

# L'Ospedale del Mare in Napoli: il record europeo dell'isolamento sismico

E. Cosenza<sup>1</sup>, L. Di Sarno<sup>2</sup>, E. Chioccarelli<sup>3</sup>, B. De Risi<sup>4</sup>, C. Mascolo<sup>5</sup>, M.R. Pecce<sup>6</sup> ■

## Sommario

Il presente lavoro illustra il progetto strutturale di un edificio ospedaliero con sistema di isolamento sismico (SIS) alla base, attualmente in fase di completamento, situato nel quartiere Ponticelli, nella periferia orientale di Napoli. L'edificio oggetto di studio ha una pianta a geometria pressochè quadrata con lato pari a circa 150 m; l'edificio è isolato sismicamente alla base mediante 327 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento. Dimensioni dell'impalcato, privo di giunti, dimensioni complessive e numero degli isolatori rendono la costruzione da "record" per lo meno europeo. In particolare il sistema strutturale è costituito da un telaio spaziale in c.a. con travi di piano di grande luce del tipo prevalentemente a spessore per le parti interne. Detto sistema intelaiato presenta una notevole eccentricità di massa in elevazione ed in

pianta dovuta alla forma particolare dell'edificio. La struttura è infatti costituita da due corpi a forma di "L" rispettivamente con 3 e 8 piani. Il progetto dell'isolamento sismico è stato eseguito sulla base delle indicazioni normative della OPCM 3431 (2005) ed è stato rianalizzato di recente secondo le prescrizioni del Decreto del Ministero delle Infrastrutture (2008). L'utilizzo del SIS comporta, nel caso in esame, diversi e significativi benefici rispetto ad una progettazione tradizionale. In particolare, si è stimata una riduzione dell'acciaio di armatura longitudinale pari a circa il 40% per le travi e le colonne. Inoltre, nella struttura su isolatori sismici sono eliminati i danni sia alle parti strutturali che alle parti non strutturali, compresi anche quelli indotti alle attrezzature medicali presenti ai vari livelli attraverso il rispetto dei requisiti prestazionali relativi allo stato limite di operatività.

## 1. Introduzione

L'isolamento alla base può ritenersi un'affidabile ed ormai matura tecnica di protezione sismica da utilizzare per la progettazione ex-novo ovvero adeguamento delle strutture strategiche, quali ad esempio caserme di vigili del fuoco, prefetture, municipi, centri della protezione civile ed in particolare ospedali (Dolce et al., 2004). Le strutture strategiche devono, infatti, risultare operative durante e soprattutto immediatamente dopo che si sia verificato un evento sismico caratterizzato da magnitudine medio-alta. Ne consegue che non devono presentare danni strutturali e non strutturali ed inoltre, per il soddisfacimento del requisito della continua operatività, occorre altresì proteggere adeguatamente le apparecchiature presenti. In particolare negli ospedali si devono proteggere tutte le sofisticate e costose strumentazioni medicali nonché tutta l'impiantistica meccanica e informatica. Dal punto di vista economico, le perdite dovute

ai danni non strutturali risultano generalmente ingenti a seguito di un terremoto di magnitudine medio-alta. Un recente studio condotto negli Stati Uniti da Kircher (2003) ha, per esempio, evidenziato che circa il 50% delle perdite economiche causate dal terremoto di Northridge (magnitudine  $M_S$  pari a 6.6) del 1994 in California è da attribuire a danni non strutturali. Questo risultato è confermato dal fatto che negli edifici la componentistica (impianti e apparecchiature) ed in genere tutte le parti non strutturali costituiscono circa l'80-90% dell'intero costo di costruzione. In figura 1 sono riportate le varie aliquote che concorrono alla determinazione del costo di costruzione di edifici con diverse destinazioni d'uso, secondo una recente stima californiana (Aslani e Miranda, 2004). Dai dati riportati in figura 1, emerge che per gli ospedali il costo della struttura incide solo per l'8%, mentre i componenti non strutturali e le apparecchiature determinano rispettivamente il 48% ed il

<sup>1</sup> Università degli Studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ cosenza@unina.it

<sup>2</sup> Università degli Studi del Sannio, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria - ✉ disarno@unina.it

<sup>3</sup> Università degli Studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria, Dip. di Ingegneria Strutturale - ✉ eugenio.chioccarelli@unina.it

<sup>4</sup> Ingegnere Strutturista, Libero Professionista - ✉ derisi.biagio@tin.it

<sup>5</sup> Ingegnere Strutturista, Libero Professionista - ✉ mascolo.carmine@tin.it

<sup>6</sup> Università degli Studi del Sannio, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria - ✉ pecce@unina.it

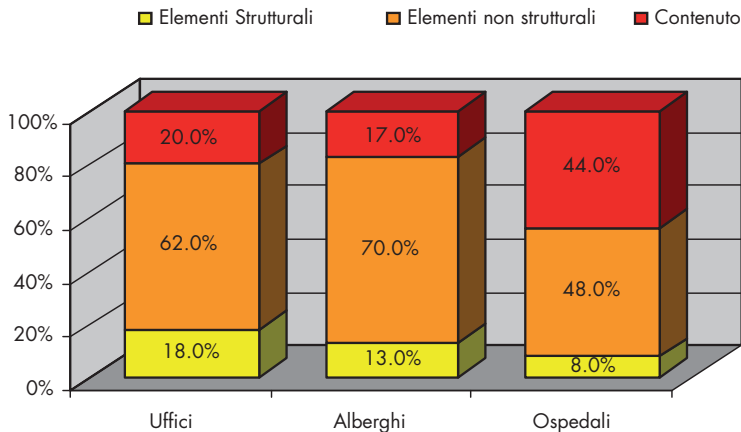


Fig. 1 Aliquote costi di costruzione in edifici con diverse destinazioni d'uso.

44% del costo totale dell'opera.

Le considerazioni precedenti consentono di asserire che il progetto delle strutture strategiche, ed in particolare degli ospedali, non può essere condotto con l'approccio convenzionale dello stato limite ultimo (SLU), generalmente legato alla duttilità e all'accettazione di elevati livelli di danneggiamento, e del solo stato limite di danno (SLD). Si deve infatti soddisfare anche lo stato limite di operatività (SLO), così come ben precisato, per la prima

## 2. Isolamento sismico degli ospedali

Una delle prime applicazioni di protezione sismica basata sull'utilizzo di un sistema di isolamento alla base per struttura ospedaliera fu quella dell'edificio dell'University of Southern California (USC) negli Stati Uniti (Fig. 2). L'ospedale fu realizzato nel 1991 e presenta una sovrastruttura di 8 piani costituita da telai in acciaio, in particolare i telai di perimetro sono del tipo controventato. Lo sviluppo plan-altimetrico dell'edificio è caratterizzato da una significativa irregolarità strutturale, dovuta alle particolari esigenze funzionali.

Il sistema di isolamento utilizzato consiste di 68 dispositivi elastomerici con nucleo in piombo disposti sotto le colonne dei telai controventati lungo il perimetro e 81 isolatori ela-

Fig. 2 Ospedale universitario dell'University of Southern California negli Stati Uniti.



volta in Italia ed in Europa, dalla nuova norma tecnica DM Infrastrutture (2008). Tale nuova norma introduce lo SLO, non contemplato esplicitamente dall'Eurocodice 8 (2006) e dall'OPCM 3431 (2005), per tener conto che, a seguito del terremoto di progetto corrispondente a tale stato limite, la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

L'utilizzo di isolatori sismici alla base consente di soddisfare i requisiti prestazionali anzidetti sia per le strutture di nuova costruzione sia per gli adeguamenti sismici degli edifici esistenti. Peraltro il costo iniziale di costruzione, che secondo alcuni è di circa il 5-6% in più rispetto agli edifici tradizionali a base fissa (Naeim e Kelly, 1999), mentre in altri casi si può trasformare in un risparmio fino al 10% considerando le minori sollecitazioni sulla sovrastruttura, è in ogni caso ampiamente scontato dall'assenza di danni della sovrastruttura e soprattutto dell'elevata protezione sismica di tutti i componenti non strutturali.

stomerici a basso smorzamento posizionati sotto le colonne centrali; il totale dei dispositivi utilizzati è pertanto pari a 149. La struttura isolata ha un periodo pari a 2.3 secondi ed è stata progettata per uno spostamento laterale massimo di 260 mm. Durante il terremoto di Northridge del 1994, il cui epicentro è stato localizzato a circa 40 km dal sito dove sorge l'ospedale dell'USC, non si sono verificati danni (strutturali e non strutturali) nell'edificio. Si evidenzia che le accelerazioni orizzontali lungo l'altezza dell'edificio sono rimaste pressochè costanti ed il valore è stato pari a circa 1/3 di quella registrata alla base della struttura (0.11 g contro 0.37 g).

L'andamento costante delle accelerazioni ha dimostrato che, grazie all'elevata deformabilità orizzontale del sistema di isolamento, la struttura è stata caratterizzata da un comportamento analogo a quello di un corpo rigido con ridotti spostamenti relativi di piano e con il pieno soddisfacimento dello SLD.

Durante il terremoto di Northridge in California molte altre strutture non isolate sismicamente alla base, tra cui anche diversi ospedali, hanno riportato notevoli danni che hanno lesa la loro funzionalità in fase post-sisma (EERI, 1994). In particolare tra le strutture che hanno

presentato significativi danni alle parti non strutturali vi erano edifici multipiano realizzati con strutture a pareti in c.a. In questo caso, sebbene gli spostamenti di interpiano siano risultati molto limitati data la ridotta deformabilità laterale del sistema strutturale, si sono avute delle amplificazioni di piano in termini di accelerazioni molto elevate, inducendo forti danni ai componenti non strutturali, alle apparecchiature ed all'impiantistica.

In Europa, l'utilizzo di isolatori sismici per la progettazione di nuovi ospedali sta diventando sempre più diffuso soprattutto in paesi ad elevata sismicità quali ad esempio Grecia, Italia, Portogallo e Turchia (Castellano et al., 2007; Martelli et al., 2007). In figura 3 si riportano, gli esempi dell'ospedale Gervasutta di Udine, che è stato completato nel 2001, e l'ospedale Da Luz di Lisbona, completato nel 2005 e dotato di un sistema di isolamento che lo protegge dal sisma oltre che dalle vibrazioni ambientali prodotte dalla sottostante metropolitana. Si tratta comunque, in entrambi i casi di sovrastrutture piuttosto regolari anche se, come nel caso dell'edificio ospedaliero di Lisbona, di notevoli dimensioni in pianta. L'ospedale Da Luz ha, infatti, una base quasi quadrata, di 110x110 m, con 6 piani, e due blocchi rettangolari di 3 piani (23x100 m) disposti alle due estremità della base.

Gli isolatori sismici utilizzati nel caso dell'ospedale Gervasutta e Da Luz sono del tipo elastomerico. Nell'edificio di Udine sono stati installati 52 dispositivi, mentre nel complesso ospedaliero di Lisbona si sono utilizzati 315 isolatori sismici, 195 per il blocco ospedaliero propriamente detto e 120 per l'edificio destinato a residenza per gli anziani.

Nel presente lavoro si illustra e discute il progetto strutturale dell'edificio ospedaliero, in fase di completamento, ubicato a Ponticelli, nella periferia orientale di Napoli. L'ospedale in esame rientra nel Nuovo Complesso Ospedaliero Area Orientale di Napoli denominato "Ospedale del Mare". Con 327 isolatori sismici, 24 slitte in corrispondenza degli elevatori, oltre 100.000 tonnellate di peso in condizioni sismiche e distanza fra i punti più distanti dell'impalcato pari a circa 205 m, la struttura in esame può definirsi come il "record europeo" dell'isolamento sismico fra gli edifici ad oggi costruiti. Non si ha notizia di simili caratteristiche neanche fra gli edifici isolati simicamente negli stati Uniti. Si osservi la rilevanza del parametro "distanza massima fra



punti dell'impalcato" che, in assenza di giunti, è soggetta ai problemi di ritiro e di variazioni termiche. Per brevità non può approfondirsi tale aspetto.

