opportuno rilevare che la scelta progettuale di assegnare ai terreni di fondazione la categoria di sottosuolo di tipo B avrebbe determinato una sottostima delle accelerazioni di progetto variabile tra il 10 e il 15%, rispettivamente allo SLO e allo SLV.

Ai fini di una più esaustiva caratterizzazione del comportamento geofisico dei terreni di fondazione, sono state altresì effettuate indagini di sismica passiva (microtremori) mediante la tecnica dei rapporti spettrali o HVRS (Nakamura, 1989). Queste indagini, molto speditive e non invasive, hanno consentito di stimare la frequenza di vibrazione del terreno di fondazione; tale valutazione assume una particolare rilevanza nell'ottica di evidenziare la possibilità di insorgenza del fenomeno della doppia risonanza, in cui le frequenze di vibrazione dei terreni di fondazione sono prossime a quelle della struttura in elevazione. Specificatamente, come mostrato nella Figura 7, la frequenza di risonanza del sito, valutata sperimentalmente mediante la tecnica

Figura 6
Profilo delle onde di taglio (SH) e di compressione (P) nel sottosuolo.

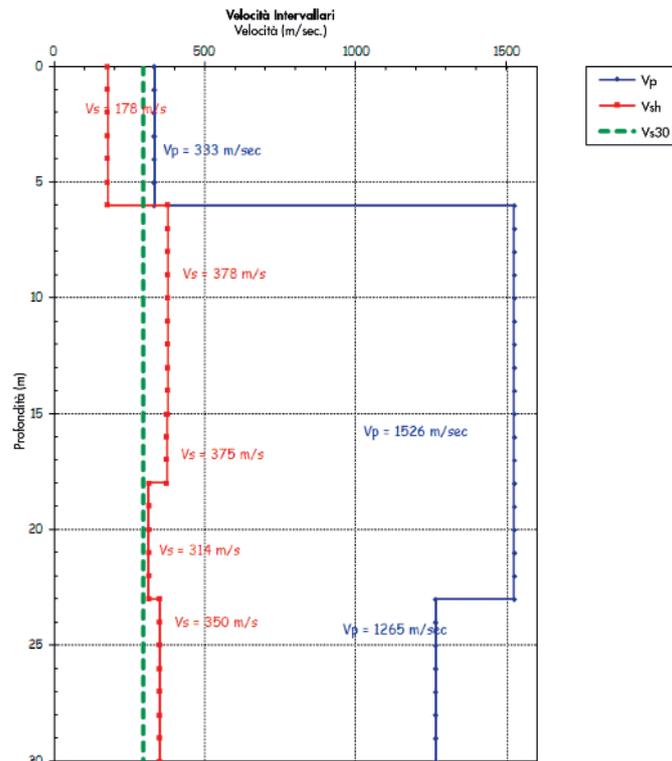


Tabella 2 - Parametri dell'azione sismica sul sito della costruzione, nell'ipotesi di sottosuolo di categoria B e C. S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica dell'azione sismica, dipendente dal tipo di sottosuolo

Stato Limite	Sottosuolo B		Sottosuolo C		Δa (%)
	S_s	$ag S_s$	S_s	$ag S_s$	
SLO	1.34	0.073	1.50	0.081	10.4
SLD	1.33	0.085	1.50	0.096	11.1
SLV	1.26	0.188	1.48	0.223	15.4
SLC	1.22	0.228	1.43	0.268	14.7

HVSR, è compresa tra 8 e 10 Hz.

È interessante confrontare i valori appena riportati con quelli derivanti dalla formulazione semplificata riferita al caso di strato di terreno viscoelastico su substrato infinitamente rigido:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2)$$

Dove:

- T_s è il periodo caratteristico del sito;
- H è lo spessore dell'ipotetico strato di terreno omogeneo e orizzontale;
- V_s è la velocità delle onde di taglio S nell'ipotetico strato di terreno omogeneo e orizzontale.

Nel caso in esame, per lo strato superficiale di natura sabbiosa, si ottiene un valore del periodo caratteristico del sito pari a circa 0.11 s, perfettamente in linea con quello valutato mediante la tecnica HVRS.

Come sarà chiarito nel seguito, ne consegue che il periodo di vibrazione fondamentale del terreno di sottofondo è basso rispetto a quello della struttura in elevazione e che non si rilevano rischi di amplificazione del moto sismico per effetto di doppia risonanza.

3.5 Impiego di accelerogrammi

Coerentemente con quanto previsto dalle NTC2008, gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi. L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scelti in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame. Nel caso specifico, è stato selezionato un set di accelerogrammi naturali coerente con le prescrizioni delle NTC2008 mediante l'uso del software REXEL (Iervolino, 2010); i risultati sono sintetizzati nella Tabella 3. La Figura 8 riporta gli spettri di risposta in accelerazione degli accelerogrammi considerati riferiti sia alla direzione X (sulla sinistra) che alla direzione Y (sulla destra); nella medesima Figura sono inoltre riportati lo spettro medio e gli spettri medi \pm una deviazione standard.

FREQUENZA DI RISONANZA DEL SITO

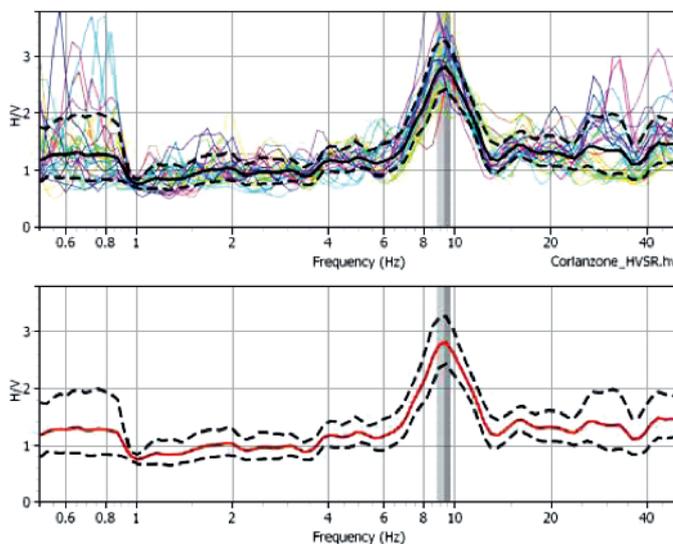
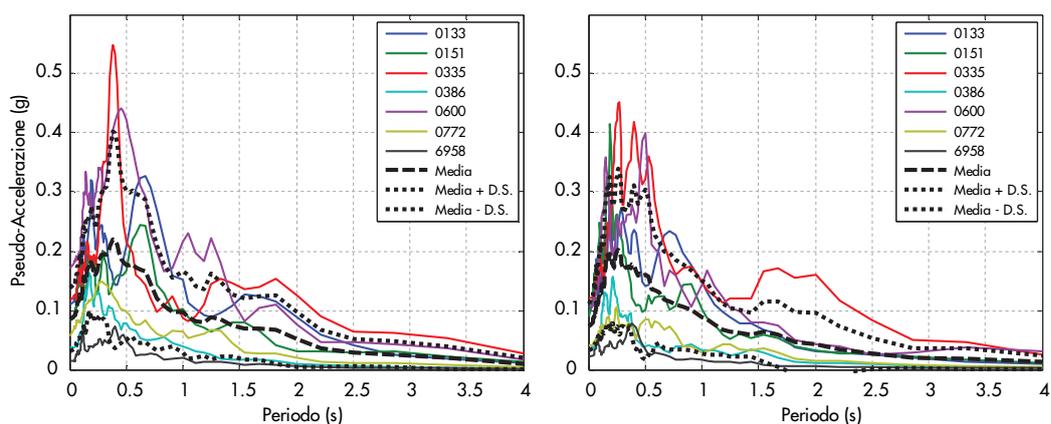


Figura 7
Spettro delle frequenze di vibrazione dei terreni di sottofondo valutato mediante la tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura, 1989).

Tabella 3 - Set di accelerogrammi utilizzati per l'analisi strutturale dell'edificio. Mw, PGA_X e PGA_Y indicano rispettivamente la magnitudo momento e le massime accelerazioni orizzontali su suolo rigido del terremoto considerato

ID Forma d'onda	ID Terremoto	ID Stazione accelerometrica	Nome Terremoto	Data	Mw	PGA_X (g)	PGA_Y (g)
0133	63	ST33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	0.11	0.10
0151	65	ST33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	0.08	0.09
0335	158	ST121	Alkion	25/02/1981	6.3	0.12	0.12
0386	176	ST152	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5.5	0.04	0.03
0600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	0.17	0.10
0772	350	ST223	Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	0.04	0.04
6958	2154	ST772	Izmit (aftershock)	31/08/1999	5.1	0.01	0.01

Figura 8
Spettri di risposta in accelerazione degli accelerogrammi selezionati: direzione X (sx) e direzione Y (dx).



4. Analisi di vulnerabilità sismica dell'esistente

Per un edificio esistente la valutazione della sicurezza e il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado d'incertezza maggiore rispetto a quello degli edifici di nuova progettazione (Manfredi et al., 2007; Fardis M.N., 2009). I metodi di analisi e di verifica che le norme consentono di utilizzare dipendono dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile. Nelle verifiche di sicurezza è previsto inoltre l'uso di adeguati fattori di confidenza (FC), che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza (LC) relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali. All'aumentare dell'affidabilità e della completezza delle informazioni di cui si dispone, oltre ad utilizzare fattori di confidenza più bassi, possono essere utilizzati metodi di analisi più raffinati.

Nel caso in esame, ai fini della valutazione della sicurezza strutturale della costruzione esistente nonché della progettazione di eventuali interventi di consolidamento, è stata condotta una dettagliata campagna di indagini sia di natura geognostica, dettagliatamente descritta nel par. 3, sia di tipo strutturale finalizzata all'acquisizione di dati relativi alla geometria, ai dettagli strutturali e alle proprietà dei materiali delle fondazioni e della struttura in elevazione. È stata inoltre eseguita una prova di caratterizzazione dinamica sperimentale dell'edificio, eccitato sia

mediante sollecitazioni di tipo impulsivo che di tipo ambientale.

4.1 Geometria

L'edificio, di forma rettangolare, presenta dimensioni in pianta pari a 54.5 x 18.5 m e altezza massima pari a 19.2 m. La struttura portante è costituita da telai in c.a. orditi solo lungo il lato corto e posti a interasse pari a 6 m, fatta eccezione per quelli perimetrali, il cui filo fisso esterno dista 6.25 m dall'asse longitudinale del telaio adiacente (Figura 9). L'interasse dei pilastri appartenenti a uno stesso telaio è pari a circa 6 m. La scala, del tipo a soletta rampante, è piuttosto eccentrica rispetto al baricentro geometrico di impalcato.

I solai, del tipo latero-cementizio, sono posti a quota 5.10 m, 9.86 m, 14.62 m e 19.20 m. Circa a metà di ciascun interpiano sono presenti travi di irrigidimento (Figura 10); queste travi di irrigidimento sono tuttavia presenti solo su tre dei quattro lati perimetrali, peraltro in maniera irregolare in elevazione. Risulta infatti che esse sono presenti solo sui primi tre livelli sul lato lungo sul quale è presente il corpo scala (Figure 9 e 10) mentre sul lato longitudinale opposto sono invece presenti solo sul secondo e sul terzo livello. Sul lato corto le travi di irrigidimento sono invece realizzate solo nel telaio perimetrale posto in prossimità del corpo scala. Una situazione di questo tipo contribuisce a

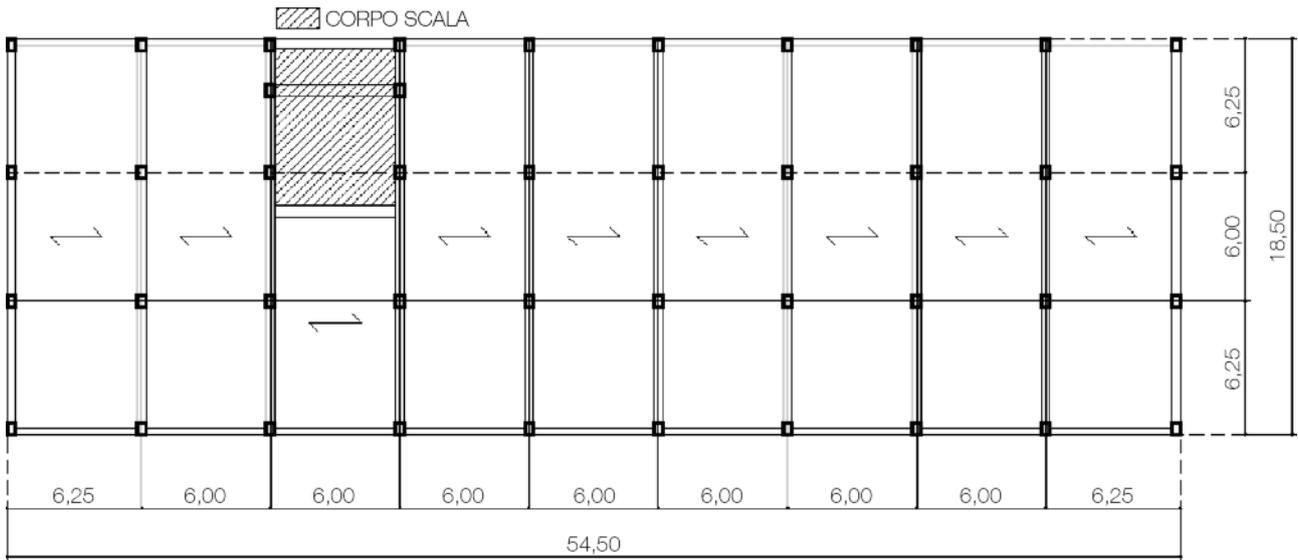


Figura 9
Pianta dell'impalcato tipo.

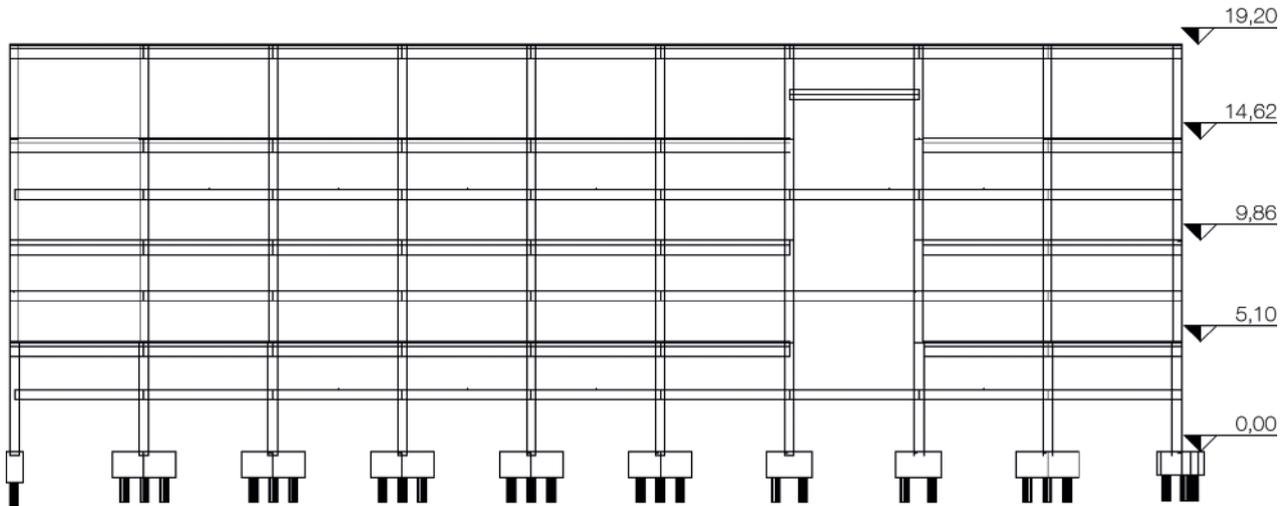


Figura 10
Sezione strutturale
dell'edificio.

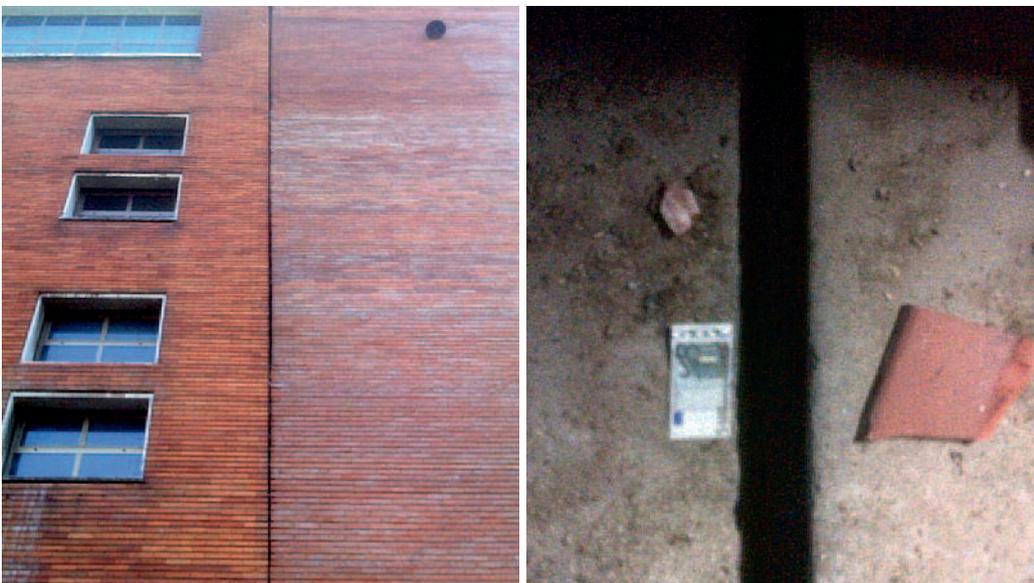


Figura 11
Particolare del giunto
strutturale visto dall'esterno
(sx) e dall'interno (dx).

incrementare ulteriormente l'eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze, già abbastanza importante in ragione della posizione del corpo scala, e a influenzare notevolmente le proprietà dinamiche dell'edificio.

La soletta di impalcato presenta spessore pari a 5 cm mentre l'altezza del travetto è pari a 16 cm per il primo impalcato e a 18 cm per tutti gli altri impalcati.

L'edificio è collocato in adiacenza a un altro manufatto, da cui è giuntato. Nelle Figure 11a e b è riportato un particolare del giunto strutturale, visto sia dall'esterno (a) che dall'interno (b).

Gli elementi strutturali verticali presentano sezioni progressivamente decrescenti verso l'alto, pienamente conformi alle prescrizioni progettuali indicate della tabella pilastri del progetto originario. Sia gli elementi strutturali verticali che quelli orizzontali sono caratterizzati da sezioni trasversali rettangolari le cui proprietà geometriche sono brevemente sintetizzate nella Tabella 4.

