

Isolamento sismico, monitoraggio, identificazione e modellazione del Santuario della “Madonna delle Lacrime” in Siracusa

Seismic isolation, monitoring, identification and modelling of the “Our Lady of Tears” shrine in Syracuse

Daniele Losanno¹, Cristina Spizzuoco², Giorgio Serino³ ■

Sommario

L'articolo descrive l'intervento di isolamento sismico della cupola del Santuario della Madonna delle Lacrime in Siracusa, una imponente struttura in c.a. e c.a.p. di forma troncoconica della massa di oltre 22.000 tonnellate, nonché la realizzazione e gestione del sistema di monitoraggio sismico installato successivamente. Per l'installazione dei dispositivi di isolamento, del tipo a scorrimento con dissipazione esterna di energia con fusibili a comportamento elastoplastico, è stato necessario sollevare l'intera cupola tramite un complesso sistema di martinetti idraulici, utilizzando probabilmente per la prima volta su un edificio tecniche di sollevamento e sostituzione degli appoggi più comunemente applicate ad impalcati da ponte. Il sistema di monitoraggio, aggiornamento e potenziamento di un precedente sistema mai reso operativo, presenta caratteristiche innovative in quanto consente di gestire con un unico hardware e software dedicato sia le acquisizioni lente (variazioni termiche, umidità relativa, direzione e velocità del vento), che quelle veloci di tipo dinamico dovute alle vibrazioni ambientali, al vento ed al sisma. Il sistema è stato recentemente inserito fra quelli mantenuti e controllati direttamente dal Dipartimento della Protezione Civile Nazionale nell'ambito dell'Osservatorio Sismico delle Strutture. Le prime registrazioni ottenute in occasione di eventi sismici minori hanno consentito di validare il corretto funzionamento complessivo della struttura, nonché di effettuare una prima identificazione dinamica della complessa costruzione e calibrare un sofisticato modello agli elementi finiti della stessa.

Parole chiave: Isolamento sismico, monitoraggio strutturale, identificazione dinamica, modellazione FEM.

Abstract

This paper describes the seismic isolation intervention of the dome of the “Our Lady of Tears Shrine” in Syracuse, an imposing truncated-conical structure made of reinforced and prestressed concrete whose mass is about 22.000 ton, as well as the installation and management of its structural monitoring system. For the installation of the new antiseismic isolators, having a sliding mechanism and external energy dissipation capacity due to elasto-plastic steel elements, it was necessary to lift the whole dome by means of a complex system of hydraulic jacks, i.e., to use for the first time on a building the techniques of lifting and substitution of the bearings, which are commonly applied to bridge decks. The monitoring system, representing an upgrading and improvement of an old system never made working, has some innovative features, because it allows to manage with one and the same dedicated hardware and software both the slow (thermal variations, relative humidity, wind direction and velocity) and the fast acquisitions, namely those dynamic caused by environmental vibrations, wind and earthquake. The monitoring system has been recently inserted among those structures maintained and controlled by the National Department of Civil Protection within the Seismic Observatory of Structures. The first records of low seismic events allowed to validate the correct behavior of the whole structure, as well as to make a first dynamic identification of the complex construction and to calibrate a detailed finite element model of the Sanctuary.

Keywords: Seismic isolation, structural health monitoring, dynamic identification, FEM modelling.

¹ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli “Federico II” - ✉ daniele.losanno@unina.it

² Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli “Federico II” - ✉ spizzuoc@unina.it

³ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli “Federico II” - ✉ serino@unina.it

1. Introduzione

L'isolamento sismico, quale tecnologia di controllo passivo del comportamento strutturale, è stato ampiamente applicato negli ultimi decenni a costruzioni nuove ed esistenti situate in tutto il mondo. La sua efficacia è stata dimostrata dalle prestazioni esibite durante terremoti recenti, e da prove realizzate in laboratorio e in sito. È attualmente riconosciuto che questa tecnologia consente alle strutture di attingere più elevati livelli di sicurezza rispetto alle strutture convenzionali, anche quando queste sono progettate utilizzando i criteri sismici attuali. La diffusione dell'isolamento sismico permette di ottenere una sensibile riduzione del rischio sismico, ed è favorita dalla presenza di norme affidabili e procedure di calcolo ottimizzate (Kelly, 2004; Christopoulos e Filiatrault, 2006; Matsagar e Jangid, 2008; Mokha et al., 2006; Petrini et al., 2006; Soong e Spencer, 2002).

Il Giappone è il Paese leader nell'utilizzo della tecnologia dell'isolamento sismico, grazie alla presenza di una normativa specifica risalente al 2000 (Martelli e Forni, 2012), e all'eccellente comportamento di edifici isolati durante i recenti terremoti violenti: le costruzioni isolate sono oltre 6600 (sia edifici estesi in pianta e/o elevazione, che piccole case private), mentre le applicazioni a ponti e viadotti sono state realizzate più tardi rispetto a quelle agli edifici. La Repubblica Cinese nel 2005 era al terzo posto per numero di applicazioni di isolamento sismico con circa 490 edifici; dopo il terremoto di Wenchuan (12 maggio 2008), il numero di costruzioni isolate ogni anno è raddoppiato, portando il Paese al secondo posto, con 2500 edifici e 80 ponti e viadotti. La Federazione Russa è ora al terzo posto con circa 550 applicazioni ad edifici e ponti. Negli Stati Uniti il numero di applicazioni rimane limitato, nonostante l'eccellente comportamento di alcuni importanti edifici durante alcuni terremoti: ci sono circa 200 applicazioni a edifici (metà dei quali sono interventi di adeguamento) e 50 applicazioni a ponti e viadotti, a causa di una normativa sismica piuttosto penalizzante. Le applicazioni di isolamento sismico in Italia hanno registrato una rapida crescita dopo il terremoto in Abruzzo (6 aprile 2009 – $M_L = 6.3$): prima di questo terremoto, le strutture isolate erano circa 70, da aggiungere a circa 25 costruzioni in fase di realizzazione o progetto; dopo il terremoto, il numero di costruzioni isolate è salito a più di 300 (Martelli et al., 2012). D'altra parte, le nuove tecnologie di monitoraggio ricoprono oramai un ruolo fondamentale in campo strutturale e hanno fatto notevoli progressi, sostenendo e affiancando la ricerca attraverso l'utilizzo di strumentazione e metodologie

sempre più precise ed economiche: il monitoraggio strutturale rappresenta una realtà concreta e sempre più accessibile, tanto da collocarsi tra i più importanti strumenti di supporto decisionale (Balageas, 2010; Farrar e Worden, 2012).

Nelle sue prime applicazioni, l'esigenza di un monitoraggio strutturale nasceva dalla necessità di determinare le condizioni di sicurezza di costruzioni storiche. A livello nazionale, i primi casi studio (durante gli ultimi anni del Novecento) erano relativi a edifici monumentali, in conseguenza di una riscoperta del patrimonio architettonico italiano. Oggi, il campo d'applicazione del monitoraggio è esteso a tutte le opere dell'ingegneria civile, dalle infrastrutture di trasporto (ponti, dighe, gallerie ecc.) agli edifici strategici. Tale diffusione è ascrivibile a molteplici ragioni: il progresso tecnologico in termini di sensoristica ed elaborazione dati (sempre più efficienti ed economici); la possibilità di ottenere maggiori informazioni sul comportamento di una struttura, riducendo così le incertezze connesse alla sua sicurezza; le potenzialità nell'ambito della gestione dell'emergenza in concomitanza di eventi calamitosi; il controllo locale e/o globale della struttura in tempo reale. Un sistema di monitoraggio opera mediante l'acquisizione (qualora sia necessario, in modo continuo) dei valori assunti da alcune grandezze significative, la segnalazione a tecnici incaricati di eventuali anomalie o superamento di predefiniti valori di soglia, e la conseguente automatica attivazione di procedure d'allarme e/o di opportune misure di emergenza (ad esempio, lo spegnimento di un impianto, lo svuotamento di un bacino, la diminuzione della velocità di crociera di un treno, ecc.). Gli strumenti impiegati nel monitoraggio devono consentire di ottenere tutte quelle informazioni che evidenziano la presenza di un danneggiamento, di una risposta anomala o di una evoluzione del comportamento strutturale, e, se necessario, fornire dati significativi relativi ad input di natura ambientale. Dalla conoscenza di tali informazioni scaturisce la possibilità di attuare per tempo eventuali interventi di manutenzione, prima che questi diventino economicamente molto gravosi.

Il Servizio Sismico Nazionale (SSN) Italiano diversi anni fa ha realizzato un esteso progetto, denominato Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS), che rappresenta una complessa rete di strutture opportunamente selezionate su scala nazionale, tra le quali il Santuario della Madonna delle Lacrime (Spizzuoco et al., 2008), sulle quali è installato un sistema di monitoraggio continuo in grado di fornire utili dati sperimentali e di trasmettere allarmi in caso di eventi sismici: ponti, edifici di pubblica utilità quali ospedali,

municipi, chiese, scuole, strutture isolate, ecc. (Nicoletti e al, 2005). Nel caso particolare delle strutture isolate, il sistema di monitoraggio consente di controllare le prestazioni degli isolatori impiegati. La rete OSS è gestita tramite un elaboratore centrale, ubicato nella sede del SSN, dove affluiscono in tempo reale i dati registrati: questi vengono elaborati in automatico in una fase preliminare, e poi successivamente pubblicati su internet. Pertanto, il progetto OSS è in grado di fornire alla comunità accademica e professionale tutti i dati necessari per la valutazione della risposta reale di una struttura in esercizio, per la verifica delle prestazioni di un sistema di controllo eventualmente installato sulla struttura monitorata, ecc. In definitiva, la finalità del progetto OSS è che ciascun sistema di monitoraggio sia in grado di restituire una sorta di fotografia della struttura, che viene aggiornata nel tempo, ed è di fondamentale importanza per determinare una stima delle risorse necessarie alla riduzione di eventuali rischi, quando questi ultimi superano livelli prestabiliti. D'altra parte, la rete OSS fornisce l'opportunità di confrontare la realtà del costruito con il progetto ideale, in tutti i casi in cui è richiesta una verifica della sicurezza di costruzioni esistenti alla luce dei nuovi codici normativi.

2. L'isolamento sismico della cupola del Santuario

2.1 Descrizione della struttura

Il "Santuario della Madonna delle Lacrime" (Figura 1) è una imponente struttura in c.a. e c.a.p. (AITEC, 2006; Randazzo, 2001), che fu progettata da Riccardo Morandi al centro di una zona verde situata nella città di Siracusa. Al di sopra delle fondazioni e della Cripta, fu costruito il Tempio Superiore a partire dalla fine degli anni Ottanta. La struttura sopraelevata può contenere fino a 11.000 persone su una superficie di circa 4000 m². Il Tempio Superiore è caratterizzato da una imponente cupola a forma tronco-conica costituita da 22 costole sub-verticali: ciascuna di esse ha due tratti rettilinei aventi due pendenze diverse e una sezione trasversale a V con bracci di spessore 20 cm e lunghezza variabile con l'altezza della cupola. Se la quota dell'estradosso del piano di copertura della Cripta è assunta pari a 0.00 m, la cupola si sviluppa dalla quota 4.00 m in corrispondenza della sommità delle colonne, fino alla quota 74.30 m della sommità della cupola (Figura 2). Le 22 costole sono connesse tra loro orizzontalmente mediante otto anelli circolari aventi diametro decrescente con l'altezza: un anello principale di base, immediatamente al di sopra delle colonne, in cemento armato pre-

compresso; un anello intermedio a quota 16.40 m (in corrispondenza della variazione di pendenza delle costole); altri sei anelli ad interasse costante pari a 8.40 m in direzione verticale (Figura 2). Dall'anello principale di base si dipartono 22 mensole sub-orizzontali, che rappresentano la copertura di altrettante cappelle: il pavimento di 19 di esse è sospeso al corrispondente elemento a mensola di sezione scatolare attraverso otto profilati in acciaio (Figura 3). L'anello di base precompresso assorbe la spinta orizzontale dovuta al peso della cupola e contrasta i momenti torcenti indotti dalle cappelle a sbalzo. La zona piana fra due costole adiacenti, fino a quota 16.40 m, è realizzata mediante lastre nervate di spessore variabile (Figura 4). L'insieme delle parti superiori di ciascuna costola, ossia tra quota 66.80 m e quota 74.30, forma un tronco di cono su cui poggia una struttura in acciaio inossidabile alta 20 m (vedere Figura 1): il suo stelo centrale porta una statua della Madonna. L'intera cupola poggia attraverso l'anello di base precompresso su 22 colonne in c.a. con profilo trapezoidale (spessore variabile da 0.80 m a 1.00 m lungo l'altezza di 3.74 m), poste lungo il perimetro circolare ad interasse 10.00 m (Figura 5).

Per la realizzazione della struttura furono adottati i seguenti materiali: calcestruzzo di classe R_{ck} 35 MPa per i setti, la struttura delle cappelle e quella in elevazione; acciaio del tipo FeB 44k per le strutture in c.a.; acciaio del tipo FeG 520 per gli apparecchi d'appoggio; cavi post-tesi (sistema Ce.S.A.P. M/7) dell'anello di base in c.a.p. costituiti da fasci di trefoli di acciaio armonico aventi diametro di 0.7. Rispetto al valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo, le prove di schiacciamento eseguite durante la costruzione dell'opera fornirono valori medi e massimi di resistenza ben più alti (Tabella 1).

Tabella 1 - Resistenza di progetto e sperimentale del calcestruzzo impiegato

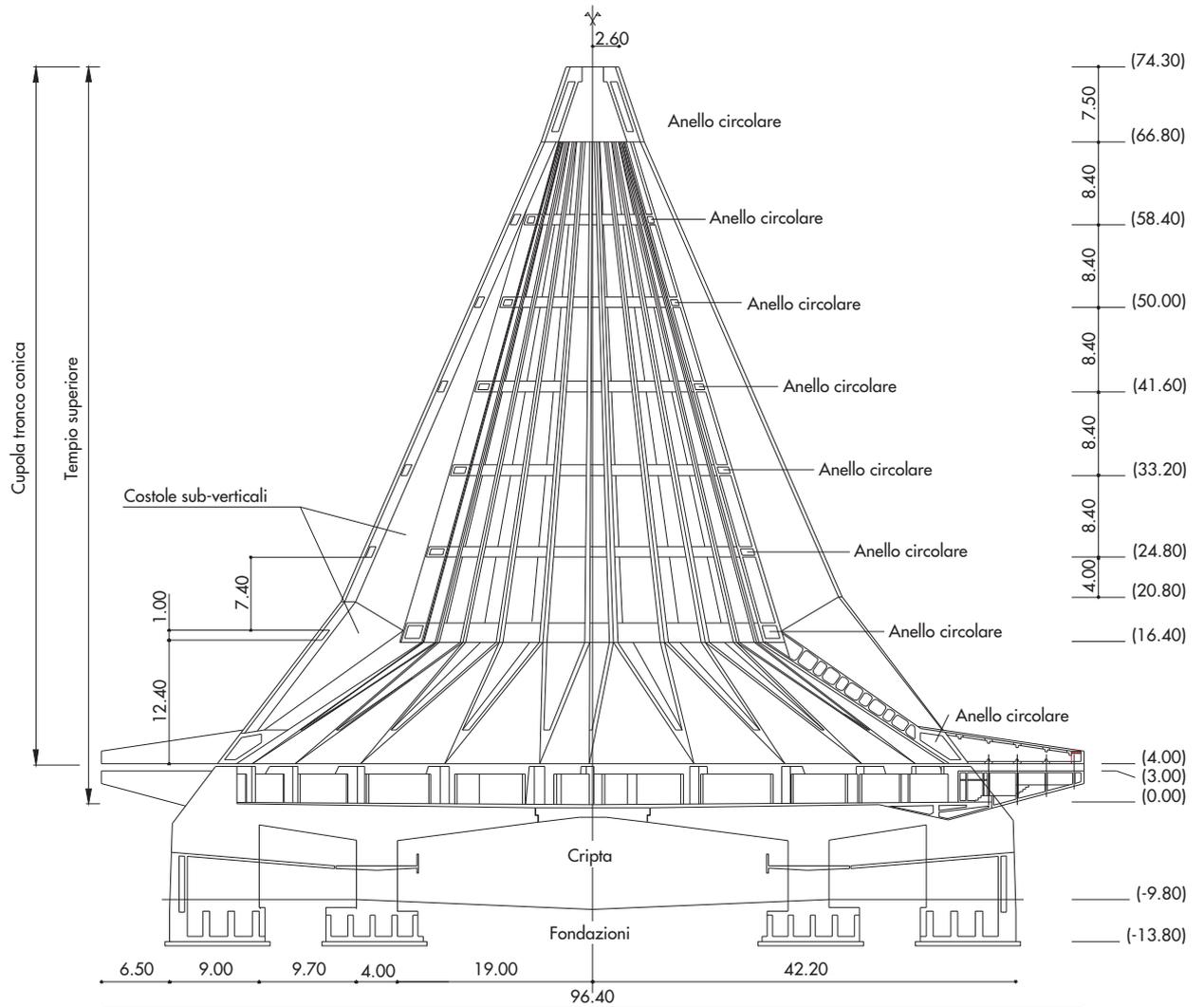
R_{ck}	R_{cm}	$R_{c,max}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]
35	60	90

All'epoca della costruzione, furono installati tra le colonne e l'anello principale 22 appoggi con superficie di scorrimento acciaio-teflon, aventi ciascuno una capacità di 9810 kN: ciascun appoggio consentiva gli spostamenti dell'anello di base della cupola in direzione radiale, provocati dalle variazioni termiche e dello stato tensionale, e le rotazioni dell'anello precompresso nei piani meridiani della struttura superiore, mentre gli spostamenti in direzione tangenziale erano impediti.

Figura 1
Vista del Santuario.



Figura 2
Sezione trasversale
verticale del Santuario.