Si rileva che, ancora in Provincia di Napoli, Lago Patria, è in costruzione un edificio dalle caratteristiche concorrenti. Trattasi dell'edificio del Quartier Generale del Comando delle Forze Armate Nato, con struttura composta da 3 livelli in cemento armato, isolati simicamente rispetto alle fondazioni, con dieci blocchi di edifici in acciaio superiori con nuclei in cemento armato o controventi in acciaio a K. Il peso sismico è simile a quello dell'Ospedale del Mare; vi sono 299 isolatori, dunque leggermente di meno, accompagnati da 104 dissipatori elasto-plastici. La massima distanza fra punti dell'impalcato è pari a circa 188 m, dunque di poco inferiore al caso oggetto del presente articolo.

Si osservi ancora che, ancora a Napoli, Centro Polifunzionale di Soccavo, è stato adeguato sismicamente un edificio esistente in cemento armato di peso sismico decisamente inferiore, ma con un numero più alto di isolatori sismici. In particolare il numero, evidentemente condizionato dalla maglia della struttura in elevazione esistente, è di oltre 600 isolatori di piccolo diametro (Sparacio et al., 2004).

Fig. 3  
Nuovo edificio dell'Ospedale Gervasutta di Udine (sopra) e Ospedale Da Luz di Lisbona (sotto).

### 3. Descrizione generale del complesso ospedaliero

L'Ospedale del Mare è un complesso ospedaliero che sorge nella zona orientale del comune di Napoli.

La localizzazione del nuovo complesso ospedaliero è il quartiere Ponticelli, oggetto di ampia riqualificazione urbanistica. Il complesso ospedaliero, che occupa un'area di circa 15 ettari, si articola in due lotti che si sviluppano lungo una direttrice Nord-Sud. I due lotti sono separati dalla linea ferroviaria Napoli-Ottaviano della Circumvesuviana, oltre che da un asse viario a scorrimento veloce. Tali lotti sono uniti da un ponte in carpenteria metallica coperto per il personale dipendente e da una galleria sotterranea per i servizi. Il complesso ospedaliero comprende vari edifici tra cui:

- Edificio Ospedaliero;
- Edificio con Centro Commerciale;
- Edificio con Acceleratore Lineare;
- Pronto Soccorso;
- Edificio Direzionale;

### 4. Edificio ospedaliero sismicamente isolato alla base

#### 4.1 Descrizione generale

La struttura dell'edificio ospedaliero in esame presenta una forma piuttosto regolare in pianta costituita da un largo anello a forma quadrata con angoli smussati, così come si evince anche dalla vista aerea riportata in figura 4. Nella figura sono riportati anche i siti di costruzione degli altri edifici facenti

Fig. 4  
Vista aerea del sito di realizzazione del nuovo complesso ospedaliero nella fase iniziale di realizzazione (sopra) e particolare dell'edificio ospedaliero in fase di completamento (sotto).



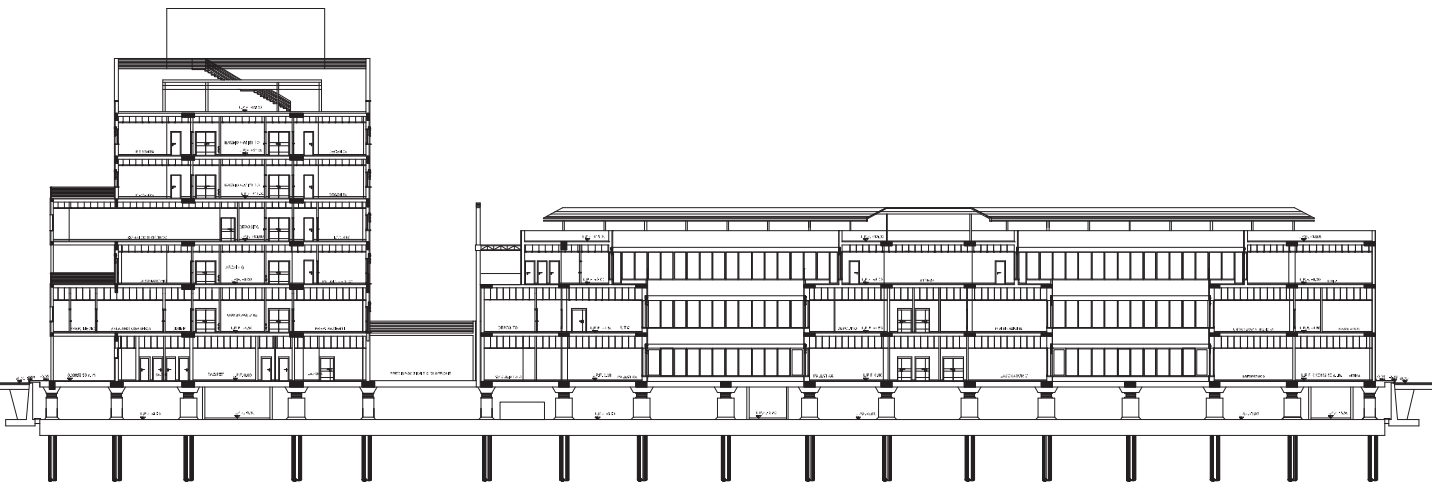
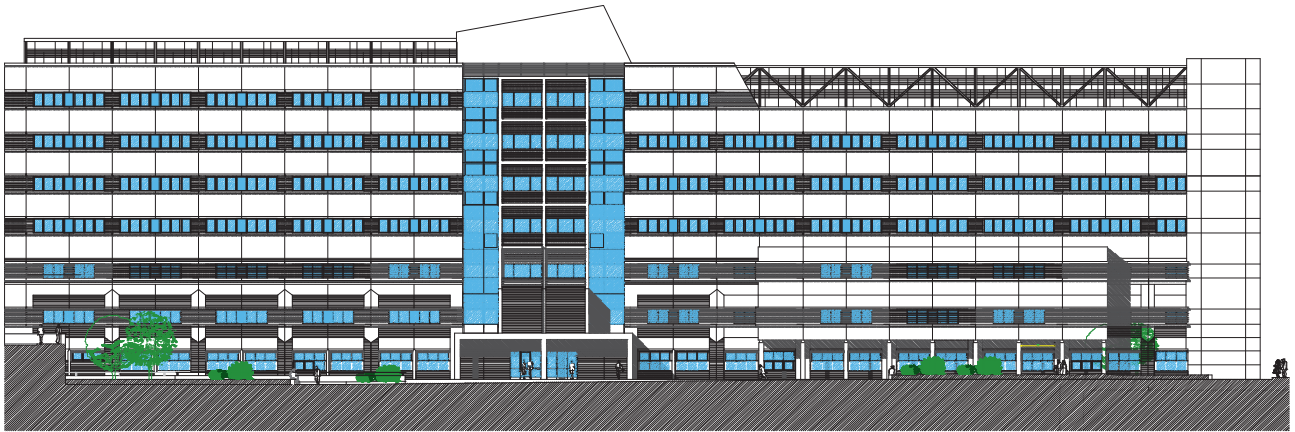
- Albergo.

Tutti gli edifici sono stati progettati nel rispetto delle indicazioni normative contenute nell'OPCM 3431 (2005); di questi solo l'edificio ospedaliero con annesso pronto soccorso è di tipo isolato ed è analizzato nei paragrafi successivi. La struttura dell'ospedale è stata poi anche riesaminata con le prescrizioni della normativa emanata di recente (DM, 2008). Alcuni confronti, espressi sia in termini di domanda che di capacità, sono discussi nei paragrafi successivi.

L'Ente Concedente è l'Azienda Sanitaria Locale Napoli 1. La progettazione esecutiva e realizzazione è di Os.Mar. S.c.r.l. con Astaldi S.p.A. (Capogruppo Mandataria, 60%), Giustino Costruzioni S.p.A. (30%), Ing. C. Coppola Costruzioni S.p.A. (5%) e Ingg. F.&R. Girardi S.p.A. (5%). La concessionaria è la P.F.P. Partenopea Finanza di Progetto S.p.A. Il progetto delle strutture è stato redatto dagli ingg. Biagio De Risi e Carmine Mascolo. Il collaudo statico è affidato al prof. Edoardo Cosenza.

parte del Nuovo Complesso Ospedaliero Area Orientale di Napoli denominato "Ospedale del Mare".

Dal punto di vista altimetrico, l'edificio consta di due parti di diversa altezza, così come mostrato graficamente anche in figura 5. Il primo blocco, di altezza pari a circa 32 m, comprende otto piani, mentre il corpo basso è alto 13m ed ha 3 piani. L'intero edificio ha una pianta pari a 150x150 m. Gli interpiani del corpo basso sono pari a 3.90 m per tutti i piani tipo; il seminterrato ha un'altezza pari a 3.50 m. Nel corpo alto, gli interpiani dal secondo al quinto livello sono alti 3.90 m. Per i piani superiori l'interpiano è pari a 3.60 m. L'altezza dell'interpiano del seminterrato è pari a 3.50 m. La massa complessiva dell'edificio, in condizioni di sovraccarico "sismico", è pari a circa 107.000 tonnellate. L'edificio ospedaliero ricade nella zona orientale del comune di Napoli, zona sismicamente caratterizzata, secondo l'OPCM 3431 (2005), da un'accelerazione su suolo rigido di riferimento pari a 0.25 g (seconda zona sismica). La corrispondente accelerazione orizzontale massima al sito  $a_g$  (su suolo rigido e con periodo di ritorno pari a 475 anni) valutata in accordo con il recente DM 14/01/2008 (DM 2008) è di 0.169 g, con un rapporto rispetto alla precedente norma di



circa i 2/3. Tale rapporto aumenta se si tiene conto dell'importanza strategica della struttura: quest'ultima nell'OPCM 3431 (2005) si considera tramite il coefficiente di importanza  $\gamma = 1.4$  che porta l'accelerazione su suolo rigido al valore di 0.35 g; nel recente DM (2008), invece, se ne tiene conto tramite un periodo di ritorno dell'evento sismico di progetto, considerando l'Ospedale come un'opera strategica, pari a 2475 anni per un'accelerazione al suolo che diviene pari a 0.281 g. Il rapporto tra le accelerazioni di progetto diventa quindi circa 0.8.

Il sistema sismo-resistente utilizzato è costituito da un telaio spaziale in cemento armato (c.a.) gettato in opera. Detto telaio presenta una significativa eccentricità di massa in elevazione dovuta alla presenza di due corpi di diversa altezza.

Gli impalcati dell'edificio sono del tipo gettato in opera su lastra tipo predalles prefabbricata con interposti elementi in pan di polistirolo aventi funzione di alleggerimento; lo spessore complessivo di ciascun solaio è pari a 40 cm. Le luci dei solai sono variabili tra i 6.50 m e 9.60 m. Il primo livello, caratterizzante il

piano di calpestio della sovralfondazione, è costituito da una piastra in c.a. di spessore complessivo pari a 50 cm. Nei tratti di impalcato interessati da forometrie dettate dal passaggio degli impianti tecnologici (cavedi) e/o dalla presenza di impianti elevatori quali ascensori-montaletti-montacarichi-montalettighe (vani elevatori), sono stati previsti elementi a piastra in c.a. interamente gettato in opera. Nel caso che i montacarichi arrivino fino alla fondazione, gli elementi sono stati sospesi all'impalcato inferiore e vincolati inferiormente con slitte, per evitare qualsiasi interazione con la parte strutturale non isolata sismicamente. Il calcestruzzo utilizzato per la struttura in elevazione ha una resistenza a compressione classificata  $R_{ck}300$  (C25/30 secondo la nuova classificazione del DM 2008), mentre l'acciaio utilizzato per le barre di armatura è del tipo FeB44k, in pratica pressochè coincidente con l'acciaio B450C del DM (2008).