La geometria dell'edificio è stata verificata sulla base degli elaborati progettuali dell'epoca di costruzione, disponibili presso gli uffici dell'Archivio di Stato di Firenze. Dalla tabella dei pilastri del progetto originario, anch'essa disponibile, è stato possibile verificare a campione le armature trasversali e longitudinali degli elementi strutturali verticali, oltre che le dimensioni geometriche degli stessi. L'obiettivo è stato quello di verificare la corrispondenza di quanto riportato sugli elaborati progettuali rispetto al costruito e controllare eventuali modifiche apportate all'organismo strutturale. Dai rilievi si è potuto constatare che, sia per quanto riguarda le strutture in elevazione che quelle di fondazione, la configurazione as-built è pienamente conforme alle prescrizioni progettuali. A titolo esemplificativo, si riportano alcune immagini fotografiche rappresentative del rilievo delle fondazioni (Figura 12), sia per quel che riguarda il piano di posa sia le dimensioni geometriche, e degli elementi strutturali in elevazione (Figure 13, 14 e 15).

Tabella 4 - Geometria delle sezioni trasversali di pilastri e travi dell'edificio (dimensioni in metri)

Pilastri				Travi			
1° piano	2° piano	3° piano	4° piano	1° piano	2° piano	3° piano	4° piano
0.45x0.50	0.40x0.50	0.40x0.40	0.35x0.35	0.26x0.685	0.26x0.645	0.26x0.68	0.35x0.765
0.45x0.60	0.40x0.55	0.40x0.45	0.40x0.35	0.45x0.40	0.40x0.645	0.40x0.68	0.35x0.81
0.45x0.70	0.40x0.60	0.40x0.50	0.40x0.40	0.45x0.48	0.40x0.80	0.40x0.80	0.35x0.885
0.45x0.75	0.40x0.65			0.45x0.685	0.40x0.85	0.40x0.85	0.35x0.945
				0.45x0.70	0.40x0.90	0.40x0.90	
				0.45x0.75	0.45x0.40	0.45x0.73	
				0.45x0.80	0.45x0.48		
				0.45x0.645			
				0.45x0.70			

Figura 12
Rilievo del piano di posa e delle dimensioni geometriche delle fondazioni (a sinistra).



Figura 13
Rilievo della geometria e delle armature di un pilastro (a destra).





Figura 14
Rilievo delle armature a momento negativo di una trave (a sinistra).

Figura 15
Rilievo delle armature a momento positivo di una trave (a destra).

4.2 Analisi storico-critica

L'edificio fa parte del complesso che doveva ospitare la Regia Accademia Aeronautica e il progetto originario, concepito dal Prof. Arch. Raffaello Fagnoni, risale al novembre 1936. I lavori iniziarono tre mesi dopo la consegna del progetto, avvenuta il 15 gennaio 1937, per finire tra il 1938 e il 1939.

Presso l'Archivio di Stato di Firenze è stato possibile recuperare tutti i documenti progettuali originali per cui non è stato arduo ricostruire la storia progettuale dell'edificio nonché individuare le norme di riferimento, le specifiche dei materiali di progetto e i dettagli costruttivi. Sono disponibili anche i risultati di indagini geognostiche, realizzate, all'epoca di costruzione, fino alla profondità di circa 6 m dal p.c. L'edificio presentava già all'epoca della realizzazione quattro piani fuori terra di cui l'ultimo solo parzialmente utilizzato ad alloggi e la restante parte adibita a terrazza coperta. Gli elementi strutturali sono stati calcolati con riferimento a un carico uniformemente distribuito sui solai pari a 620 kg/mq per il primo impalcato e 640 kg/mq per il

secondo e il terzo impalcato, di cui un sovraccarico accidentale pari a 300 kg/mq. Per il solaio di copertura è stato considerato un carico da peso proprio pari a 425 kg/mq e un sovraccarico accidentale pari a 200 kg/mq. Le travi continue a livello di solaio sono state calcolate tenendo conto di un semi-incastro agli estremi. Nel progetto degli anni '30 si è altresì tenuto conto dell'effetto telaio sulla pilastrata esterna e si sono quindi verificati i pilastri esterni a pressoflessione retta anziché a compressione centrata. Alcuni risultati sintetici dei calcoli eseguiti dal progettista dell'epoca sono riportati in Figura 16, dove, per alcuni pilastri interni ed esterni, sono indicati i carichi di progetto, le dimensioni, l'armatura longitudinale e la sua percentuale geometrica in rapporto alla sezione trasversale in conglomerato strettamente necessaria (R.D.L. n. 1213 del 29/07/1933) nonché le tensioni di lavoro del calcestruzzo. In corso d'opera, è stata prevista una destinazione differente per il quarto livello che, da terrazza qual era in fase progettuale, è divenuto sede di alloggi per il personale. La sopraelevazione, di cui si ha ampia traccia

CARICO	DIMENSIONI	ARMATURA	γ	σ_c
PILASTRI INTERNI				
149.260	45x70	6 ϕ 20+2 ϕ 18	0.9%	44 Kg/cm ²
111.560	40x60	4 ϕ 18+4 ϕ 16	0.9%	43 " "
75.060	40x45	4 ϕ 16+2 ϕ 18	1%	39.2 " "
38.560	35x35	6 ϕ 12	1%	31.4 " "
PILASTRI ESTERNI				
114.400	45x60	8 ϕ 18	0.98%	39.5 Kg/cm ²
82.880	40x55	8 ϕ 16	>1%	35.2 " "
52.540	40x45	4 ϕ 14+2 ϕ 16	>1%	27.8 " "
22.200	40x35	4 ϕ 12	>1%	15.35 " "

Figura 16
Pilastri - Analisi dei carichi, dimensioni, armatura longitudinale, percentuale geometrica di armatura e tensioni di lavoro del calcestruzzo.

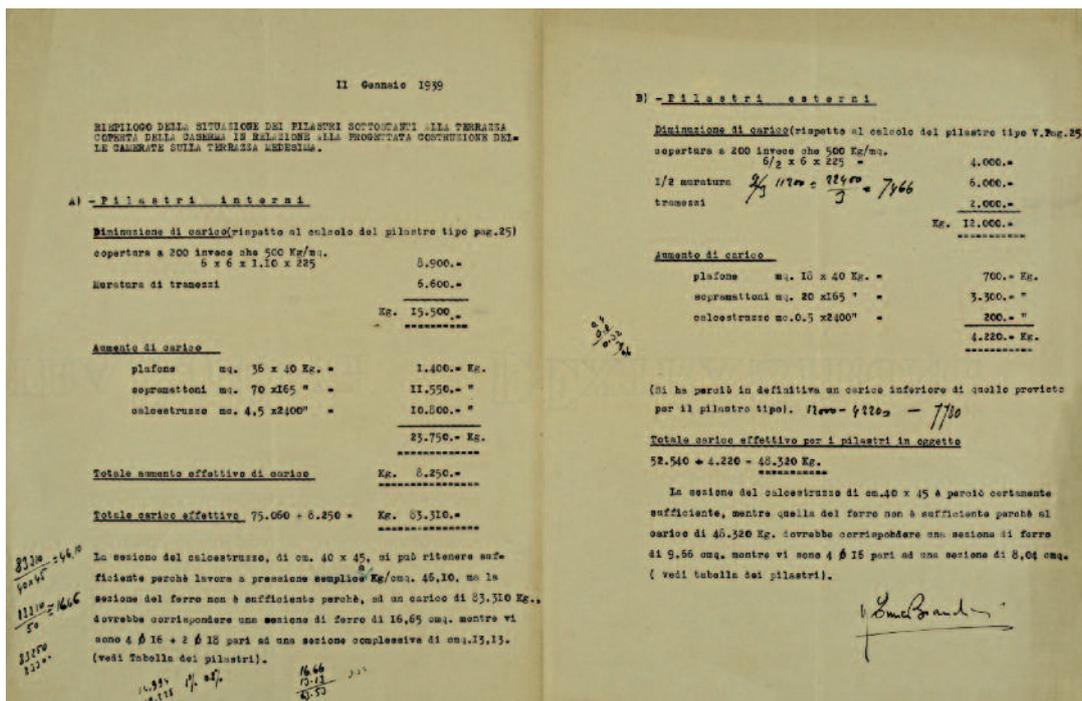


Figura 17
Descrizione e verifica
della sopraelevazione in
corso d'opera.

nella corrispondenza del dicembre 1938 – gennaio 1939, è descritta e verificata dal progettista (Figura 17). È interessante notare che, a seguito della variazione di destinazione d'uso, il progettista dell'epoca ha verificato i pilastri interni 40x45 cm del terzo livello a compressione semplice secondo il metodo delle tensioni ammissibili; dal calcolo si evince una tensione di lavoro pari a 46.10 kg/cm² per il calcestruzzo (rispetto a 39.2 kg/cm² prima della sopraelevazione), tensione ritenuta comunque soddisfacente; per contro, la sezione di armatura longitudinale non è sufficiente in ragione dei limiti imposti dal R.D.L. 1213 del 1933. Successivamente alla realizzazione degli anni '30 la costruzione non ha subito alcun tipo di modificazione.

4.3 Materiali

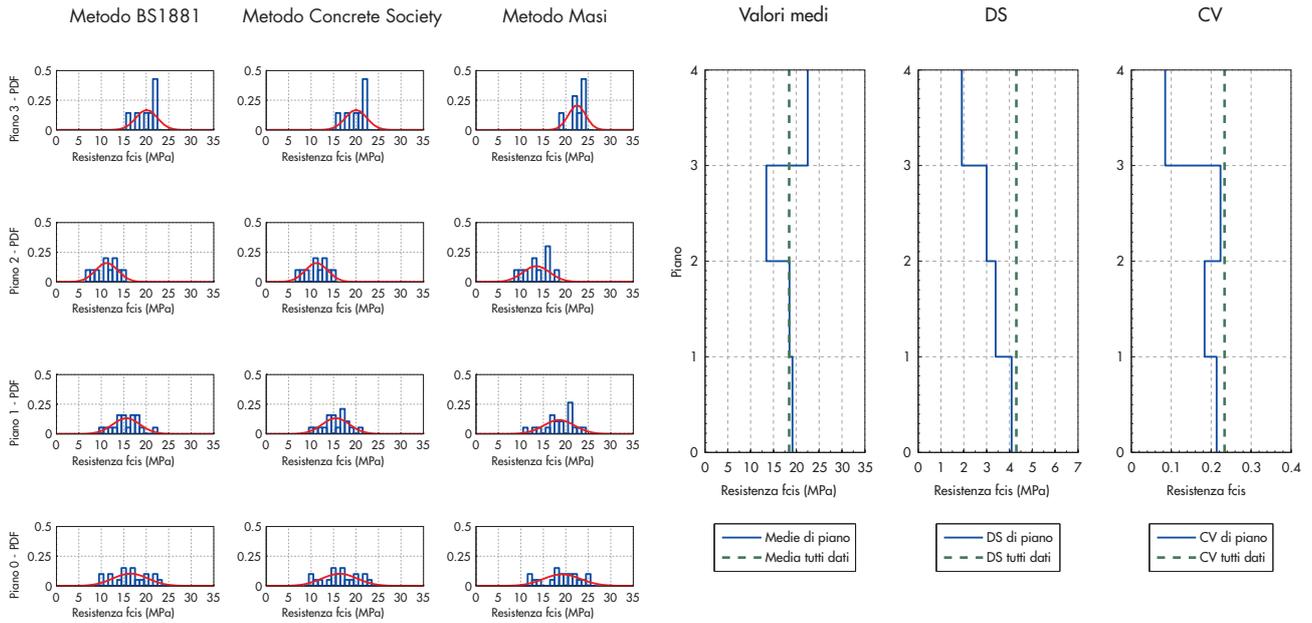
4.3.1 Specifiche di progetto

Le specifiche di progetto prevedevano, per i conglomerati cementizi semplici e armati, che gli impasti fossero eseguiti in conformità alle prescrizioni contenute nel R.D. 29 luglio 1933 n. 1213 convertito in legge 5 febbraio 1934 n. 8. Per le strutture in elevazione è prescritto l'uso di ferro semiduro da c.a. caratterizzato da resistenza a trazione ammissibile pari a 2000 kg/cm², e calcestruzzo dosato a 3 q di cemento tipo 600 kg/cm², caratterizzato da resistenza a compressione ammissibile pari a 65 kg/cm² e da tensione tangenziale ammissibile pari a 4 kg/cm². Per le strutture di fondazione è prescritto invece l'utilizzo di ferro omogeneo da c.a., caratterizzato da resistenza a trazione ammissibile pari a 1400 kg/cm², e calcestruzzo dosato a 3 q di cemento

tipo 450 kg/cm², caratterizzato da resistenza a compressione ammissibile pari a 50 kg/cm² e da tensione tangenziale ammissibile pari a 2 kg/cm².

4.3.2 Indagini sperimentali

Le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali sono state indagate sia mediante indagini distruttive (carotaggi e prelievi di spezzoni di barre d'armatura) sia non distruttive (sclerometro e ultrasuoni). Complessivamente sono stati eseguiti 57 carotaggi per prove di schiacciamento su calcestruzzo, 16 estrazioni di barre d'armatura per prove di trazione e circa 100 prove sclerometriche e ultrasoniche. Tuttavia, nel caso in esame, i risultati delle prove ultrasoniche si sono rivelati poco attendibili e, addirittura, in taluni casi, caratterizzati da valori di velocità inferiori ai valori minimi comunemente registrati; allo stesso modo, anche i risultati delle prove sclerometriche si sono rivelati molto dispersi e soprattutto poco correlati ai risultati delle prove distruttive. Ciò ha fatto sì che non siano stati presi in considerazione ai fini della calibrazione di formule sperimentali per la stima della resistenza meccanica del calcestruzzo in situ né tantomeno ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche medie dei materiali da utilizzarsi nelle successive analisi di vulnerabilità sismica. Per quanto riguarda le indagini distruttive, per il calcestruzzo sono stati eseguiti dei prelievi di carote con diametro 100 mm, sulle quali sono state effettuate prove di compressione dai cui risultati sono state stimate le resistenze cilindriche e cubiche in situ e convenzionali, ricorrendo a diversi metodi:



- British Standard (BS) 1881 part. 120;
- Concrete Society;
- Masi (Masi, 2005).

Le prove di schiacciamento e quelle prove di trazione hanno restituito valori mediamente dispersi se presi nel loro complesso e notevolmente più addensati se analizzati per piani. In Figura 18 sono riportate le distribuzioni delle resistenze cilindriche in situ dei calcestruzzi, calcolate secondo i metodi suesposti, distinte per piani dell'edificio. In Figura 19 sono riportati, con riferimento al metodo Masi (Masi, 2005), i valori medi, le deviazioni standard (DS) e i coefficienti di variazione (CV) delle resistenze cilindriche in situ dei calcestruzzi, distinti per piani dell'edificio. Dall'esame della Figura 18 è possibile notare che, nel caso oggetto di studio, il metodo Masi sovrastima le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi sia rispetto al metodo BS1881 sia al metodo Concrete Society, metodi che pertanto si rilevano più conservativi di circa il 10-20%. Il metodo Masi stima inoltre valori meno dispersi delle caratteristiche meccaniche, caratterizzate, se analizzate congiuntamente, da coefficienti di variazione dell'ordine del 23%; come mostrato in Figura 19, tale valore diminuisce nel momento in cui le caratteristiche meccaniche dei materiali sono analizzate piano per piano. Ne è la riprova il fatto che l'andamento delle deviazioni standard rispetto ai piani dell'edificio è caratterizzato da valori sempre minori della deviazione standard riferita a tutti i valori del campione analizzati insieme. Questa constatazione, unitamente alla circostanza che il terzo livello è caratterizzato da valori delle resistenze meccaniche decisamente più basse rispetto a tutti gli altri piani, ha indotto il progettista ad assumere valori delle resistenze cilindriche a com-

pressione f_{cc} dei calcestruzzi differenziati ai vari livelli e , in particolare, ad assumere $f_{cc1}=19.16$ MPa, $f_{cc2}=18.51$ MPa, $f_{cc3}=13.44$ MPa and $f_{cc4}=22.50$ MPa, per il primo, il secondo, il terzo e il quarto piano, rispettivamente.

Nella Figura 20 sono riportate le distribuzioni delle tensioni di snervamento delle barre d'armatura, per scopi comparativi distinte per piani dell'edificio, ancorché sia una forzatura in relazione alla numerosità dei campioni di volta in volta analizzati. In Figura 21 sono riportati i valori medi, le deviazioni standard (DS) e i coefficienti di variazione (CV) delle tensioni di snervamento delle barre d'armatura, distinte per piani dell'edificio.

Come si può notare dalle Figure 20 e 21, le prove di trazione sulle barre di armature hanno mostrato una discreta e soddisfacente uniformità della tensione di snervamento per il primo, il secondo e il quarto piano mentre per il terzo piano, così come è accaduto per i calcestruzzi, le tensioni di snervamento delle barre si sono rivelate notevolmente più basse e tali da presupporre che siano state utilizzate barre di classe differente. In relazione a quanto appena detto, nella valutazione sismica sono stati assunti valori delle tensioni di snervamento e ultima pari a $f_y=320.38$ MPa e $f_u=418.18$ MPa per il terzo piano e valori pari a $f_y=393.96$ MPa e $f_u=479.72$ MPa per tutti gli altri livelli. In media, il rapporto di incrudimento è stato pari a circa 1.24 mentre l'allungamento a rottura medio è stato superiore al 10%, dimostrando nel complesso una buona duttilità delle barre di armatura.

Alla luce di quanto sopra, per quel che riguarda le caratteristiche dei materiali, con riferimento alle indicazioni della tabella C8A.1.3a della Circolare 2009, è possibile affermare che il

Figura 18
Distribuzioni delle resistenze cilindriche in situ dei calcestruzzi, calcolate secondo diversi metodi.

Figura 19
Valori medi, deviazioni standard (DS) e coefficienti di variazione (CV) delle resistenze cilindriche in situ dei calcestruzzi calcolate secondo il metodo Masi.