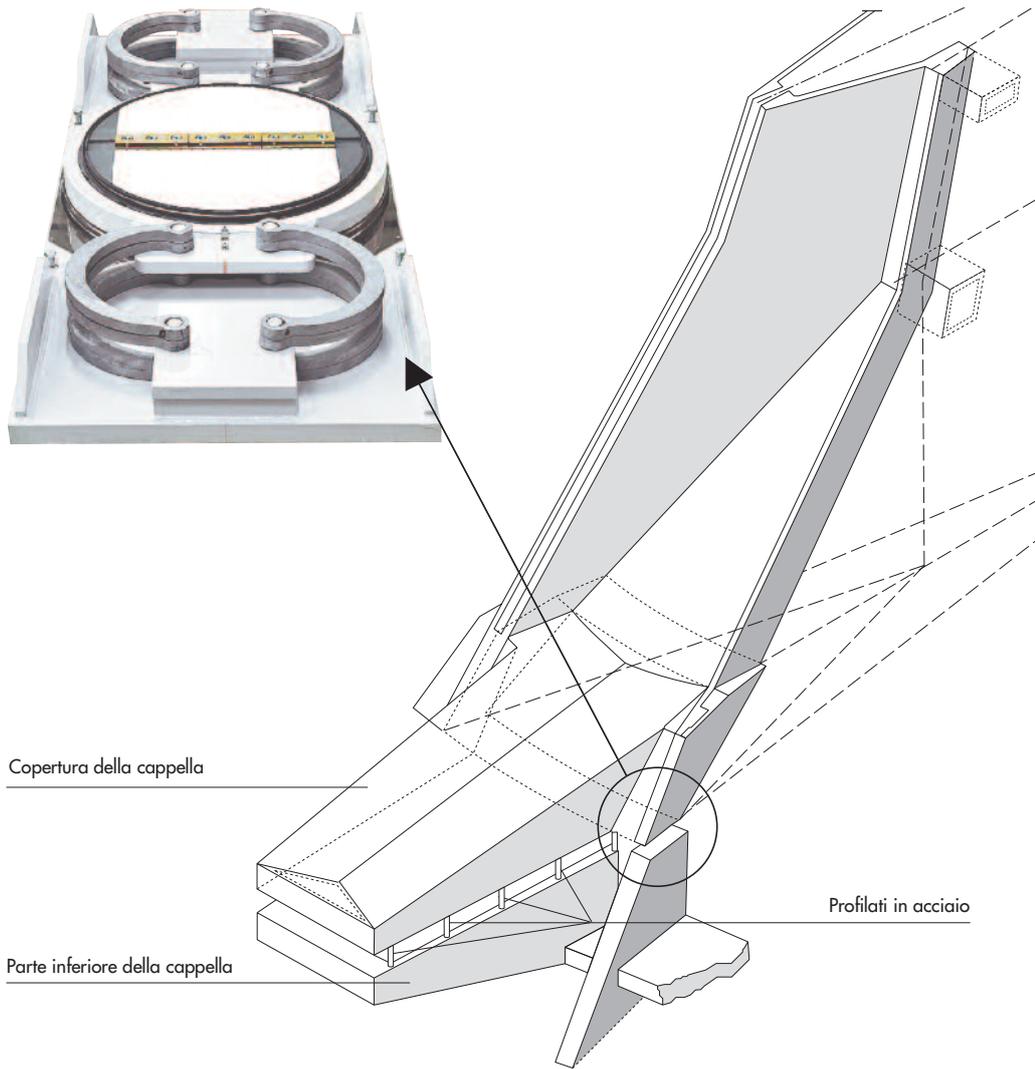


Figura 3
Vista assonometrica della parte inferiore di uno dei 22 segmenti del Tempio Superiore e del relativo isolatore installato in seguito all'intervento di isolamento.

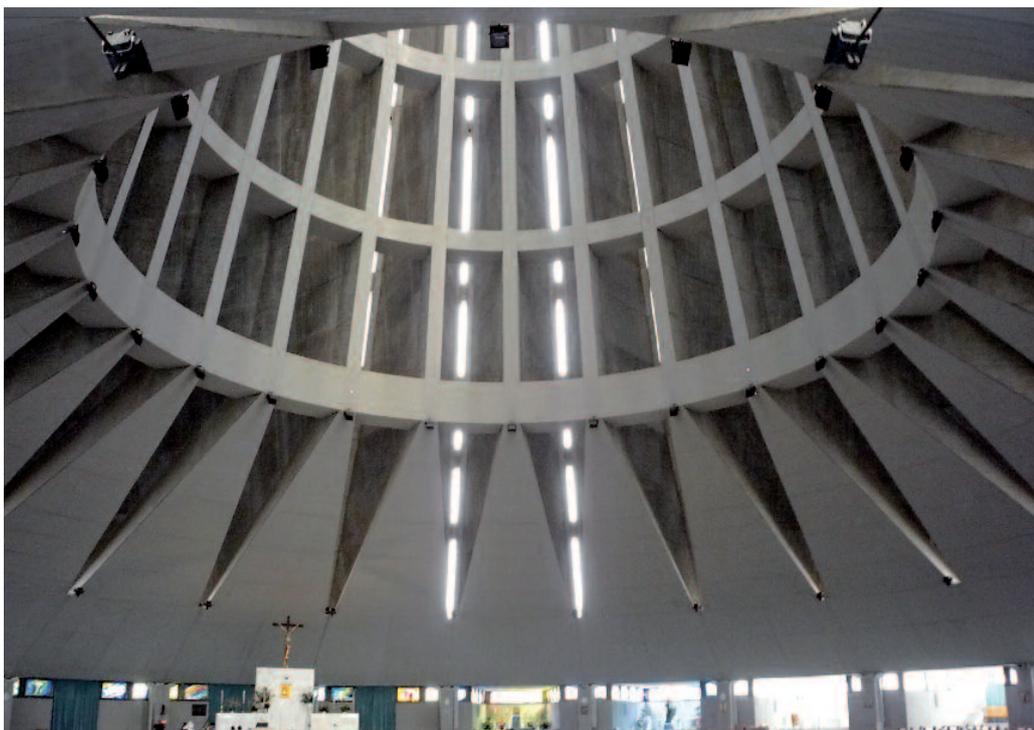
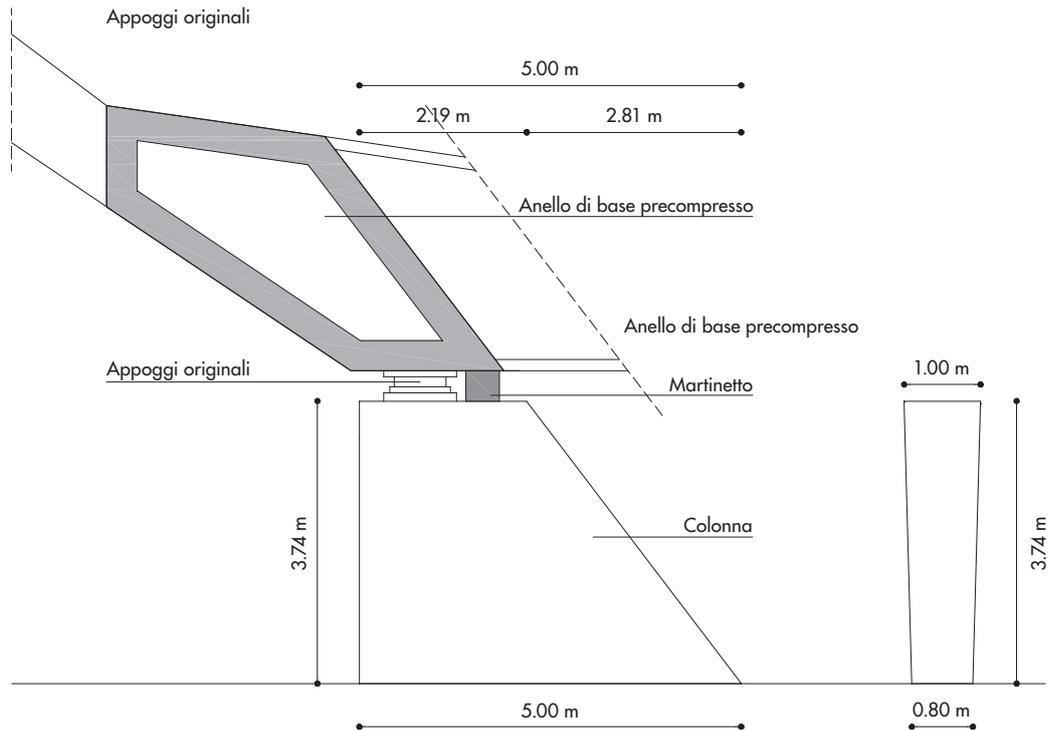


Figura 4
Vista interna degli anelli circolari e delle solette in c.a. sub-orizzontali.

Figura 5
Sezioni verticali
longitudinale e trasversale
di una delle 22 colonne.



2.2 Intervento di isolamento sismico della cupola

Il progetto di tutta la struttura del Santuario fu sviluppato seguendo le prescrizioni della normativa sismica Italiana all'epoca vigente. Quando, nel marzo 2003, fu emanata l'Ordinanza P.C.M. 3274 (Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2003) l'intensità dell'azione sismica di progetto per la zona di Siracusa risultò maggiore, e alcune analisi preliminari misero in evidenza che il terremoto massimo di progetto avrebbe comportato un danneggiamento della struttura alla base delle colonne, compromettendo la sicurezza della sovrastruttura. Questo risultato, insieme alla necessità di sostituire i 22 appoggi installati all'epoca della costruzione, a causa di una non prevista fuoriuscita di gomma, rese necessaria la realizzazione di un intervento di adeguamento sismico della costruzione: nel periodo febbraio-marzo 2006 la cupola fu isolata sismicamente dalla struttura inferiore (Serino et al., 2008), attraverso la sostituzione degli appoggi preesistenti con nuovi isolatori sismici a scorrimento, muniti per una direzione di elementi dissipativi in acciaio appositamente progettati (Figura 3). L'intervento di adeguamento sismico della cupola modificò lo schema statico originario (che permetteva solo gli spostamenti radiali dovuti alle variazioni termiche della cupola) e introdusse la possibilità di spostamenti in direzione tangenziale all'anello di base, sebbene controllati dalla dissipazione elastoplastica degli elementi in acciaio a falce di luna inclusi negli isolatori sismici.

La sostituzione dei vecchi appoggi della cupola si è rivelata una operazione piuttosto complessa: il primo tentativo di sostituire i dispositivi uno alla volta sollevando localmente la cupola attraverso martinetti idraulici installati in corrispondenza dell'appoggio, comportò la presenza di tensioni eccessive nell'anello di base precompresso causate dagli spostamenti relativi imposti; il secondo tentativo di sollevare l'intera cupola mediante l'attivazione contemporanea di 44 martinetti (due per ogni appoggio) determinò uno stato fessurativo a causa della posizione eccessivamente eccentrica dei martinetti rispetto agli appoggi; il terzo tentativo rese possibile il sollevamento dell'intera cupola attraverso il funzionamento simultaneo di 114 martinetti. Il peso totale della cupola rilevato durante il sollevamento era di circa 227800 kN e, dopo la sostituzione degli appoggi, l'abbassamento della cupola fu realizzato scaricando simultaneamente tutti i martinetti (Serino et al., 2006).

3. Monitoraggio continuo del Santuario

3.1 Perché un sistema di monitoraggio della struttura?

Un anno prima della fine della costruzione (avvenuta nel 1994), il Comitato di Collaudo condizionò la conclusione dei lavori e l'emissione del relativo certificato di collaudo all'installazione di un sistema di monitoraggio del Santuario appositamente progettato. Ciò fu necessario perché alcune specifiche costruttive e

i dispositivi di appoggio richiedevano un accurato controllo del loro funzionamento: un deterioramento di alcuni elementi strutturali e un funzionamento inadeguato dei dispositivi avrebbe potuto determinare una modifica dello schema strutturale globale e l'insorgere di tensioni inaspettate, compromettendo l'affidabilità della costruzione e la salvaguardia della sicurezza pubblica. Inoltre, poiché il Santuario è situato in una zona riconosciuta come una delle aree in Italia con più alto rischio sismico, fu considerato quanto mai opportuno installare un sistema di monitoraggio per sorvegliare la risposta della struttura alle azioni sismiche.

Il sistema di monitoraggio fu collaudato nel mese di giugno 1998, ma non fu mai attivato. Soltanto dopo la realizzazione dell'intervento di isolamento sismico della cupola fu deciso di attivare realmente il sistema di monitoraggio dopo aver effettuato un intervento di manutenzione straordinaria e aggiornamento: l'intervento di adeguamento sismico della cupola aveva modificato lo schema statico originario e introdotto la possibilità di spostamenti in direzione tangenziale all'anello di base, sebbene controllati dalla dissipazione elasto-plastica degli elementi in acciaio a falce di luna inclusi negli isolatori sismici. Il nuovo sistema di monitoraggio aggiornato e inserito nell'ambito del progetto OSS, è finalizzato al controllo del comportamento della struttura e dei nuovi appoggi antisismici, sotto l'effetto delle azioni ambientali e di quella sismica.

3.2 Descrizione del sistema di monitoraggio installato sulla struttura

In seguito all'intervento di adeguamento sismico, l'aggiornamento del sistema di monitoraggio del Santuario della Madonna delle Lacrime è stato ridefinito per consentire la gestione integrata e simultanea di canali statici, dinamici e meteorologici: i dati acquisiti sono memorizzati e organizzati in un archivio in funzione della loro tipologia, e inviati via accesso remoto a predefinite aree FTP e indirizzi di posta elettronica. Il sistema prevede il monitoraggio delle seguenti grandezze (Figura 6):

- spostamenti relativi radiale e tangenziale (Figura 7) in corrispondenza di 4 dei 22 isolatori ③, ⑨, ⑭ e ⑳;
- accelerazioni radiale e tangenziale in 14 punti (corrispondenti a 25 canali di acquisizione) opportunamente distribuiti tra il piano della Cripta a quota -10.80 m (in corrispondenza dell'altare - Figura 8a - e, per la sola direzione radiale, delle colonne ④, ⑫ e ⑰ del Tempio Superiore), in testa agli stessi tre pilastri (④, ⑫ e ⑰) e all'intradosso della trave anulare posta (Figura 8b) immediatamente al di sopra delle colonne (quota

+4.00 m), a livello delle trave anulare intermedia (quota +16.40 m) in corrispondenza della posizione dei pilastri ④, ⑫ e ⑰, e alla sommità della copertura in corrispondenza del pilastro ⑫;

- accelerazione verticale in 5 punti collocati dietro l'altare della Cripta (a quota -10.80 m), alla testa del pilastro ⑫ e all'intradosso della trave anulare sovrastante (Figura 8b), a livello della trave anulare intermedia (quota +16.40 m) in corrispondenza della colonna ⑫, e in cima alla struttura in corrispondenza del pilastro ⑫;
- temperatura e umidità relativa all'interno della Chiesa (Figura 9) in corrispondenza di 4 dei 22 pilastri (③, ⑨, ⑭ e ⑳) disposti ai 4 punti cardinali, e all'esterno sulla sommità della cupola;
- velocità e direzione del vento in cima alla struttura (Figura 10);

pressione atmosferica alla quota della Cripta.

I sensori impiegati nel sistema di monitoraggio continuo del Santuario sono: 30 accelerometri monodirezionali (20 distribuiti tra il piano della Cripta e gli appoggi, e i restanti 10 a quota +16.40 m e in cima alla cupola); 8 trasduttori di spostamento orizzontale relativo installati a coppie su 4 dei 22 isolatori; 5 termoigrometri per la misura della temperatura e dell'umidità relativa; un barometro e un tachi-gonio-anemometro per la misura della velocità e direzione del vento.

Gli accelerometri impiegati sono piezoelettrici del tipo PCB 393C: il range di acquisizione è ± 2.5 g con sensibilità 1000 mV/g; l'errore di misura tra 1 e 10000 Hz è 0.0001 g e la frequenza di risonanza è maggiore di 35 kHz. I sensori bidirezionali e tridirezionali sono stati ottenuti installando, rispettivamente, due o tre accelerometri piezoelettrici monodirezionali sulle face ortogonali di cubi di acciaio appositamente realizzati.

I trasduttori di spostamento sono magnetostrittivi del tipo GEFran XL0319, con un intervallo di misura ± 200 mm in entrambe le direzioni radiale e tangenziale, risoluzione limitata dal rumore e risposta ad accelerazioni massime fino a 100 m/s^2 .

I termoigrometri funzionano a ventilazione naturale e possono misurare la temperatura nell'intervallo $-40 \div +70^\circ\text{C}$ con risoluzione 0.01°C e l'umidità da 0% a 100% con risoluzione 0.05%. Il sensore di temperatura è realizzato con una termoresistenza al platino sensibile alle variazioni di temperatura. Il trasduttore per il rilevamento dell'umidità è invece costituito da un elemento a film sottile la cui capacità varia linearmente con l'umidità relativa dell'aria.

Il tachi-gonio-anemometro ha un sensore per la misura della velocità del vento tra 0 e 50 m/s che impiega un magnete toroidale ed una sonda ad effetto Hall mentre per il rilevamento della

Figura 6
Sistema di monitoraggio
strutturale:
a) sezione verticale e
b) pianta a quota 4.00 m.