Per quanto riguarda il sistema strutturale in elevazione, gli elementi colonna sono del tipo in c.a. con dimensioni delle sezioni trasversali variabili sia in pianta che in elevazione (la

Fig. 5  
Vista frontale (sopra) e  
sezione longitudinale (sotto)  
dell'edificio ospedaliero.

massima sezione ha dimensioni 120x100 cm) mentre gli orizzontamenti sono caratterizzati da poche travi del tipo emergente disposte lungo le perimetrazioni dell'edificio (sezione 40x70 cm) e prevalentemente da travi a spessore di solaio nelle zone centrali (con sezioni variabili tra 90x40, 100x40 e 120x40 cm). In particolare l'edificio "Alto" è caratterizzato dalla presenza di una piccola appendice laterale in carpenteria metallica ed opportunamente connessa alla parte strutturale in c.a. nonché da un impalcato metallico, posto all'ultimo livello dell'edificio, previsto quale copertura delle apparecchiature impiantistiche relative ai fluidi e per gli impianti meccanici in genere. Il sistema fondazionale adottato è del tipo a base isolata e risulta essere costituito dalle seguenti parti strutturali (vedi anche Fig. 5):

- Sottostruttura di fondazione (piastra di fondazione);
- Collegamento di fondazione (contropiastra di fondazione);
- Sistema di protezione sismica (isolatori).

La piastra di fondazione poggia su pali trivellati di diametro pari a 800 mm della lunghezza di 15 m, detta piastra ha uno spessore di 120 cm. Quest'ultima è stata adeguatamente progettata anche in funzione delle caratteristiche di rigidità richieste per avere un'azione sismica sincrona in corrispondenza della piastra di base. Il calcestruzzo utilizzato per i pali di fondazione è del tipo C20/25.

Lungo il perimetro dell'edificio ospedaliero sono disposte una serie di scale necessarie a garantire gli accessi ai vari livelli. Queste sono del tipo a doppia rampa e sono realizzate a solettone rampante in c.a.

È interessante evidenziare che sia la piastra che la contropiastra di fondazione, entrambe realizzate in c.a., non presentano alcun giunto di dilatazione. Tenuto conto delle loro notevoli dimensioni in pianta (circa 150x150 m) in strutture a base fissa si sarebbero verificate delle elevate deformazioni da ritiro e da variazioni termiche soprattutto nella contropiastra, incompatibili con la funzionalità dell'opera e tali da generare delle significative sollecitazioni sulla sovrastruttura. Di fatto dette sollecitazioni sono risultate molto ridotte nel caso in esame in quanto la struttura assorbe, attraverso l'elevata deformabilità laterale degli isolatori elastomerici, parte delle deformazioni indotte dal ritiro e dalle variazioni termiche. Stante la particolarità dell'edificio in assenza di giunti, probabilmente le più grandi mai rea-

lizzate in un edificio, sono controllati gli spostamenti orizzontali degli isolatori ed è monitorata in continuo la temperatura esterna e la temperatura (interna) di quattro punti di due distinte sezioni del primo impalcato.

#### 4.2 Dispositivi di isolamento sismico alla base

L'efficacia dei sistemi di isolamento sismico alla base quale protezione passiva di edifici soggetti a terremoti di intensità medio-alta è legata principalmente alle seguenti proprietà meccaniche degli isolatori e della struttura:

- Elevata deformabilità laterale del sistema strutturale sismo-resistente (dovuta alla presenza di appoggi elastomerici alla base) con associato elevato periodo fondamentale di vibrazione e quindi riduzione dell'energia sismica trasferita alla sovrastruttura;
- Elevata capacità dissipativa del sistema di isolamento per contenere principalmente i massimi spostamenti alla base;
- Sufficiente rigidità laterale del sistema sismo-resistente per valori piccoli di spostamenti laterali e quindi soddisfacimento dei requisiti prestazionali per carichi orizzontali di servizio indotti dalle azioni ambientali, quali vento, micro-tremori generati dal traffico e/o mezzi di trasporto pubblico;
- Adeguata rigidità laterale della sovrastruttura, per limitare gli spostamenti di interpiano e conseguire un elevato rapporto di isolamento ( $T_{is}/T_{bf} > 3$ );
- Capacità ricentrante del sistema di isolamento, in modo da riportare la sovrastruttura nella sua posizione iniziale al termine dell'azione sismica.

Quest'ultimo obiettivo è in genere realizzato utilizzando dei dispositivi costituiti da materiali con intrinseche capacità ricentranti, quali ad esempio gomme elastomeriche o leghe a memoria di forma.

Nel caso della struttura ospedaliera in esame è stata effettuata un'accurata analisi costi-benefici per l'utilizzo di isolatori elastomerici e del tipo a scorrimento. In particolare, si è optato per i dispositivi del tipo elastomerico con gomma ad elevato smorzamento in quanto sono risultati più affidabili sotto il profilo strutturale, di facile manutenzione/sostituzione e di costo accettabile.

È utile evidenziare che, dal punto di vista meccanico, i dispositivi in gomma ad elevato smorzamento (high damping rubber bearing, HDRB) sono caratterizzati da un modulo tangenziale  $G$  che varia significativamente al cre-

scere del livello di deformazione a taglio  $\gamma$ , specialmente per valori della deformazione minori del 50%, così come schematicamente riportato in figura 6 per le tre classi di isolatori utilizzati per la struttura in esame. Ne consegue, che possono ottenersi elevati valori della rigidezza orizzontale per carichi di servizio e garantire una soddisfacente rigidezza laterale della sovrastruttura in condizioni di normale

funzionamento. Per valori della deformazione angolare crescente, superiore al 50%, si ha una riduzione sia della rigidezza a taglio che dello smorzamento viscoso equivalente.

Le proprietà meccaniche dei dispositivi elastomerici utilizzati per l'Ospedale del Mare sono riassunte nella tabella 1. I valori del modulo  $G$  sono stati calcolati per valori delle deformazioni a taglio pari a  $\gamma = 1.0$ , cioè defor-

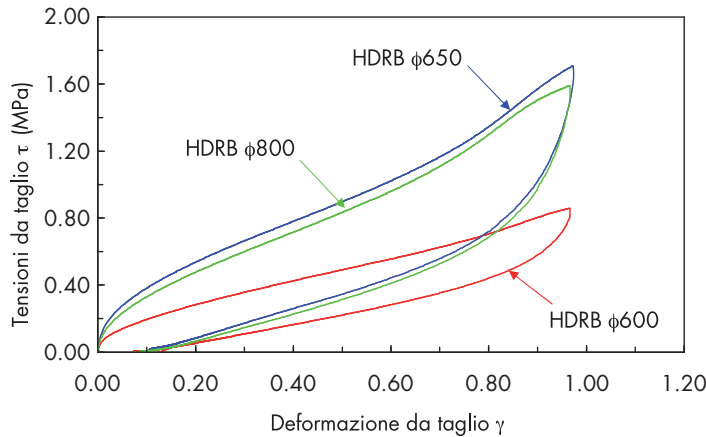


Fig. 6  
Tipico legame costitutivo tensione-deformazione degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento utilizzati per la struttura ospedaliera in esame.

mazioni specifiche del 100%; analogamente è stato fatto per la valutazione dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ . Come si evince dalla tabella 1, sono stati utilizzati due tipi di miscela per la gomma dei dispositivi di isolamento: miscela normale (IS-N) e miscela dura (IS-H). La prima è

caratterizzata da valori del modulo a taglio  $G$  pari a 0.80 MPa, mentre la seconda, più rigida, ha il modulo  $G = 1.40$  MPa. Lo smorzamento viscoso equivalente di progetto  $\xi$  è pari al 15%; la resistenza specifica a compressione per tutte le tipologie utilizzate è pari a 15.5 MPa.

Tabella 1 - Proprietà meccaniche dei dispositivi utilizzati per il sistema di isolamento sismico.

Proprietà meccaniche	IS-N	IS-H
Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )	15.5	15.5
Deformazione ultima a taglio (%)	350	300
Modulo di taglio (N/mm <sup>2</sup> )	0.80±0.12	1.40±0.21
Smorzamento viscoso equivalente (%)	15	15

Nota: IS-N = isolatore sismico - miscela normale; IS-H = isolatore sismico - miscela dura.

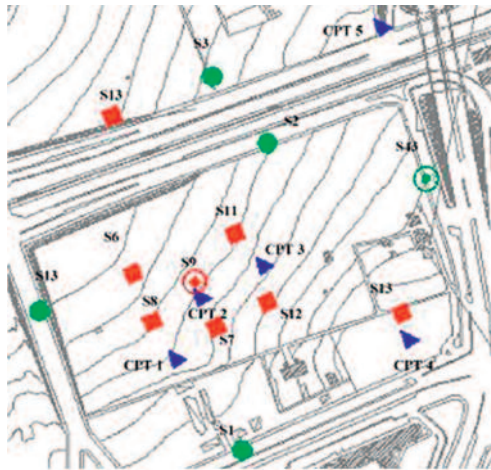
#### 4.3 Caratterizzazione geotecnica del sito

Per identificare in modo affidabile le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione del sito di costruzione sono state effettuate diverse prove *in situ* sia di tipo statico che di tipo dinamico. In particolare sono state effettuate perforazioni verticali (8 fori) per l'identificazione del profilo stratigrafico, prove di penetrazione standard (72 prove), prove di penetrazione dinamica (5 prove) e

diverse prove di misurazione delle onde di taglio (con la metodologia del *down hole*). La localizzazione di dette prove è mostrata nella figura 7.

L'ampia campagna di prove sperimentali condotte ha consentito di evidenziare la presenza di un profilo del terreno praticamente uniforme ed avente geometria sub-orizzontale per tutta l'area di sedime dell'edificio ospedaliero. L'utilizzo delle prove basate sulla misura

Fig. 7  
Localazione delle prove  
eseguite *in-situ*.



delle onde di taglio ha consentito altresì di definire la tipologia del suolo del sito di costruzione rispetto alle eventuali amplificazioni sismiche locali. Il suolo in esame rientra nella classe dei terreni tipo "B" contemplati dall'OPCM 3431 (2005), essendo costituito da depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $v_{s,30}$  variabili tra 360 e 800 m/s e valori di  $N_{SPT}$  maggiori di 50.

#### 4.4 Azioni di progetto

##### 4.4.1 Azioni gravitazionali

Il progetto della struttura ospedaliera in esame è stato eseguito con il metodo degli stati limite in accordo con la normativa sismica nazionale vigente nel periodo 2003-2006 (DM, 1996; OPCM 3431, 2005). Si sono pertanto considerate combinazioni di carico per le azioni verticali e quelle orizzontali, in condizioni di stato limite di servizio ed ultimo.

Per lo stato limite ultimo in condizioni non sismiche si è considerata la seguente combinazione di carico:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \right] \quad (1)$$

in cui  $G_k$  and  $Q_{ik}$  indicano i valori caratteristici del peso proprio e dei sovraccarichi accidentali. I coefficienti amplificativi delle forze  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  sono stati assunti pari a 1.4 e 1.5. I coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$  variano tra 0.3 e 0.6 per gli edifici a destinazione ospedaliera. Nelle recenti norme tecniche (DM, 2008) il coefficiente parziale per le azioni permanenti strutturali è posto pari a 1.3 anziché 1.4, mentre per le altre azioni permanenti si adotta il valore 1.5.

Per le verifiche allo stato limite di servizio si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

rara:

$$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad (2)$$

frequente:

$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad (3)$$

quasi-permanente:

$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad (4)$$

in cui i coefficienti  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  sono pari rispettivamente a 0.6 e 0.3.