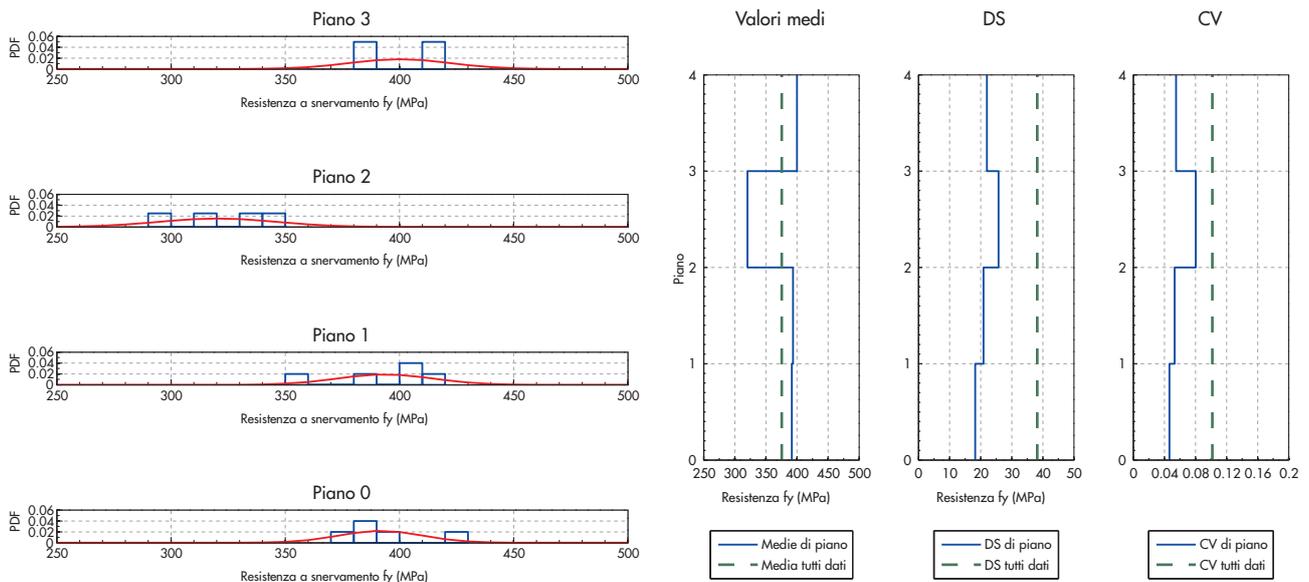


Figura 20
Distribuzioni delle tensioni di snervamento delle barre d'armatura.

Figura 21
Valori medi, deviazioni standard (DS) e coefficienti di variazione (CV) delle tensioni di snervamento delle barre d'armatura.

Il livello di dettaglio delle prove eseguite è tale da classificare le verifiche come "estese". Tuttavia, considerando caratteristiche di omogeneità del materiale utilizzato, è possibile classificare le prove effettuate come verifiche esauritive.

4.4 Dettagli costruttivi

I dettagli strutturali sono stati indagati sia mediante rilievo visivo con rimozione del copriferro (Figura 22) sia mediante indagine pacometrica. Nella Figura 22 si può notare inoltre lo spezzone di barra d'armatura saldato alla barra preesistente per ripristinare la continuità della stessa. L'indagine pacometrica ha consentito di limitare l'invasività delle ispezioni e allo stesso

tempo di caratterizzare, con sufficiente grado di affidabilità, tutte le tipologie di elementi strutturali. Sono state effettuate verifiche atte a determinare la quantità e la disposizione delle armature sia trasversali sia longitudinali, verifiche che hanno messo in luce consuetudini costruttive in linea con l'epoca di realizzazione e che hanno permesso di constatare la rispondenza dei dettagli costruttivi agli elaborati progettuali; per quanto riguarda le staffe degli elementi strutturali verticali si è potuto constatare che sono realizzate mediante spirali in corrispondenza delle zone nodali, aspetto che certamente è da prendere nella giusta considerazione nell'ottica di incrementare la duttilità delle sezioni terminali dei pilastri e della struttura nel suo complesso (Cosenza et al., 2009).

A proposito dei dettagli costruttivi, le indagini effettuate possono essere classificate, a rigore, come verifiche limitate; tuttavia, considerando criteri di analogia, si può considerare un grado di conoscenza dei dettagli costruttivi attribuibile, almeno, alla classe di verifiche estese.

Figura 22
Rilievo delle armature longitudinali e trasversali di un pilastro, sia mediante indagine pacometrica sia rimozione del copriferro.



4.5 Analisi dei carichi

I carichi permanenti dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) e al peso proprio degli elementi non strutturali (G_2) nonché i carichi variabili (Q) considerati per la valutazione sismica dell'edificio sono sintetizzati nella Tabella 5. Si noti che la destinazione d'uso dell'edificio è tale da classificare gli ambienti in categoria C1, secondo quanto definito dalla tabella 2.5.1 delle NTC 2008, e, pertanto, tale da assumere un sovraccarico accidentale caratteristico Q_k pari a 3.00 kN/m^2 . La destinazione d'uso dell'opera implica l'adozione di un coeffi-

Tabella 5 - Carichi permanenti strutturali (G_1), permanenti non strutturali (G_2), variabili (Q) e da combinazione sismica ($G_{1k} + G_{2k} + \Psi_E \cdot Q_k$) considerati nell'analisi.

	1° solaio	2° solaio	3° solaio	4° solaio (copertura)
G_{1k} (kN/m ²)	2.96	2.95	2.95	2.95
G_{2k} (kN/m ²)	2.96	2.96	2.96	2.06
Q_k (kN/m ²)	3.00	3.00	3.00	0.50
$G_{1k} + G_{2k} + \Psi_E \cdot Q_k$ (kN/m ²)	7.72	7.71	7.71	5.01

ciente di combinazione Ψ_E , da considerare nella combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica, pari a 0.6 per gli ambienti abitati; lo stesso coefficiente è pari a 0 per la copertura.

4.6 Modellazione della struttura

L'organismo strutturale è stato modellato mediante differenti codici di calcolo, sia di uso diffuso nella pratica professionale, sia nell'ambito della ricerca scientifica. Di seguito si propone un confronto fra i codici SismiCad vers. 11.10 (Concrete, 2011) e SAP2000 vers. 15.1.0 Advanced (CSI, 2012). I modelli FEM della struttura sono riportati nelle Figure 23a (ambiente SismiCad) e 23b (ambiente SAP2000).

In entrambi i casi, la struttura è stata modellata utilizzando elementi monodimensionali per travi e pilastri ed elementi bidimensionali per le scale a soletta rampante. Gli impalcati sono stati modellati come infinitamente rigidi nel proprio piano; i nodi alla base dei pilastri del piano

terra sono stati modellati come incastri, omettendo di conseguenza di modellare gli elementi di fondazione, solo nel modello SAP2000.

4.6.1 Analisi modale teorica

Le proprietà dinamiche modali dell'organismo strutturale sono state stimate sia con riferimento ai due codici di calcolo sia in relazione a differenti valori delle masse sismiche, quest'ultima scelta progettuale per realizzare un raffronto coerente con i risultati della prova di caratterizzazione dinamica sperimentale, compiuta eccitando masse inferiori a quelle derivanti dalla combinazione sismica di progetto.

I risultati dell'analisi modale teorica condotta con il codice SismiCad, riportati nella Tabella 6, dimostrano che l'edificio è caratterizzato da modo di vibrazione fondamentale di tipo traslazionale lungo l'asse longitudinale, il cui periodo è pari a 0.94 s. Il secondo modo di vibrazione, il cui periodo è pari a 0.77 s, è di tipo torsionale con un forte accoppiamento traslazionale lungo

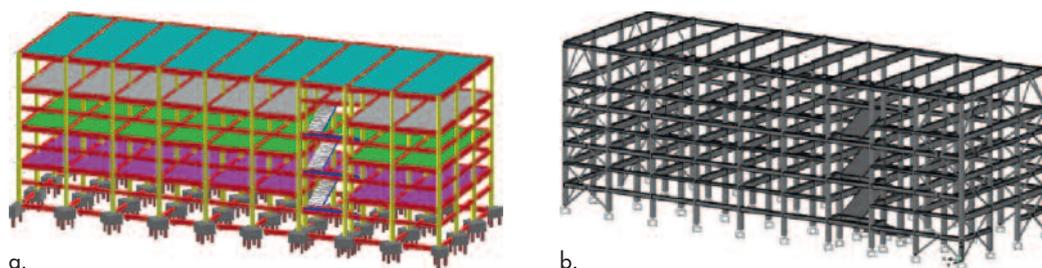


Figura 23
Modello FEM della struttura con codice SismiCad (a) e SAP2000 (b).

Tabella 6 - Risultati dell'analisi modale teorica considerando le masse derivanti da combinazione sismica. M_{px} e M_{py} sono rispettivamente le masse partecipanti per le componenti traslazionali lungo gli assi x e y mentre M_{pz} è la massa partecipante rotazionale lungo l'asse z.

Modo	SismiCad				SAP2000			
	Periodo (s)	M_{px} (%)	M_{py} (%)	M_{pz} (%)	Periodo (s)	M_{px} (%)	M_{py} (%)	M_{pz} (%)
1	0.94	84.3	0.1	3.7	1.00	62.3	3.4	27.2
2	0.77	0.4	47.4	75.9	0.87	10.0	29.4	43.7
3	0.62	0.1	32.6	0.8	0.66	0.1	40.7	5.5
4	0.37	9.3	0.0	0.5	0.44	16.7	0.1	2.1
5	0.30	0.1	8.5	12.0	0.35	0.3	8.2	11.1
6	0.26	0.0	4.3	0.0	0.31	0.1	6.8	0.5
Totale		94.2	92.9	92.9		89.5	88.5	90.2

l'asse trasversale, ciò è dovuto essenzialmente allo scostamento tra il baricentro delle rigidzze e quello delle masse, causata dal corpo scala. Si noti inoltre che la massa partecipante flessionale associata al secondo modo è inferiore al 75%, il che renderebbe inapplicabile l'analisi statica non lineare. Per contro, si osserva che, già con i primi sei modi di vibrazione, la massa partecipante complessiva supera abbondantemente il 90%. Nella medesima tabella sono riportati anche i risultati dell'analisi modale teorica condotta con il codice SAP2000; è possibile notare che, qualitativamente, i modi di vibrare sono pressoché coincidenti ancorché la modellazione SismiCad tenda a sottostimare l'accoppiamento torsionale associato ai primi tre modi di vibrare. Specificatamente, per quanto riguarda il primo modo di vibrare, il software SAP2000 sovrastima il periodo fondamentale di circa il 6% sottostimandone al tempo stesso la massa partecipante flessionale del 22% e sovrastimandone quella rotazione di quasi il 25%. Il codice SismiCad, inoltre, restituisce una massa

partecipante complessiva associata ai primi sei modi di vibrazione più alta rispetto al codice SAP2000.

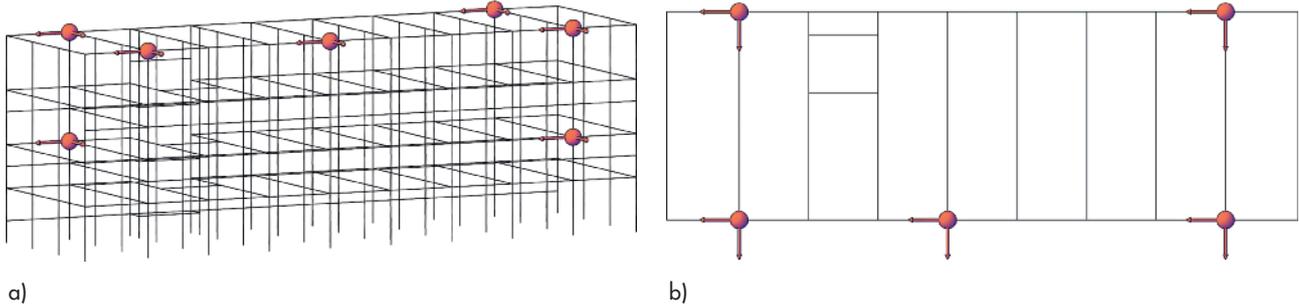
Nella Tabella 7 si riporta un confronto tra il periodo fondamentale di vibrazione stimato con modello SismiCad e i valori ottenuti mediante alcune formulazioni presenti in letteratura. Il simbolo Δ rappresenta la differenza percentuale tra il periodo di vibrazione stimato con la generica formula di letteratura e quello derivante da modellazione teorica con codice SismiCad, rapportato a quest'ultimo. Dall'esame della Tabella 7 si può rilevare che, in taluni casi, le formule di letteratura forniscono valori del periodo fondamentale notevolmente più bassi di quelli derivanti da modellazione numerica con differenze percentuali superiori al 70-80%. Tuttavia, è opportuno rilevare che le formule di letteratura sono state calibrate su edifici di edilizia residenziale, caratterizzati da altezza di interpiano pari a circa 3.0 m, e che, ragionevolmente, mal si adattano alla tipologia strutturale in esame, caratterizzata da notevoli altezze

Tabella 7 - Confronto del periodo fondamentale con i valori stimati da diversi Autori

Riferimento	Relazione	Periodo fondamentale (s)	Δ (%)
Gates e Foth (1978)	$0.073 H^{0.75}$	0.67	-29
EuroCodice 8 (CEN 2004)	$0.075 H^{0.75}$	0.69	-27
Goel e Chopra (1997)	$0.0466 H^{0.90}$	0.67	-29
Goel e Chopra (1997)	$0.053 H^{0.91}$	0.76	-19
Chopra e Goel (2000)	$0.067 H^{0.90}$	0.96	2
Hong e Hwang (2000)	$0.0294 H^{0.804}$	0.32	-66
Gallipoli et al. (2010)	$0.016 H$	0.31	-67
Masi e Vona (2010)	$0.085 H$	1.63	74
Masi e Vona (2010)	$0.050 H$	0.96	2
Housner e Brady (1963)	$0.10 N$	0.40	-57
Crowley e Pinho (2004)	$0.10 H$	1.92	104
Ricci et al. (2011)	$0.022 H^{0.85}$	0.27	-71
Ricci et al. (2011)	$0.014 H$	0.27	-71
Ricci et al. (2011)	$0.043 N$	0.17	-82
Ricci et al. (2011)	$0.063 H L^{-0.5}$	0.16	-83

Figura 24
Particolare di due sensori accelerometrici disposti in copertura.





di interpiano, prossime ai 5 m, e da travi di irrigidimento poste a metà altezza dell'interpiano. È altresì interessante rilevare che la mancata modellazione delle travi di irrigidimento di interpiano avrebbe condotto a significative alterazioni delle proprietà dinamiche della struttura e, in particolare, a una notevole sovrastima del periodo fondamentale di vibrazione e a una conseguente valutazione di vulnerabilità sismica in base ad azioni di progetto più basse di quelle realmente sollecitanti la struttura.

4.6.2 Prova di caratterizzazione dinamica sperimentale

Al fine di calibrare il modello agli elementi finiti e testare l'attendibilità dello stesso rispetto alla qualità dei modi di vibrazione, sono state eseguite prove di caratterizzazione dinamica sperimentale, sia con riferimento a sollecitazioni di tipo impulsivo che di tipo ambientale. Sono stati impiegati accelerometri Episensor ES-U2- Kinematics aventi un range dinamico di 145 db (corrispondente a una risoluzione di 1 µg) e caratterizzati da un basso rumore di fondo (Figura 24). Sono stati inoltre utilizzati unità di acquisizione dati del tipo NI PXI e, per la sollecitazione di tipo impulsivo, il martello strumentato PCB della Piezotronics. Questo martello fornisce un impulso con un picco massimo di 22000 N, mentre il range di frequenza eccitato varia secondo il tipo di punta adottato e del materiale cui si fornisce la sollecitazione. Complessivamente sono stati impiegati 14 sensori, disposti nei vertici della struttura come mostrato nelle Figure 25 a e b.

In Tabella 8 sono riportati i risultati di sintesi delle prove di caratterizzazione dinamica, opportuna-

mente mediati attribuendo maggior peso alle prove che hanno fornito accelerazioni maggiori e ben distribuite su tutta la struttura e quindi una valutazione più affidabile dei coefficienti di smorzamento equivalenti. Per le frequenze si sono riscontrati valori ripetitivi per tutte le prove, con errori molto contenuti, nell'ordine di ± 0.02Hz. In Figura 26 è riportato lo spettro in frequenza determinato sperimentalmente mediante sollecitazione di tipo ambientale simulata con salto multiplo di circa 100 persone.

È opportuno rilevare che lo smorzamento sperimentale rilevato risulta decisamente inferiore al 5% convenzionalmente adottato per la progettazione e la valutazione delle strutture in c.a.; valori così bassi dello smorzamento possono essere indice di danneggiamento della struttura oppure, più semplicemente, si può ritenere che i bassi livelli di ampiezza di deformazione, intrinsecamente associati a prove di caratterizzazione dinamica basate su eccitazione naturale, potrebbero aver sottostimato l'effettivo valore dello smorzamento in condizioni ultime.

Il modello teorico della struttura esistente a telaio nudo sembrerebbe cogliere bene il comportamento dinamico elastico riferito al primo modo di vibrazione mentre, ragionevolmente, la distribuzione irregolare delle tamponature (Fardis e Panagiotakos 1997a, Fardis e Panagiotakos 1997b), sia in pianta sia in elevazione, altera il comportamento per il secondo e il terzo modo determinando, in particolare, un'inversione tra il modo torsionale e quello traslazione lungo Y. Inoltre, si riscontrano notevoli differenze in termini quantitativi, attribuibili, oltre che al contributo irrigidente delle tamponature esterne, alla modesta presenza di masse in occasione delle

Figura 25 Disposizione piano-altimetrica dei sensori accelerometrici utilizzati per la prova di caratterizzazione dinamica sperimentale.

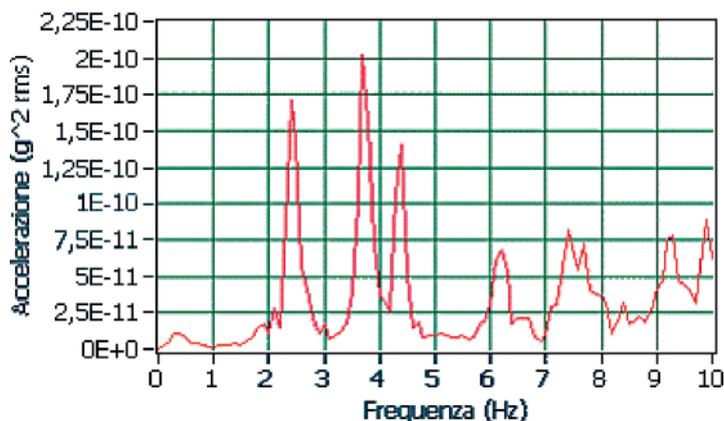
Tabella 8 - Risultati della caratterizzazione dinamica sperimentale

Modo	Frequenza (Hz)	Periodo (s)	Smorzamento (%)	Tipo
1	2.5	0.40	3.6	flessionale x
2	3.5	0.29	2.8	flessionale y
3	4.4	0.23	2.0	torsionale
4	6.2	0.16	2.1	2° flessionale x

Tabella 9 - Risultati dell'analisi modale sul modello teorico dell'esistente a masse ridotte (SismiCad)

Modo	Periodo (s)	M _{p,x} (%)	M _{p,y} (%)	M _{p,z} (%)
1	0.88	83.6	0.0	3.8
2	0.73	0.4	46.8	75.3
3	0.59	0.0	32.5	0.8
4	0.35	9.9	0.0	0.5
5	0.28	0.0	8.7	12.3
6	0.25	0.0	4.7	0.0
Totale		93.9	92.7	92.7

Figura 26
Spettro in frequenza
determinato
sperimentalmente mediante
sollecitazione di tipo
ambientale simulata con
salto multiplo di circa 100
persone.



prove di caratterizzazione dinamica, certamente inferiori a quelli derivanti dalla combinazione sismica, adottata nella stima di cui alla Tabella 6. Allo scopo di indagare meglio questa consistente differenza, sono state condotte altre analisi modali riferite a combinazioni di carico prossime a quella della prova di caratterizzazione dinamica sperimentale, senza tuttavia modellate le tamponature in termini di rigidità. I risultati di quest'ultima analisi modale sono riportati nella Tabella 9.