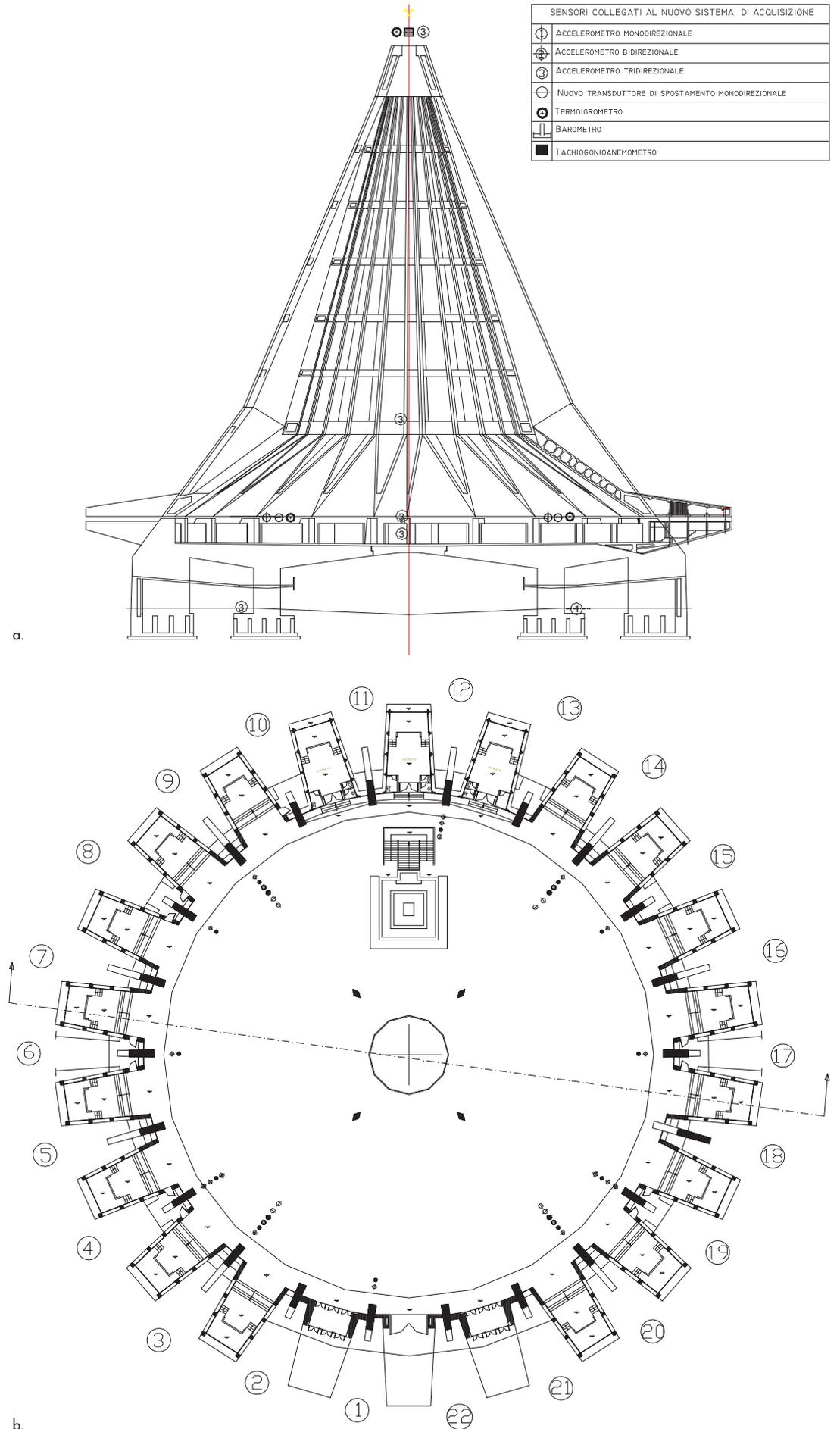




Figura 7
Trasduttore di spostamento
(radiale e tangenziale).

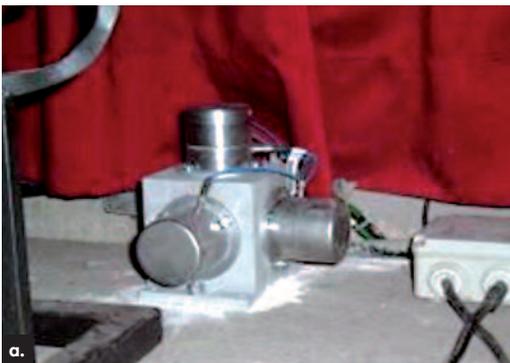


Figura 8
Terne di accelerometri
monoassiali a) in cripta;
b) in corrispondenza
dell'isolatore.



Figura 9
Termoigrometro
(a sinistra).

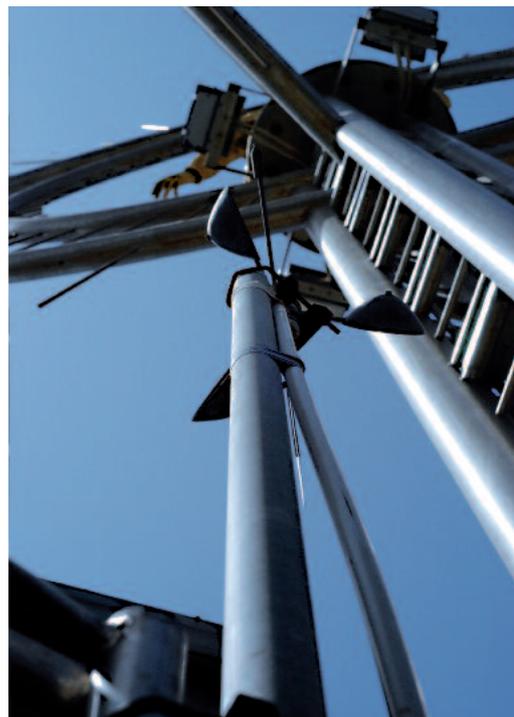


Figura 10
Tachigoniometro
(a destra).

direzione del vento impiega uno speciale potenziometro ad alta precisione.

Il sensore di pressione atmosferica è un barometro elettronico piezoresistivo con output analogico, in grado di fornire misure della pressione atmosferica estremamente precise nell'intervallo 800 ± 1100 mbar.

Tutti i dati acquisiti sono adeguatamente elaborati da un software appositamente programmato utilizzando il codice Labview (Vibrotest).

3.3. L'architettura del sistema di monitoraggio

L'architettura del sistema di monitoraggio è costituita dai seguenti 5 sottosistemi (Figura 11):

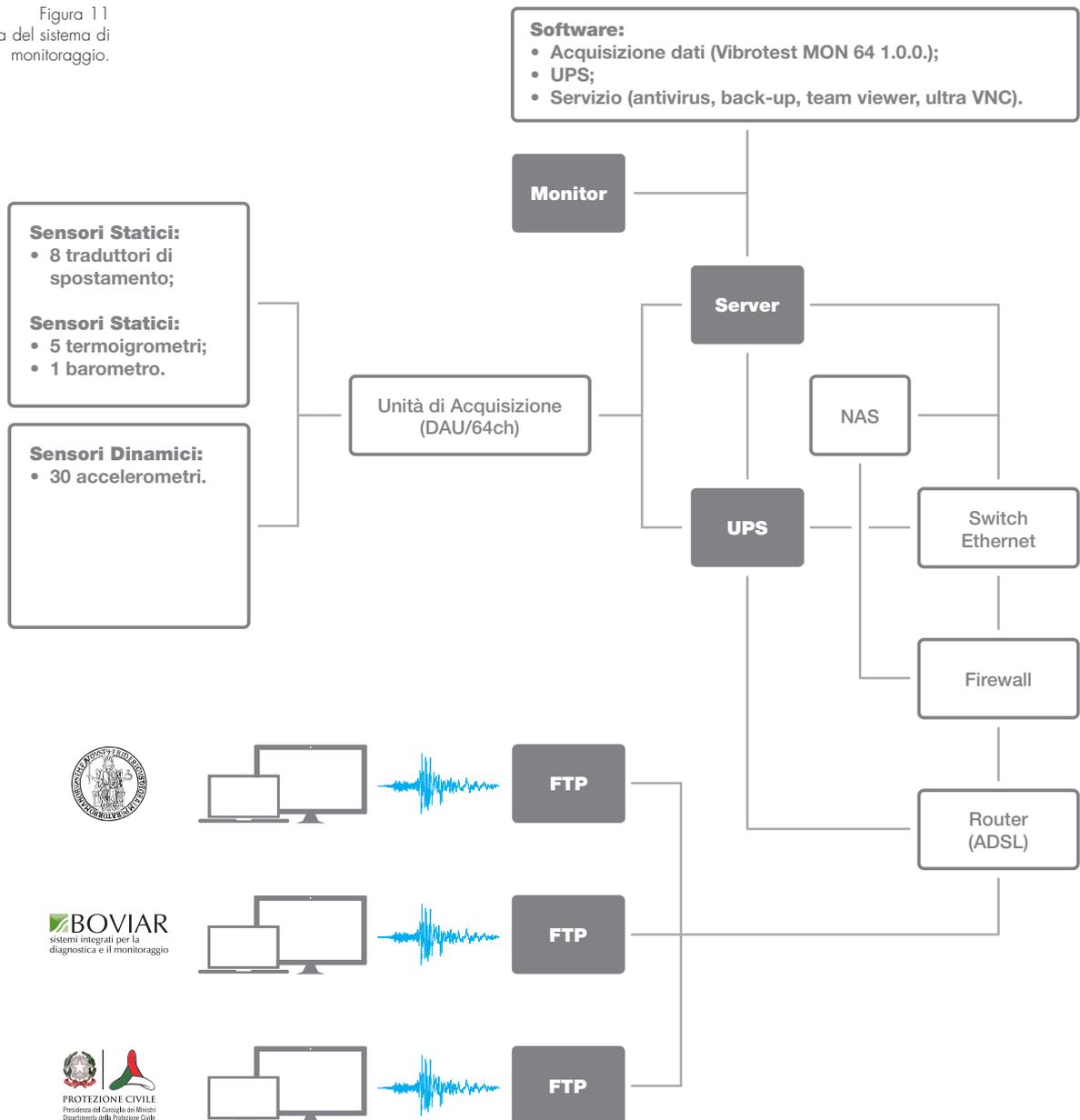
1. Alimentazione dei sensori;
2. Acquisizione dati;

3. Gestione e memorizzazione dati;
4. Tele-gestione;
5. Gestione dell'alimentazione delle utenze e backup alimentazione.

Il sistema di alimentazione dei sensori si compone di 2 tipi di unità: l'alimentatore dei sensori dinamici è costituito da due condizionatori ciascuno di 16 canali; l'alimentatore dei sensori statici è in grado di alimentare 24 trasduttori di misura.

Il sistema di acquisizione dati include l'acquisitore a 64 canali, costituito da due schede (DAU) ciascuna da 32 canali. Le due DAU raccolgono i dati relativi alle grandezze fisiche misurate e possono essere programmate in termini di frequenza di campionamento e strategia di acquisizione (Figura 12).

Figura 11
Architettura del sistema di monitoraggio.



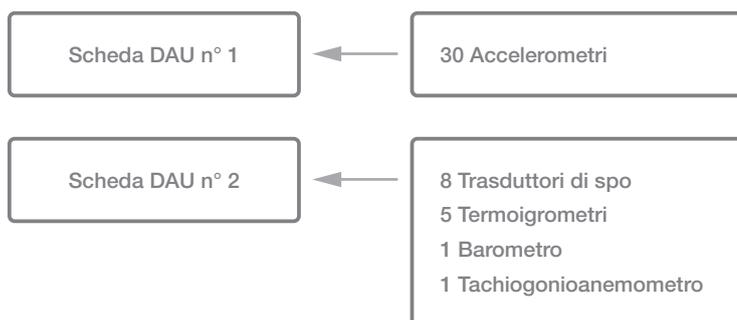


Figura 12
Schema schede di
acquisizione - sensori.

Il sistema di gestione e memorizzazioni dei dati si compone di tre elementi:

1. server HP munito del software Vibrotest per la configurazione del sistema e il data logging dei dati acquisiti;
2. unità Network Attached Storage (NAS) destinato alla raccolta dei back-up dei dati acquisiti (con la possibilità di essere interrogato in remoto via internet);
3. software dedicato al back-up dei dati e alla protezione antivirus.

Il sistema di tele-gestione include un software dedicato, un router ADSL per accesso alla rete internet e un firewall di protezione degli accessi in uscita e in ingresso. Tale sistema consente la trasmissione dei dati via e-mail e tramite protocollo FTP verso il Dipartimento della Protezione Civile (per i dati dinamici), il Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università Federico II di Napoli (tutti i dati), la ditta Boviar Srl (tutti i dati), che ha installato il sistema ed è responsabile della manutenzione.

Il sistema di gestione dell'alimentazione delle utenze e alimentazione back-up è costituito da un gruppo di continuità (UPS) che interviene fornendo corrente elettrica al sistema in caso di necessità, con un'autonomia di circa 30 minuti. Il software Vibrotest installato sul server è organizzato secondo tre strategie di acquisizione dati, ciascuna delle quali produce e memorizza file in cartelle predefinite:

- Strategia 'a soglia'. La scheda di acquisizione relativa agli accelerometri (DAU n°1) è programmata per registrare in continuo quando viene superato un valore di soglia prestabilito e modificabile tramite il software; con la stessa frequenza di campionamento delle accelerazioni vengono anche registrati i dati provenienti dagli 8 trasduttori di spostamento. Oltre il valore di soglia, che può essere fissato contemporaneamente per 3 canali, è possibile modificare la frequenza di acquisizione, e il valore dei tempi di pre-trigger e post-trigger.
- Strategia 'a tempo prestabilito'. La scheda di

acquisizione DAU n° 2 è programmata per registrare ogni 6 ore i valori medi, calcolati su 60 sec, dei segnali provenienti dagli 8 trasduttori di spostamento e dai 5 termoigrometri, oltre che dal barometro.

- Strategia 'a tempo continuo'. La scheda di acquisizione DAU n° 2 è programmata per registrare ad intervalli temporali di 10 minuti il valore medio e la varianza del segnale proveniente dal tachioigonioanemometro, nonché i valori massimo e minimo della velocità del vento, e le percentuali di tempo corrispondenti all'orientamento del vento secondo i 16 quadranti della rosa dei venti.

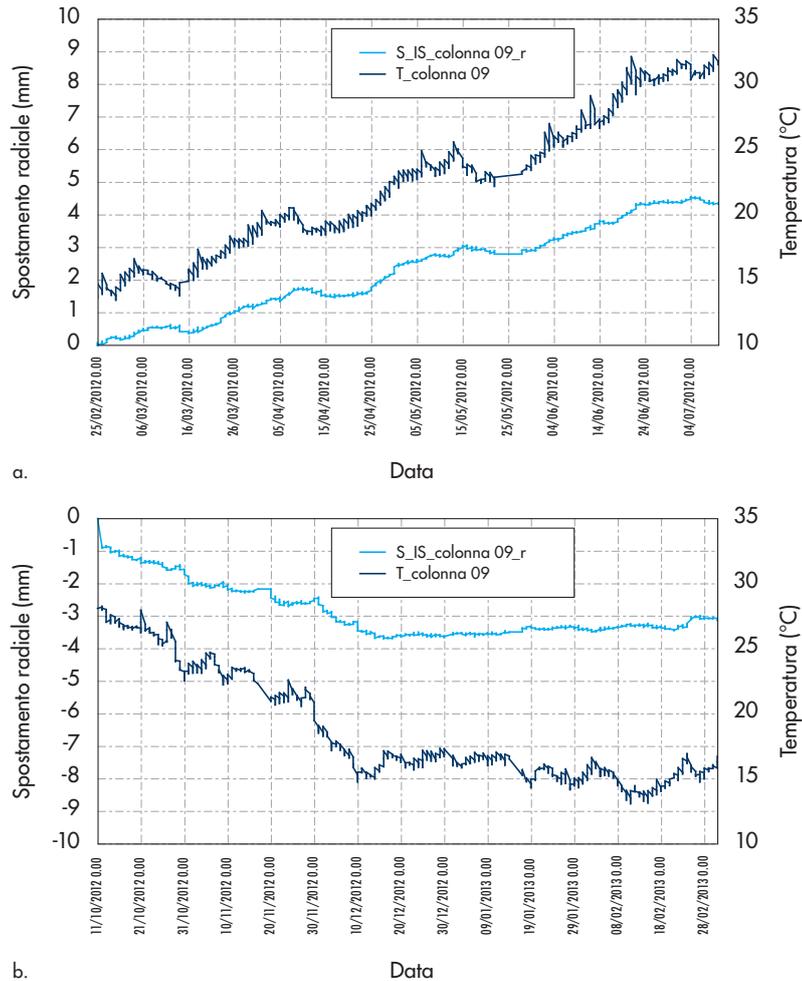
3.4 Elaborazione dati relativi alla strategia 'a tempo prestabilito'

In quanto segue sono mostrate le elaborazioni dei dati registrati mediante la strategia di acquisizione 'a tempo prestabilito' durante il periodo di tempo febbraio-luglio 2012 e ottobre-marzo 2013. Come prima descritto, in corrispondenza dei pilastri ③, ④, ⑭ e ⑯ disposti ai 4 punti cardinali, sono misurati gli spostamenti relativi negli isolatori sismici (ossia, gli spostamenti relativi tra la testa dei pilastri e i punti corrispondenti all'intradosso dell'anello di base pre-compresso), lungo le direzioni radiale e tangenziale. Il fondo scala dei trasduttori è ± 200 mm in direzione radiale e ± 150 mm in direzione tangenziale, e il segno positivo delle misure riportate è tale che:

- un incremento dello spostamento radiale rilevato dal sensore corrisponde ad uno spostamento della cupola rispetto al pilastro diretto verso l'esterno (dilatazione della cupola);
- un incremento dello spostamento tangenziale misurato dal sensore corrisponde ad uno spostamento della cupola rispetto al pilastro nel verso di rotazione orario in pianta.

In prossimità dei trasduttori di spostamento sono installati 4 dei 5 termoigrometri (il quinto è disposto sulla sommità della cupola). Come facilmente intuibile, all'aumentare della temperatura la Cupola, e con essa l'anello di base precom-

Figura 13
Spostamenti radiali (S_{IS}) e
temperatura (T) sulla
colonna 9 nel periodo
a) 25/02/2012-
10/07/2012 e
b) 11/10/2012-
03/03/2013.



presso, si dilata, e, viceversa, quando la temperatura diminuisce.

Le Figure 13 (a) e (b) riportano in ascissa la data e in ordinata (a sinistra) lo spostamento radiale e (a destra) la temperatura, misurati in corrispondenza di una delle 4 colonne. L'andamento di quest'ultima è discontinuo a causa dell'escursione termica giornaliera: ad ogni giorno corrispondono 4 rilevazioni effettuate a distanza di 6 ore. Nel primo periodo di osservazione (Figura 13a, periodo 25/02/2012-10/07/2012) l'andamento della temperatura è crescente: ad un ΔT positivo di circa 18°C corrisponde uno spostamento radiale positivo di quasi 4.5 mm.

Nel secondo periodo di osservazione (Figura 13b, periodo 11/10/2012-03/03/2013), invece, la temperatura è decrescente: ad una riduzione di temperatura di circa 12°C corrisponde una contrazione della cupola di circa 3 mm.