##### 4.4.2 Azioni sismiche

Il progetto della struttura isolata è stato eseguito utilizzando l'analisi multi-modale con spettro di risposta in termini di accelerazioni secondo quanto prescritto dalla normativa sismica nazionale OPCM 3431 (2005). Non è stata utilizzata l'analisi statica lineare in quanto la sovrastruttura ha caratteristiche dimensionali tali da non avere i requisiti di applicabilità di detta analisi. In particolare, si è considerata l'accelerazione sismica alla base fornita dalla norma sismica vigente all'atto del progetto (OPCM 3431, 2005) e cioè il valore pari a 0,25 g in quanto la città di Napoli ricade in zona sismica di seconda categoria. È stato già chiarito in precedenza che il terreno del sito di costruzione può essere assimilato ad un suolo tipo B date le caratteristiche fisico-meccaniche determinate con le prove geotecniche statiche e dinamiche. È da escludersi inoltre che il sito di costruzione possa essere caratterizzato da instabilità dei pendii e/o spostamenti residui permanenti indotti da fenomeni di liquefazione ovvero di addensamento in caso di evento sismico. Pertanto è stato assunto un coefficiente S, che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, pari a 1.25. Il valore del periodo di controllo  $T_D$ , che definisce il tratto a spostamenti costanti sullo spettro di risposta, è posto pari a 2.5 secondi, in accordo con quanto prescritto dalla normativa italiana per le strutture isolate alla base (OPCM 3431, 2005); per gli edifici a base fissa e terreni tipo B, si ha infatti che  $T_D = 2.0$  sec. La topografia del sito non ha richiesto l'utilizzo di ulteriori fattori amplificativi ( $S_T = 1.0$ ).

Il valore del fattore di struttura utilizzato per le verifiche della sovrastruttura è stato ricavato



dalla seguente equazione proposta dalla normativa (OPCM 3431, 2005):

$$q = 1,15 \cdot \frac{\alpha_v}{\alpha_1} = 1,15 \cdot 1,3 = 1,5 \quad (5)$$

in cui si è assunto che  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,3$  (edificio con telai in c.a. con più piani e più campate). Il fattore di importanza  $\gamma_1$  è stato assunto pari a 1.4 in quanto gli ospedali rappresentano strutture strategiche per la protezione civile in occasione di eventi sismici, così come già ribadito in precedenza.

Per tener conto dell'effetto dello smorzamento viscoso equivalente degli isolatori si è utilizzato il fattore correttivo  $\eta$  determinato dalla seguente espressione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (6)$$

in cui  $\xi$  esprime lo smorzamento viscoso (equivalente della struttura, espresso in percentuale). Il sistema di isolamento sismico alla base utilizzato per l'ospedale fornisce valori di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  pari al 15%, pertanto il fattore  $\eta$  è uguale a 0.71. Peraltro la normativa di riferimento (OPCM 3431, 2005), impone, nel caso di strutture isolate con smorzamento superiore al 5%, di tener conto del fattore correttivo  $\eta$  solo per  $T > 0.8T_{is}$  essendo  $T_{is}$  il primo periodo proprio della struttura isolata.

Allo SLD si assume un'azione sismica di progetto avente una maggiore probabilità di verificarsi rispetto all'azione sismica relativa allo SLU. In questo studio, si è assunto un fattore riduttivo pari a 2.5 per tener conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, in accordo con le prescrizioni dell'OPCM 3431, (2005). Questo valore corrisponde al valore di  $v$  indicato dalla norma europea (EC8, 2006) per gli edifici con classe di importanza IV (ovvero  $v = 0.4$ ). Quest'ul-

tima normativa indica che i valori del coefficiente  $v$  possono essere definiti per le diverse zone sismiche di un paese, in funzione delle caratteristiche di rischio sismico e del grado di protezione che si vuole conferire alla struttura in esame. I valori che vengono proposti per il fattore  $v$  sono pari a 0.4 per le classi di importanza III e IV, mentre  $v = 0.5$  per le classi di importanza I e II. Nella figura 8 vengono confrontati gli spettri di risposta di accelerazione per gli stati limite SLD e SLU. Si riportano inoltre gli spettri degli spostamenti per diversi valori dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ . Si noti che per valori del periodo maggiori di 2.5 secondi gli spettri di risposta in termini di spostamenti sono caratterizzati da valori costanti.

Per le verifiche di sicurezza e la valutazione delle prestazioni strutturali in condizioni sismiche si sono considerati sia lo SLD che lo SLU. Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte considerando la seguente combinazione di carico:

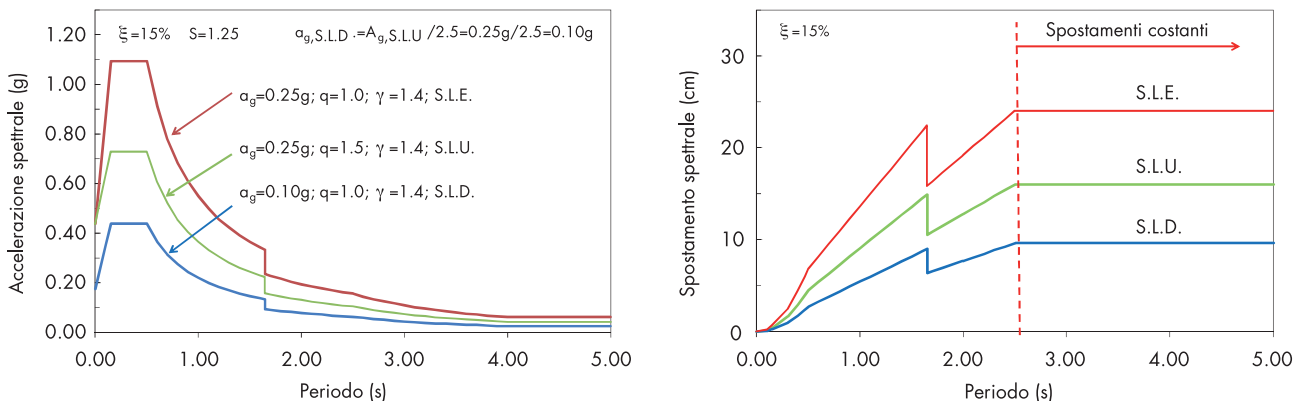
$$\gamma_1 E + G_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad (7)$$

in cui  $E$  rappresenta l'azione sismica,  $\gamma_1$  è il fattore di importanza assunto pari a 1.4, per quanto detto sopra. Gli effetti dovuti alle azioni sismiche orizzontali ( $E_x$  e  $E_y$ ) sono stati valutati considerando la somma dei massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione ed il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

La componente verticale dell'azione sismica è stata trascurata nella valutazione della risposta dinamica della struttura in quanto si può supporre che essa non generi effetti significativi sulla struttura.

Per la determinazione dell'azione sismica secondo le prescrizioni del recente DM (2008) occorre tener conto che, per l'importanza strate-

Fig. 8 Spettri di risposta delle accelerazioni (sinistra) e degli spostamenti (destra) secondo l'OPCM 3431 (2005).



gica dell'opera, la vita nominale  $V_N$  della costruzione è pari a 100 anni, la classe d'uso è IV, il coefficiente d'uso  $C_U$  è 2 e che quindi il periodo di riferimento  $V_R$  è pari a 200 anni.

Si può quindi determinare il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica da utilizzare per le verifiche strutturali negli stati limite di esercizio (stato limite di operatività e stato limite di danno) e ultimi (stato limite di salvaguardia della vita e stato limite di collasso) attraverso la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (8)$$

in cui  $P_{VR}$  esprime la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato. Si riportano in tabella 2 i valori dei parametri  $P_{VR}$  e  $T_R$  necessari per la determinazione dell'azione sismica secondo il DM (2008) per l'edificio ospedaliero in esame.

Considerando che il terreno di fondazione è di

Tabella 2 - Parametri relativi alla caratterizzazione dell'azione sismica secondo il DM Infrastrutture (2008)

Stati limite (tipo)	$P_{VR}$ (percentuale)	$T_R$ (anni)	
Esercizio	SLO	81	120
	SLD	63	201
Ultimi	SLV	10	1898
	SLC	5	2475*

Nota: SLO = Stato limite di Operatività; SLD = Stato Limite del Danno; SLV = Stato Limite di Salvaguardia della Vita; SLC = Stato Limite di Collasso;  $P_{VR}$  = Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ ;  $T_R$  = Periodo di ritorno dell'azione sismica per il periodo di riferimento  $V_R$ . \*Il DM pone un limite superiore al  $V_R$  pari a 2475 anni. In assenza di tale limite, il periodo calcolato sarebbe 3899 anni.

tipo B e che le coordinate geografiche del sito di costruzione della struttura sono 40.85°N e 14.34°E, è possibile particularizzare gli spettri di progetto per tutti gli stati limite prescritti dal DM (2008). I parametri sismologici relativi alla pericolosità sismica di base del sito in esame sono riportati nella tabella 3 per gli stati limite di esercizio ed ultimi.

Dal confronto della massima accelerazione al suolo valutata per il sito di costruzione in esame e relativamente alla struttura ospedaliera (struttura strategica) considerata, si ha che allo SLD

il DM (2008) prescrive un'accelerazione al suolo (valore spettrale per  $T = 0$ ) che risulta essere minore di circa il 20% rispetto all'analogia accelerazione prevista dall'OPCM 3431 (2005): 0.175 g contro 0.144 g. Allo stato limite ultimo, se si confronta l'accelerazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con quella allo stato limite ultimo (SLU) data dall'OPCM 3431 (2005), si ha che al suolo quest'ultima prevede un'accelerazione maggiore di circa il 50%: 0.438 g contro 0.293 g.

Nella figura 9 si riportano gli spettri di pro-

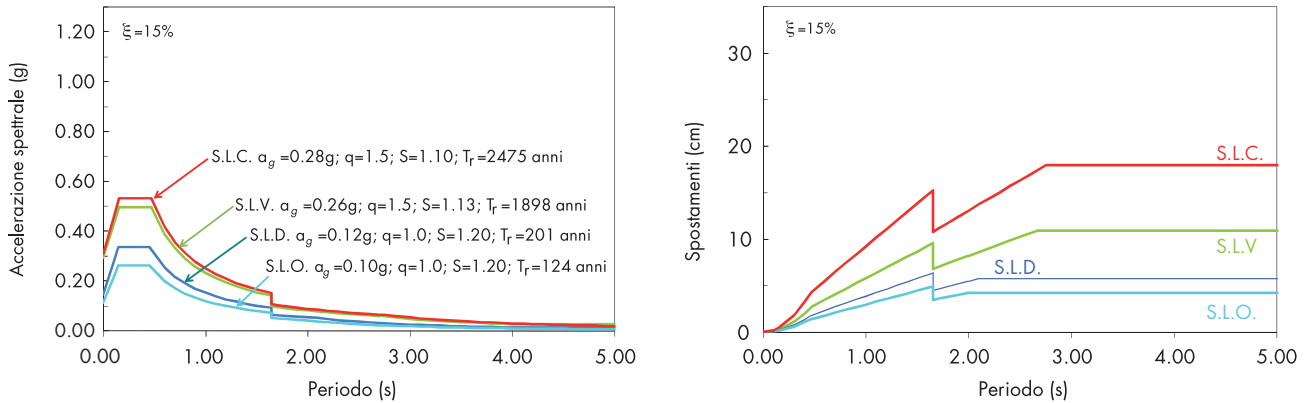
Tabella 3 - Parametri sismologici relativi alla caratterizzazione degli spettri di risposta secondo il DM del 2008

Stati limite (tipo)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T^*_C$ (sec)	$S_S$ (-)	$S_T$ (-)	$C_C$ (-)
Esercizio	SLO	0.095	2.327	0.331	1.20	1.37
	SLD	0.120	2.300	0.300	1.20	1.37
Ultimi	SLV	0.260	2.542	0.345	1.13	1.36
	SLC	0.281	2.578	0.346	1.10	1.36

getto calcolati per una struttura isolata con smorzamento pari al 15%. Così come nel caso dell'OPCM 3435 (2005), la nuova norma sismica (DM, 2008) prescrive che l'influenza dello smorzamento superiore al 5% deve essere considerata, tramite il coeffi-

ciente  $\eta$ , solo per periodi maggiori di  $0.8 \cdot T_{1s}$ , essendo  $T_{1s}$  il primo periodo proprio della struttura isolata ( $0.8 \cdot T_{1s} = 1.65$  sec).