Si noti che, a fronte della riduzione del periodo fondamentale della struttura, i modi di vibrazione sono pressoché inalterati in termini di massa partecipante. Persiste, inoltre, una consistente differenza in termini quantitativi rispetto ai risultati dell'analisi sperimentale, che mette in luce in maniera ancor più evidente il contributo notevole in termini di rigidità delle tamponature. In ragione di quanto esposto, i risultati della prove di caratterizzazione dinamica, sebbene utilissimi per cogliere e quantificare il contributo irrigidente delle tamponature, sono stati presi in considerazione solo marginalmente ai fini della modellazione della struttura e della calibrazione del modello agli elementi finiti. Tuttavia, si ritiene che tali aspetti siano di estrema utilità per analizzare compiutamente il comportamento strutturale reale tanto per eventi sismici di bassa intensità che per eventi più importanti, in cui ragione-

volmente non si beneficia del contributo delle tamponature ormai danneggiate. Peraltro, ai fini di una corretta progettazione degli interventi di consolidamento, è opportuno sottolineare l'importanza della rigidità relativa tra tamponature e controventi affinché si attivino i controventi e si attingano, di conseguenza, le risorse dissipative degli stessi. Queste (e altre) valutazioni saranno oggetto di approfondimenti successivi ed esulano dalle finalità della presente memoria.

4.7 Analisi strutturale

Le informazioni disponibili riguardo alla geometria, ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali, pienamente corrispondenti a quanto rilevato in sito, unitamente a indagini strutturali quantomeno estese, hanno permesso di raggiungere livello di conoscenza LC3, secondo quanto indicato nella Tabella C8A.1.2 della Circolare 2009; in una condizione di questo tipo è lecito applicare, alle caratteristiche meccaniche dei materiali, fattore di confidenza pari a 1 ed è possibile utilizzare metodi di analisi non lineare. La valutazione della sicurezza strutturale della struttura esistente, pertanto, è stata condotta sia mediante analisi statiche non lineari di tipo push-over sia mediante analisi dinamiche non lineari.

4.7.1 Spettro di risposta in accelerazione

Per quanto riguarda le curve di domanda e gli

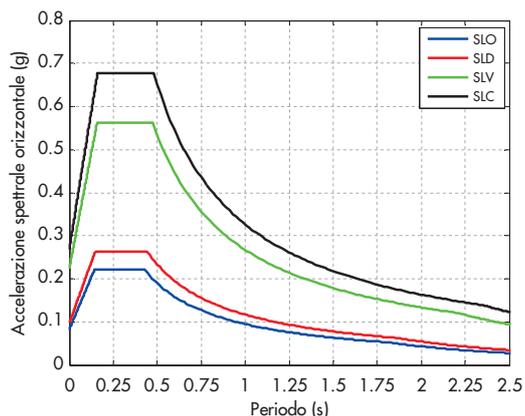


Figura 27
Strutture esistenti - Spettri di progetto elastici dell'azione sismica orizzontale in termini di accelerazione ($\xi=4\%$) (a sinistra).

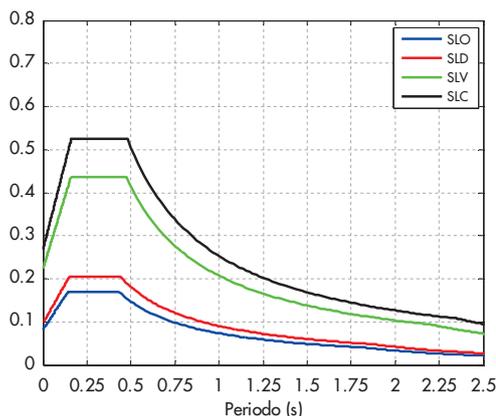


Figura 28
Struttura rinforzata - Spettri di progetto elastici dell'azione sismica orizzontale in termini di accelerazione ($\xi=10\%$) (a destra).

spettri di progetto è stato assunto un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari al 4%, inferiore rispetto al valore nominale normativo pari al 5%. Tale ipotesi di progetto è stata indotta dagli esiti delle prove di caratterizzazione dinamica sperimentale della struttura che hanno restituito valori dello smorzamento viscoso sperimentale compresi tra il 2 e il 4% circa. Gli spettri dell'azione sismica orizzontale di progetto da utilizzarsi per l'analisi strutturale dell'esistente sono riportati nella Figura 27.

4.7.2 Analisi statiche non lineari (ASNL)

L'analisi statica non lineare ha dei limiti di applicabilità trattandosi in ogni caso di una metodologia approssimata, seppur non lineare; secondo le NTC 2008, infatti, essa può essere utilizzata se è possibile applicare una delle tre distribuzioni di forze principali. Le prime due distribuzioni sono applicabili se e solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una massa partecipante non inferiore al 75%. La terza distribuzione non presenta limiti sulla massa partecipante ma richiede che il periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata sia superiore a T_C . La terza distribuzione di forze è proporzionale ai tagli di piano calcolati con un'analisi dinamica lineare. Alla distribuzione di forze principali va accompagnata una distribuzione di forze secondaria. Le analisi statiche non lineari sono state applicate considerando due distribuzioni di forze d'inerzia, una corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare (denominata G1) e una proporzionale a una distribuzione uniforme di forze (denominata G2a), da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. Ciascuna delle due distribuzioni è stata applicata nelle due direzioni principali dell'edificio in entrambi i versi; nelle Figure sono state indicate con i simboli G1 +X, G1 -X, ecc. A proposito della distribuzione G1, è opportuno sottolineare che l'analisi modale teorica condotta con codice SismiCad consentirebbe l'applicazione di una distribuzione di forze

corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare solo per la direzione longitudinale dell'edificio (X), essendo associato al modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata una partecipazione di massa non inferiore al 75%. In ogni caso, tutte le analisi sono basate sul metodo N2 (Fajfar 2000), che richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà, in funzione del fattore di partecipazione modale del modo di vibrazione fondamentale del sistema reale, come del resto previsto anche al par. C7.3.4.1 della Circolare 2009.

Nella valutazione non lineare delle performance sismiche dell'edificio sono state valutate sia le capacità degli elementi e meccanismi duttili, sia quelle degli elementi fragili. I modelli di capacità considerati nelle analisi sono quelli riportati nel paragrafo C8.7.2.5 della Circolare 2009. Per gli elementi inflessi, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione rispetto alla corda, ossia alla rotazione della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio. Per gli elementi resistenti a taglio, la resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello concernente gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. La verifica di resistenza dei nodi trave-pilastro è stata eseguita solo per i nodi non interamente confinati, esaminando sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Nel modello FEM realizzato in ambiente SAP2000 si è tenuto conto della non linearità degli elementi in c.a. sia mediante modellazione a plasticità concentrata basata su cerniere del tipo a interazione P-M2-M3, sia mediante modellazione a plasticità diffusa basata su cerniere a fibre, anch'esse del tipo a interazione P-M2-M3 (CSI, 2012); nella modellazione a plasticità concentrata, il legame momento-rotazione è stato modellato mediante

una curva trilineare con incrudimento e le rotazioni di snervamento e ultime sono state valutate secondo le formulazioni dell'approccio meccanico riportato nella Circolare 2009 e in (Verderame et al., 2010). I risultati derivanti dalle due differenti modellazioni del comportamento non lineare sono stati pressoché identici tra loro. I punti prestazionali calcolati allo stato limite di salvaguardia della vita corrispondenti alle capacità di taglio e momento flettente delle travi (indicati con gli acronimi SBC e MBC, rispettivamente) e alle capacità di taglio e momento flettente dei pilastri (indicati con gli acronimi SCC e MCC, rispettivamente) sono rappresentati nelle Figure 29 e 30. In particolare la Figura 29 rappresenta le curve di risposta riportate in termini di taglio alla base T_b , adimensionalizzato rispetto al peso sismico totale W , e spostamento orizzontale d di un punto di controllo posto in sommità, adimensionalizzato rispetto all'altezza totale dell'edificio H . Dall'esame della Figura 29 è possibile notare che, già per valori del tagliante alla base decisamente modesti e, precisamente, inferiori al 5% del peso sismico complessivo dell'edificio, la

struttura manifesta crisi generalizzate a taglio, più evidenti nei pilastri rispetto alle travi. La Figura 30 rappresenta le curve di risposta nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) riportate in termini di accelerazione e spostamento, opportunamente scalate in funzione del fattore di partecipazione modale del modo di vibrare fondamentale del sistema reale. Specificatamente, i fattori di partecipazione modale risultano pari a 1.514, 1.593, 1.437 e 1.639 rispettivamente per le distribuzioni G1 X, G1 Y, G2a X e G2a Y. I risultati delle ASNL hanno mostrato che la struttura possiede una ridotta rigidezza, resistenza e soprattutto scarse risorse di duttilità; il comportamento è inoltre caratterizzato sia da crisi a taglio dei pilastri sia da insufficiente capacità flessionale tanto dei pilastri quanto delle travi. Inoltre, a causa della mancanza di telai orditi nella direzione longitudinale dell'edificio, il fabbricato presenta una bassa rigidezza nella medesima direzione. In tutti i casi e per tutti gli stati limite, inoltre, si è ben lontani dai requisiti di sicurezza riferiti a costruzioni nuove (adeguamento sismico).

Figura 29
Struttura esistente: curve di risposta per le diverse ASNL e punti prestazionali.

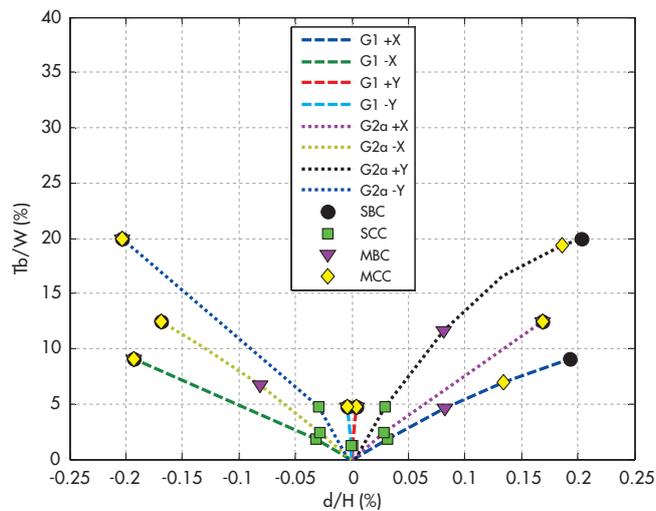
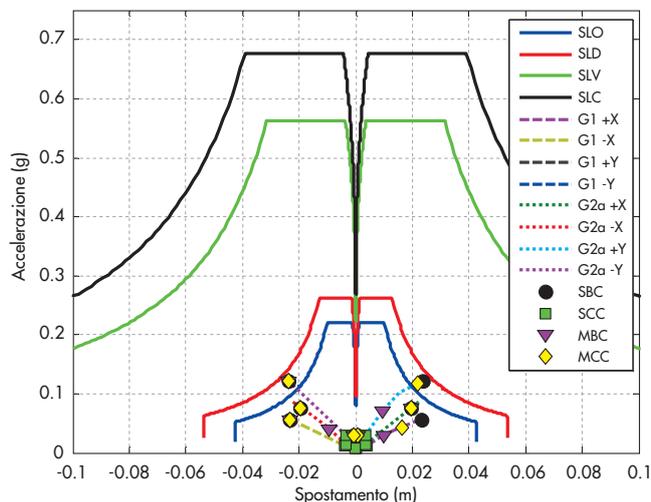


Figura 30
Struttura esistente: curve di risposta per le diverse ASNL e punti prestazionali nel piano ADRS.



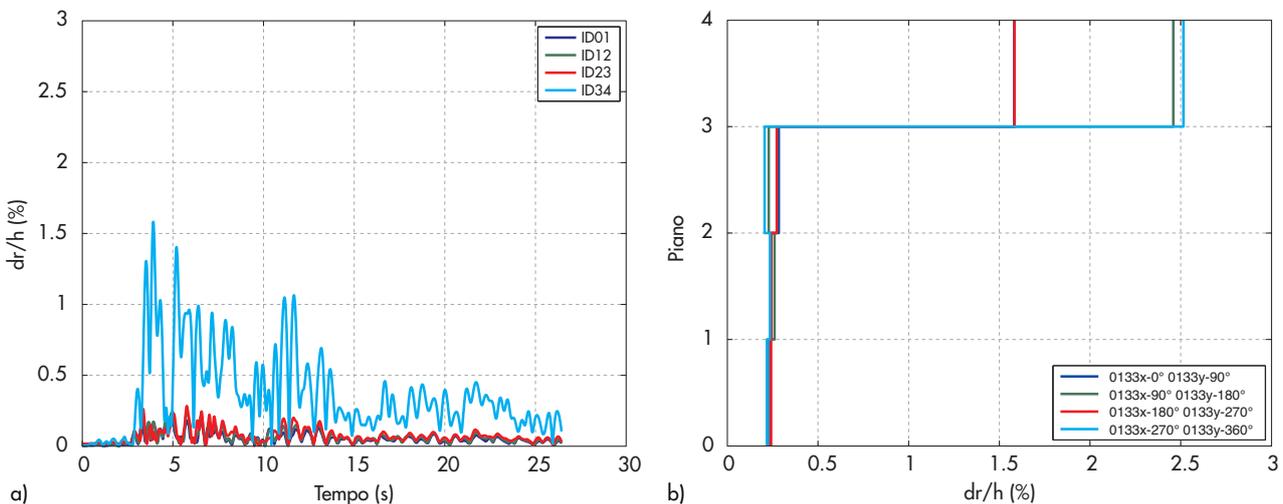
4.7.3 Analisi dinamiche non lineari (ADNL)

Le analisi dinamiche non lineari, sviluppate mediante integrazione diretta al passo delle equazioni del moto, sono state implementate utilizzando il modello non lineare della struttura realizzato in ambiente SAP2000 e gli accelerogrammi definiti al par. 3.5. Esse, coerentemente con quanto definito al paragrafo 7.3.4.2 delle NTC2008, hanno lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare in maniera più accurata rispetto alle ASNL, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili. Le due componenti accelerometriche orizzontali sono state applicate simultaneamente sia in direzione parallela agli assi principali in pianta della struttura, sia per tutte le direzioni non parallele ad essi; nell'ottica di simulare differenti angoli di ingresso del sisma di progetto, ciascuna coppia di accelerogrammi è stata progressivamente ruotata di 30° e il tutto è stato reiterato per ciascun livello di accelerazione di riferimento. In tale maniera, per ciascun livello di accelerazione, sono state effettuate (7x12=) 84 analisi dinamiche non lineari. Le analisi dinamiche non lineari sono state effettuate per valori delle accelerazioni di riferimento variabili tra 0.05 e 0.30 g con passo 0.05 g e inoltre, solo per alcuni accelerogrammi, anche per valori pari a 0.35 g. Nel modello FEM si è tenuto conto del comportamento non lineare delle zone critiche esclusivamente mediante modellazione a plasticità diffusa, basata su cerniere a fibre del tipo a interazione P-M2-M3, soluzione più efficiente da un punto di vista computazionale rispetto alla modellazione a plasticità concentrata con cerniere a interazione P-M2-M3. Ai fini delle verifiche strutturali, è possibile far riferimento ai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti

dalle analisi, dal momento che sono stati utilizzati almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi (paragrafo 7.3.5 delle NTC2008). Nelle Figure 31a e b, è riportata la risposta strutturale in termini di spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di piano; questi sono riferiti all'accelerogramma 0133 scalato a 0.10 g. ID01, ID12, ID23, ID34 indicano gli spostamenti di interpiano adimensionalizzati riferiti rispettivamente al primo, al secondo, al terzo e all'ultimo interpiano. Per ciascun istante di integrazione, gli spostamenti di interpiano sono calcolati come composizione vettoriale delle coppie di spostamento nel piano orizzontale.

Nella Figura 31b sono diagrammati, in particolare, i massimi spostamenti d'interpiano adimensionalizzati in funzione del piano dell'edificio. La risposta strutturale è risultata fortemente dipendente dall'angolo di entrata del sisma. Per chiarezza di esposizione, si sottolinea che la Figura 31a è riferita alla situazione in cui l'accelerogramma 0133x è applicato parallelamente all'asse longitudinale dell'edificio (convenzionalmente assunto pari a 0°) e l'accelerogramma 0133y ortogonalmente a quello 0133x, ossia parallelamente all'asse trasversale dell'edificio; per quest'ultima simulazione, convenzionalmente, si è adottata la denominazione "0133x-0° 0133y-90°", così come indicato nella Figura 31b. Dalle Figure 31 si può rilevare la presenza di un piano soffice in corrispondenza dell'ultimo piano dell'edificio, piano che, sebbene caratterizzato da altezza di interpiano più modesta, non è irrigidito dalle travi di interpiano, poste invece a metà di ciascuno degli altri interpiani. I risultati completi delle analisi dinamiche non lineari in termini di spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di piano sono rappresentati nelle Figure 32. In particolare, nella Figura 32a sono diagrammati i valori degli spostamenti di interpiano adimensionalizzati, riferiti alla configu-

Figura 31 Valutazione della struttura esistente mediante l'accelerogramma 0133 scalato a 0.10 g: spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di interpiano della struttura, diagrammati in funzione del tempo (a) e del piano dell'edificio (b).