Rispetto al sistema di vincolo in direzione radiale, la cupola è libera di muoversi per effetto delle variazioni termiche, a meno dell'azione di contrasto esercitata dalla forza d'attrito che si può sviluppare negli isolatori. Se la cupola fosse libera nello spazio, la deforma-

zione radiale $\varepsilon_r \Delta T$ sarebbe pari a:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \frac{\Delta T}{R} = \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

con

- $R = 34$ m raggio dell'anello di base;
- ΔR variazione del raggio;
- α coefficiente di espansione termica del calcstruzzo.

Siccome tale comportamento tende ad essere impedito dalla reazione attritiva degli isolatori, l'anello di base della cupola è soggetto ad uno stato di coazione che si esplica come sforzo assiale di compressione per variazioni termiche positive.

La massima forza esplicabile dagli isolatori F_a (attrito di primo distacco) è stimata considerando un coefficiente d'attrito acciaio-teflon pari all'1%, corrispondente a quello determinato sperimentalmente per lo scorrimento di una superficie d'acciaio su una superficie di teflon lubrificata (EERC, 1994):

$$F_a = \frac{W}{n} \cdot 1\% \approx 100 \text{ kN} \quad (2)$$

dove:

- $n = 22$ numero degli appoggi;
- $W = 220000$ kN peso totale della cupola assunto.

È possibile schematizzare l'effetto delle 22 forze radiali F come un carico uniforme p agente lungo la circonferenza:

$$p = \frac{F \cdot n}{2\pi R} \quad (3)$$

dove F è la forza sviluppata dal generico isolatore. Tale carico p rappresenta la coazione indotta nell'anello e corrisponde ad uno sforzo assiale pari a:

$$N = p \cdot R \quad (4)$$

cui corrisponde una deformazione elastica ϵ_e :

$$\epsilon_e = \frac{N}{EA} = \frac{p \cdot R}{EA} \quad (5)$$

con $EA = 1.651 \times 10^{11}$ N rigidezza assiale della trave anulare. I valori massimi che la coazione p e la deformazione ϵ_e assumono corrispondono all'attingimento delle forze F_a negli isolatori:

$$p^{\max} = \frac{F_a \cdot n}{2\pi R} \quad (6)$$

$$\epsilon_e^{\max} = \frac{p^{\max} \cdot R}{EA} \quad (7)$$

Per congruenza, nella condizione in cui la cupola è vincolata allo scorrimento, la deformazione elastica è uguale e opposta a quella termica e uguagliando tali deformazioni si ottiene il valore della variazione termica ΔT^{scorr} che genera lo scorrimento della cupola sugli isolatori:

$$\epsilon_e^{\max} = \epsilon_{\Delta T}^{\max} \Rightarrow \frac{p^{\max} \cdot R}{EA} = \alpha \cdot \Delta T^{\text{scorr}} \quad (8)$$

La forze F_a è attinta dunque in corrispondenza di una variazione termica nell'anello di base pari a circa 0.22 °C:

$$\Delta T^{\text{scorr}} = \frac{p^{\max} \cdot R}{EA \cdot \alpha} = 0.22^\circ C \quad (9)$$

Il valore di p^{\max} è pari a circa ± 10 N/mm e

comporta una sollecitazione massima di ± 350 kN.

La Figura 14 evidenzia che il comportamento della cupola sotto l'azione della temperatura non è perfettamente simmetrico: pur avendo lo stesso andamento nel tempo, in corrispondenza di alcuni pilastri la deformazione radiale è maggiore (Figura 14a), e si registrano inoltre anche piccoli spostamenti tangenziali (Figura 14b). Questo andamento è giustificato dalla non uniforme distribuzione di temperatura (Figura 14c) tra i vari punti di misura e dalla seppur minima dissimmetria strutturale sia in termini di peso che di coefficiente d'attrito per ciascun isolatore. Dalla relazione (1) si ottiene la relazione teorica che collega lo spostamento radiale al gradiente termico:

$$\begin{aligned} \epsilon_{\Delta T}^{\text{teorico}} &= \frac{\Delta R}{R} = \alpha \Delta T \Rightarrow \frac{\Delta R}{\Delta T} = \alpha R = \\ &= 34 \cdot 10^{-2} = 0.34 \frac{\text{mm}}{^\circ C} \end{aligned} \quad (10)$$

Tale relazione può essere confrontata con quella sperimentale ottenuta diagrammando, per ogni pilastro, la variazione di raggio ΔR in funzione di ΔT (Figura 15a). I valori $\epsilon_{\Delta T}^{\text{sperim}}$ estrapolati mediante curve di regressione lineare, risultano sempre più bassi del valore teorico, per ciascun pilastro (Figura 15b). Tale scostamento è imputabile alla disuniforme distribuzione di temperatura all'interno della cupola e all'inevitabile variazione di temperatura che si verifica anche nella parte inferiore del Santuario e nelle colonne, rispetto alle quali i ΔR sono rilevati.

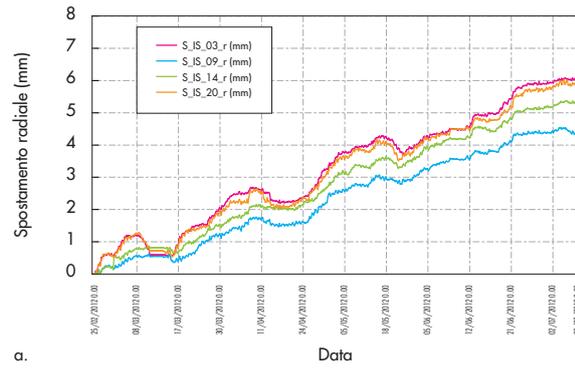
3.5 Elaborazione dati relativi alla strategia 'a tempo continuo'

Come detto, tramite la strategia di acquisizione 'a tempo continuo' vengono rilevate le grandezze relative al vento che spira esternamente alla sommità della cupola. In particolare è possibile in questo modo conoscere non solo i parametri di intensità (valori minimo e massimo, media e deviazione standard della velocità del vento) ma altresì le direzioni di azione rispetto alla rosa dei venti.

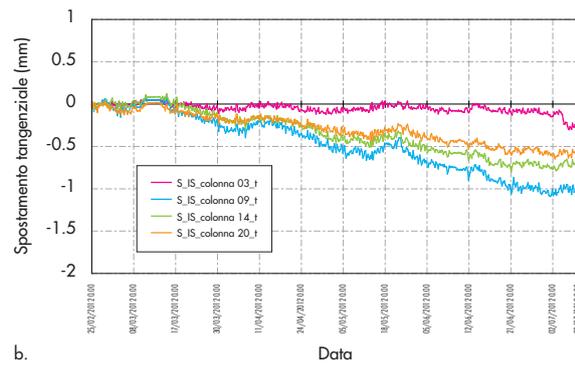
In Figura 16 è rappresentato l'andamento della velocità nel periodo 06/03/2012-18/03/2012: la velocità massima raggiunge i 30 m/s mentre il valore minimo nell'intervallo di acquisizione (10 minuti) è sempre nullo. Si nota come il periodo più ventoso corrisponda ai giorni tra il 09 e il 10 marzo.

In Figura 17 si è scelta una finestra temporale ristretta, corrispondente alla giornata del 06/03/2012, per l'analisi della distribuzione della direzione del vento. In Figura 17a sono

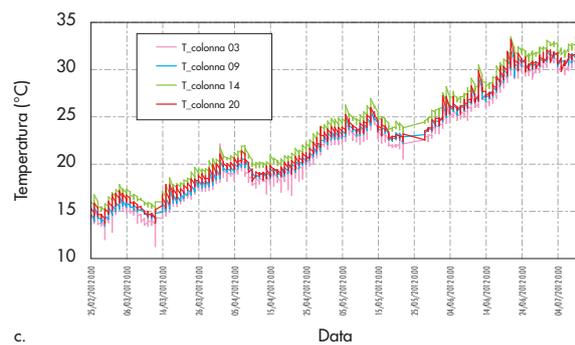
Figura 14
 a) spostamenti radiali,
 b) spostamenti tangenziali,
 c) temperatura sulle colonne
 3, 9, 14, 20 nel periodo
 25/02/2012-
 09/07/2012.



a.

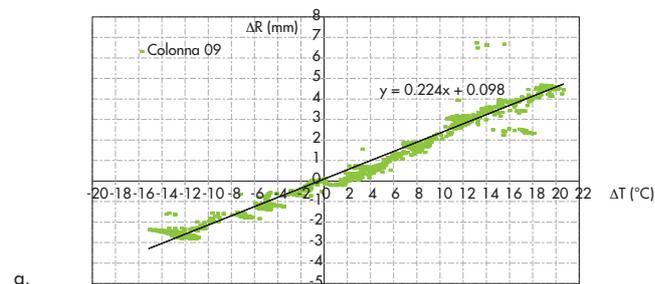


b.

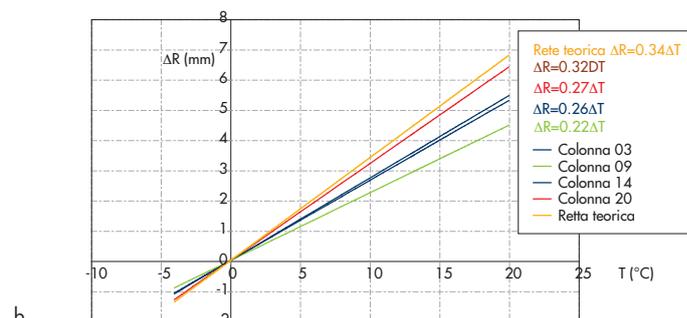


c.

Figura 15
 a) ΔR vs ΔT per la colonna
 9 e b) confronto relazioni
 ΔR vs ΔT sperimentali con
 ΔR vs ΔT teorico.



a.



b.

diagrammate le percentuali di tempo (calcolate ogni 10 minuti) in cui la direzione del vento cade in ciascuno dei 16 settori della rosa dei venti. Nella Figura 17b è rappresentata, in maniera equivalente, la stessa percentuale per ciascun settore al variare del tempo: è evidente che per ogni istante, la somma dei valori percentuali è pari ad 1. Per il giorno campione scelto il vento ha interessato esclusivamente le direzioni N e NNE.

In Figura 18 gli stessi dati sono elaborati per il 12/03/2012: i grafici provano, come confermato dall'analisi degli altri dati da vento, che, nel sito in esame, il vento tende prevalentemente a spirare nella direzione N e NNE.

La disponibilità di dati da vento può risultare di particolare valenza nell'ottica di applicare in futuro tecniche di identificazione dinamica operazionale con input ambientale.

3.6 Elaborazione dati relativi alla strategia 'a soglia'

Due eventi sismici verificatisi di recente (il primo di M_L 3.9 registrato il giorno 22/11/2012 nel distretto sismico dell'Etna, il secondo di M_L 4.3 rilevato il 04/01/2013 nel distretto sismico dei Monti Nebrodi), hanno attivato l'acquisizione da parte del sistema di monitoraggio, a causa del superamento del valore di soglia (0.004 g) impostato alle accelerazioni orizzontali registrate in sommità della cupola.

A causa della significativa distanza (maggiore di 100 km) del Santuario dagli epicentri dei due eventi, le accelerazioni registrate sono basse: la massima accelerazione rilevata in cripta, a quota -10.40 m, è di circa 0.002 g per il primo sisma (Figura 19a) e 0.001 g per il secondo (Figura 19b), con un rapporto segnale/rumore (SNR) molto basso. Per il primo sisma è più evi-

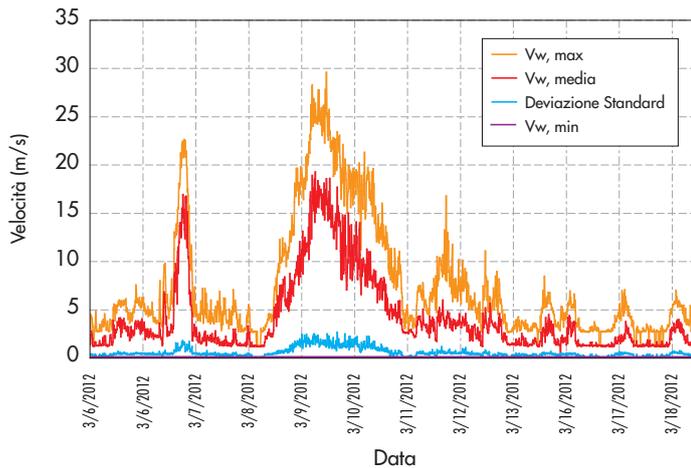
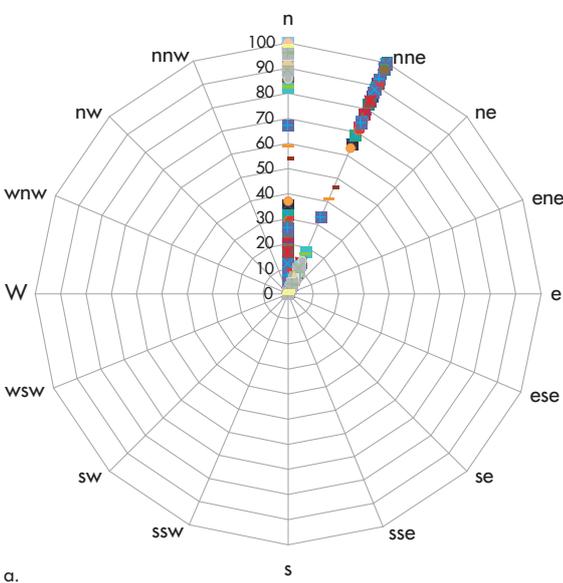
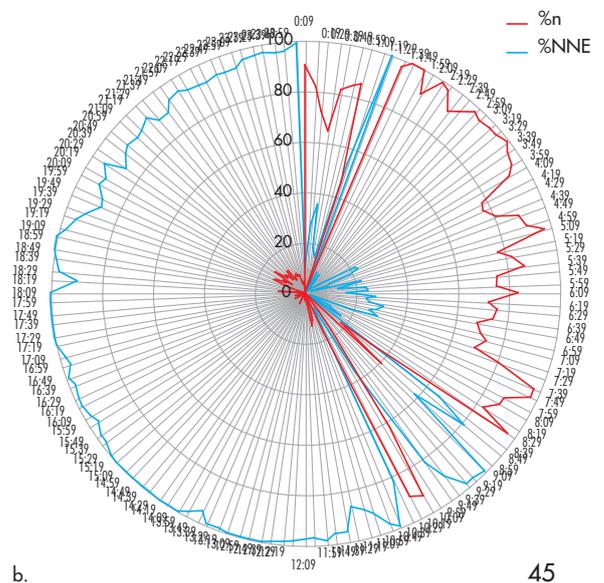


Figura 16
Caratteristiche della velocità del vento nel periodo 06/03/2012-18/03/2012.



06/03/2012



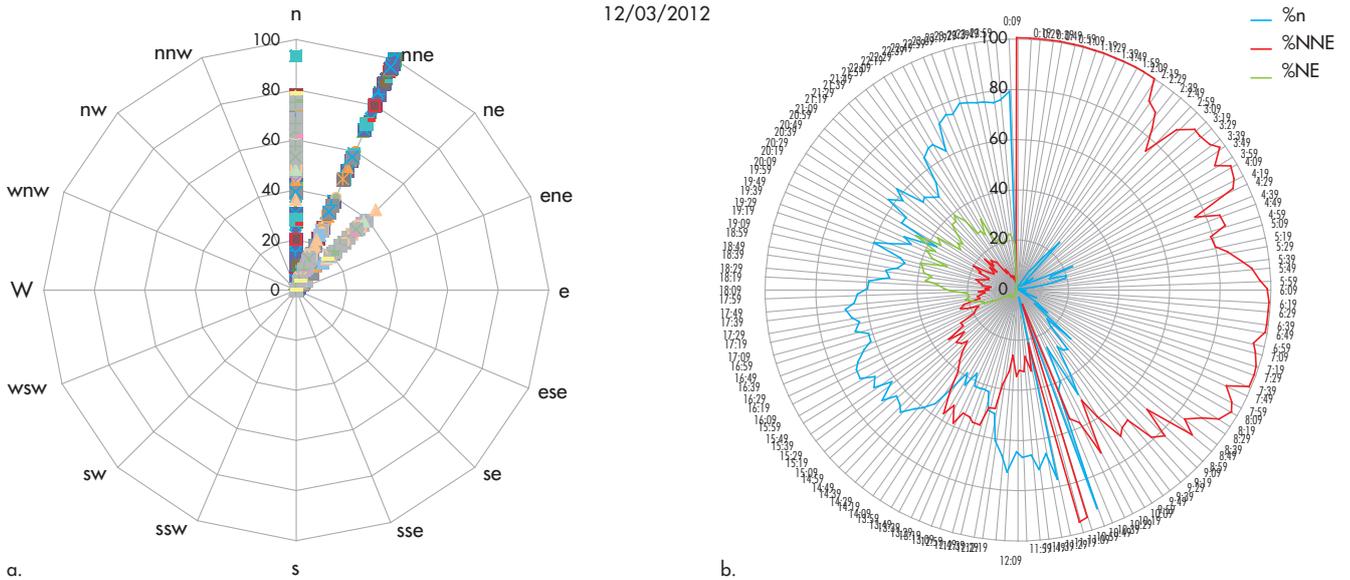
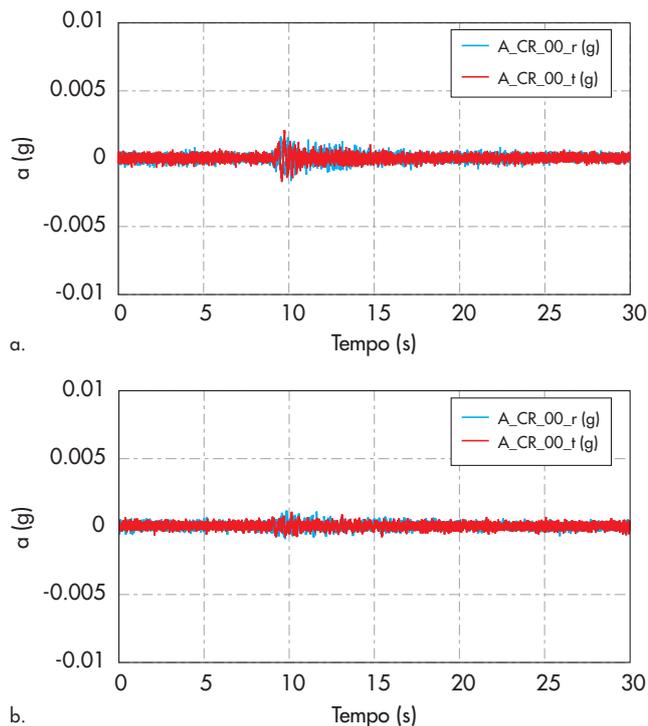


Figura 18
a) Percentuale di tempo di ciascuna direzione del vento ad ogni rilevazione e b) variazione, per ciascuna direzione attivata, della percentuale nelle 24 ore del 12/03/2012.

dente la variazione del segnale rispetto al periodo di pre-trigger (pari a 10 secondi). Si precisa che, benchè il periodo di post-trigger sia settato a 60 secondi e quindi la registrazione effettiva abbia sempre una durata complessiva maggiore di 70 secondi, le elaborazioni seguenti sono relative ai primi 30 secondi, ovvero alla parte più significativa. Osservando le accelerazioni nei vari punti, la risposta della struttura evidenzia, come atteso, un'amplificazione lungo l'altezza. Si riportano in

seguito i valori delle accelerazioni alle quote 3.76 m (in testa al pilastro: *LOW*), 4.00 m (in testa all'isolatore: *UP*), 16.40 m (anello intermedio: *IR*) e in sommità (*TOP*) per il sisma del 22/11/2012, in quanto più significativi (Figura 20). Per la quota 4.00 m la componente tangenziale non è riportata in quanto affetta da maggior rumore rispetto agli altri canali e quindi poco significativa. Le accelerazioni massime variano da circa ± 0.002 g in cripta a ± 0.003 g in testa al pilastro e all'intradosso della trave anulare, a

Figura 19
a) Accelerazione in cripta in direzione radiale e tangenziale per il sisma del 22/11/2012 e b) del 04/01/2013.