Sono stati anche utilizzati accelerogrammi naturali disponibili sul sito [www.reluis.it](http://www.reluis.it) (Iervolino et al., 2007) per effettuare analisi



dinamiche elastiche al passo. Per l'insieme di 7 coppie di accelerogrammi (ogni coppia è costituita da un accelerogramma in direzione x ed uno in direzione y) sono state verificate le condizioni di spettrocompatibilità così come prescritto sia dall'OPCM 3431 (2005) che dal DM (2008) per le strutture sismica-

mente isolate.

In figura 10 si riporta la condizione di spettrocompatibilità verificata allo SLV (DM 2008) in entrambe le direzioni tramite l'utilizzo di piccoli fattori di scala. La successiva tabella 4 riassume tutti i fattori di scala necessari per le spettrocompatibilità in ogni stato limite.

Fig. 9  
Spettri di risposta delle accelerazioni (sopra) e degli spostamenti (sotto) secondo il DM del 2008.

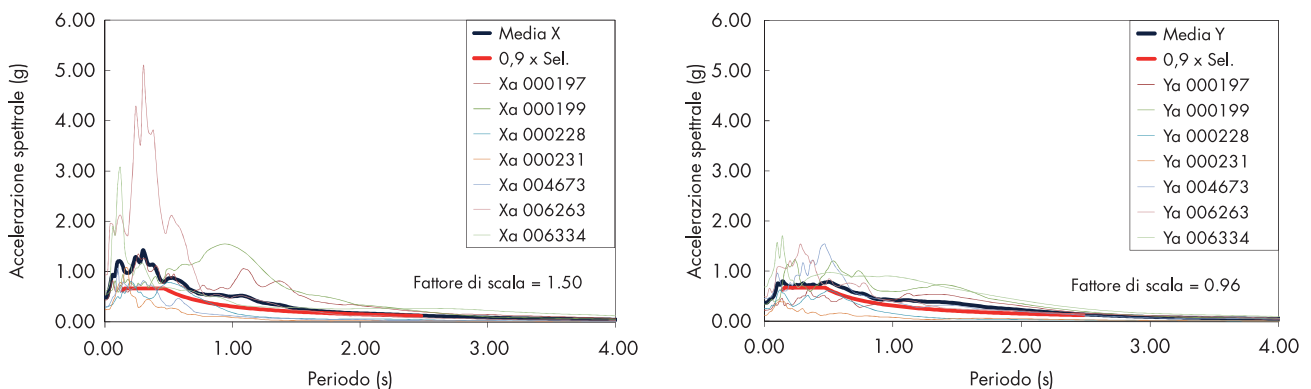


Tabella 4 - Fattori di scala per verificare la spettrocompatibilità secondo le due norme considerate

		Fattori di scala			
		SLC	SLV	SLD	SLO
Dir X	DM 2008	1.60	1.50	0.60	0.47
	OPCM 3431	-	1.66	0.99	-
Dir Y	DM 2008	1.03	0.96	0.43	0.34
	OPCM 3431	-	1.00	0.60	-

Fig. 10  
Spettrocompatibilità allo SLV secondo il DM 2008 verificata in direzione X (sinistra) ed Y (destra). Nota: Sel. = Spettro di progetto elastico.

#### 4.5 Modellazione ed analisi strutturale

La struttura dell'edificio ospedaliero è stata modellata agli elementi finiti come un telaio spaziale in c.a. Sono stati utilizzati elementi monodimensionali tipo "beam" per discretizzare sia le travi che le colonne. Per le piastre sono stati utilizzati elementi tipo "shell". La discretizzazione è stata effettuata con l'ausilio di

due programmi di calcolo agli elementi finiti: il SAP2000 (CSI, 2003) ed il SISMICAD (CONCRETE, 2003). Entrambi i programmi sono dotati di una potente interfaccia grafica che consente una rapida ed affidabile gestione dei dati di input/output. Il modello SISMICAD (Fig. 11) è stato confrontato e validato con un modello agli elementi finiti equivalente ottenuto

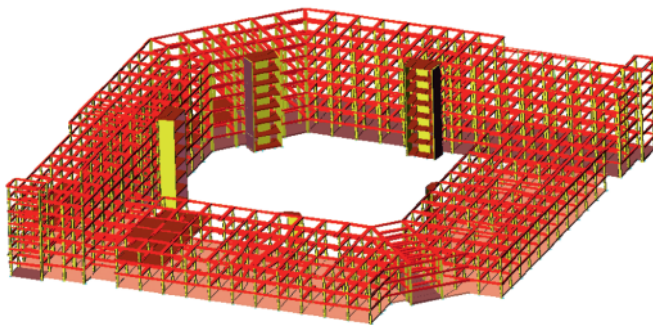
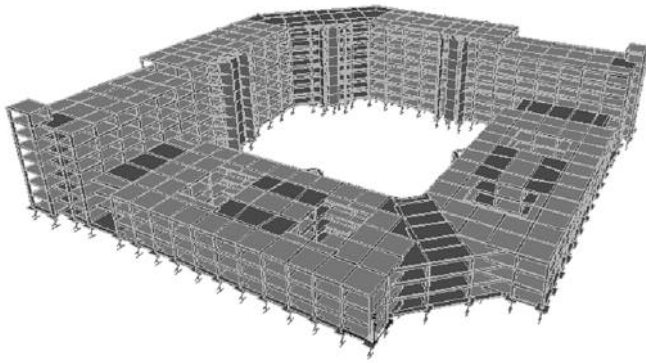


Fig. 11  
Modello agli elementi finiti  
della struttura dell'edificio  
ospedaliero: modello  
SAP2000 (sopra) e modello  
SISMICAD (sotto).

con il SAP2000, programma più completo per l'analisi strutturale ma meno efficiente per la gestione delle verifiche delle sezioni dell'intelaiatura spaziale in c.a. e relativi elaborati progettuali. Nel modello SISMICAD la discretizzazione comprende circa 20000 elementi beam and 35000 elementi shell.

L'analisi strutturale è stata eseguita attraverso l'analisi multi-modale con spettro di risposta. Oltre a modelli poggianti su elementi molle che simulano la presenza di isolatori sismici, si sono costruiti anche modelli a base fissa. Quest'ultimi sono stati utili sia per la valutazione dei benefici conseguenti all'utilizzo dell'isolamento (tramite il confronto del comportamento dinamico del sistema a base fissa e di quello isolato alla

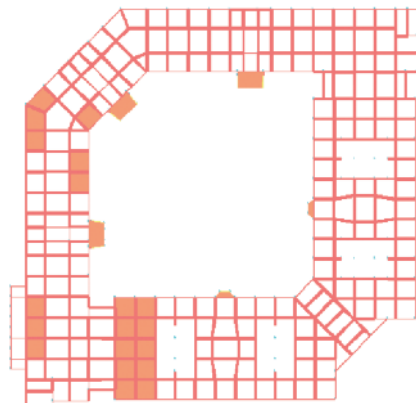
base) che alla stima degli sforzi normali per carichi verticali agenti al piede di ogni pilastro e quindi alla testa di ciascun isolatore.

I solai del telaio spaziale sono stati modellati come diaframmi deformabili per la presenza di ampie aperture per i giardini pensili (Fig. 12). Il comportamento dell'impalcato è stato assunto comunque di tipo a membrana (rigido nel piano medio) per ciascun campo costituente il solaio. Di conseguenza, il modello dinamico della struttura presenta masse concentrate in corrispondenza di tutti i nodi strutturali. Questo tipo di discretizzazione è risultata piuttosto onerosa dal punto di vista computazionale in quanto non si è potuto ricorrere alla tipica condensazione dei gradi di libertà del sistema dinamico (assenza di nodi unici di controllo o nodi "master" a ciascun impalcato). Gli effetti della torsione accidentale non sono stati tenuti conto in quanto il centro di massa globale non può essere definito ai vari livelli a causa della mancanza di diaframma rigido di piano.

Il sistema di isolamento sismico alla base è stato simulato attraverso molle elastiche di opportuna rigidità laterale, posizionate in corrispondenza del livello di fondazione. Ciascun isolatore è stato pertanto modellato attraverso la definizione di due valori (uguali) di rigidità laterale ( $k_{hx} = k_{hy}$ ). Nel modello SISMICAD è stata trascurata la rigidità verticale in quanto i dispositivi progettati ed utilizzati sono caratterizzati dall'aver  $k_v > 800k_h$ . Nel modello SAP invece è stata considerata anche la deformabilità verticale, ma questa ulteriore assunzione non ha influenzato i risultati in modo significativo. Non sono stati inseriti smorzatori in quanto gli effetti dello smorzamento sono stati implicitamente considerati nella valutazione dell'azione sismica scalata per effetto del valore del fattore correttivo  $\eta$  (smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  pari al 15% e fattore  $\eta = 0.71$ ).

La piastra di sovralfondazione è stata modellata con elementi bidimensionali del tipo "shell" dotati di elevata rigidità nel piano medio (comportamento membranale). I modelli agli elementi finiti mostrati in figura 11 non includono il sistema di sovralfondazione (piastra su pali). Un ulteriore modello è stato infatti analizzato per l'esame della risposta della fondazione su pali. In tal caso, si sono utilizzati elementi "shell" per la piastra di sovralfondazione ed elementi "beam" per modellare i pali di fondazione. Il terreno è stato modellato alla Winkler con molle disaccoppiate definite da una rigidità laterale

Fig. 12  
Pianta piano tipo con indica-  
zione delle zone di  
impalcato con vuoti.



funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno. La variazione del modulo elastico è stata supposta lineare con la profondità. È stata altresì svolta un'analisi dell'interazione suolo-struttura con un modello piano semplificato al fine di valutare quantitativamente eventuali effetti dovuti all'interazione cinematica e del loro effetto sulla sovrastruttura. È emerso che detti effetti sono del tutto trascurabili, attesa la particolare stratigrafia del sito di costruzione, le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti, la geometria del sistema di fondazione profonda e lo spessore della piastra di sottofondazione in c.a.

Le prestazioni strutturali sono state basate sui parametri di risposta ottenuti per mezzo dell'applicazione dell'analisi multi-modale con spettro di risposta. La combinazione degli effetti modali è stata eseguita con il classico metodo della "Combinazione Quadratica Completa" (CQC). Sono state anche eseguite analisi dinamiche al passo (lineari e non) al fine di valutare l'effettiva domanda di spostamenti sugli isolatori sismici (Di Sarno et al., 2008a, 2008b). Si sono utilizzati per tali analisi gli accelerogrammi naturali spettrocompatibili di cui si è detto in precedenza e, nel caso non lineare, gli isolatori sono stati modellati attraverso un legame elasto-plastico incrudente opportunamente tarato sia in termini di forza sostamento che in termini di dissipazione energetica. Nel seguito si discutono solo i risultati delle analisi modali con spettro di risposta.

#### 4.6 Criteri prestazionali

Le prestazioni strutturali dell'edificio ospedaliero sono state esaminate sia in riferimento all'OPCM 3431 (2005) che al DM (2008). In ciascun caso si sono studiati parametri di risposta locale e globale sia per quanto riguarda la resistenza che la deformabilità. I valori di sforzo normale nelle colonne sono stati utilizzati sia per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali che per il (pre-) dimensionamento dei dispositivi elastomerici alla base. I parametri deformativi calcolati per ciascun livello sono gli spostamenti di interpiano ( $d/h$ ) allo SLD. Questi ultimi sono stati confrontati con i valori ammissibili forniti delle normative di riferimento. Si sono analizzati inoltre gli spostamenti massimi subiti dagli isolatori e la distribuzione degli spostamenti di alcuni allineamenti in pianta ed elevazione nonché la distribuzione delle accelerazioni per alcune verticali tipo.

#### 4.7 Progetto sistema di isolamento sismico

Si è ipotizzato di disporre sotto ogni pilastro della sovrastruttura un isolatore elastomerico ad elevato smorzamento, tenuto conto anche delle dimensioni delle campate delle travi. Il progetto dei dispositivi è stato eseguito con riferimento sia alla rigidezza (rigidezza laterale  $k_i$ ) che alla resistenza (carico verticale massimo).