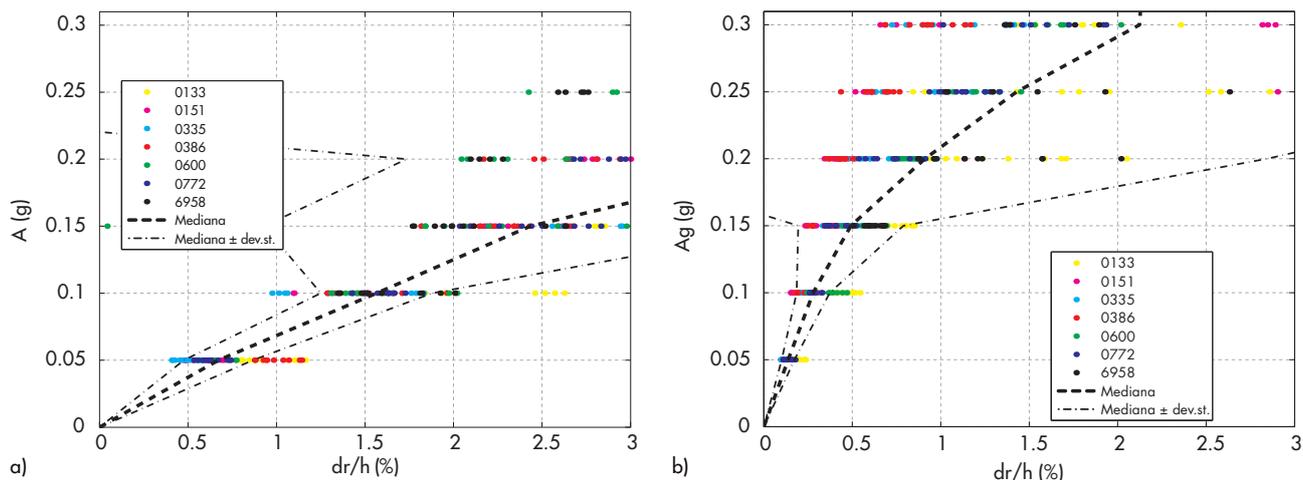


Figura 32
Massimi spostamenti di
interpiano
adimensionalizzati rispetto
all'altezza di interpiano
della struttura non rinforzata
(a) e rinforzata (b).

razione esistente dell'edificio; i risultati delle ADNL sono rappresentati fino al valore del 3%, ritenendo quest'ultimo un ragionevole limite superiore degli stessi. Per chiarezza di lettura, sono inoltre diagrammate le spezzate passanti in corrispondenza dei valori mediani degli spostamenti di interpiano adimensionalizzati associati a ciascun livello di accelerazione analizzato. Tale scelta è motivata dal fatto che le mediane rappresentano in maniera più robusta la risposta strutturale e consentono di "escludere" dalle statistiche valori anomali rispetto al campione analizzato.

Si noti che già per modesti valori dell'accelerazione di base, corrispondenti orientativamente a quelli associati allo Stato Limite di Danno, si ha notevole dispersione dei risultati e spostamenti di interpiano incompatibili con le soglie usualmente adottate per lo SLD (par. 7.3.7.2 delle NTC 2008). Peraltro, in alcuni casi, già per valori dell'accelerazione di base pari a 0.15 g, non si ha convergenza della soluzione numerica per perdita di equilibrio della struttura.

I risultati completi delle analisi dinamiche non lineari incrementali in termini di taglianti di piano T2 (secondo la direzione X) e T3 (secondo la direzione Y) adimensionalizzati rispetto al peso sismico totale W sono rappresentati nelle Figure 33.

Dall'esame dei risultati si può notare sia che la risposta strutturale è molto irregolare, sia che essa è dipendente dall'input sismico, tanto in direzione X quanto in direzione Y.

5. Interventi di consolidamento

La scelta del tipo di intervento di consolidamento su un edificio esistente presenta problematiche complesse e riconducibili talvolta non solo ad aspetti tecnici. Nel caso in esame, si è optato per l'incremento della capacità resistente e deformativa delle strutture esistenti, senza raggiungere i livelli di sicurezza previsti per gli edifici di nuova progettazione, riducendo le irregolarità

in pianta e in elevazione e trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili. Nella valutazione della sicurezza e nella progettazione degli interventi, inoltre, particolare attenzione è stata posta agli aspetti che riguardano la duttilità, requisito di cui comunemente non sono in possesso gli edifici esistenti, progettati in assenza di azioni orizzontali o comunque con codici obsoleti. Alla luce di quanto sopra, gli interventi di consolidamento in oggetto sono classificabili come miglioramento sismico (paragrafo 8.4.2 delle NTC2008). Tale possibilità è prevista per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio". Nel caso in esame, note le peculiarità e le carenze della struttura originaria, sono state prese in considerazione diverse strategie, sia di tipo tradizionale sia di tipo non convenzionale. L'isolamento sismico è stato escluso per l'impossibilità di garantire adeguati giunti strutturali vista la presenza di corpi di fabbrica limitrofi (Figura 11); peraltro la medesima soluzione progettuale imporrebbe di intervenire sui prospetti architettonici sui quali invece non è possibile fare modifiche tenuto conto del vincolo della Sovrintendenza su tutto il complesso edilizio. Il ringrosso degli elementi strutturali verticali, ancorché efficace sia ai fini della rigidezza/resistenza sia della duttilità, sarebbe stato molto invasivo e avrebbe notevolmente ridotto gli spazi interni, determinando un altro potenziale problema di natura architettonica, senza peraltro risolvere il problema della carenza a taglio delle travi tanto meno il confinamento dei nodi perimetrali, dovendo escludere a priori un intervento esterno per i già richiamati vincoli di natura architettonica. Per le stesse ragioni e per esigenze di natura funzionale, l'introduzione di setti in c.a. non è sembrata una soluzione perseguibile. D'altra parte, interventi di rafforzamento locale non avrebbero in alcun modo migliorato la rigidezza dell'e-

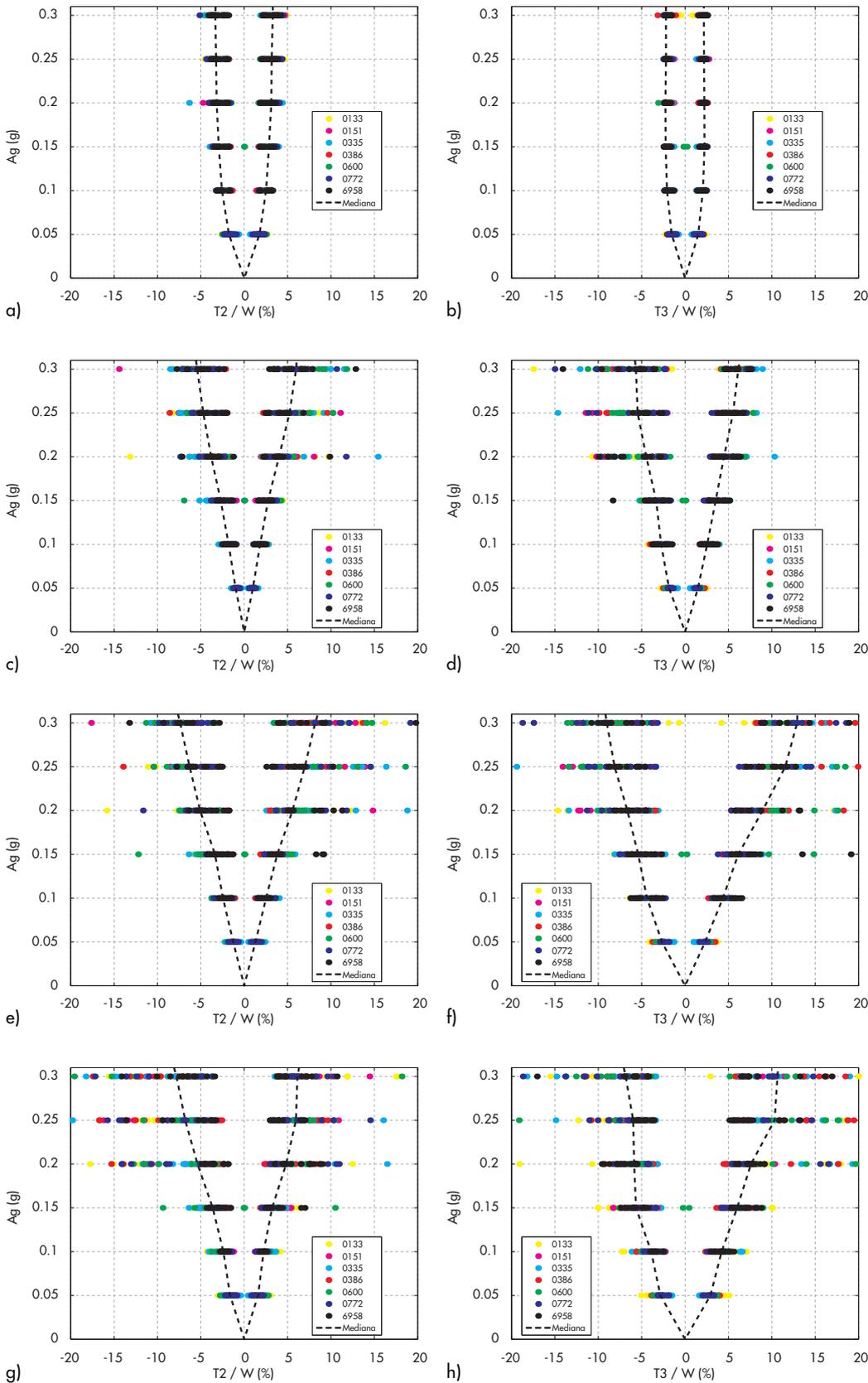


Figura 33
Struttura ante operam:
Massimi taglianti di piano
adimensionalizzati rispetto
al peso sismico dell'edificio
calcolati sia in direzione X
(sx) che in direzione Y (dx),
riferiti al quarto (a, b), al
terzo (c, d), al secondo (e, f)
e al primo interpiano (g, h).

dificio tanto meno ridotto l'eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidzze. Si è optato dunque per interventi di consolidamento strutturale mediante una soluzione combinata consistente sia

in interventi di rafforzamento locale su travi, pilastri e nodi trave-pilastro mediante l'utilizzo di presso-piegati a L e nastri metallici pretesi in acciaio ad alta resistenza (sistema CAM, Figure

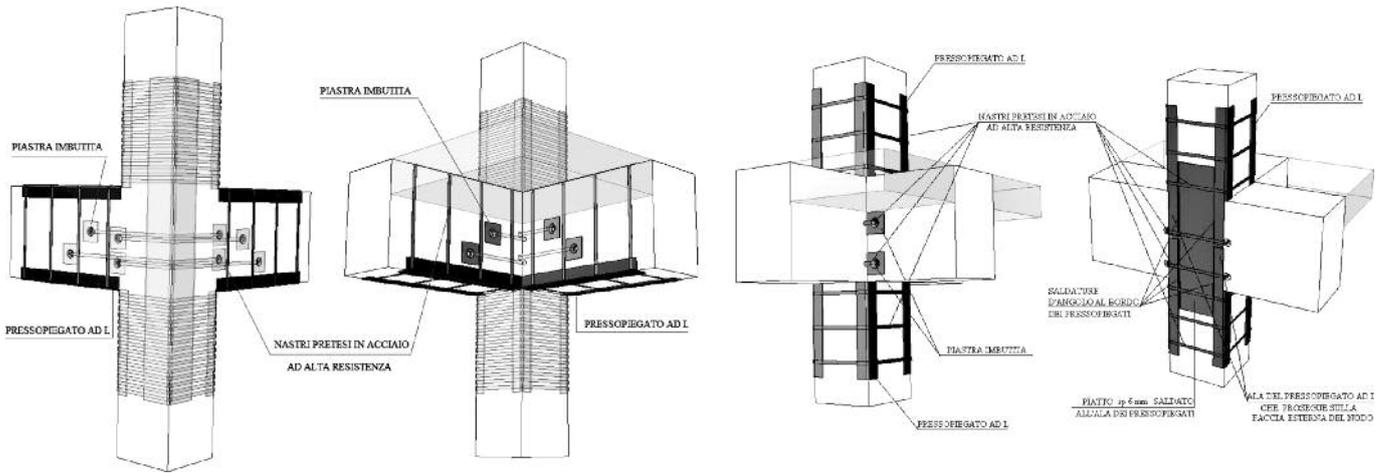


Figura 34
Sistema CAM per rinforzo di un nodo d'angolo (a) e di un nodo intermedio (b) (in alto).

Figura 35
Lavorazioni eseguite per intervento con sistema CAM sulle travi (a destra).



Figura 36
Figura 36. Lavorazioni eseguite per intervento con sistema CAM sul nodo trave-pilastro.



34, 35, 36) sia in interventi globali mediante l'inserimento, nella maglia strutturale, di sistemi di dissipazione di energia, come previsto nel par. 8.7.4 delle NTC 2008. Questi sistemi consistono in controventi (aste metalliche) tradizionali in cui una delle due piastre coprigiunto è sostituita da un coprigiunto a risposta isteretica che impedisce l'instabilità dell'asta di acciaio in compressione e, allo stesso tempo, consente elevate dissipazioni e assorbimento di energia.

L'intervento con sistema CAM è stato esteso a tutti i nodi trave-pilastro del perimetro esterno nonché alle sezioni terminali degli elementi strut-

turali ivi convergenti. Inoltre, l'intervento è stato esteso anche a tutte le sezioni terminali delle travi interne, per un tratto di lunghezza pari a cm 150 dal nodo, e dei pilastri interni, per un tratto di cm 75 dal nodo trave-pilastro, oltre che a tutte le travi di interpiano afferenti alla maglia strutturale dove saranno inseriti i controventi dissipativi, per tutta la lunghezza delle medesime. Il rafforzamento locale delle colonne, delle travi e dei nodi trave-colonna in calcestruzzo armato con il sistema CAM si realizza mediante avvolgimenti metallici presollecitati, realizzati con nastri in acciaio ad alta resistenza zincato, di

spessore 0.9 mm, larghezza di 19 mm e resistenza a rottura superiore a 970 MPa.

D'altra parte, la carenza di rigidità ha comportato l'adozione dei controventi, il cui inserimento nella maglia strutturale risulta comunque poco invasivo rispetto a tecniche equivalenti di irrigidimento dal momento che gli elementi sono inseriti in punti ben specifici e strategici della struttura. Del resto, la necessità di evitare il martellamento con il fabbricato limitrofo senza poter intervenire con un incremento del giunto strutturale esistente, a causa dei più volte richiamati vincoli di natura architettonica, ha indirizzato ulteriormente l'intervento di consolidamento verso la scelta di elementi di controventamento. Questi dispositivi sono costituiti da un nucleo interno in acciaio, una parte del quale è progettato per dissipare energia in campo plastico, da un tubo in acciaio e da un riempimento in calcestruzzo, i quali evitano che il nucleo interno si instabilizzi. Tra il calcestruzzo e il nucleo interno è interposto uno strato di speciale materiale distaccante, allo scopo di impedire la trasmissione di tensioni tangenziali tra i due componenti e permettere al nucleo interno di allungarsi o accorciarsi liberamente, dissipando energia. Ciascun dispositivo è inserito in serie a un'asta di controvento, realizzata per esempio con una trave HE o un tubo, dimensionati per resistere all'instabilità. Rispetto alle strutture a telaio rinforzate con controventi metallici classici, i controventi a instabilità impedita presentano i seguenti vantaggi:

- eliminazione del problema dell'instabilità a compressione, con conseguente possibilità di plasticizzare sia in trazione sia in compressione producendo cicli isteretici di dissipazione energetica ampi e stabili anche per terremoti di elevata intensità (si osservi a tal proposito la curva caratteristica di Figura 38);
- tipicamente non richiedono opere in fondazione molto invasive dal momento che il dissipatore limita l'azione che il controvento dis-

sipativo scarica su di esse (si osservi a tal proposito la curva caratteristica di Figura 38).

Gli interventi di natura globale mediante inserimento di controventi dissipativi migliorano le prestazioni mediante:

- incremento di rigidità e resistenza della struttura nel suo complesso;
- aumento della capacità dissipativa della struttura;
- riduzione degli effetti torsionali.

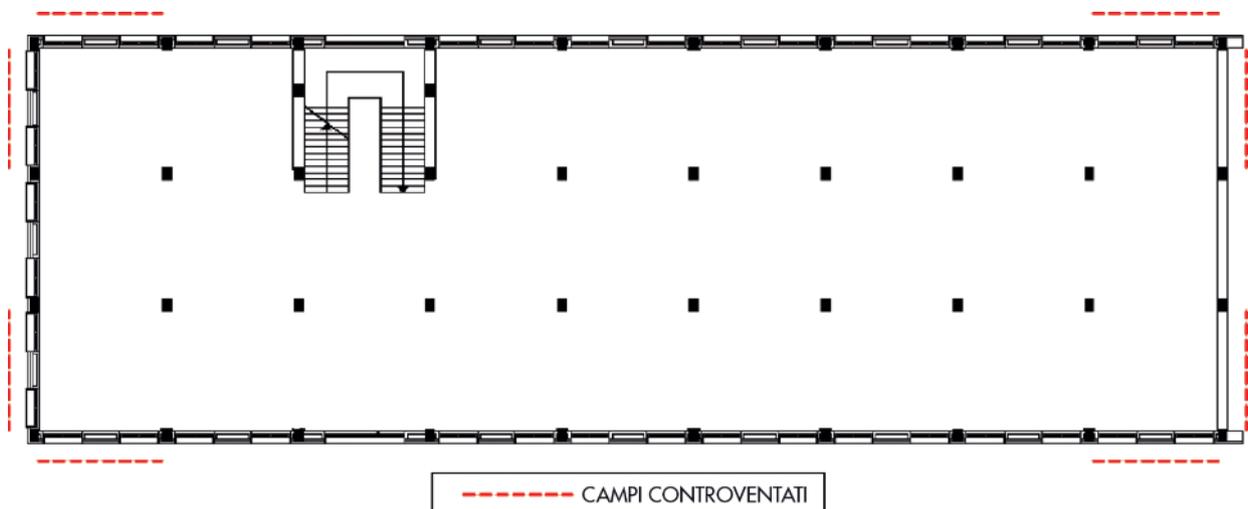
L'adozione dei dispositivi di dissipazione di energia in serie alle aste metalliche permette inoltre il conseguimento di una serie di vantaggi:

- eliminazione del problema dell'instabilità tipica delle aste metalliche tradizionali, come detto;
- elevata dissipazione di energia;
- funzionamento come un fusibile strutturale.

L'inserimento di controventi dissipativi non comporta inoltre interventi molto invasivi sulla struttura esistente se non quelli derivanti dalla verifica dei nodi trave-colonna e delle travi di mezzera, in corrispondenza dei quali devono essere ancorati i controventi. In queste zone infatti possono verificarsi importanti concentrazioni di sforzi ed è necessario un rinforzo localizzato aggiuntivo rispetto a quello concepito per il solo scopo di confinamento e/o rafforzamento locale. I controventi dissipativi sono stati disposti solo sul perimetro esterno dell'edificio, all'interno delle maglie strutturali formate da travi e pilastri indicate in Figura 37.

La scelta di disporre i controventi solo sul perimetro esterno dell'edificio è motivata sia da esigenze di natura architettonica e funzionale, sia dalla necessità di incrementare notevolmente la rigidità torsionale della struttura; l'adozione di controventi di rigidità differente tra un lato e l'altro dell'edificio ha consentito di ridurre l'eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidità contribuendo a regolarizzare notevolmente il comportamento globale.