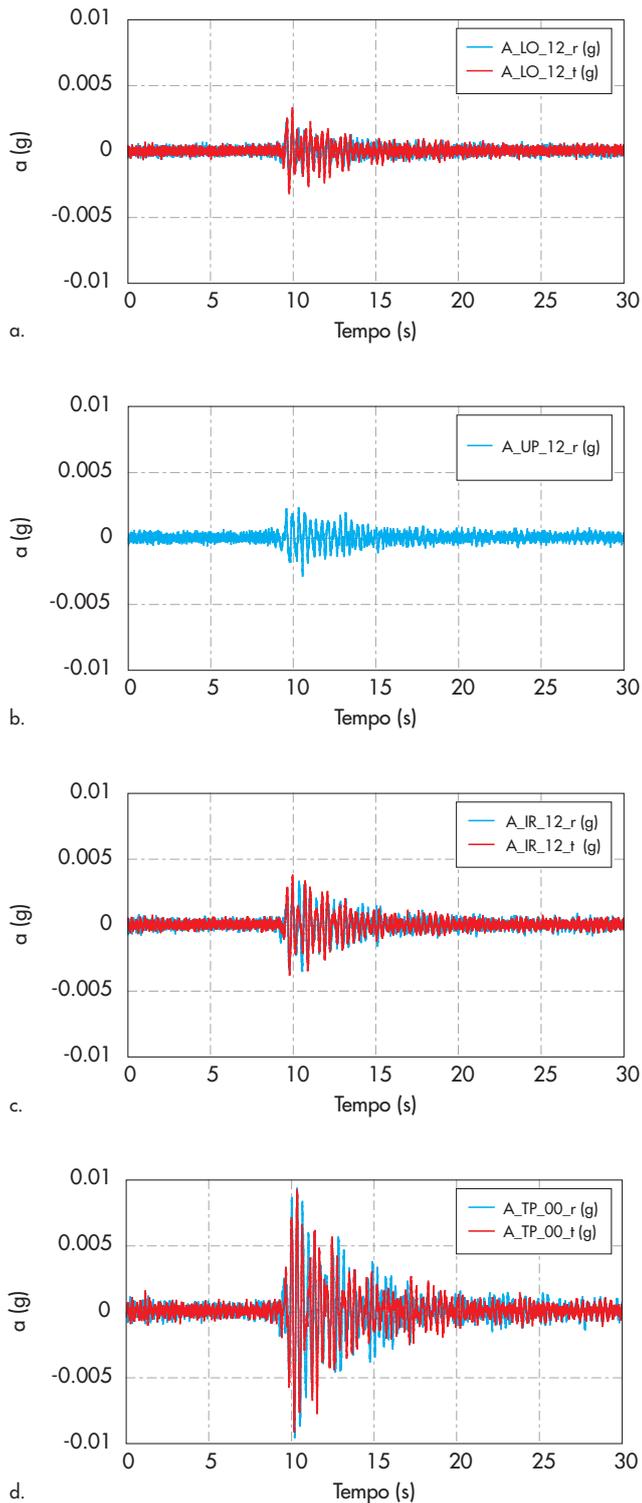


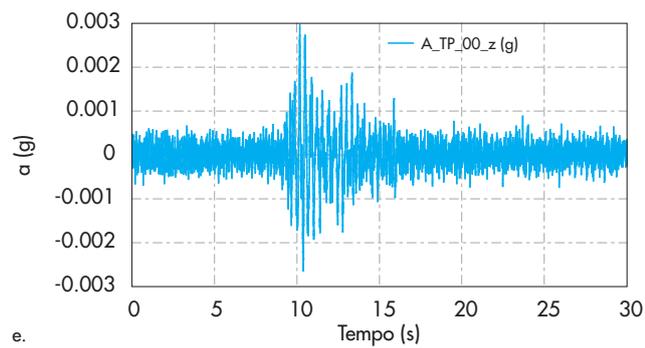
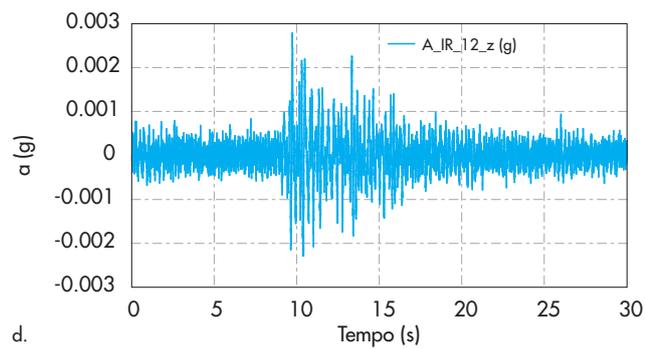
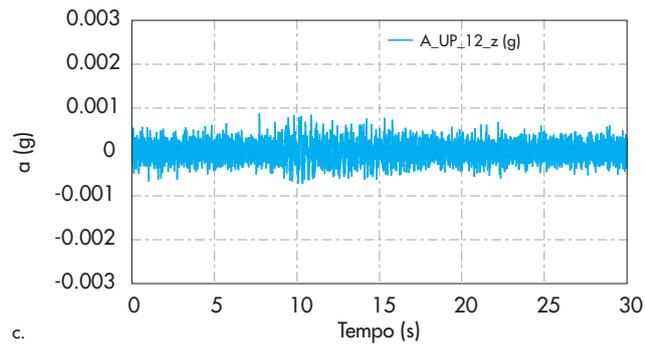
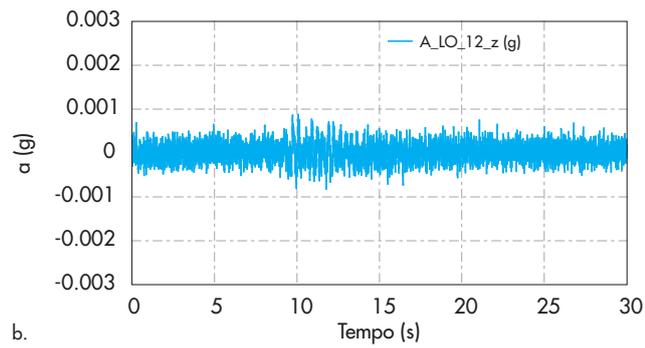
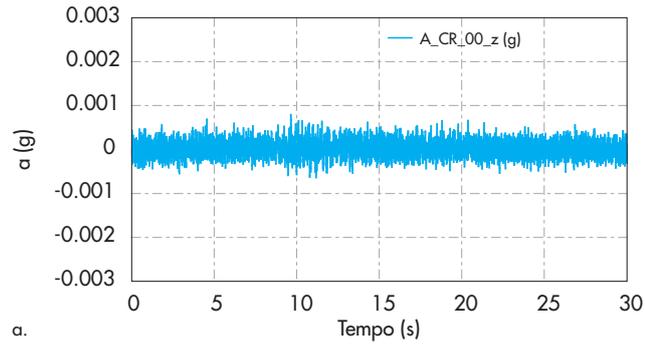
Figura 20
Sisma del 22/11/2012 -
a) accelerazioni radiali e tangenziali lungo l'altezza alle varie quote: 3.76 m, b) 4.00 m, c) 16.40 m, d) sommità.

± 0.004 g a livello dell'anello intermedio fino a ± 0.01 g in cima alla cupola. La quasi perfetta coincidenza delle storie di accelerazioni tra i 2 punti di misura sopra e sotto il sistema di isolamento prova il fatto che la cupola è fissa rispetto ad esso. Tale osservazione è confermata dalle misure di spostamento che non rilevano alcuno spostamento relativo in corrispondenza degli isolatori. Per quanto riguarda le accelerazioni verticali,

sono anch'esse presenti in una certa misura (Figura 21).

Le accelerazioni verticali rilevate al di sopra e al di sotto del sistema di isolamento sono praticamente coincidenti ma a quota superiore è evidente una certa amplificazione della struttura. Benché in cripta l'eccitazione verticale sia appena percettibile rispetto al rumore, è significativo l'incremento di accelerazioni verticali che

Figura 21
 Sisma del 22/11/2012 -
 a) Accelerazioni verticali
 lungo l'altezza alle varie
 quote: cripta,
 b) sotto l'isolatore a 3.76 m,
 c) sopra l'isolatore a 4.00 m,
 d) anello intermedio a
 16.40 m, e) cima.



si rileva nella cupola per effetto della deformabilità propria verticale del sistema di isolamento: sull'anello intermedio e sulla cima le massime accelerazioni sono confrontabili e dell'ordine di $\pm 0.003 g$.

4. Identificazione dinamica e analisi della struttura isolata

4.1 Descrizione del modello agli elementi finiti del Santuario

Il Tempio Superiore del Santuario è stato modellato numericamente mediante il software agli elementi finiti *SAP2000* (Losanno, 2009): tale modello include la cupola, considerata nella sua complessità geometrica e strutturale, il sistema di isolamento, e i pilastri sottostanti (Figura 22). I pilastri in cemento armato sono modellati attraverso 22 elementi *'beam'* a sezione variabile distribuiti in modo uniforme lungo il perimetro circolare della pianta del Tempio Superiore. I 22 appoggi antisismici disposti su di essi sono modellati mediante elementi *'nllink'*: tali elementi collegano un punto non baricentrico in testa al pilastro corrispondente al centro dell'isolatore (vincolato con constraint tipo *'body'* al baricentro) con i corrispondenti nodi posti alla base della cupola. Tali elementi non-lineari sono definiti nelle tre direzioni dalle seguenti proprietà meccaniche:

- in direzione verticale, un valore della rigidezza elastica pari alla rigidezza verticale $k_{v,n} = 900 \text{ t/mm}$ degli appoggi misurata sperimentalmente (Serino et al., 2006);
- in direzione radiale, un legame ad attrito caratterizzato da un coefficiente di attrito pari all'1%;
- in direzione tangenziale, un legame elastoplastico tipo *Wen* (Figura 23) i cui parametri

sono stati dedotti sperimentalmente tenendo conto che in ciascun dispositivo antisismico sono montati 16 elementi d'acciaio a "falce di luna" che lavorano in parallelo (HITEC, 1998)). La forza di plasticizzazione F_p è stata ottenuta moltiplicando per 16 il valore sperimentale ($F_p = 40 \text{ kN} \times 16 = 640 \text{ kN}$) ricavato da una prova realizzata su un elemento a "falce di luna" (Figura 24); la rigidezza elastica k_e è pari a 16 volte la corrispondente rigidezza sperimentale ($k_e = 4350 \text{ kN/m} \times 16 = 69600 \text{ kN/m}$); la rigidezza post-elastica k_{pe} è stata calcolata moltiplicando per 16 il corrispondente valore medio sperimentale nella fase di avvicinamento e allontanamento delle 2 estremità della "falce di luna" ($k_{pe} = 110 \text{ kN/m} \times 16 = 1778 \text{ kN/m}$) mentre il valore del parametro *exp* riportato in Figura 23 per la transizione alla fase non lineare è posto pari a 2; lo spostamento di primo snervamento ricavato dal ciclo sperimentale è pari a 1.5 cm.

È opportuno sottolineare che, per terremoti di bassa intensità, il sistema di isolamento rappresenta un vincolo fisso per la cupola rispetto ai pilastri, fino a quando la forza orizzontale trasmessa è inferiore al valore corrispondente all'attrito di primo distacco. Pertanto, il sistema di isolamento è attivato solo quando l'intensità del sisma è tale da determinare lo slittamento della cupola sulla superficie in teflon.

Le pareti delle 22 costole aggettanti verso l'esterno, aventi sezione trasversale a V, e che si sviluppano dall'anello di base precompresso fino al penultimo anello in sommità, sono rappresentate mediante elementi *'shell'* di spessore 20 cm. Gli 8 anelli, di cui 7 di collegamento tra le costole, sono modellati mediante elementi *'beam'*: l'anello di base in c.a.p. e gli ultimi due anelli verso la

Figura 22
a) Modello completo del Santuario e b) vista estrusa.

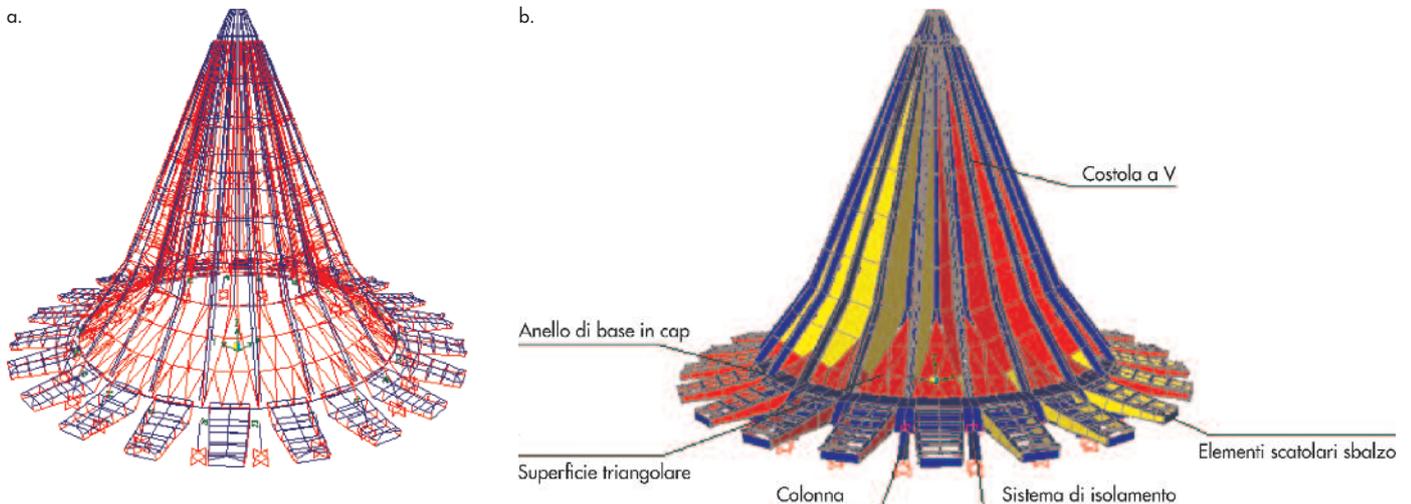


Figura 23
Parametri caratteristici del legame elasto-plastico tipo Wen.

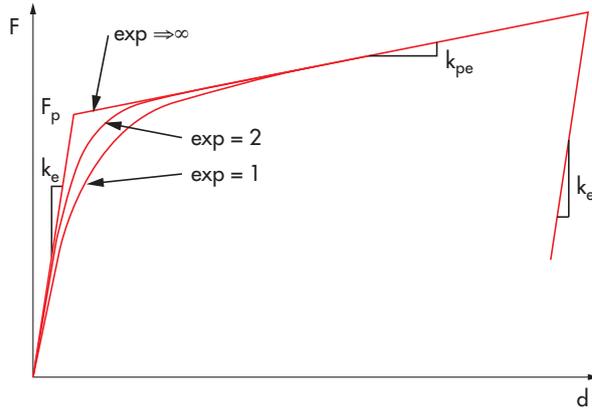
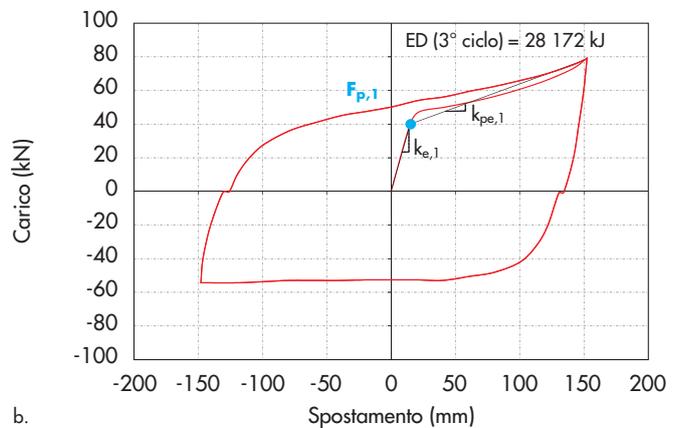
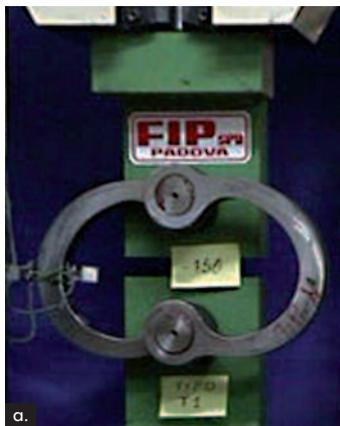


Figura 24
a) prova sperimentale su una coppia di dissipatori elasto-plastici e b) ciclo isteretico per il singolo dissipatore.



cima alternano parti a sezione piena con parti a sezione cava lungo la circonferenza, mentre gli altri 6 presentano sezione piena.