Il sistema di isolamento sismico adottato consiste di dispositivi a geometria circolare, pertanto la rigidezza laterale è polarsimmetrica ( $k_x^i=k_y^i$ ). Si assume, inoltre, che la rigidezza torsionale del singolo dispositivo elastomerico sia molto piccola e quindi trascurabile (Kelly, 1996). La posizione del baricentro delle rigidezze è univocamente determinato sulla base dei valori di  $k_x^i=k_y^i$  e della posizione in pianta degli isolatori.

Si è fissato, in fase di predimensionamento, un periodo fondamentale di vibrazione della struttura a base isolata pari a 2.5 secondi (Naeim e Kelly, 1999). L'aver assunto questo valore del periodo di riferimento comporta che l'edificio intelaiato presenti uno spostamento spettrale pari a quello massimo del terreno (vedi Fig. 8). Per valori del periodo di vibrazione maggiori di 2.5 secondi lo spostamento spettrale è peraltro costante. Ne consegue che la rigidezza laterale degli isolatori può essere determinata considerando le seguenti relazioni valide per un sistema ad un grado di libertà:

$$T_{\text{isol}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \quad (9)$$

$$k_i = \left( \frac{2\pi}{T_{\text{isol}}} \right)^2 m_i \quad (10)$$

in cui le masse  $m_i$  sono derivate dai carichi verticali presenti nelle colonne. Questi ultimi sono calcolati dal modello a base fissa soggetto ai carichi gravitazionali moltiplicati per i fattori amplificativi  $\gamma_F$ .

Per il calcolo delle massime tensioni di progetto agenti sui dispositivi di isolamento sismico, si è fatto riferimento alla combinazione di carico verticale più gravosa, che nel caso in esame è risultata essere quella allo SLU con carichi di progetto da peso proprio ed accidentali ed in assenza di forze sismiche.

In realtà lo studio preliminare della risposta dinamica della struttura isolata può essere condotta con un modello semplificato costituito da

un impalcato rigido sul quale si suppongono concentrate le masse della sovrastruttura in corrispondenza di ciascun pilastro. L'impalcato rigido è dotato di tre gradi di libertà, due traslazioni ed una rotazione intorno ad un asse verticale, e poggia direttamente sulle molle elastiche utilizzate per simulare la presenza degli isolatori. È possibile formulare e risolvere in forma chiusa le equazioni della dinamica per il detto modello meccanico semplificato (Kelly, 1996; Di Sarno et al., 2006).

Le caratteristiche degli isolatori elastomerici utilizzate per il progetto/verifica della struttura intelaiata dell'edificio ospedaliero sono riassunte nelle Tabelle 5 e 6. La rigidità orizzontale indicata è la rigidità equivalente allo SLU ovvero, in accordo con l'OPCM 3431 (2005), corrisponde alla rigidità secante valutata sul terzo ciclo di carico con spostamento massimo assegnato pari allo spostamento totale del dispositivo allo SLU (tenendo anche conto del fattore di amplificazione 1.2).

Tabella 5 - Proprietà meccaniche di progetto per gli isolatori elastomerici utilizzati per la struttura ospedaliera

Diametro isolatore (mm)	Numero isolatori	Rigidità orizzontale (kN/mm)	Rigidità verticale (kN/mm)
600	122	1.51	1802
650	108	2.98	2472
800	97	4.89	3949

Tabella 6 - Fattori di forma per gli isolatori elastomerici utilizzati per la struttura ospedaliera

Diametro isolatore (mm)	Fattore di forma primario (S <sub>1</sub> )	Fattore di forma secondario (S <sub>2</sub> )
600	24.58	3.93
650	26.67	4.10
800	24.69	5.49

La disposizione planimetrica dei dispositivi elastomerici utilizzati è riportata in figura 13: Le prove di qualificazione sono state eseguite sui seguenti tipi di isolatori elastomerici:

- IS-N 300/75 in scala geometrica 1:2 rispetto agli isolatori tipo IS-N 600/150, oggetto della fornitura, con fattori di forma primario S<sub>1</sub> e secondario S<sub>2</sub> uguali;
- IS-H 350/83.2 in scala geometrica 1:1.86

rispetto agli isolatori tipo IS-H 650/156, oggetto della fornitura, con fattori di forma primario S<sub>1</sub> pressoché uguale (abbondantemente all'interno della tolleranza del ±10% ammessa dall'OPCM 3431 (2005)) e secondario S<sub>2</sub> uguale;

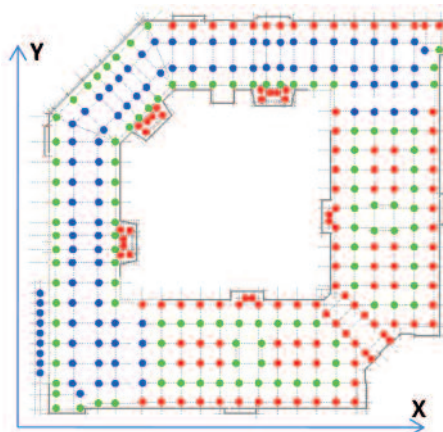
- IS-H 800/144 in scala reale.

La figura 14 illustra, per esempio la prova di qualificazione su un isolatore IS-H 650/156 eseguita presso il laboratorio della FIP Industriale a Selvazzano Dentro (PD).

Le prove di accettazione sono state eseguite sul 20% degli isolatori forniti in accordo con quanto previsto dall'Allegato 10.B dell'OPCM 3431 (2005). Circa i ¾ delle prove sono state condotte presso il laboratorio della FIP Industriale sotto il controllo dell'Università di Padova mentre i restanti isolatori sono stati provati presso il laboratorio dell'Università degli Studi della Basilicata. In tal modo si è potuto effettuare un controllo incrociato delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi ottenuti da sperimentazioni indipendenti.

Il laboratorio della FIP Industriale ha condotto

Fig. 13  
Disposizione planimetrica degli isolatori sismici: i colori rosso, verde e blu rappresentano rispettivamente gli isolatori di diametro 600, 650 e 800 mm.



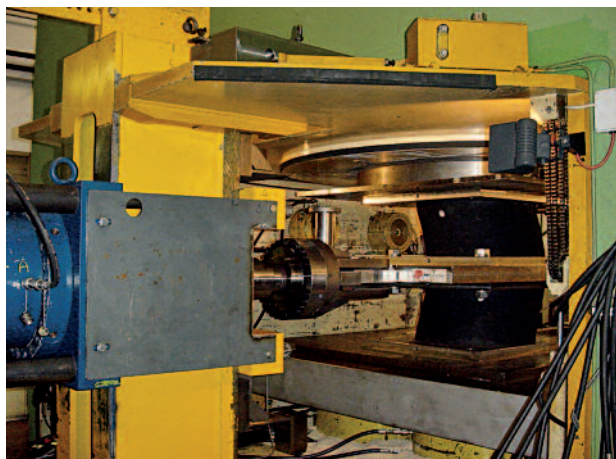


Fig. 14  
Prove di qualificazione eseguite sugli isolatori elastomerici presso il laboratorio FIP Industriale di Selvazzano Dentro (PD).

anche le prove di qualificazione dei dispositivi in riferimento all'invecchiamento. Le procedure di prova ed i risultati delle stesse sono in accordo con quanto prescritto dall'OPCM 3431 (2005). Si è così verificato che, a seguito dell'invecchiamento, le variazioni del modulo di taglio  $G$  non superano il 15% di valori di partenza.

Il numero totale di isolatori elastomerici ad elevato smorzamento utilizzati per l'edificio ospedaliero di Napoli è pari a 327, superiore quindi anche ai 315 utilizzati per i due edifici (ospedale e residenza per anziani) del complesso Da Luz di Lisbona, in Portogallo. Il massimo spostamento laterale di progetto degli isolatori utilizzato per la struttura isolata

di Napoli è pari a 220 mm, tenendo conto anche del fattore amplificativo pari ad 1.2 previsto dall'OPCM 3431 (2005). Si riporta in tabella 7 il confronto tra le proprietà dei sistemi di isolamento utilizzati in recenti applicazioni di strutture ospedaliere in Europa.

Si noti come nel caso esaminato si ha il maggior numero di dispositivi elastomerici utilizzati, che devono essere in grado di esibire spostamenti massimi pari a circa il 22% (220 mm contro 180 mm) in più rispetto a quelli degli ospedali di Gervasutta a Udine e Da Luz a Lisbona. Questo è stato possibile utilizzando un'opportuna combinazione dell'altezza totale dei dispositivi e del modulo a taglio  $G$  della miscela.

Tabella 7 - Confronto proprietà del sistema di isolamento utilizzato in alcuni ospedali in Europa

Identificativo ospedale	Numero isolatori	Periodo struttura (s)	Spostamento massimo (mm)	Smorzamento viscoso (%)
Gervasutta	52	2.0	180	10
Da Luz	315	2.5	180	10-15
Napoli	327	2.1	220	15

#### 4.8 Considerazioni relative alle normative sismiche utilizzate

Avendo analizzato la stessa struttura utilizzando due diverse norme sismiche, prima di presentare i risultati ottenuti e per una migliore comprensione degli stessi, è necessario premettere alcune considerazioni critiche per il confronto tra le due suddette norme, nella fattispecie l'OPMC 3431 (2005) ed il DM Infrastrutture (2008).

Le principali differenze riscontrabili riguardano sia la definizione degli stati limite, di cui si è già detto in precedenza, che la caratteriz-

zazione degli spettri di risposta di accelerazione. In particolare, l'OPCM 3431 (2005) e l'Eurocodice 8 (2006) si basano su una macrozonizzazione sismica del territorio italiano tramite la quale si individuano aree ad  $a_g$  attesa costante e pari al limite superiore della zona mentre il recente DM (2008) permette una caratterizzazione puntuale e differenziata della zona sismica attraverso le coordinate geografiche della stessa. Nel caso in esame la microzonizzazione implementata nel DM (2008) comporta azioni sismiche meno gravose.

In particolare, considerando un periodo pari al periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione X cui corrisponde un massa partecipante pari al 99% (vedi Tab. 10), i rapporti tra le ordinate degli spettri di accelerazioni dell'OPCM 3431 (2005) e del DM (2008) valgono rispettivamente 1.43 e 1.56 allo SLD e allo SLV.

La tabella 8 evidenzia gli spostamenti ottenuti su un sistema ad un grado di libertà (spettro di norma).

Secondo l'OPCM 3431 (2005) il passaggio dallo spettro elastico dello SLU allo spettro elastico dello SLD si effettua dividendo le ordinate spettrali tramite il coefficiente 2.5 che tiene conto del minore periodo di ritorno associato alle verifiche in fase di esercizio. Inoltre, nelle analisi allo SLU, per tener conto della capacità dissipativa della struttura si utilizza un ulteriore fattore riduttivo dello spettro elastico definito fattore di struttura q e pari, nel caso studiato, a 1.5. In definitiva quindi, confrontando

Tabella 8 - Previsioni di spostamenti

		T (sec)	Spostamenti x (mm)
DM 2008	SLC	1.99	89.5
	SLV		83.4
	SLD		55.2
	SLO		42.9
OPCM 2005	SLC	1.99	n.p.
	SLU		127.5
	SLD		76.5
	SLO		n.p.

Nota: n.p. = non previsto.

l'azione sismica delle analisi dei due stati limite, la riduzione è pari a  $2.5/1.5 = 1.67$ . Nel DM (2008), invece, si usa sempre il fattore di struttura pari a 1.5 ma il coefficiente riduttivo dello spettro elastico allo SLU non è costante. Il rapporto tra le azioni sismiche dei due stati limiti per il DM (2008) vale 1.53 per il sito considerato. Si spiega quindi perché il rapporto tra azione sismica dell'OPCM 3431 (2005) e del DM (2008) è minore allo SLD piuttosto che allo SLU.