Figura 37
Disposizione planimetrica dei controventi dissipativi.



5.1 La modellazione degli interventi

Gli interventi di rafforzamento locale mirano a garantire un buon comportamento d'insieme dei nodi trave-pilastro, attribuendo a essi un significativo incremento della duttilità, e a conseguire anche un incremento della resistenza a taglio delle travi e dei pilastri nelle loro parti terminali convergenti nel nodo oltre che un confinamento delle estremità dei pilastri, dove si concentrano le massime richieste di duttilità in pressoflessione. Il confinamento produce inoltre un apprezzabile incremento in termini di resistenza a compressione del calcestruzzo (Mander et al., 1988). Più specificatamente, gli interventi di rafforzamento locale dei nodi migliorano le prestazioni mediante:

- incremento della capacità del pannello di nodo e della porzione di sommità del pilastro rispetto all'azione di taglio esercitata dalla tamponatura;
- incremento della resistenza a taglio del pannello di nodo;
- confinamento delle estremità dei pilastri, consentendo di conferire alle stesse un significativo incremento della resistenza a taglio e della capacità deformativa; esso ha anche un effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali laddove il passo delle staffe sia molto rado (Cosenza e Prota, 2006);
- incremento della resistenza a taglio delle estremità delle travi, consentendo di prevenire un'eventuale crisi per taglio, secondo un meccanismo fragile che potrebbe attivarsi nel caso in cui la resistenza del calcestruzzo sia relativamente bassa e/o le armature a taglio siano carenti.

Per la valutazione dell'effetto di confinamento di una fasciatura con nastri in acciaio del sistema CAM si fa riferimento alle relazioni utilizzate per le staffe, ossia si considerano le percentuali geometriche di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali; nel dettaglio si fa riferimento al paragrafo C8A.7.2.1 della Circolare 2009.

Ai fini della modellazione dei controventi dissipativi, è opportuno rilevare che essi sono formati da due elementi disposti in serie: un profilo tubolare che deve rimanere in fase elastica e uno smorzatore assiale a instabilità impedita. La disposizione in serie dei due elementi avviene attraverso un collegamento flangiato, mentre la connessione alla struttura in calcestruzzo dei due elementi così assemblati avviene attraverso un collegamento a perno. La condizione di vincolo alle due estremità del controvento è una cerniera, mentre la condizione di vincolo tra il tubolare e il dissipatore può essere considerato un incastro. Il comportamento del dissipatore può essere schematiz-

Tabella 10 - Caratteristiche geometrico-inerziali e meccaniche dei controventi dissipativi disposti lungo il lato lungo dell'edificio

livello	altezza interpiano (mm)	Asta Metallica										Dissipatore							Controvento dissipativo										
		D (mm)	s (mm)	A (mmq)	L (mm)	K (kN/mm)	Fy (kN)	εy (%)	dy (mm)	Fby (kN)	εby (%)	dby (mm)	Profilo	L (mm)	du (mm)	K (kN/mm)	Fy (kN)	εy (%)	dy (mm)	Fy eq (kN)	k eq (kN/mm)	teta	L (mm)	Fy eq (kN)	dy eq (mm)	εy eq (%)	kh eq (kN/mm)		
F-IP1	2890	TUBO D203	203	16	4900,9	2826	357	1152	0,11	3,2	1152	0,11	3,2	1152	0,11	3,2	1152	0,11	3,2	417	0,20%	2,7	4166	44	152	417	5,9	0,14	79
IP1-P1	2210	TUBO D203	203	11	3412,6	2401	293	802	0,11	2,7	802	0,11	2,7	802	0,11	2,7	802	0,11	2,7	301	0,15%	1,9	3726	36	117	301	4,7	0,13	76
IP1-IP2	2380	TUBO D203	203	11	3412,6	2504	281	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	301	0,15%	1,9	3829	38	115	301	4,8	0,13	70
IP2-P2	2380	TUBO D203	203	11	3412,6	2504	281	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	301	0,15%	1,9	3829	38	115	301	4,8	0,13	70
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	11	2813	2544	228	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	239	0,12%	1,5	3829	38	93	239	4,4	0,11	57
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	11	2813	2544	228	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	239	0,12%	1,5	3829	38	93	239	4,4	0,11	57
IP3-P4	4360	TUBO D203	203	20	6063,3	3952	316	1425	0,11	4,5	1425	0,11	4,5	1425	0,11	4,5	1425	0,11	4,5	417	0,20%	2,7	5292	55	144	417	7,2	0,14	46

Tabella 11 - Caratteristiche geometrico-inerziali e meccaniche dei controventi dissipativi disposti lungo il lato corto dell'edificio per X=0

livello	altezza interpiano (mm)	Asta Metallica												Dissipatore						Controvento dissipativo						
		Profilo	D	s	A	L	K	Fy	εy	dy	Fby	εby	dby	L	du	K	Fy	εy	dy	L	teta	K eq	Fy eq	dy eq	εy eq	kh eq
F-IP1	2890	TUBO D203	203	16	4900,9	2826	357	1152	0,11	3,2	1152	0,11	3,2	1340	15	266	417	0,20%	2,7	4166	44	152	417	5,9	0,14	79
IP1-P1	2210	TUBO D203	203	11	3412,6	2401	293	802	0,11	2,7	802	0,11	2,7	1325	15	194	301	0,15%	1,9	3726	36	117	301	4,7	0,13	76
IP1-IP2	2380	TUBO D203	203	11	3412,6	2504	281	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	1325	15	194	301	0,15%	1,9	3829	38	115	301	4,8	0,13	70
IP2-P2	2380	TUBO D203	203	11	3412,6	2504	281	802	0,11	2,9	802	0,11	2,9	1325	15	194	301	0,15%	1,9	3829	38	115	301	4,8	0,13	70
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	11	2813	2544	228	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	1285	15	156	239	0,12%	1,5	3829	38	93	239	4,4	0,11	57
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	11	2813	2544	228	661	0,11	2,9	661	0,11	2,9	1285	15	156	239	0,12%	1,5	3829	38	93	239	4,4	0,11	57
IP3-P4	4360	TUBO D203	203	20	6063,3	3952	316	1425	0,11	4,5	1425	0,11	4,5	1340	15	266	417	0,20%	2,7	5292	55	144	417	7,2	0,14	46

Tabella 12 - Caratteristiche geometrico-inerziali e meccaniche dei controventi dissipativi disposti lungo il lato corto dell'edificio

livello	altezza interpiano (mm)	Asta Metallica												Coprigiunto dissipativo						Controvento dissipativo						
		Profilo	D	s	A	L	K	Fy	εy	dy	Fby	εby	dby	L	du	K	Fy	εy	dy	L	teta	K eq	Fy eq	dy eq	εy eq	kh eq
F-IP1	2890	TUBO D203	203	20	6063,3	2826	442	1425	0,11	3,2	1425	0,11%	3,2	1340	15	266	417	0,20	2,7	4166	44	166	417	5,9	0,14	86
IP1-P1	2210	TUBO D203	203	16	4900,9	2401	420	1152	0,11	2,7	1152	0,11%	2,7	1325	15	194	301	0,15	1,9	3726	36	133	301	4,7	0,13	86
IP1-IP2	2380	TUBO D203	203	16	4900,9	2504	403	1152	0,11	2,9	1152	0,11%	2,9	1325	15	194	301	0,15	1,9	3829	38	131	301	4,8	0,13	80
IP2-P2	2380	TUBO D203	203	16	4900,9	2504	403	1152	0,11	2,9	1152	0,11%	2,9	1325	15	194	301	0,15	1,9	3829	38	131	301	4,8	0,13	80
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	16	4028,8	2544	326	947	0,11	2,9	947	0,11%	2,9	1285	15	156	239	0,12	1,5	3829	38	106	239	4,4	0,11	65
IP3-P3	2380	TUBO D168,3	168,3	16	4028,8	2544	326	947	0,11	2,9	947	0,11%	2,9	1285	15	156	239	0,12	1,5	3829	38	106	239	4,4	0,11	65
IP3-P4	4360	TUBO D203	203	20	6063,3	3952	316	1425	0,11	4,5	1425	0,11%	4,5	1340	15	266	417	0,20	2,7	5292	55	144	417	7,2	0,14	46

zato come bilineare sia trazione che a compressione mentre il comportamento del tubolare può essere schematizzato anch'esso come bilineare, salvo verificare che il controvento assemblato sia stabile per effetto della forza massima di compressione che il dissipatore può sopportare. Il sistema si configura a due componenti considerati in serie e, dunque, la resistenza è pari alla resistenza dell'elemento più debole, mentre la deformabilità dell'intero sistema è uguale alla somma delle deformabilità dei singoli elementi. Atteso quanto sopra, i controventi nel loro complesso si possono modellare come un unico elemento a comportamento elasto-plastico con caratteristiche meccaniche equivalenti (Di Sarno et al., 2012).

Nelle Tabelle 10, 11 e 12, sono riportate, per ciascun controvento dissipativo, le caratteristiche geometrico-inerziali e meccaniche sia dei profili tubolari, sia degli smorzatori utilizzati nonché quelle dell'elemento equivalente, riferite rispettivamente alle controventature disposte lungo il lato lungo e lungo i due lati corti, dove, al fine di ridurre l'eccentricità, si è optato per controventature dotate di differenti proprietà.

I simboli riportati nelle Tabelle 10, 11 e 12 hanno il seguente significato:

- D , s , A , L e K sono rispettivamente il diametro, lo spessore, l'area della sezione trasversale, la lunghezza e la rigidezza assiale dell'asta metallica, del dissipatore o del controvento dissipativo;
- F_y , ϵ_y e d_y sono rispettivamente la forza, la deformazione e lo spostamento di snervamento a trazione dell'asta metallica o del dissipatore;
- F_{by} , ϵ_{by} e d_{by} sono rispettivamente la forza, la deformazione e lo spostamento di snervamento all'instabilità dell'asta metallica compressa;
- d_u è lo spostamento ultimo del dissipatore;

- t è l'inclinazione rispetto al piano orizzontale del controvento dissipativo;
- K_{eq} , $F_{y,eq}$, $d_{y,eq}$, $\epsilon_{y,eq}$ e $K_{h,eq}$ sono rispettivamente la rigidezza assiale, la forza di snervamento, lo spostamento di snervamento, la deformazione di snervamento e la rigidezza orizzontale dell'elemento strutturale (equivalente) rappresentativo del comportamento strutturale del controvento dissipativo.

A scopo esemplificativo si riportano, in Figura 38, il modello meccanico e la curva caratteristica del controvento dissipativo costituito dall'accoppiamento dell'asta metallica tubolare D203 e dal dissipatore BRAD 48/30-b.

Nel modello FEM realizzato in ambiente SAP2000 i controventi dissipativi sono stati modellati secondo due tecniche: sia mediante elementi "Frame" dotati di cerniere plastiche di tipo assiale a comportamento elasto-plastico, sia mediante elementi "Nonlinear Link" di tipo "MultiLinear Plastic" con incrudimento cinematico (CSI, 2012). La prima tecnica di modellazione è stata utilizzata nell'ambito delle analisi statiche non lineari mentre la seconda per le analisi dinamiche non lineari.

L'utilizzo dei controventi dissipativi implica inoltre un contributo di smorzamento aggiuntivo rispetto a quella della struttura ante operam (Kim e Choi, 2004); per le analisi sulla struttura con impiego di controventi dissipativi si è assunto un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari conservativamente al 10%. Gli spettri di progetto dell'azione sismica orizzontale, determinati a seguito delle scelte progettuali esposte, da utilizzarsi per l'analisi della struttura rinforzata sono riportati nella Figura 28.

Le NTC2008 e la circolare 2009 indicano espressamente, al punto 7.2.6, la necessità di giustificare, negli edifici, l'adeguatezza del diaframma di piano nel ripartire le azioni orizzontali tra le strutture di controventamento. Tale cir-

Figura 38
Controvento dissipativo costituito dall'accoppiamento dell'asta metallica tubolare D203 e dal dissipatore BRAD 48/30-b: modello meccanico (a) e legame costitutivo (b).

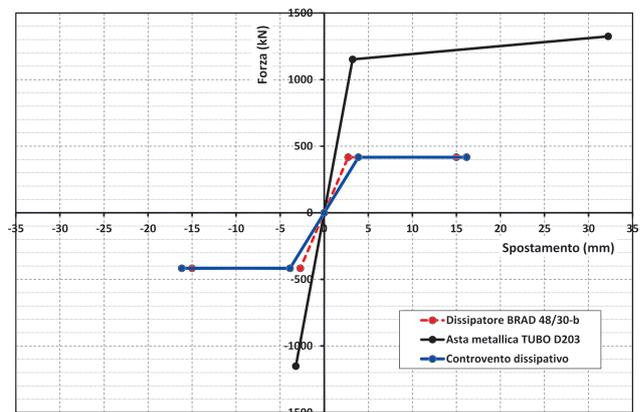
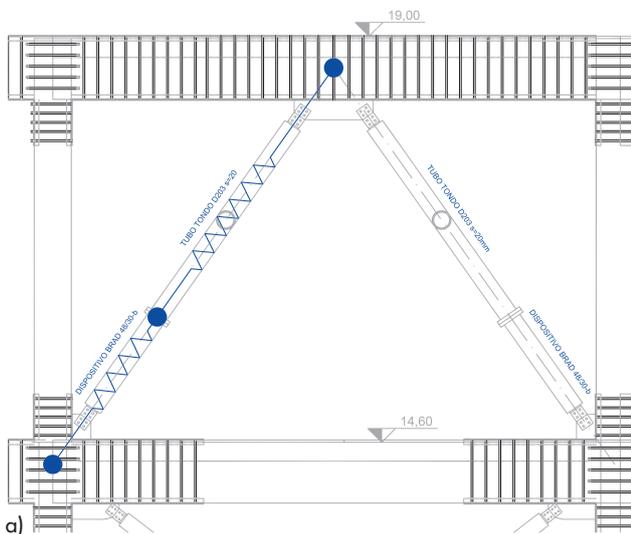


Tabella 13 - Risultati dell'analisi modale sul modello teorico post operam (masse derivanti da combinazione sismica)

Modo	SismiCad				SAP2000			
	Periodo (s)	Mpx (%)	Mpy (%)	Mprz (%)	Periodo (s)	Mpx (%)	Mpy (%)	Mprz (%)
1	0.74	82.5	0.0	6.1	0.75	78.8	0.8	13.8
2	0.61	0.0	78.5	63.4	0.67	1.2	73.6	61.6
3	0.49	0.0	2.4	11.8	0.51	0.4	5.2	6.1
4	0.29	10.9	0.0	0.8	0.28	13.2	0.1	1.7
5	0.24	0.0	12.3	9.1	0.26	0.1	13.4	9.6
6	0.19	0.0	0.2	2.0	0.19	0.0	0.0	2.6
Totale	93.4	93.4	93.2		93.7	93.1	95.5	

costanza assume una notevole rilevanza nel caso in esame a causa sia della dimensione molto allungata in pianta dell'impalcato sia, soprattutto, della presenza di elementi strutturali verticali di notevole rigidezza e resistenza (controventi), peraltro collocati in posizione centrifugata rispetto al centro di massa. In linea del tutto generale, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidezza dell'impalcato e, pertanto, ne limitino la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Fermo restando ciò che è stato appena esposto, nel caso in esame gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano in ragione della circostanza che il solaio è realizzato in latero-cemento con soletta in c.a. di 50 mm di spessore, superiore ai 40 mm indicati dalle NTC2008 quale requisito minimo sufficiente per l'infinita rigidezza dell'impalcato nel proprio piano.

Si segnala altresì che non sono stati previsti interventi di consolidamento specifici del vano scala se non quelli derivanti dal rafforzamento locale dei nodi esterni e dei pilastri e travi in essi convergenti.

5.2 L'analisi modale della struttura rinforzata

Gli interventi di natura globale alterano le proprietà dinamiche degli edifici; nel caso in esame a fronte di un modesto incremento delle masse si ha un notevole incremento di rigidezza. Nella Tabella 13 sono riportati i risultati dell'analisi modale della struttura rinforzata, che dimostrano la bontà dell'intervento sotto l'aspetto della regolarizzazione dei modi di vibrazione cui si accompagna un sensibile e prevedibile irrigidimento della struttura. Si noti che le proprietà dinamiche fondamentali ricavate mediante i due codici di calcolo sono pressoché identici e che l'inserimento dei controventi dissipativi determina un decremento del periodo fondamentale di vibrazione del 25%, se calcolato con il codice SAP2000, e del 21%, se calcolato con il codice SismiCad. Persiste inoltre l'accoppiamento flesso-torsionale del secondo modo di vibrazione.

5.3 Analisi strutturale mediante ASNL (analisi statiche non lineari)

I punti prestazionali calcolati allo stato limite di salvaguardia della vita corrispondenti alle capacità di taglio e momento flettente delle travi (indicati con gli acronimi SBC e MBC, rispettivamente) e alle capacità di taglio e momento flettente dei pilastri (indicati con gli acronimi SCC e MCC, rispettiva-

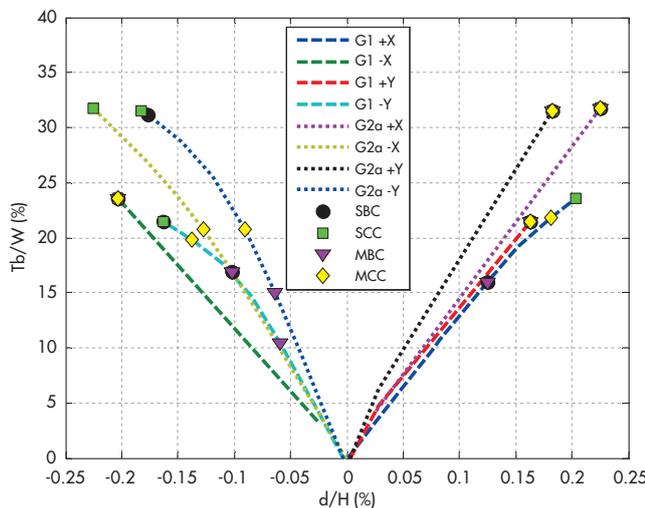
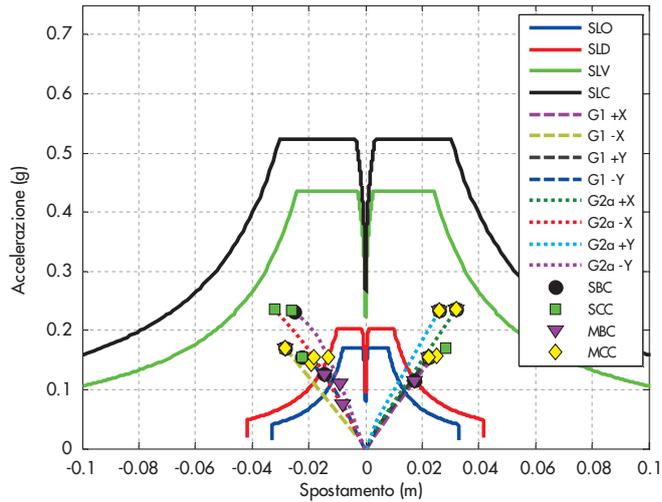


Figura 39
Struttura rinforzata: curve di risposta per le diverse ASNL e punti prestazionali.