Il generico dei 22 elementi scatolari a sbalzo, posto tra pilastri adiacenti, è caratterizzato da elementi 'beam' per gli elementi trave longitudinali e trasversali del solaio inferiore e superiore, e da elementi 'shell' che rappresentano le pareti laterali di chiusura in calcestruzzo. Diciannove di tali elementi costituiscono la copertura di altrettante cappelle ad essi sospese, qui modellate ciascuna come massa applicata agli 8 punti di vincolo dei tiranti in acciaio.

Le parti di superficie della cupola (in pianta pressoché triangolari) delimitate da due alettoni adiacenti tra l'anello di base e l'anello intermedio, sono modellate tramite 9 elementi 'shell' triangolari di spessore equivalente rispetto all'area della sezione, in realtà scatolare e nervata, pari a 35 cm. L'opera di coronamento in sommità e le alte vetrate poste tra gli alettoni sono modellate attraverso masse concentrate agenti nei nodi.

Numerosi sono i casi in cui, volendo tener conto della geometria reale, è stato necessario definire 2 o più nodi rappresentativi nel modello di punti tra i quali sussiste però nella struttura perfetta

continuità: in tal caso sono stati introdotti vincoli 'constraint' tipo 'body' per rappresentare il comportamento effettivo.

Il modello FEM completo del Tempio Superiore è complessivamente costituito da 6059 nodi, 2592 elementi frame, 854 elementi shell, 478 constraint tipo body, 22 constraint tipo diaphragm (rappresentativi del comportamento a diaframma dei solai degli elementi scatolari a sbalzo) e 22 elementi nlink, con circa 11000 gradi di libertà.

4.2 Applicazione di semplici tecniche di identificazione dinamica

L'analisi dei segnali acquisiti durante i terremoti verificatisi di recente (cfr. §3.6), seppur di bassa intensità, ha consentito di applicare alcune tecniche di identificazione dinamica della struttura in esame. Nell'ambito di tali tecniche, la letteratura (Ewins, 2000) definisce una distinzione generale tra quelle applicabili quando la risposta strutturale è generata da eccitazioni ambientali (Operational Modal Analysis - OMA) e quelle adatte al caso di input artificiali (Experimental Modal Analysis - EMA).

Le tecniche OMA hanno l'indubbio vantaggio derivante dall'assenza di attuatori o altra stru-

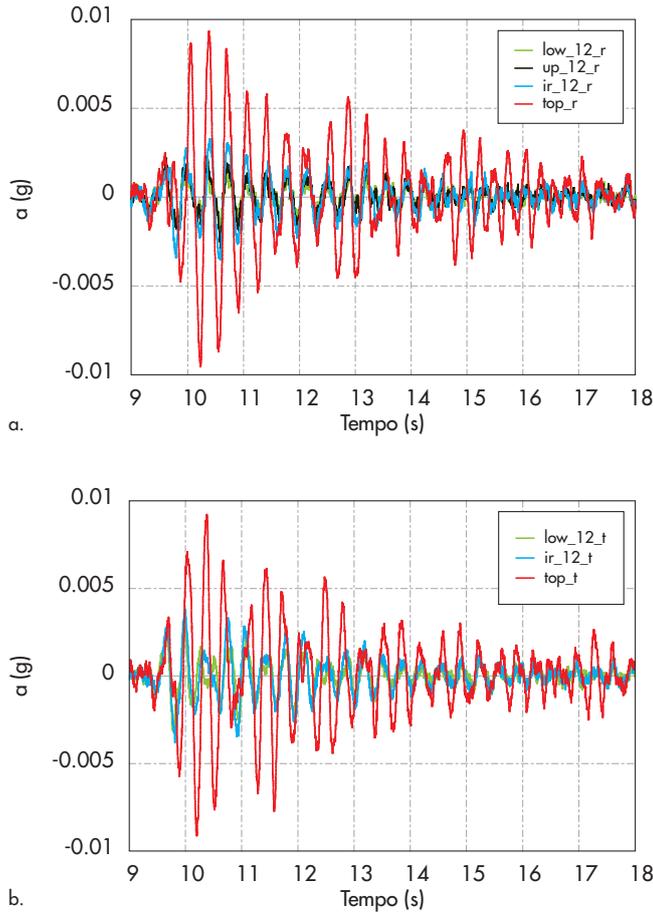


Figura 25
a) accelerazioni alle varie quote sulla verticale per la colonna 12 in direzione radiale e b) tangenziale.

mentazione (vibrodine, martello battente, ecc.), il cui utilizzo può risultare particolarmente oneroso a causa delle capacità richieste nel caso di strutture di notevoli dimensioni. D'altra parte, esistono altre complicazioni relative alla presenza di un segnale di input di caratteristiche non ben definite (traffico, vento, ecc.). Nel caso in esame, l'input è di tipo ambientale eccezionale, in quanto un evento sismico rappresenta un'eccitazione di natura ambientale che si verifica in condizioni non ordinarie.

È evidente in Figura 19 che il rapporto segnale/rumore (SNR) è basso ed è pertanto responsabile di alcuni problemi rilevati nel corso dell'analisi e del trattamento dei segnali registrati. I risultati esposti in seguito fanno riferimento ai segnali acquisiti durante l'evento sismico del 22/11/2012, in quanto caratterizzati da un più alto valore del SNR. Le elaborazioni relative all'evento sismico del 04/01/2013 hanno confermato i risultati dedotti dall'analisi del primo terremoto. La risposta della struttura è stata esaminata in termini di accelerazioni (al crescere della quota e nelle tre direzioni), sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze.

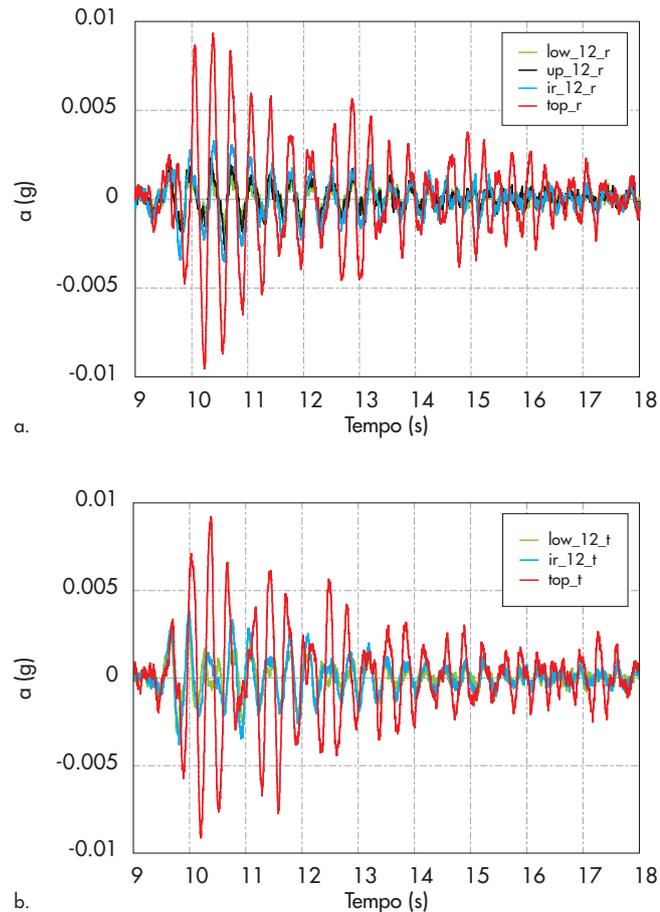
Operando nel dominio del tempo, i segnali sono stati depurati della parte registrata durante il

periodo di pre-trigger (definito nella strategia di acquisizione del sistema di monitoraggio pari a 10 s), e sono state esaminate le accelerazioni dei punti posti in corrispondenza della colonna 12 al crescere della quota, sia in direzione verticale che nelle direzioni radiale e tangenziale (Figura 25). I valori delle accelerazioni radiale e tangenziale (il canale corrispondente alle accelerazioni $up_{12,t}$ non è stato riportato perché affetto da rumore significativo) crescono con l'altezza fino ad attingere in sommità valori massimi di circa 0.01 g.

Una prima stima del periodo di vibrazione della struttura è stata ottenuta dividendo l'intervallo temporale caratterizzato da una significativa oscillazione della struttura per il numero di cicli corrispondenti: è risultato un periodo di oscillazione $T \approx 0.35$ sec ovvero una frequenza $f \approx 2.9$ Hz.

Un attento esame delle componenti di accelerazione radiale e tangenziale registrate ad una medesima quota ma riferite ad una stessa direzione in pianta, ha evidenziato che le accelerazioni sono tra loro in fase e caratterizzate dalla stessa frequenza di oscillazione. La Figura 26 riporta le componenti di accelerazione lungo due assi ortogonali di riferimento in pianta del modello FEM (direzioni X, Y corrispondenti alle 2

Figura 26
a) accelerazioni lungo X e Y b) dei 3 punti di misura a quota 16.40 m.



direzioni di acquisizione tangenziale e radiale delle accelerazioni sull'altare in cripta, ove Y è altresì asse di simmetria passante per il centro e l'ingresso al Tempio Superiore) delle accelerazioni radiali e tangenziali misurate alla quota dell'anello intermedio in corrispondenza delle 3 colonne: lo spostamento di tali punti corrisponde ad un moto rigido nel piano orizzontale di tipo prevalentemente traslazionale. Le ampiezze delle accelerazioni in una medesima direzione nei tre punti di misura non sono perfettamente uguali per la presenza di una certa componente rotazionale. Nel dominio delle frequenze, per ciascun segnale sono state effettuate le seguenti elaborazioni:

- è stato applicato un filtro passa-basso con frequenza di taglio a 20 Hz;
- è stata analizzata la sola parte in cui è evidente l'effetto dell'eccitazione (ossia, è stata eliminata la parte di pre-trigger e post-trigger prevista dalla strategia di acquisizione), al fine di ridurre l'influenza del rumore sulla successiva analisi del contenuto in frequenza;
- per eliminare problemi di 'leakage', è stata applicata la tecnica di 'windowing' alla finestra temporale del segnale, con funzione tipo *Hanning*, nell'intervallo 6÷20 s delle registrazioni accelerometriche.

La funzione *FFT* (*Fast Fourier Transform*) è stata calcolata per ciascun segnale di accelerazione già trattato come summenzionato, su un numero di punti opportunamente calcolato per la finestra temporale considerata. In Figura 27 è riportata la trasformata dell'input alla base nelle 2 direzioni orizzontali.

L'utilizzo della funzione *FFT* risulta più efficiente rispetto a quello della funzione *FRF* (*Frequency Response Function*) definita come rapporto tra la *FFT* dell'output e la *FFT* dell'input: la presenza di un input di tipo multifrequenziale con contenuto variabile sulle singole frequenze e un livello di rumore elevato non consentono di calcolare un rapporto *FRF* corretto. Le *FFT* sono state analizzate in termini di fase, oltre che di ampiezza, allo scopo di estrapolare le informazioni necessarie alla definizione delle deformate modali della struttura. Si mostrano di seguito i risultati per i segnali registrati al crescere della quota in corrispondenza della colonna 12, nelle due direzioni radiale (Figura 28) e tangenziale (Figura 29): i moduli delle *FFT* delle accelerazioni evidenziano due principali zone di amplificazione della risposta. Ad esse corrispondono almeno due frequenze di risonanza, non potendo escludere a priori che a ciascuna zona

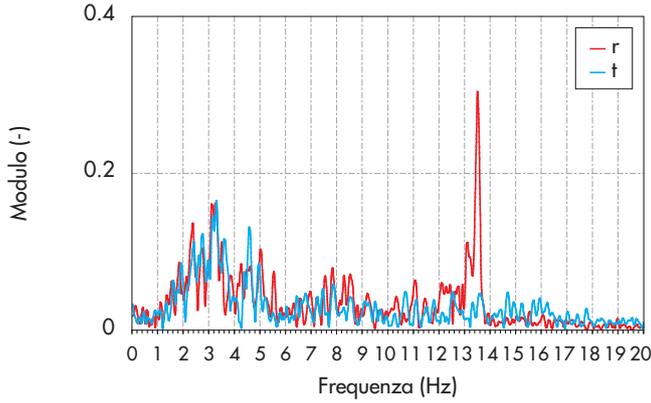


Figura 27
FFT dell'accelerazione alla base in direzione r e t.

di amplificazione possa corrispondere una frequenza doppia o modi della struttura tra loro molto vicini. Mediante un'analisi *Single Degree of Freedom*, basata sull'indagine di una funzione *FFT* per volta, è stato possibile associare una forma modale a ciascuna zona di amplificazione, deducendo i valori e i segni degli spostamenti in ciascun punto di misura dall'ampiezza e dalla fase della corrispondente *FFT*. Dall'analisi dei diagrammi di fase nel range 2÷4 Hz (Figure 28b, 29b), risulta evidente che le accelerazioni sono tutte in fase fino a 3 Hz, mentre per frequenze superiori la componente in cima è nettamente sfasata rispetto alle altre. La prima zona di amplificazione a circa 2.9 Hz

corrisponde ad un primo modo di vibrazione, in quanto i segnali hanno ampiezza crescente verso la sommità della struttura e si presentano in fase, in entrambe le direzioni orizzontali. L'effettiva forma modale è riconoscibile solo dalla ricostruzione grafica della deformata in pianta (Figura 30): essa rispetta il principio di conservazione della forma di ciascun anello circolare della cupola. La forma modale risultante è prevalentemente di tipo flessionale con una componente torsionale minore ove si rammenta che la presenza di un solo punto di misura in sommità non consente una stima più precisa della rotazione torsionale a tale livello. La seconda zona di amplificazione a circa 3.8

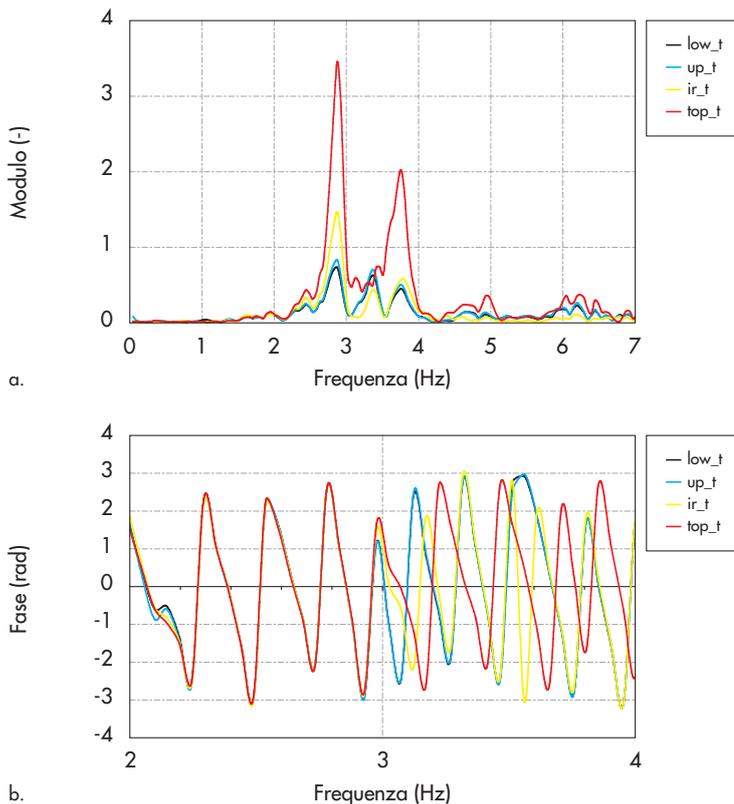


Figura 28
FFT delle accelerazioni sulla verticale per la colonna 12 in direzione t: a) modulo e b) fase.

Figura 29
FFT delle accelerazioni sulla
verticale per la colonna 12
in direzione t: a) modulo e
b) fase.

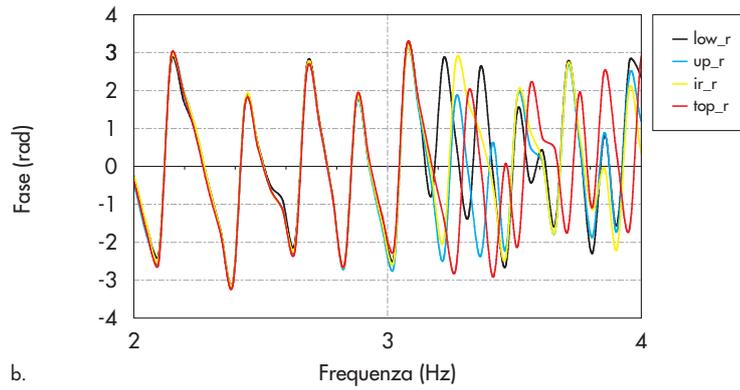
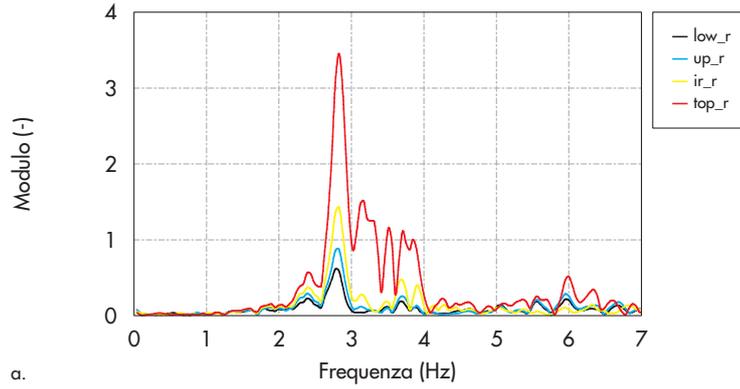


Figura 30
Deformata modale (in rosso)
a 2.9 Hz in pianta e in
sezione sulla colonna 12.