#### 4.9 Analisi delle prestazioni sismiche

Prima di analizzare i risultati ottenuti dalle analisi del sistema isolato, si riportano, in tabella 9, le principali caratteristiche dinamiche del sistema a base fissa in modo da valutare compiutamente il beneficio dell'utilizzo

dell'isolamento sismico. Infatti appare evidente la presenza di un significativo accoppiamento modale, oltre al fatto che con i primi tre modi di vibrazione si raggiunge, in entrambe le direzioni principali, una massa partecipante di poco superiore al 50%. Entrambi i predetti problemi sono superati grazie all'isolamento alla base (Tab. 10). Le masse partecipanti ottenute per il modello strutturale isolato infatti (Tab. 10) mostrano un chiaro disaccoppiamento nella risposta dinamica modale della struttura nelle direzioni X ed Y.

Dall'esame dei valori tabellati si rileva in primo luogo che i primi tre modi di vibrare forniscono oltre il 99% della massa partecipante: i modi superiori, in cui si deforma prevalentemente la sovrastruttura, hanno dunque una scarsa rilevanza e sono da attendersi

Tabella 9 - Caratteristiche dinamiche struttura a base fissa

Modo	Periodo (s)	Massa Part. X (%)	Massa Part. Y (%)
I	0.78	24.00	20.00
II	0.76	24.00	29.00
III	0.69	5.75	3.78



Tabella 10 - Caratteristiche dinamiche struttura isolata

Modo	Periodo (s)	Massa Part. X (%)	Massa Part. Y (%)
I	2.06	0.08	64.00
II	1.99	99.00	0.04
III	1.87	0.00	35.00

spostamenti relativi fra i piani trascurabili.

I risultati riportati nelle Figure 16 e 17, con riferimento allo SLD, confermano il comportamento dinamico ottimale della struttura. Le rotazioni che si generano sono infatti minori di 1/10000 ed i moti traslatori in direzione X e direzione Y sono prevalenti.

Si sottolinea che, in accordo con l'OPCM 3431 (2005) e con il DM (2008), sia nell'analisi modale che nelle successive analisi spettrali, il comportamento non lineare degli isolatori è stato simulato con un modello lineare caratterizzato da rigidità secante e smorzamento equivalente.

Sia l'OPCM 3431 (2005) che il DM (2008) prescrivono di considerare nelle analisi strutturali le proprietà dei dispositivi più sfavorevoli che possono verificarsi durante la vita utile della struttura. Si dovrà quindi tener conto, ove pertinente, dell'influenza di:

- Entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi;
- Variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura,
- Velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di  $\pm 30\%$  del valore di progetto;
- Entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma;
- Entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata;
- Temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto;

- Cambiamento delle caratteristiche nel tempo (*invecchiamento*).

Osservando il legame forza-spostamento tipico per i dispositivi utilizzati (Fig. 15), è chiaro che per notevoli riduzioni dello spostamento di progetto, l'incremento di rigidità secante è significativo.

Al contrario, si può dimostrare che per valori di deformazione pari al 50% di quelli di progetto, lo smorzamento cresce di circa il 20% (Kelly, 1996; Naeim e Kelly, 1999).

Un'incremento della rigidità trasversale degli isolatori determina una riduzione dei periodi propri di vibrazione della struttura e quindi un incremento delle forze sismiche agenti. Pertanto in tutte le analisi condotte, la rigidità secante è stata calcolata, tramite un processo iterativo, in funzione dello spostamento massimo relativo allo SL considerato. Per contro, poiché incrementare lo smorzamento equivalente del sistema determina sempre condizioni sismiche meno severe, lo smorzamento equivalente è stato considerato costante e pari al 15% in ogni analisi eseguita. Alla luce di quanto detto, si precisa che i risultati modali della tabella 10 sono calcolati in funzione dello spostamento massimo allo SLU dell'OPCM 3431 (2005).

Negli altri casi comunque si sono osservati trascurabili cambiamenti della dinamica della struttura. Infatti la media delle massime variazioni delle rigidità secanti degli isolatori (calcolata allo SLO delle NTC) è dell'ordine del 35% cui corrisponde una variazione del

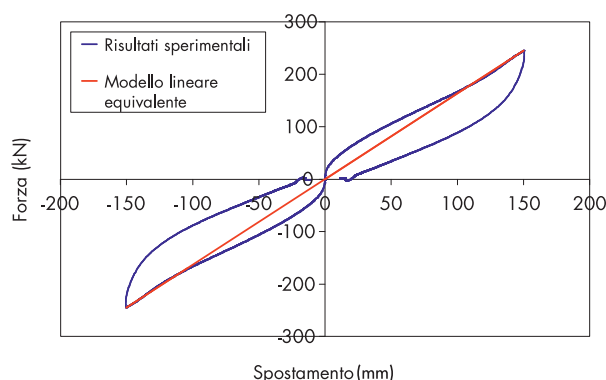


Fig. 15  
Prove di qualificazione eseguite sugli isolatori elastomerici presso il laboratorio FIP Industriale di Selvazzano Dentro (PD).

periodo della struttura di circa il 12% mentre la distribuzione di masse partecipanti rimane del tutto inalterata. In tabella 11 e 12 si riportano rispettivamente, per ogni Stato Limite considerato, le rigidezze secanti degli isolatori

ed i primi tre periodi di vibrazione della struttura, ottenuti alla fine delle analisi iterative. La distribuzione delle masse partecipanti si trascura in quanto, come detto, rimane inalterata rispetto ai valori riportati in tabella 10.

Tabella 11 - Rigidezze orizzontali secanti degli isolatori

Stato limite	Diametro Isolatore (mm)	Rigidezza orizzontale (kN/mm)
SLU (OPCM)	600	1.51
	650	2.98
	800	4.89
SLD (OPCM)	600	1.64
	650	3.48
	800	5.37
SLC (NTC)	600	1.61
	650	3.48
	800	5.58
SLV (NTC)	600	1.62
	650	3.46
	800	5.45
SLD (NTC)	600	1.79
	650	3.78
	800	5.58
SLO (NTC)	600	2.03
	650	4.34
	800	6.22

Tabella 12 - Periodi di vibrazione strutturale (s)

	Periodi di vibrazione		
	I	II	III
SLU (OPCM)	2.06	1.99	1.87
SLD (OPCM)	1.96	1.89	1.77
SLC (DM)	1.95	1.88	1.77
SLV (DM)	1.96	1.89	1.77
SLD (DM)	1.91	1.84	1.72
SLO (DM)	1.82	1.75	1.63

#### 4.10 Analisi secondo l'OPCM 3431 (2005)

Utilizzando i soli carichi verticali nella condizione quasi permanente riportate nel DM 2008, si ottengono i valori di sforzi normali medi e tensioni medie per tipo di isolatore

riportate in tabella 13. Si osserva che i valori delle tensioni sono minori di 10MPa per tutti gli isolatori ed i tassi di lavoro dei dispositivi con diametri di classe contigua risultano essere piuttosto uniformi (variazioni del 12-14%).

Tabella 13 - Carichi e tensioni medie in condizioni di esercizio per tipologia di isolatore

Diametro isolatore (mm)	Sforzo normale medio (kN)	Tensione compressione media (MPa)
600	2159	7.63
650	2846	8.58
800	4940	9.83

Si riportano nelle Tabelle 14 e 15 i valori degli sforzi normali minimi e massimi calcolati nei pilastri in corrispondenza della piastra di sovralfondazione considerando le diverse combinazioni sismiche per la struttura ospedaliera a base isolata. Si sono determinati gli sforzi sia allo stato limite ultimo che allo stato

limite di servizio (combinazione rara) al fine di verificare se fossero presenti eventuali sollecitazioni di trazione che possano ledere l'efficienza del sistema di isolamento sismico. I risultati ottenuti mostrano comunque che questa condizione non si verifica per la struttura in esame.

Tabella 14 - Valori di sforzo normale minimo (kN)

Stato limite	Isolatori $\Phi$ 600	Isolatori $\Phi$ 650	Isolatori $\Phi$ 800
Servizio (rara)	872	1698	2715
Ultimo	687	564	2320

Tabella 15 - Valori di sforzo normale massimo (kN)

Stato limite	Isolatori $\Phi$ 600	Isolatori $\Phi$ 650	Isolatori $\Phi$ 800
Servizio (rara)	4593	5534	7654
Ultimo	5834	6410	7231

Le sollecitazioni flettenti nei pilastri sono molto contenute e questo comporta che le massime percentuali geometriche di armature longitudinali presenti nelle colonne non superano il valore di 1.6% nel caso del corpo "Alto" e 1.7% nel caso del corpo "Basso". Ciò ha comportato un risparmio in termini di armatura

longitudinale, rispetto alla struttura progettata senza isolatori, dell'ordine del 40%. Anche le azioni taglianti, valutate in corrispondenza del piano di appoggio degli isolatori risultano essere molto contenute. Il progetto della sovrastruttura è pertanto governato prevalentemente dai carichi gravitazionali.

Tabella 16 - Spostamenti massimi di piano (mm)

Livello	Sisma X		Sisma Y	
	$d_x$	$d_y$	$d_x$	$d_y$
I	65.7	1.5	18.3	68.0
II	69.0	1.5	19.1	71.2
III	72.0	1.4	19.9	74.7
IV	74.5	1.5	20.5	77.8
V	77.2	1.6	21.1	80.3
VI	79.8	2.1	21.7	82.4
VII	81.8	2.4	22.1	84.0
VIII	83.5	2.7	22.4	85.3

Per quanto riguarda i parametri deformativi locali e globali si sono calcolati gli spostamenti massimi laterali e quelli di interpiano ( $d/h$ ) in condizioni di SLD. Si riportano in tabella 16 i valori degli spostamenti di piano per lo stato limite di danno considerando le azioni sismiche agenti separatamente lungo le due direzioni ortogonali X ed Y.

Dall'esame dei valori calcolati emerge chiaramente che gli spostamenti laterali crescono lungo l'altezza dell'edificio, variando leggermente tra un valore di circa 70 mm (al primo livello) ad un valore di circa 90 mm in sommità. Si nota anche che il valore dello spostamento in sommità è pari a circa 0.3% dell'altezza della struttura, risultando quindi compatibile con i valori in genere presenti in letteratura (Bertero e Bertero, 2002). Inoltre gli spostamenti di interpiano si riducono con l'altezza e sono comunque inferiori alla metà del valore limite ( $d/h = 0.5\%$ ) prescritto dalla

normativa sismica italiana utilizzata per il progetto (OPCM 3431, 2005).

Le precedenti osservazioni si applicano sia al caso in cui si consideri il sisma agente secondo una sola direzione (sisma solo lungo X ovvero sisma solo lungo Y) sia al caso in cui si consideri la contemporaneità di azione del sisma in due direzioni ortogonali, in particolare sisma  $1.0X + 0.3Y$  ed  $0.3X + 1.0Y$  secondo quanto specificato dalla norma sismica utilizzata per il progetto (OPCM 3431, 2005). Questo secondo caso è riportato in tabella 17.

La tabella 18 mostra i valori degli spostamenti di interpiano  $d/h$  calcolati con l'analisi multimodale con spettro di risposta. Tutti gli spostamenti sono molto inferiori rispetto al valore limite normativo (0.5%), in pratica non superano mai lo 0.1%, a conferma che la sovrastruttura non subisce significative deformazioni elastiche e si comporta quindi come un corpo rigido, sotto l'azione sismica.