Figura 40
Struttura rinforzata: curve di risposta per le diverse ASNL e punti prestazionali nel piano ADRS.



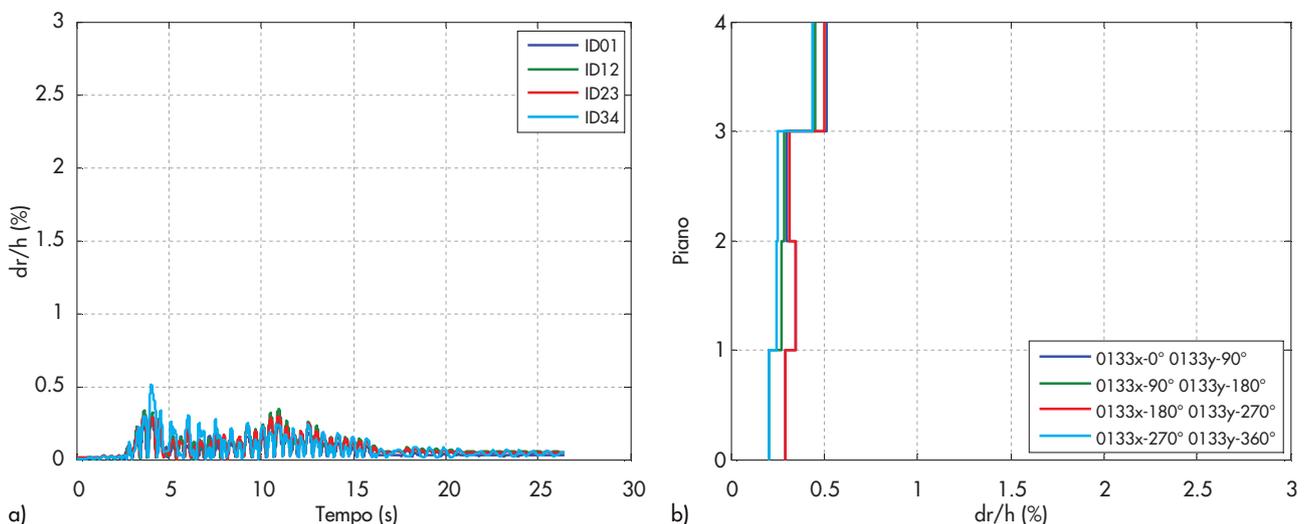
mente) sono rappresentati nelle Figure 39 e 40. In particolare la Figura 39 rappresenta le curve di risposta riportate in termini di taglio alla base T_b , adimensionalizzato rispetto al peso sismico totale W , e spostamento orizzontale d di un punto di controllo posto in sommità, adimensionalizzato rispetto all'altezza totale dell'edificio H .

Si noti che l'intervento strutturale ha determinato, a parità di tagliante alla base, una sensibile riduzione dello spostamento del punto di controllo, circostanza auspicabile per evitare il martellamento con il fabbricato limitrofo. Inoltre, si può osservare che i meccanismi di collasso sono diventati di tipo duttile e che si sviluppano per valori del tagliante alla base superiori al 10% del peso sismico complessivo dell'edificio. La Figura 40 rappresenta le curve di risposta nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) riportate in termini di accelerazione e spostamento, opportunamente scalate in funzione del fattore di partecipazione modale del modo di vibrare fondamentale del sistema reale. Specificatamente, i fattori di par-

tecipazione modale risultano pari a 1.397, 1.387, 1.351 e 1.350 rispettivamente per le distribuzioni G1 X, G1 Y, G2a X e G2a Y.

Le ASNL hanno mostrato che la struttura rinforzata esibisce un comportamento strutturale decisamente migliore sia in termini di duttilità sia di rigidezza; si evidenzia che la capacità strutturale è limitata da insufficiente capacità flessionale delle travi, crisi in ogni caso di natura duttile e dunque preferibile rispetto a quelle a taglio. Gli interventi di rinforzo hanno consentito peraltro di innalzare sensibilmente la soglia di attivazione dei meccanismi fragili, sistematicamente più resistenti rispetto a quelli duttili, in sintonia con i principi di gerarchia delle resistenze. L'adozione di controventi dissipativi ha consentito inoltre di regolarizzare notevolmente il comportamento globale, accrescendo la rigidezza in entrambe le direzioni e aumentando lo smorzamento della struttura. Anche in relazione agli effetti benefici dello smorzamento aggiuntivo, i meccanismi fragili presentano soglie di attivazione superiori a quelle corrispondenti allo stato

Figura 41
Valutazione della struttura rinforzata mediante l'accelerogramma 0133 scalato a 0.10 g: spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di interpiano della struttura, diagrammati in funzione del tempo (a) e del piano dell'edificio (b).



limite di salvaguardia della vita nella gran parte dei casi esaminati.

Pur non raggiungendo i requisiti di sicurezza riferiti all'adeguamento sismico, la struttura presenta delle performance decisamente migliori rispetto alla configurazione esistente.

5.4 Analisi strutturale mediante ADNL (analisi dinamiche non lineari)

Le analisi dinamiche non lineari sono state implementate, con il metodo dell'integrazione diretta al passo delle equazioni del moto, anche per la struttura rinforzata e per valori delle accelerazioni di riferimento variabili tra 0.05 e 0.30 g con passo 0.05 g e inoltre, solo per alcuni accelerogrammi, anche per valori pari a 0.35 g. Nelle Figure 41, è riportata la risposta della struttura rinforzata in termini di spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di piano; questi sono riferiti all'accelerogramma 0133 scalato a 0.10 g.

Analogamente a quanto fatto per la struttura esistente, la risposta strutturale è stata analizzata per diversi angoli di entrata del sisma; la Figura 31 a) è riferita alla situazione in cui l'accelerogramma 0133x è applicato parallelamente all'asse longitudinale dell'edificio (convenzionalmente assunto pari a 0°) e l'accelerogramma 0133y ortogonalmente a quello 0133x, ossia parallelamente all'asse trasversale dell'edificio. I risultati completi delle analisi dinamiche non lineari della struttura rinforzata sono riportati nella Figura 32b in termini di spostamenti di interpiano adimensionalizzati rispetto all'altezza di piano. Dal confronto tra le Figure 31 e 41 e tra le Figure 32a e 32b, si può rilevare che la struttura rinforzata presenta un comportamento decisamente più regolare rispetto alla situazione ante operam e che l'introduzione di controventature ha consentito di "contenere" il meccanismo di collasso a piano soffice. Per tutti i livelli di accelerazione considerati, inoltre, l'intervento strutturale ha determinato un'importante riduzione degli spostamenti di interpiano e di conseguenza anche il danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali.

I risultati completi delle analisi dinamiche lineari in termini di massimi taglianti di piano adimensionalizzati rispetto al peso sismico dell'edificio sono rappresentati nelle Figure 42.

Dall'esame dei risultati si può notare che la risposta strutturale è decisamente più regolare tanto in direzione X quanto in direzione Y; peraltro, si rileva che, rispetto al caso ante operam e a parità di accelerazioni di base, i taglianti di piano sono più alti, in ragione dell'incremento di rigidità, e decisamente meno dispersi. A scopo esemplificativo, nei grafici di Figura 42, sono inoltre diagrammate le spezzate passanti in cor-

rispondenza dei valori mediani dei taglianti di piano adimensionalizzati associati a ciascun livello di accelerazione analizzato.

5.5 Particolari costruttivi

Come detto in precedenza, l'intervento con sistema CAM riguarda tutti i nodi trave-pilastro del perimetro esterno nonché le sezioni terminali degli elementi strutturali ivi convergenti, come mostrato nei particolari di cui alla Figure 43 e 44. Inoltre, l'intervento è esteso anche a tutte le sezioni terminali delle travi interne, per un tratto di lunghezza pari a cm 150 dal nodo, e dei pilastri interni, per un tratto di cm 75 dal nodo trave-pilastro, oltre che a tutte le travi di interpiano afferenti alla maglia strutturale dove saranno inseriti i controventi dissipativi, per tutta la lunghezza delle medesime.

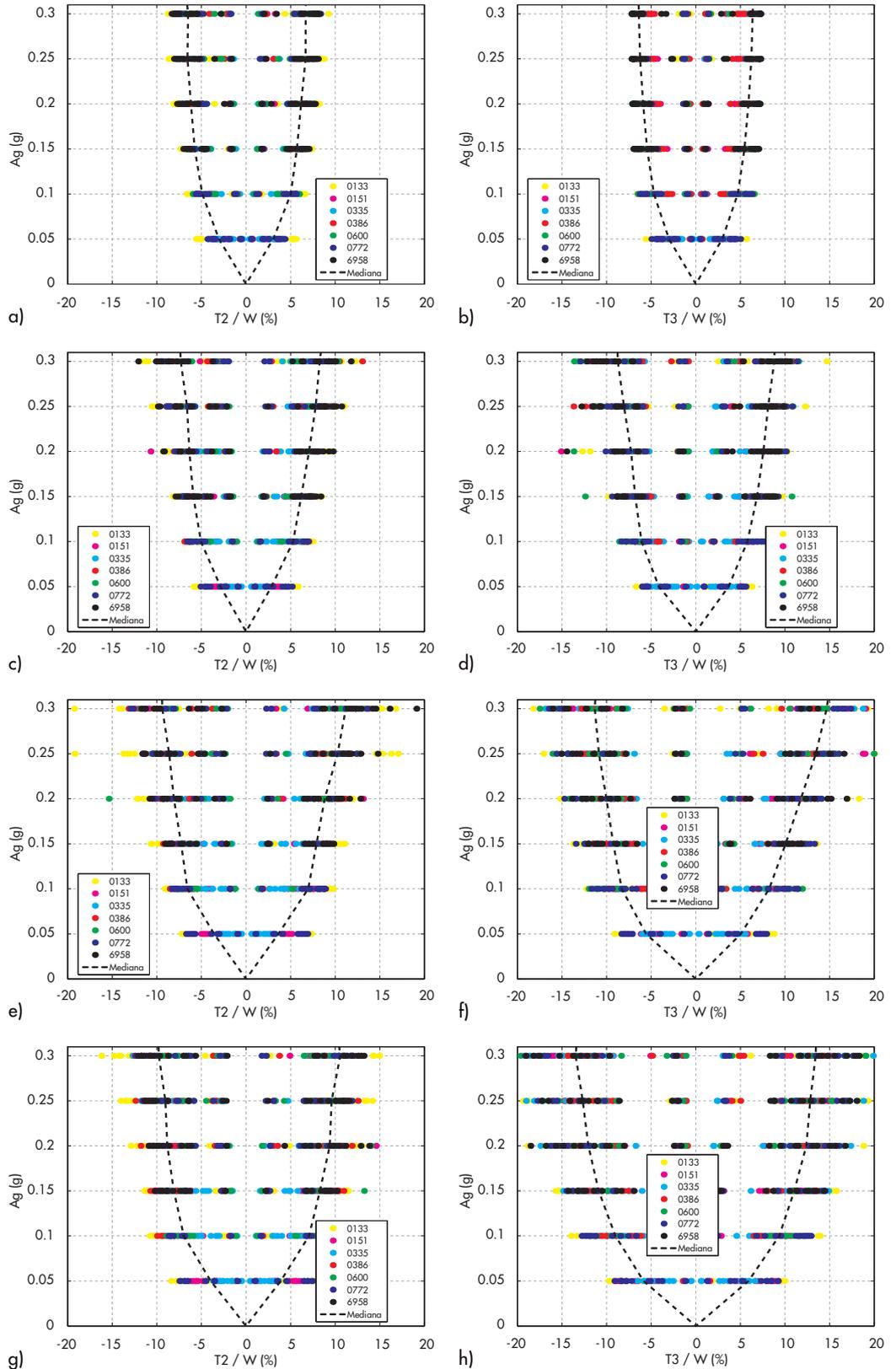
Nelle Figure 45 e 46 sono riportati i prospetti strutturali longitudinali e trasversali con l'indicazione degli interventi di consolidamento.

Completano il consolidamento strutturale la realizzazione di travi di fondazione a T rovescia in corrispondenza delle travi a sezione rettangolare di collegamento dei plinti su pali. Gli interventi menzionati necessitano di una serie di oneri di natura edile propedeutici, tra i quali vale la pena menzionare: rimozione della cortina e successiva posa in opera al termine delle lavorazioni, previa pulizia del materiale, demolizione del solaio e del vespaio per l'accesso al piano di posa delle fondazioni, recupero corticale delle superfici degli elementi in c.a. mediante scarifica dello strato esterno, pulizia con idropulitrice o sabbiatrice, applicazione di anticorrosivo sui ferri di armatura e successiva finitura con malta.

5.6 Stima economica degli interventi di consolidamento

La stima economica degli interventi di consolidamento è stata effettuata con riferimento alle voci di mano d'opera, noli, materiali e opere compiute previste dal prezzario ufficiale di riferimento del Provveditorato regionale alle OO.PP. per la Toscana e l'Umbria Edizione 2011 e, in mancanza di voci adeguate, con riferimento ai Prezzari DEI Edizione 2011 e a specifiche schede di analisi prezzo all'uopo create. Per quanto attiene alle controventature metalliche, si intendono incluse sia la fornitura e posa in opera di dissipatore isteretico assiale a instabilità impedita tipo "BRAD", sia la fornitura e posa in opera di carpenteria metallica (aste metalliche, bulloneria, piastrame). Il dissipatore isteretico deve essere conforme all'EN 15129:2009 e recare la marcatura CE mentre la carpenteria metallica deve essere conforme alle caratteristiche fisico-meccaniche previste dalle NTC2008. Oltre le consuete prove di

Figura 42
Struttura consolidata:
massimi taglianti di piano
adimensionalizzati rispetto
al peso sismico dell'edificio
calcolati sia in direzione X
(sx) che in direzione Y (dx),
riferiti al quarto (a, b), al
terzo (c, d), al secondo (e, f)
e al primo interpiano (g, h).



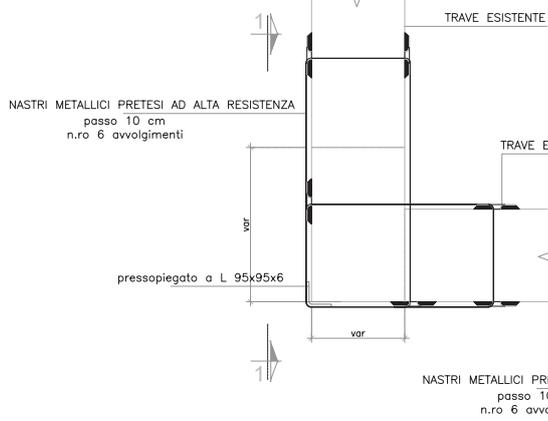
accettazione dei materiali previsti dalle NTC2008, si intendono altresì comprese le prove distruttive su ciascuna tipologia di dispositivo isteretico, per un totale di 5 prove, valevoli sia come Type test sia come Factory Production Control test, in accordo a EN 15129:2009.

Per scopi puramente esemplificativi, gli interventi di consolidamento strutturale possono essere suddivisi in tre categorie principali: fornitura e posa in opera controventi dissipativi, realizzazione di rinforzo delle fondazioni e realizzazione degli interventi di rafforzamento locale.

PARTICOLARE 1

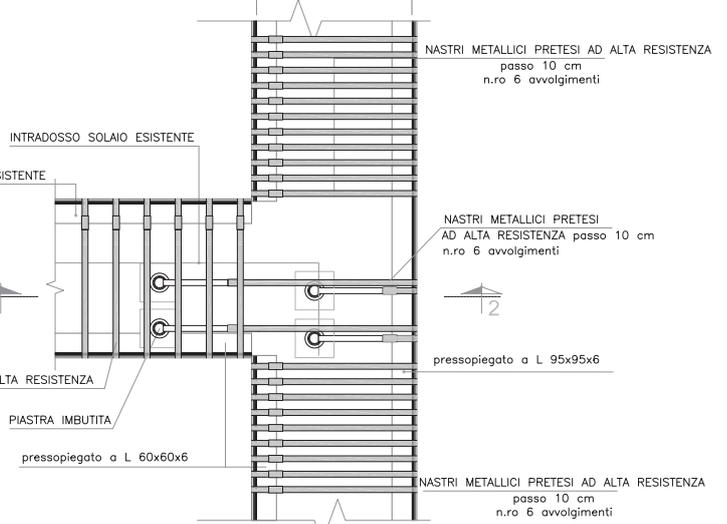
SEZIONE 2-2

SCALA 1:10



SEZIONE 1-1

SCALA 1:10



Sezione pilastro

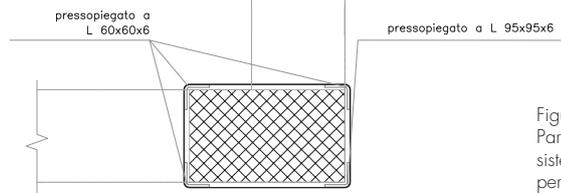
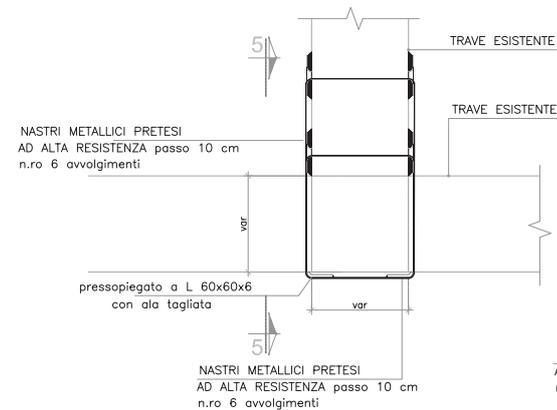


Figura 43
Particolare di intervento con sistema CAM su nodo perimetrale d'angolo.