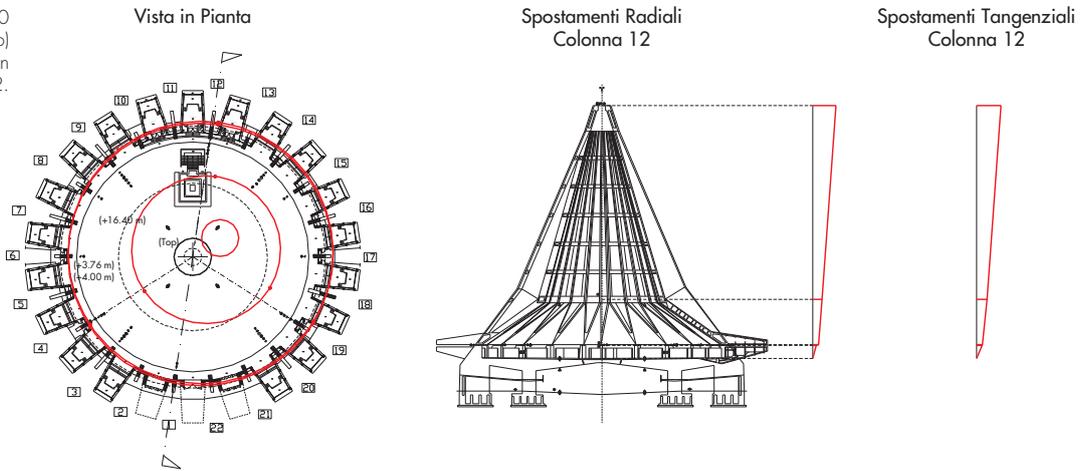
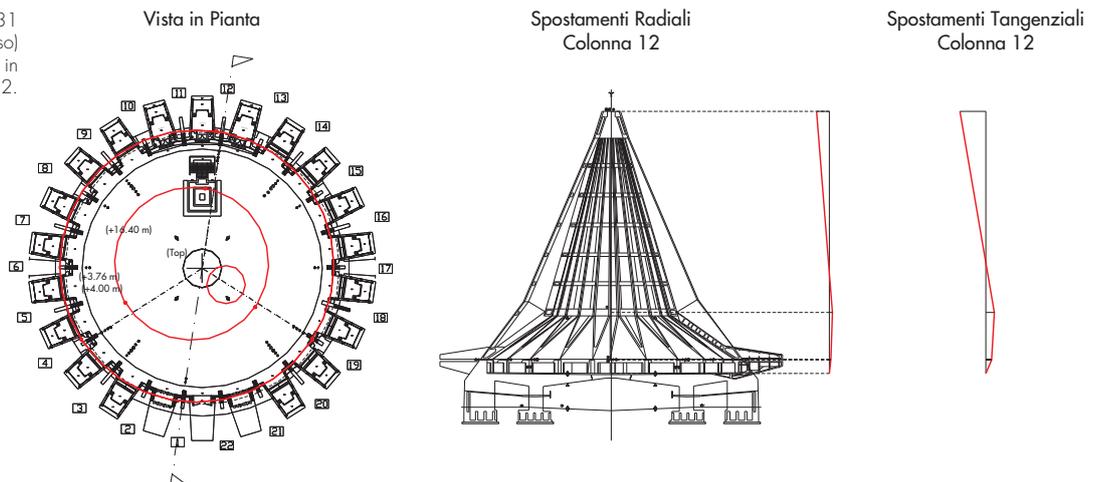


Figura 31
Deformata modale (in rosso)
a 3.8 Hz in pianta e in
sezione sulla colonna 12.



Hz è caratterizzata da deformazioni maggiori tra il livello dell'anello intermedio (*IR*) e la sommità: anche se gli spostamenti hanno ampiezza crescente verso la sommità, si osserva un cambiamento di fase nel punto più alto della cupola rispetto agli altri punti di misura (Figura 28 e 29). La forma modale risultante corrisponde ad un secondo modo prevalentemente flessionale, come mostrato graficamente in Figura 31.

Considerando che la struttura è polarsimmetrica, ad eccezione di una piccola eccentricità di massa in una direzione, e che i risultati sperimentali hanno evidenziato una zona di risonanza a 2.9 Hz sia in direzione radiale che tangenziale su tutti i punti di misura (ossia, non c'è una sola direzione di amplificazione prevalente della risposta), si deduce che a tale frequenza corrispondano i primi due modi flessionali, con la presenza di una piccola componente torsionale. Analogamente si deduce che la frequenza a 3.8 Hz corrisponda ad un secondo modo in cui la componente torsionale è stimata in maniera più approssimata. Altre zone di minore amplificazione rilevate nei diagrammi delle *FFT* non forniscono risultati rilevanti.

Esaminando la risposta in accelerazioni verticali nel dominio delle frequenze, è stata riscontrata la presenza di una frequenza dominante di circa 2.8 Hz per i segnali a quota 16.40 m e in sommità (Figura 32). Volendo stimare analiticamente il periodo verticale della cupola rispetto al sistema di isolamento, essendo nota la rigidità verticale degli isolatori misurata sperimentalmente durante la sostituzione degli appoggi, risulta:

$$T^v = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{22780t}{900t/mm}} \cong 0.31s \quad (11)$$

da cui la frequenza $f^v \cong 3.2$ Hz, prossima a quella sperimentale summenzionata.

4.3 Calibrazione e validazione del modello FEM

Le proprietà dinamiche dedotte sperimentalmente sono state utilizzate per la calibrazione del modello numerico del Santuario e la successiva validazione. Il modello agli elementi finiti descritto precedentemente è caratterizzato da un elevato grado di approfondimento dei dettagli della struttura, ma, oltre ad un'inevitabile incertezza sulle effettive condizioni di vincolo esistenti tra alcuni elementi, esistono sostanzialmente 2 parametri del modello suscettibili di variazione nell'operazione di calibrazione. Il primo è un parametro di rigidità ed è relativo al modulo di elasticità del calcestruzzo E_c il cui valore effettivo è ignoto. A causa della variabilità della resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato e in particolare del riscontro di valori sperimentali ben più alti di quello di progetto (cfr. Tabella 1), il valore di E_c si colloca nell'intervallo 35000÷45000 MPa, col primo valore corrispondente ad una resistenza di 35 e il secondo a 90 MPa, come indicato in Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete, 2010). È stato assunto il valore massimo proposto corrispondente alla massima resistenza del calcestruzzo, ovvero 45000 MPa. Il secondo parametro è rappresentato dalla massa complessiva della cupola: l'unica massa che può essere opportunamente modificata è quella delle 19 cappelle sospese agli elementi scatolari a sbalzo, dal momento che tutti gli altri elementi strutturali della cupola risultano ben modellati in termini di geometria e quindi di peso. Si è assunto che la massa complessiva della cupola sia pari a 21890 t, ossia inferiore al valore di 22780 t restituito dal sistema di martinetti durante l'operazione di sollevamento della cupola (Serino et al., 2006). Tale valore della massa totale della cupola è stato ottenuto a seguito di una dettagliata analisi dei carichi di tali elementi strutturali; la differenza rispetto al valore misurato è causata dall'interazione dei solai di calpestio delle cappelle e dei giunti con

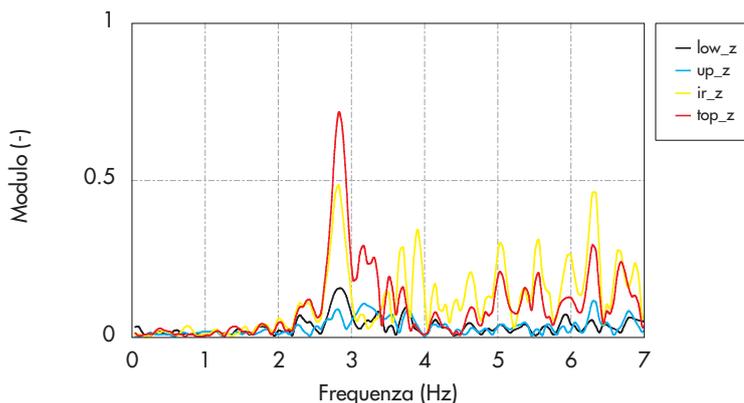


Figura 32
FFT delle accelerazioni sulla verticale per la colonna 12 in direzione z.

la platea di base del Tempio Superiore durante il sollevamento.

L'analisi modale del modello numerico calibrato (scorrimento orizzontale degli isolatori impedito) ha condotto al seguente risultato: i primi modi flessionali hanno la stessa frequenza di vibrazione pari a 2.8 Hz essendo il modello sostanzialmente simmetrico. La non perfetta simmetria introduce solo piccole componenti torsionali nei modi flessionali: l'eccentricità del baricentro delle masse infatti è presente in una sola direzione ed è stimata in 80 cm. D'altra parte, i primi due modi torsionali puri sono stati calcolati rispettivamente a 3.0 e 3.8 Hz. Il secondo modo prevalentemente flessionale in una direzione è invece fornito a 4.1 Hz. Si riportano nella Tabella 2 i risultati dell'analisi modale.

Il confronto numerico-sperimentale risulta soddisfacente per i primi due modi flessionali: 2.8 Hz valore numerico vs 2.9 Hz frequenza sperimentale (scarto del 3%), e una delle due forme

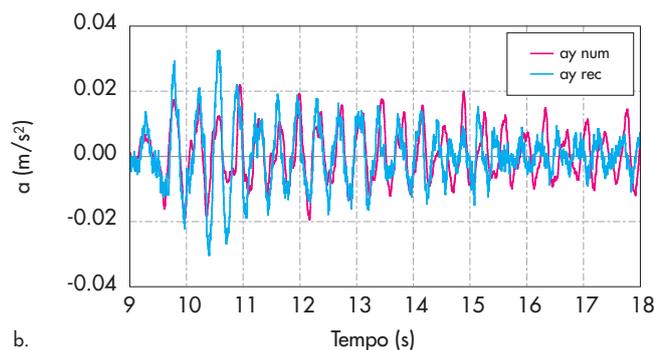
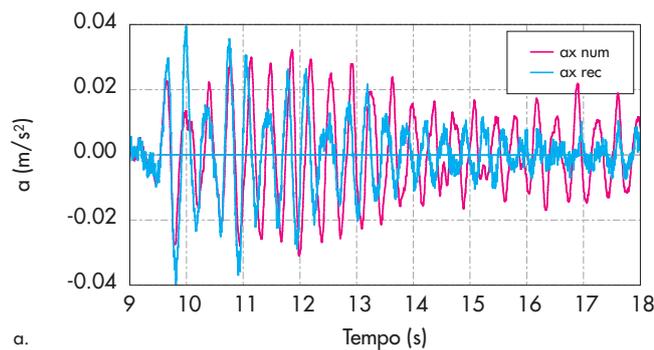
modali ha anche una componente torsionale per la piccola eccentricità di cui anzidetto. La massa partecipante coinvolta da ciascuno di tali modi è compresa tra il 30 e il 40%. Il secondo modo numerico flessionale in una direzione è calcolato a 4.1 Hz, ossia a una frequenza maggiore rispetto al valore sperimentale di 3.8 Hz di circa l'8%; tuttavia la massa partecipante a tale modo è valutata intorno al 5%. Dall'analisi sperimentale non sono stati identificati modi torsionali puri, probabilmente perché poco eccitati. Tutti gli altri modi superiori sono poco significativi, se rapportati alla massa complessiva della struttura. La mobilitazione di una massa partecipante complessiva pari dell'85% richiede il contributo di oltre 100 modi.

Il modello numerico calibrato sulla base dell'identificazione dinamica sperimentale, è stato sottoposto ad analisi numeriche sotto l'azione degli eventi sismici recentemente registrati dal sistema di monitoraggio (di seguito si espongono i risul-

Tabella 2 - Risultati analisi modale del modello FEM

Modo	Periodo	Frequenza	Massa partecipante traslazionale			Massa partecipante rotazionale			Deformata modale
			UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	
(-)	(s)	(Hz)							(-)
1	0.36	2.8	0.37	0.09	0.00	0.11	0.46	0.00	1° flessionale in x
2	0.36	2.8	0.07	0.31	0.00	0.38	0.09	0.08	1° flessionale in y
3	0.34	3.0	0.02	0.06	0.00	0.09	0.03	0.48	1° torsionale
4	0.26	3.8	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.19	2° torsionale
5	0.24	4.1	0.02	0.05	0.00	0.02	0.01	0.01	2° flessionale in y

Figura 34
Confronto tra accelerazioni registrate e accelerazioni numeriche per un punto a quota 16.40 m in direzione a) X e b) Y.



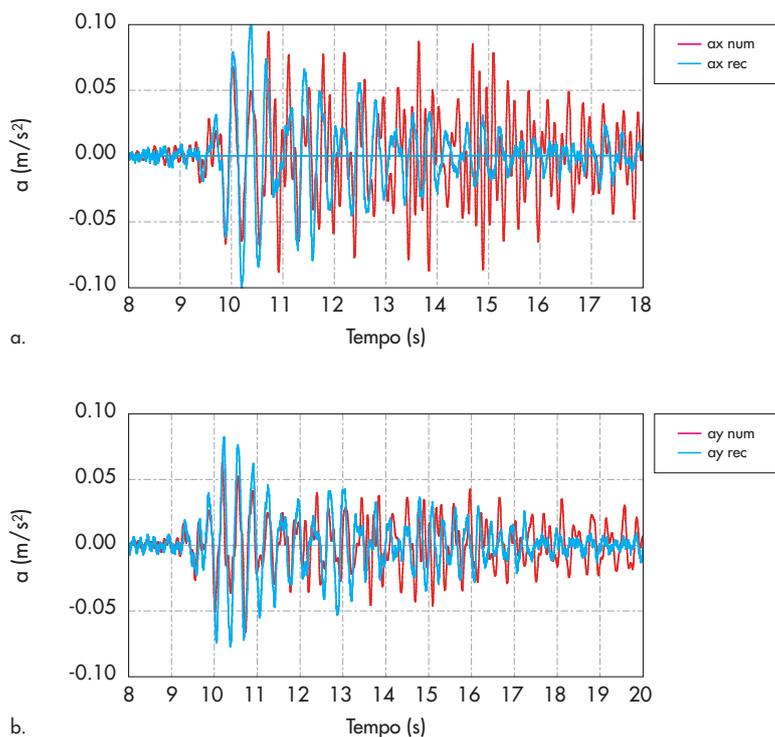


Figura 35
Confronto tra accelerazioni registrate e accelerazioni numeriche per un punto in sommità in direzione a) X e b) Y.

tati relativi al sisma del 22/11/2012). L'analisi svolta è di tipo *time history* lineare modale, dal momento che le sollecitazioni in gioco non attivano le non-linearità incluse nella modellazione degli isolatori sismici, assumendo un coefficiente di smorzamento pari all'1% per tutti i modi (Chopra, 2011). I risultati in termini di accelerazioni, sia in cima alla cupola che alla quota dell'anello intermedio, sono sostanzialmente confrontabili con i valori sperimentali (vedi Figure 34 e 35). Come evidente nei successivi diagrammi, le accelerazioni numeriche e quelle sperimentali hanno la stessa frequenza dominante, e in alcuni intervalli di tempo sono praticamente sovrapposte. I valori dei picchi sperimentali sono sempre ben approssimati da quelli numerici.

Il confronto è stato effettuato anche in termini di spostamenti in cima alla cupola, ove, come per le accelerazioni, sono da attendersi delle amplificazioni rispetto alla base. Si rammenta che a livello degli isolatori i trasduttori di spostamento non hanno rilevato alcuno spostamento relativo tra la sottostruttura e la cupola. Non essendo disponibili misure dirette di spostamento assoluto, si è proceduto elaborando i segnali di accelerazione registrati in cima, sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze: ai valori di velocità e spostamento, ottenuti per successiva integrazione, è stato applicato un filtro passa-alto di ordine 2 e frequenza di taglio pari a 0.75 e 1.25 Hz rispettivamente. Si è constatato che i valori di spostamento così calcolati e quelli numerici ricadono entrambi nell'intervallo di \pm

0.2 mm, ma non esibiscono, come era prevedibile, la stessa sovrapponibilità dei corrispondenti valori di accelerazione.

La non perfetta coincidenza nel tempo dei segnali di accelerazione e di spostamento con i corrispondenti valori numerici è ascrivibile sostanzialmente ai seguenti motivi: il basso livello di eccitazione dei terremoti finora registrati, per cui l'effetto del rumore nei segnali deve essere adeguatamente ridotto; la complessità del comportamento dinamico per cui non è possibile definire l'effetto dei modi superiori (aventi complessivamente una massa partecipante piuttosto rilevante); l'approssimazione introdotta quando si fa corrispondere un punto del modello numerico al punto in cui è realmente registrata la misura.

4.5 Analisi numerica sotto l'azione del terremoto di progetto

Dopo aver verificato la validità e l'affidabilità del modello FEM del Santuario a base fissa, si è potuto investigare il comportamento della struttura sotto l'azione del terremoto di progetto definito dalle NTC 2008 (Ministero delle Infrastrutture, 2008): la normativa italiana vigente impone che le strutture isolate siano verificate allo Stato Limite di Collasso (SLC), ovvero considerando un terremoto avente probabilità di superamento pari al 5% durante il periodo di riferimento V_R . Lo spettro di progetto è stato ottenuto considerando una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso III per il sito in esame (suolo tipo A), con una PGA

Figura 36
Spettri delle registrazioni accelerometriche scalate.