PARTICOLARE 3

SEZIONE 6-6

SCALA 1:10



SEZIONE 5-5

SCALA 1:10

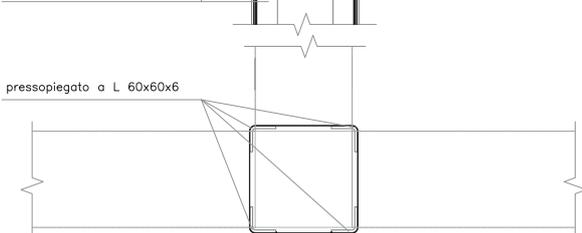
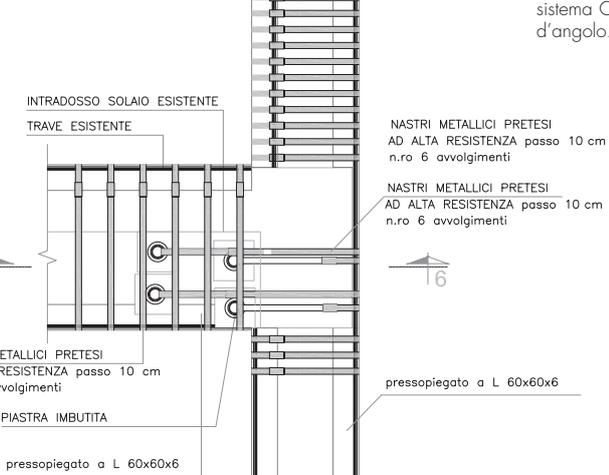


Figura 44
Particolare di intervento con sistema CAM su nodo d'angolo.

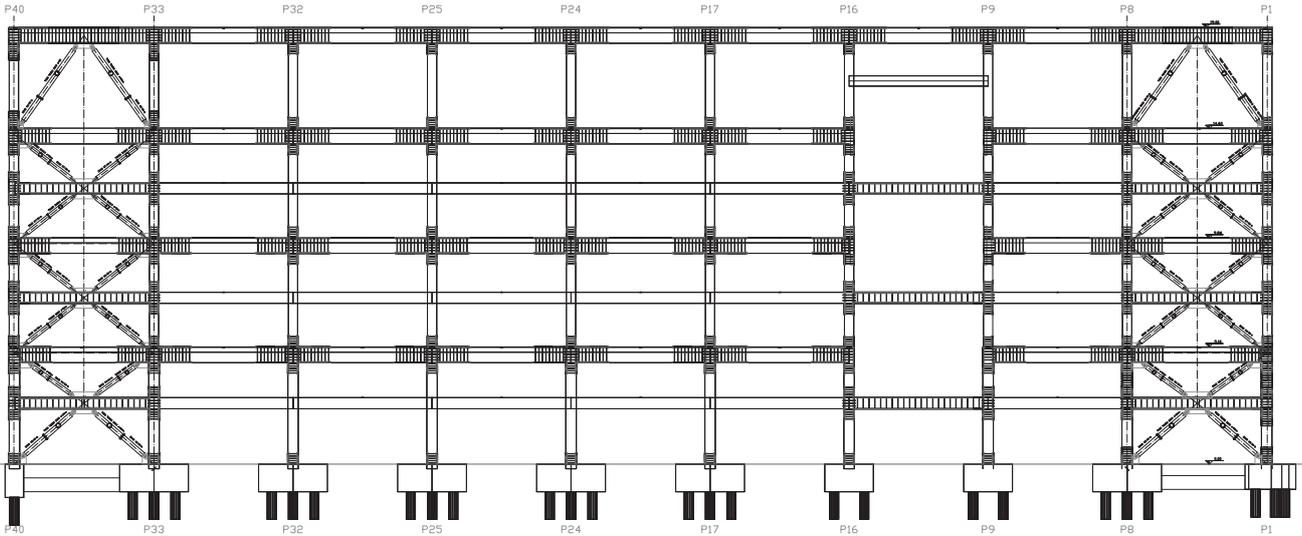


Figura 45
Prospetto strutturale
longitudinale della struttura
consolidata (in alto).

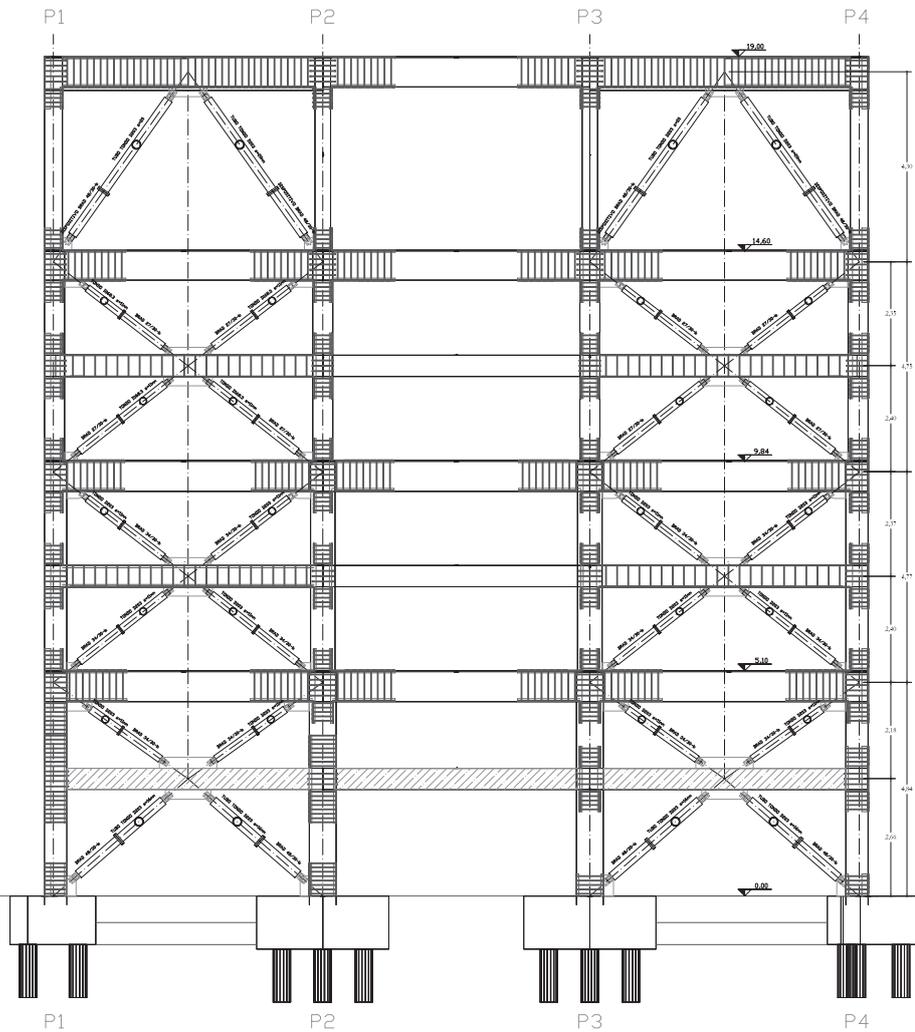


Figura 46
Prospetto strutturale
trasversale della struttura
consolidata (a destra).

Il prezzo totale per la fornitura e posa in opera dei controventi dissipativi e delle relative prove di accettazione ammonta a circa € 240.000,00 mentre gli oneri economici per gli interventi di rafforzamento locale in senso stretto ammontano a circa € 515.000,00; a questi bisogna

aggiungere gli oneri edili a essi correlati che ammontano a circa € 350.000,00. Gli interventi di consolidamento delle fondazioni ammontano invece a circa € 45.000,00. Dalla Figura 47, nella quale si riporta il break-down dei costi necessari per il consolidamento struttu-

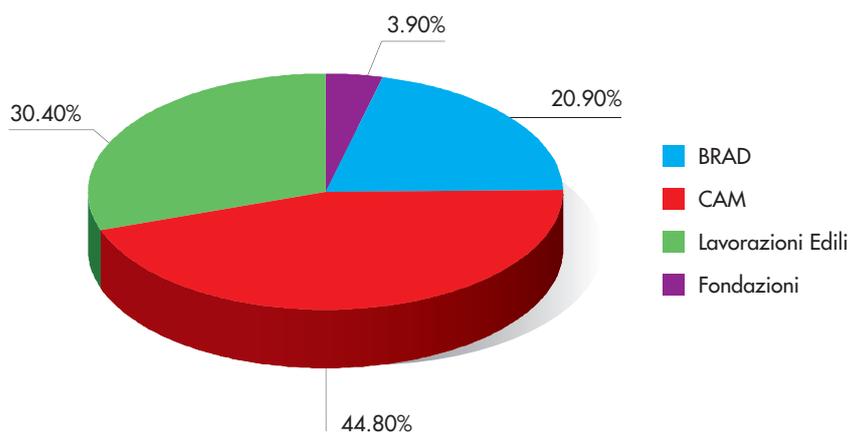


Figura 47
Break-down dei costi di consolidamento strutturale dell'edificio.

rale dell'edificio, si rileva che i costi necessari per la fornitura e posa in opera dei controventi dissipativi sono piuttosto limitati e rappresentano circa un quinto del totale; per contro, gli interventi di rafforzamento locale ne costituiscono quasi il 45%. Le lavorazioni edili propeedeutiche o comunque necessarie per l'esecuzione degli interventi strutturali costituiscono circa il 30% dell'importo totale, aliquota abbastanza bassa se confrontata con altri casi di miglioramento sismico in ragione del fatto che il consolidamento strutturale è inserito in un contesto di riqualificazione edile e impiantistica generale. Le lavorazioni in fondazione sono infine marginali e precisamente inferiori al 4%.

A rigore bisognerebbe conteggiare anche gli oneri per il trasporto e lo smaltimento dei materiali di risulta nonché l'aliquota degli oneri della sicurezza legati alle opere strutturali; per gli scopi della memoria si omettono tuttavia queste valutazioni e ci si limita a rilevare che l'intervento di miglioramento ammonta nel suo complesso a circa € 1.150.000,00 pari a circa 285 €/mq di superficie lorda e a circa 60 €/mc di volume lordo.

Si pone infine l'accento sul fatto che la campagna di indagini di diagnostica strutturale (compresa la prova di caratterizzazione dinamica sperimentale) è costata circa € 17.000,00 al netto degli oneri della sicurezza e degli oneri fiscali; l'importo comprende altresì tutte le lavorazioni edili propeedeutiche alle indagini strutturali vere e proprie e tutte quelle di ripristino della situazione ante operam. Tale costo equivale a circa 4 €/mq di superficie lorda e a circa 0.87 €/mc di volume lordo. A questi costi vanno aggiunti quelli derivanti dalla campagna di indagini geognostiche e geofisiche; in questo caso tuttavia le prove sono da riferirsi a tutto il sedime nel quale sorge l'edificio oggetto di indagine e pertanto andrebbero suddivisi, a rigore, tra i diversi manufatti presenti all'interno del sedime stesso. Vale comunque la pena sottolineare che il

costo complessivo delle indagini geognostiche è risultato pari a circa € 13.600,00 al netto degli oneri della sicurezza e degli oneri fiscali.

6. Conclusioni

La presente memoria illustra l'analisi della vulnerabilità sismica e l'intervento di consolidamento strutturale su un edificio con struttura intelaiata in c.a. risalente agli anni '30 del secolo scorso. La struttura, progettata per soli carichi verticali, si è dimostrata particolarmente debole sia in termini di rigidità e resistenza sia in termini di duttilità. Sono state discusse le principali problematiche relative alla diagnostica strutturale utilizzata sia in campo statico sia dinamico per la caratterizzazione meccanica e comportamentale della struttura. La caratterizzazione dinamica teorica e sperimentale dell'edificio ha evidenziato il notevole contributo in termini di rigidità delle tamponature e l'importanza di una corretta calibrazione di un modello agli elementi finiti affidabile, finalizzata a una corretta valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente e dell'intervento di consolidamento strutturale. Sono state esaminate diverse strategie progettuali finalizzate all'incremento sia della capacità resistente sia delle proprietà dissipative, soffermandosi in particolare sull'utilizzo combinato di controventi dissipativi e interventi di rafforzamento locale. L'efficacia della soluzione progettuale utilizzata è valutata mediante analisi non lineari sia di tipo statico sia di tipo dinamico dalle quali si evince che il comportamento della struttura controventata è caratterizzato da un'elevata dissipazione energetica concentrata prevalentemente nei dispositivi dissipativi mentre l'edificio intelaiato esistente resta in campo elastico. Il caso studio esaminato ha infine consentito di valutare anche la convenienza economica della tecnica basata sulla dissipazione di energia rispetto alle tecniche classiche di intervento.

Ringraziamenti

Gli autori sono particolarmente grati al 2° Reparto Genio A.M. per la competenza e gli strumenti tecnici condivisi con gli autori della memoria. Si ringraziano inoltre la ditta MESA s.a.s. per la realizzazione delle indagini geognostiche e geofisiche e per l'inquadramento geologico del sito di interesse

e la ditta E.S.M. s.r.l. per l'esecuzione delle indagini di diagnostica strutturale e della prova di caratterizzazione dinamica sperimentale. Si ringraziano inoltre le ditte EdilCAM s.r.l. e FIP Industriale S.p.A. per il gentile contributo fornito durante la fase preliminare di progettazione degli interventi di consolidamento strutturale.

Bibliografia

- Antonucci R., Balducci F., Cappanera F., Castellano M.G. (2009) - Strutture prefabbricate con controventi dissipativi: l'esempio del nuovo polo didattico della Facoltà di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona, *Progettazione Sismica*, 01-2009, 85-103.
- British Standard 1881 (1983) - Testing concrete, part 120. Methods for determination of the compressive strength of concrete cores.
- CEN (2004) - Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, part 3: assessment and retrofitting of buildings, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- CEN (2006) - Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1.3: General rules. Specific rules for various materials and elements. European Commission for Standardisation, Brussels, Belgium.
- Chiodi R., Di Sarno L., Prota A., Manfredi G. (2011) - Vulnerabilità sismica e adeguamento strutturale mediante controventi dissipativi di una scuola militare, 14th Italian Conference on Earthquake Engineering ANIDIS 2011, Bari, Italia, 2011.
- Chopra A.K., Goel R.K. (2000) - Building period formulas for estimating seismic displacements, *Earthquake Spectra*, 16, 533-536.
- Cosenza E., Prota A. (2006) - Experimental behavior and numerical modeling of smooth steel bars under compression, *Journal of Earthquake Engineering*, 10(3), 313-329.
- Cosenza E., Verderame G.M., Ricci P., (2009) - Il dettaglio di chiusura delle staffe nel confinamento di elementi in calcestruzzo armato: primi risultati sperimentali, 13th Italian Conference on Earthquake Engineering ANIDIS 2009, Bologna, Italia, 2009.
- Computer and Structures Inc. (2012) - SAP2000 Advanced 15.1.0, Structural Analysis Program. Copyright © 1978-2011 by Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA.
- Concrete (2011) - Structural Engineering Software. © Copyright 2006 by Concrete s.r.l., Padova, Italia.
- Crowley H., Pinho R. (2004) - Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 93-119.
- De Martino A., Della Corte G., D'Aniello M. (2011) - I controventi ad instabilità impedita per il consolidamento di edifici in c.a., *Costruzioni metalliche*, 4-2011, 51-60.
- Di Sarno L., Costa P., Manfredi G. (2009) - Prestazioni Sismiche di un Edificio Scolastico Adeguato Sismicamente, 13th Italian Conference on Earthquake Engineering ANIDIS 2009, Bologna, Italia, 2009.
- Di Sarno L., Manfredi G. (2010) - Seismic retrofitting with buckling restrained braces: Application to an existing non-ductile RC framed building, *Soil Dyn. and Earthquake Eng.*, 30, 1279-1297.
- Di Sarno L., Manfredi G. (2011) - Experimental tests on full-scale RC unretrofitted frame and retrofitted with buckling restrained braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41:2, 315-333
- Di Sarno L., Di Ludovico M., Prota A. (2012) - Aspetti di analisi e progettazione di controventi dissipativi per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in calcestruzzo armato. *Progettazione sismica*, 02/2012, 75-92.
- M.LL.PP. (2008) - Decreto del 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008).
- M.LL.PP. (2009) - Circolare n. 617 del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (Circolare 2009).
- Fajfar (2000) - Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16, 3, 573-592.
- Fardis M.N., Panagiotakos T.B. 1997a (1997) - Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I: bare structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 1, 219-256.
- Fardis M.N., Panagiotakos T.B. 1997b (1997) - Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: infilled structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 1, 475-503.
- Fardis M.N. (2009) - Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurocode 8. Springer.
- Gallipoli M.R., Mucciarelli M., Sket-Motnikar B., Zupancic P., Gosar A., Prevolnik S., Herak M., Stipcevic J., Herak D., Milutinovic Z., Olumceva, T. (2010) - Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bull. of Earthquake Eng.*, 8, 593-607.
- Gasperini M., Signanini P. (1983) - Il metodo "Down-Hole" per la misura delle onde sismiche delle terre. *Rassegna Tecnica del Friuli Venezia Giulia*, N. 4, 35-37.
- Gates W.E., Foth V.A. (1978) - Building period correlation. Report to the applied technology council.
- Goel R.K., Chopra A.K. (1997) - Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings, *Journal of Structural Engineering*, 123, 1454-1461.
- Housner G.W., Brady A.G. (1963) - Natural periods of vibration of buildings, *Journal of Eng. Mech Din*, 89, 31-65.

- Hong L., Hwang W. (2000) - Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan, *Earthquake Eng. and Str Dyn.*, 29, 327-337.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2010) - REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 339-362.
- Iwata M., Kato T., Wada A. (2000) - Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. *Proceedings of the 3rd International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2000)*, Montreal, Canada, 33-38.
- Kim J., Choi H. (2004) - Behavior and design of structures with buckling-restrained braces, *Engineering Structures*, 26, 693-706.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R (1988) - Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of the Structural Division*, 114, 1804-1826.
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007) - Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Masi A. (2005) - La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive, *Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica*, 1-2005.
- Masi A., Vona M. (2010) - Experimental and numerical evaluation of the fundamental period of undamaged and damaged RC framed buildings. *Bull. of Earthquake Eng.*, 8, 643-656.
- Meletti C., Montaldo V. (2007) - Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable S1. <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>.
- Metta G. (2006) - Verifiche di vulnerabilità sismica per edilizia aeroportuale, Tesi di Master di II livello in Infrastrutture Aeronautiche.
- Nakamura Y. (1989) - A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on ground surface. *Quarterly report of Railway Technical Research Institute (RTRI)*, 30, 1.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 (2005) - Ulteriori modifiche ed integrazione all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/2006 (2006) - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- Ponzo F.C., Di Cesare A., Arleo G., Totaro P. (2010) - Protezione sismica di edifici esistenti con controventi dissipativi di tipo isteretico: aspetti progettuali ed esecutivi, *Progettazione sismica*, 01/2010, 37-60.
- Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G. (2011) - Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings, *Engineering Structures*, 33, 308-319.
- Verderame G.M., Ricci P., Manfredi G., Cosenza E. (2010) - Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1351-1373.
- Wada A., Iwata M., Huang Y.H. (1997) - Seismic design trend of tall steel building after Kobe earthquake. *International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures*, 251-269, Taormina, Italy.