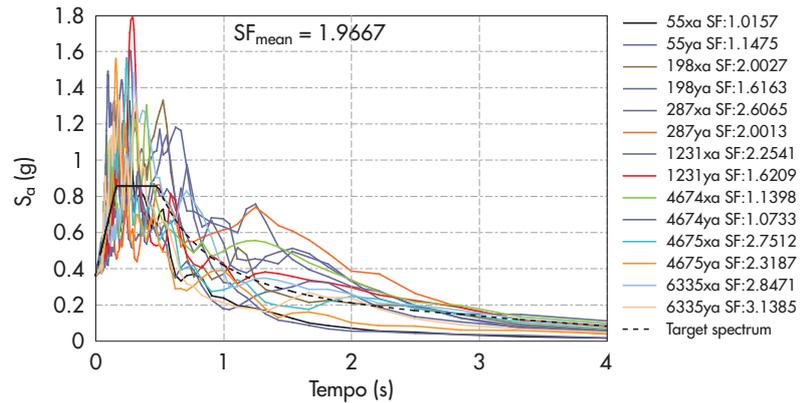


Tabella 3 - Tabella sintetica delle 7 registrazioni accelerometriche

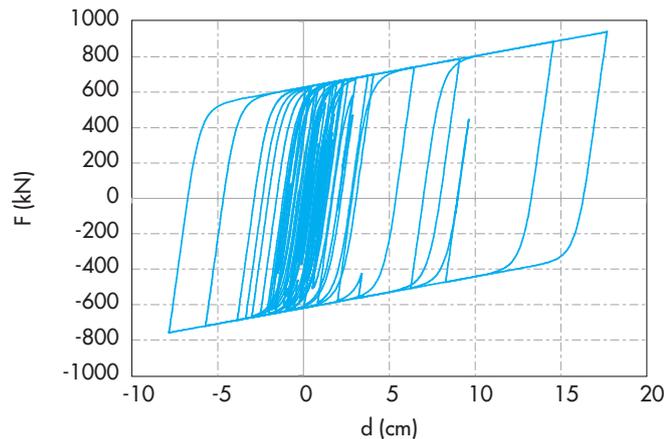
Waveform ID	EQ ID	Station ID	EQ Name	Date	Mw	Fault Mech.	Ep. Dist. (km)	PGA_X (m/s ²)	PGA_Y (m/s ²)
198	93	ST64	Montenegro	15/04/1979	6.9	thrust	21	1.7	2.1
6335	2142	ST2557	South Iceland (a.s.)	21/06/2000	6.4	strike slip	15	1.2	1.1
55	34	ST20	Friuli	06/05/1976	6.5	thrust	23	3.4	3.0
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	5	3.1	3.3
4675	1635	ST2487	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13	1.2	1.5
1231	472	ST575	Izmit	17/08/1999	7.6	strike slip	9	1.5	2.1
287	146	ST93	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	normal	23	1.3	1.7
mean:					6.8		15.6	1.9	2.1

pari a 0.4 g. Sono state eseguite analisi dinamiche non-lineari assumendo un input sismico coincidente con ciascuna delle 7 coppie di accelerogrammi spettro-compatibili (Figura 36, Tabella 3) generate mediante il software *REXEL v. 3.5 beta* (Iervolino et al., 2010).

La prima delle 7 analisi è stata condotta sul complesso modello numerico della struttura applicando alla base due registrazioni scalate del terremoto dell'Irpinia. Si tratta di una analisi non lineare con integrazione diretta delle equazioni

del moto e smorzamento sul materiale calcestruzzo pari all'1%, che ha richiesto tempi di elaborazione molto elevati a causa dell'attivazione del comportamento non-lineare degli isolatori, oltre che della complessità globale del modello. La Figura 37 mostra il ciclo di isteresi di uno dei 22 dissipatori elasto-plastici: è evidente la forte escursione in campo plastico in corrispondenza dei massimi spostamenti della cupola. L'esame dettagliato della risposta della cupola sotto l'azione del sisma evidenzia che questa è caratte-

Figura 37
Cicli isteretici del dissipatore in corrispondenza della colonna 3.



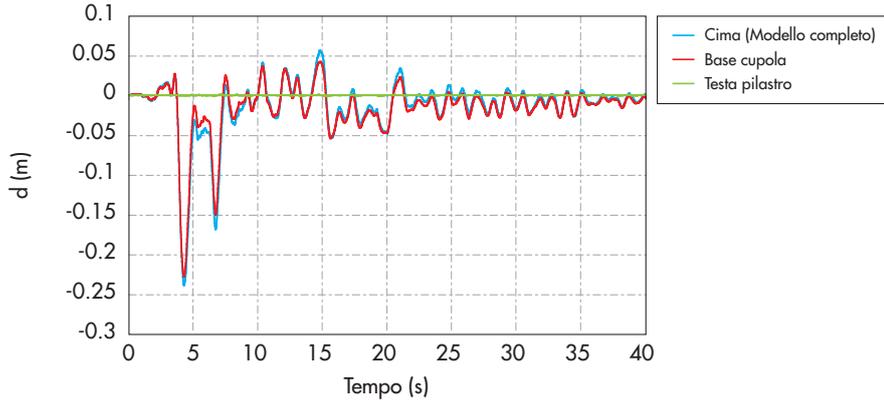


Figura 38
Spostamenti lungo x in punti a quote differenti del modello completo.

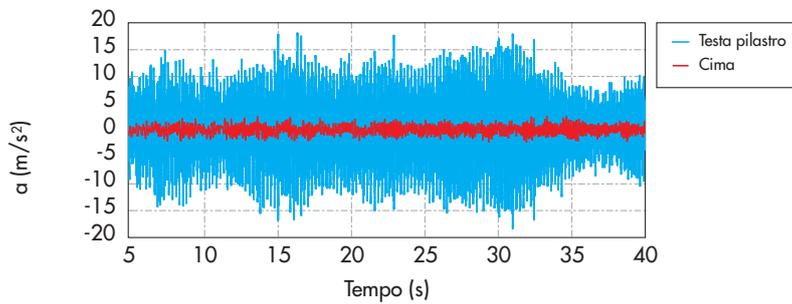


Figura 39
a) accelerazioni lungo X in cima e b) in testa al pilastro.

rizzata da un moto di pura traslazione nelle 2 direzioni del modello, essendo gli spostamenti uguali a qualsiasi quota per qualunque nodo e nell'ordine di 20÷25 cm, mentre gli spostamenti in cima alle colonne (ossia al di sotto degli isolatori) sono di circa 1 mm (Figura 38).

Le accelerazioni massime in testa alla cupola (Figura 39) variano nel range $\pm 2 \text{ m/s}^2$, mentre in testa ai pilastri, ossia al di sotto del sistema di isolamento, assumono valori di picco superiori a 1 g. Considerato che l'onere computazionale richiesto dall'analisi sopra esposta è notevole, e che la cupola si sposta sostanzialmente con un moto di traslazione rigida in orizzontale sotto l'azione di input sismici elevati, le analisi dinamiche non-

lineari relative alle altre 6 coppie di accelerogrammi spettro-compatibili sono state realizzate su un modello strutturale semplificato. Tale modello è ottenuto dal modello completo sostituendo alla complessa modellazione della cupola sovrastante il sistema di isolamento un nodo master posizionato nel baricentro della copertura, e associando ad esso massa e inerzia rotazionale valutate per la struttura reale. L'analisi dinamica non-lineare sul modello semplificato, sotto l'azione della coppia di registrazioni dell'Irpinia, ha dimostrato che gli spostamenti massimi del nodo master sono uguali a quelli ricavati per i diversi punti della cupola nel modello completo (Figura 40) e che gli anda-

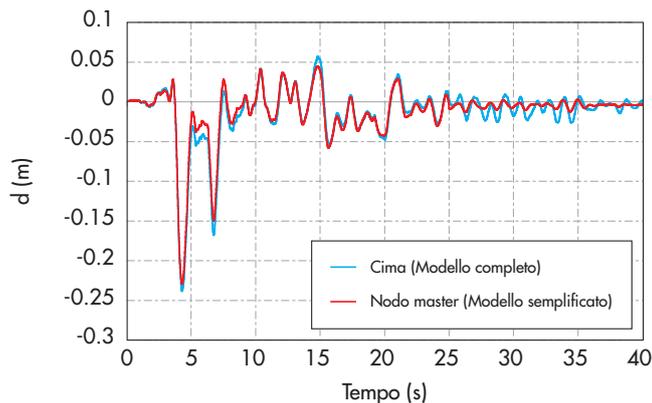


Figura 40
Confronto tra gli spostamenti lungo X in cima del modello completo e quelli del nodo master del modello semplificato.

Tabella 4 - Risultati delle 7 analisi di progetto

Terremoto	Spostamento max (cm)
Irpinia	22
Friuli	5
Montenegro	17
South Iceland 1	28
South Iceland 2	10
South Iceland AS	21
Izmit	30
Media	19

menti sono in buona parte sovrapponibili. Conoscendo la risposta della struttura per 7 diverse coppie di accelerogrammi, la normativa italiana consente (cfr. § 7.3.5 NTC) di fare riferimento alla media degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle 7 analisi (Tabella 4). Si riportano in seguito i valori massimi di spostamento esibiti dalla cupola (lungo X o lungo Y), e quindi dal sistema di isolamento, per ciascuna delle analisi eseguite (Tabella 4).

È giusto sottolineare che, sotto l'azione dei terremoti di progetto più gravosi, la struttura isolata esibisce un periodo di isolamento $T_{is} = 1.4$ s e uno smorzamento equivalente ξ_{eq} pari al 15%.

I risultati delle analisi dimostrano che, secondo le attuali prescrizioni normative (D.M. del 14/01/2008), gli isolatori, progettati in accordo con la OPCM 3274 del 2003 e la OPCM 3431 del 2005, non siano adeguati benchè fossero ampiamente sovradimensionati all'epoca. In direzione tangenziale infatti, i dispositivi avrebbero una richiesta di 19 cm, superiore allo spostamento massimo consentito (± 15 cm) mentre in direzione radiale la capacità di spostamento risulterebbe adeguata (± 20 cm). D'altra parte, gli isolatori furono progettati utilizzando uno spettro avente una $PGA = 0.2$ g mentre, per effetto dell'evoluzione normativa e dell'incremento di pericolosità sismica nella zona di Siracusa, lo spettro di progetto attuale fornisce un valore doppio dello stesso parametro.

5. Conclusioni

Il lavoro proposto dimostra la fattibilità e l'efficacia della tecnologia dell'isolamento sismico applicato ad una struttura di culto esistente maestosa e complessa (il "Santuario della Madonna delle Lacrime" a Siracusa). La necessità di sostituire gli appoggi preesistenti, progettati per sopportare i carichi verticali e seguire le variazioni termiche, insieme alla necessità di migliorare il comportamento sismico globale della costruzione, portarono alla progettazione e l'installa-

zione di nuovi appoggi sismici a scorrimento, muniti di elementi dissipativi elasto-plastici, ampiamente adottati per l'isolamento sismico degli impalcati da ponte. L'intervento realizzato, che consisteva nel sollevamento dell'intera cupola a forma tronco-conica (avente una massa superiore a 22000 t) attraverso un totale di 114 martinetti idraulici attivati simultaneamente, permetteva non solo di ridurre le forze sismiche agenti sulla copertura durante un terremoto violento ma soprattutto di ridurre in maniera significativa i momenti flettenti e le forze di taglio alla base delle colonne, che rappresentano gli elementi più vulnerabili della struttura.

L'intervento di isolamento sismico ha comportato la modifica dello schema statico della costruzione, consentendo gli spostamenti in direzione tangenziale alla base circolare della cupola, precedentemente impediti. Anche in considerazione di ciò, si è ritenuto quanto mai opportuno procedere alla riattivazione del sistema di monitoraggio già installato nel Santuario, ma mai reso operativo. Il nuovo sistema di monitoraggio comprende un apparato avanzato per l'acquisizione dinamica di 64 canali (al quale sono connessi gli accelerometri preesistenti, i nuovi trasduttori di spostamento, i termo-igrometri, il barometro e il tachi-gonio-anemometro), i condizionatori dei segnali, un server connesso a Internet via ADSL e un UPS capace di garantire lo spegnimento automatico e la riaccensione del sistema dopo un black-out. La gestione dell'intero sistema di monitoraggio avviene attraverso un software appositamente progettato che utilizza differenti strategie di acquisizione ("a soglia" per il monitoraggio dinamico/sismico, "periodico" per monitorare le variazioni termiche e ambientali, "a tempo continuo" per la velocità e direzione del vento) e consente anche l'accesso da remoto e il trasferimento automatico dei dati, in particolare al computer centrale dell'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento della Protezione Civile (DPC). Grazie all'analisi dei dati acquisiti dal sistema di monitoraggio, è stato possibile fare alcune

importanti osservazioni sul funzionamento strutturale e, soprattutto, calibrare un complesso modello FEM della struttura, attraverso il quale è stata prevista la risposta del sistema di isolamento sotto l'effetto del terremoto di progetto.

6. Ringraziamenti

Gli autori ringraziano tutte le persone coinvolte nel progetto e nella realizzazione dell'intervento di adeguamento sismico del Santuario della Madonna delle Lacrime. Il progetto finale dell'intervento, finanziato dalla Regione Sicilia, fu commissionato dal Comitato della Chiesa, e attraverso questo dal Consiglio della Città di Siracusa, ai prof. Paolo Emilio Pinto e Renato Giannini insieme all'Ing. Maurizio Valenzi (Direttore dei Lavori). La fornitura degli isolatori e l'ardita operazione di sollevamento della cupola, sostituzione degli appoggi e successivo

abbassamento della copertura, furono realizzate dalla FIP Industriale S.p.A. (Selvazzano Dentro – PD), che vanta oltre trent'anni di esperienza nella fornitura e installazione di dispositivi antisismici.

Gli autori ringraziano la ditta Boviar S.r.l., in particolare il Direttore Tecnico Dott. Giuseppe Bovio, e la ditta INDAPRO S.r.l., in particolare il Direttore Tecnico Dott. Paolo Pezzoli, alle quali è stato affidato l'aggiornamento, la riattivazione e la manutenzione continuativa del sistema di monitoraggio del Santuario nonché la fornitura del nuovo sistema di acquisizione e del software, rispettivamente. La gestione del nuovo sistema di monitoraggio del Santuario è affidata al Dipartimento della Protezione Civile Nazionale nell'ambito dell'Osservatorio Sismico delle Strutture, grazie al solerte e collaborativo interessamento degli Ingg. Mario Nicoletti e Daniele Spina, nonché del Prof. Mauro Dolce.

Bibliografia

- AITEC - Associazione Italiana Tecnico Economica Cemento (2006) - The Sanctuary of the "Madonna delle Lacrime", Special issue on Italian concrete structures for the 2nd fib Congress, 350-353, Naples, Italy, Year LXXVI, No. 5, May 2006.
- Balageas D. (2010) - Structural Health Monitoring, John Wiley & Sons, ISBN: 9781905209019.
- Christopoulos C., Filiatrault A., foreword by Bertero V.V. (2006) - Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, ISBN: 88-7358-037-8.
- Chopra A.K. (2011) - Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, ISBN: 9780131561748.
- EERC (1994) - Marquam Bridge - West Marquam Interchange: Testing of FIP proprietary seismic isolation hardware, Report No. EERCL/94-02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, December.
- Ewins D.J. (2000) - Modal Testing: Theory, Practice and Application, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Research Studies Press LTD, London, England.
- Farrar C.R., Worden K. (2012) - Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective, John Wiley & Sons, ISBN: 9781118443217
- HITEC (1998) - Technical Evaluation Report: Evaluation Findings for FIP-Energy Absorption Systems, L.C.C. Slider Bearings, CERF Report: HITEC 98-05, # 40367, September, Product 9.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2010) - REXEL: computer aided record selection for code-based structural analysis. Bulletin of earthquake engineering, 8:339-362.
- International Federation for Structural Concrete *fib* (2010) - Model Code 2010.
- Losanno D. (2009) - Isolamento Sismico, Modellazione e Monitoraggio del "Santuario della Madonna delle Lacrime", Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli studi di Napoli "Federico II".
- Kelly J.M. (2004) - Seismic Isolation, In: Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, eds. Earthquake Engineering, from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, 11-1-11-32.
- Martelli A., Forni M. (2010) - Seismic isolation and other anti-seismic systems: recent applications in Italy and worldwide, Mathematical Sciences Publishers (MSP), *Seismic Isolation And Protection Systems (SIAPS)* 1(1) 75-123.
- Martelli A., Forni M., Clemente P. (2012) - Development and Application of Anti-Seismic Systems in Italy and Worldwide and Conditions for Their Correct use, EACS 2012, paper No. 099.
- Matsagar V.A., Jangid R.S. (2008) - Base isolation for seismic retrofitting of structures, Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 13 (4), pp. 175-185.
- Ministero delle Infrastrutture (2008) - Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni.
- Mokha A.S., Navinchandra A. Constantinou M.C., Zayas V. (1996) - Seismic isolation retrofit of large historic building, Journal of Structural Engineering, Vol. 122 (3), pp. 298-308.
- Nicoletti M., Lamonaca B.G., Spina D. (2005) - The Italian network for seismic monitoring of structures: design, present level of realisation and further development, Proc. Sixth European Conference on Structural Dynamics (EURODYN 2005), Paris, France.
- Petrini L., Pinho R., Calvi G.M. (2006) - Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS Press, ISBN: 88-7358-039-4.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Ordinanza No. 3274 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costru-

- zioni in zona sismica, Roma, 20 Marzo 2003.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Ordinanza No. 3431 (2005) - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del PCM n. 3274 del 20.03.2003, Roma, 3 Maggio 2005.
- Randazzo F. (2001) - The Sanctuary of the "Madonna delle Lacrime" in Syracuse, Italy, *The Italian Industry of Cement*, Year LXXI, No. 5, May 2001, pp. 394-415.
- Serino G., Spizzuoco M., Marsico M., Chandrasekaran S. (2008) - Seismic isolation and modelling of a worship structure, *Proc. Fourth European Conference on Structural Control*, St. Petersburg, Russia, Vol. 2, 711-718.
- Serino G., Spizzuoco M., Marsico M. (2006) - Prove in situ di carico e di scarico su appoggi antisismici di una copertura in c.a., *Proc. Convegno Nazionale "Sperimentazione su materiali e strutture"*, Venezia, Italia.
- Spizzuoco M., Serino G., Onorii C. (2008) - The monitoring system of an isolated religious building in Italy: a recent acquisition of the Italian "OSS", *Proc. Fourth European Conference on Structural Control*, St. Petersburg, Russia, Vol. 2, 737-744.
- Soong T.T., Spencer B.F. (2002) - Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice, *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 243-259.