Tabella 17 - Spostamenti massimi di piano per SLD (mm)

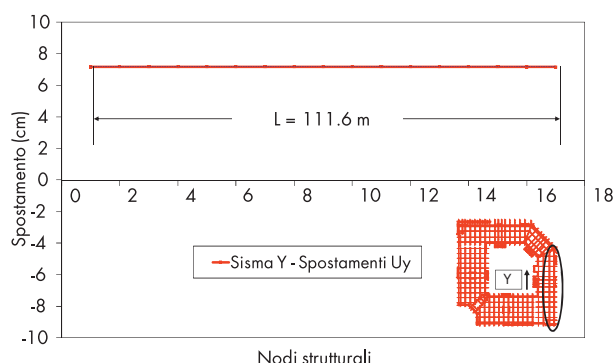
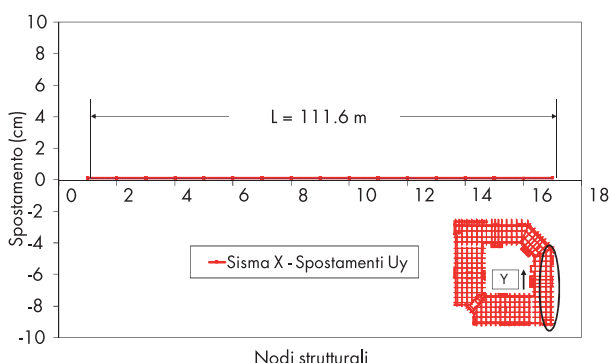
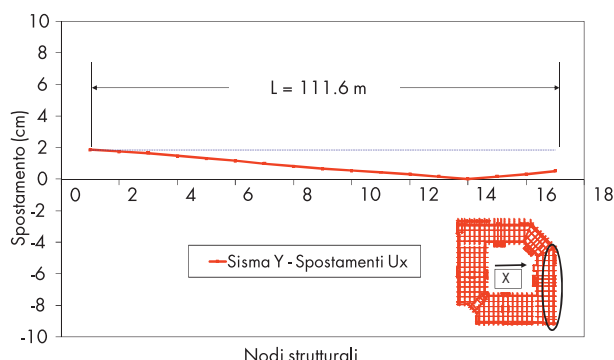
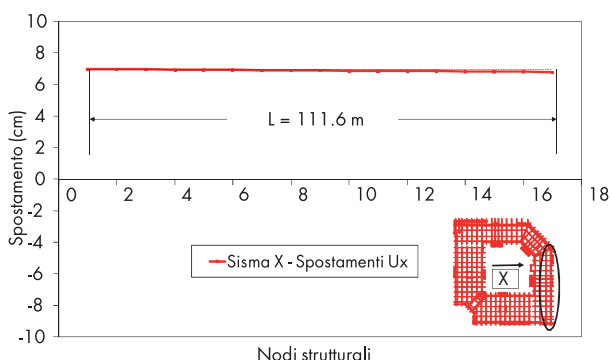
Livello	Sisma X+0.30Y		Sisma Y+0.30X	
	$d_x$	$d_y$	$d_x$	$d_y$
I	71.22	21.60	37.99	68.33
II	74.68	22.56	39.76	71.56
III	77.86	23.57	41.43	75.01
IV	80.54	24.56	42.86	78.17
V	83.53	25.47	44.30	80.67
VI	86.26	26.31	45.61	82.80
VII	88.37	27.06	46.63	84.54
VIII	89.94	27.75	47.40	85.95

Tabella 18 - Spostamenti interpiano massimi (%)

Livello	Sisma X+0.30Y		Sisma Y+0.30X	
	$(d/H)_x$	$(d/H)_y$	$(d/H)_x$	$(d/H)_y$
I	0.95	0.25	0.44	0.78
II	0.90	0.28	0.40	0.81
III	0.80	0.27	0.36	0.74
IV	0.81	0.36	0.36	0.81
V	0.68	0.32	0.33	0.72
VI	0.54	0.26	0.25	0.59
VII	0.46	0.19	0.19	0.50
VIII	0.46	0.20	0.17	0.48

Per analizzare più dettagliatamente la risposta deformativa della sovrastruttura sotto azioni sismiche si sono considerati gli spostamenti laterali di un allineamento di telai costituenti il sistema latero-resistente dell'edificio ospeda-

liero. In particolare, si riportano nelle figure 16 e 17 le componenti dello spostamento per sisma agente rispettivamente in direzione X ed Y. L'allineamento considerato è evidenziato per ciascun grafico in un riquadro relativo.



I risultati appena presentati dimostrano che la piastra di controfondazione, dello spessore di 50cm, ha un comportamento rigido nel suo piano (comportamento membranale). Le deformate dell'allineamento infatti risultano essere pressoché rettilinee.

Alla stessa conclusione si giunge osservando la tabella 19 che riassume, per tipologia di isolatore, gli spostamenti laterali minimi e massimi allo SLU calcolati in entrambe le direzioni per le combinazioni sismiche bidirezionali (X + 0.3Y e Y + 0.3X):

Fig. 16  
Profili di spostamenti della sovrafondazione: sisma agente lungo la direzione X.

Fig. 17  
Profili di spostamenti della sovrafondazione: sisma agente lungo la direzione Y.

Tabella 19 - Spostamenti per tipologia di isolatore calcolati in direzione X (sopra) ed Y (sotto)

Isolatore (mm)	Media (mm)	Max (mm)	Min (mm)	COV (%)
600	119.8	125.9	114.3	3.1
650	119.1	125.8	114.2	2.7
800	118.5	125.0	114.0	2.1

Isolatore (mm)	Media (mm)	Max (mm)	Min (mm)	COV (%)
600	112.1	120.8	108.9	3.5
650	112.2	120.4	108.9	2.9
800	114.2	119.8	107.9	3.8

Note: COV = Coefficiente di variazione

I risultati riassunti nella tabella 19 evidenziano il ridotto valore del coefficiente di variazione

che dimostra che la struttura subisce una prevalente traslazione uniforme. Quest'ultimo

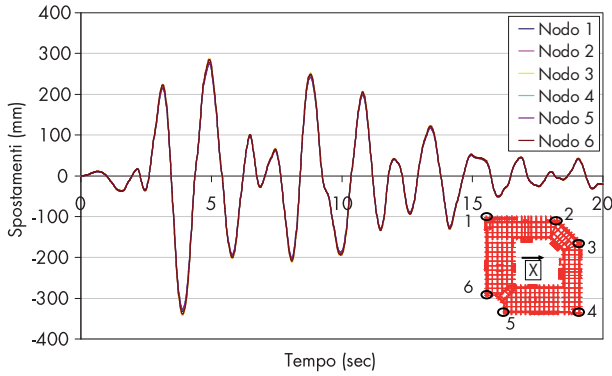


Fig. 18  
Risposta temporale di spostamenti per l'accelerogramma 000197 applicato in direzione X.

risultato conferma l'osservazione che gli spostamenti calcolati sono molto simili a quelli stimati tramite sistema ad un grado di libertà con edificio rigido e dedotti immediatamente dallo spettro di risposta, pari a 127.5 mm in direzione X e 131.9 mm in direzione Y. È altresì utile notare, attraverso i risultati delle analisi al passo, che applicando un accelerogramma generico in una delle due direzioni di sollecitazione, tutti i punti della piastra di sovralfondazione presentano gli stessi spostamenti e quindi le rotazioni di ciascuno sono del tutto trascurabili. In figura 18 si riportano le risposte temporali in termini spostamenti laterali relativi a 6 punti della piastra per effetto del accelerogramma identificato con la sigla 000197 (vedi anche Fig. 10), applicato nella sola direzione X della struttura.

**4.10.1 Analisi secondo il DM Infrastrutture (2008)**

Avendo già osservato che il DM (2008) forni-

sce valori di progetto meno gravosi rispetto all'OPCM 3431 (2005), nel presente paragrafo alcuni degli aspetti già evidenziati verranno trascurati per illustrare altre caratteristiche della risposta dinamica della struttura isolata.

Gli spostamenti di interpiano massimi d/h di ogni piano riportati in figura 19 dimostrano che la sovrastruttura ha un comportamento analogo a quello di un corpo rigido. Come rappresentato nella figura, il limite di danneggiamento per le strutture isolate prescritto dal DM (2008) è pari a 0.33% ovvero i 2/3 del limite valido per le strutture a base fissa (0.5%). Al contrario l'OPCM 3431 (2005) fissa il limite di danneggiamento allo 0.5% qualsiasi sia la tipologia struttura utilizzata. Il DM (2008) ha altresì introdotto lo SLO per il quale si legge che "a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi". Per verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione, nel caso di costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si possono utilizzare i 2/3 dei limiti indicati per lo SLD (per strutture isolate  $d/h_{max} = 0.33\%$ ). Nel caso della struttura in esame, il limite è sicuramente rispettato poiché anche allo SLD gli spostamenti di interpiano sono minori dello 0.10% (Fig. 19), coerentemente con i valori in tabella 17.

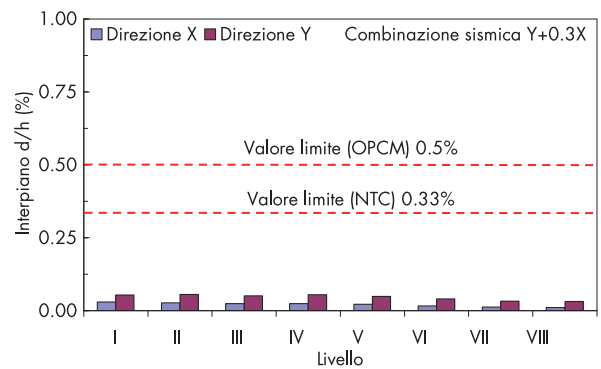
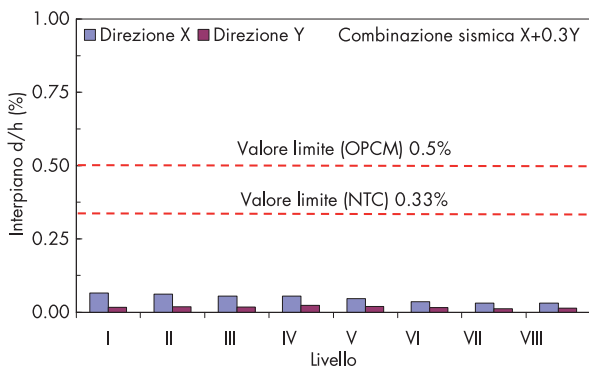
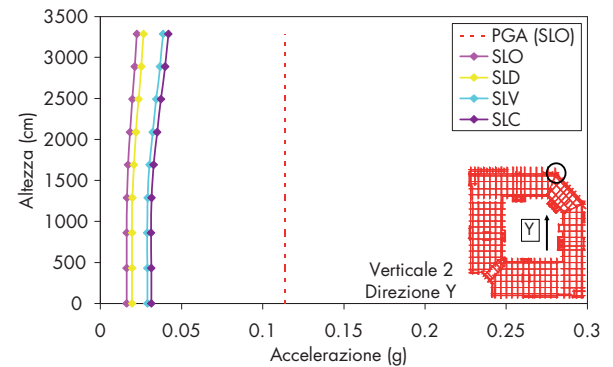
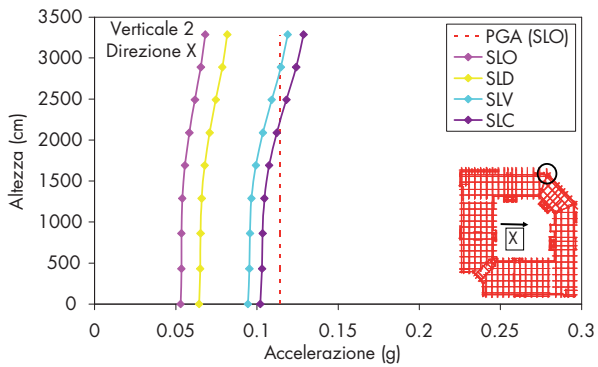
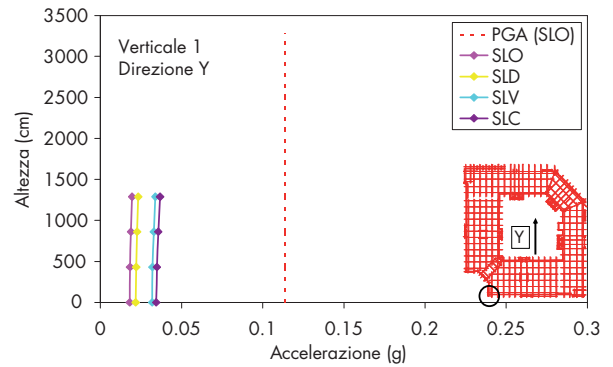
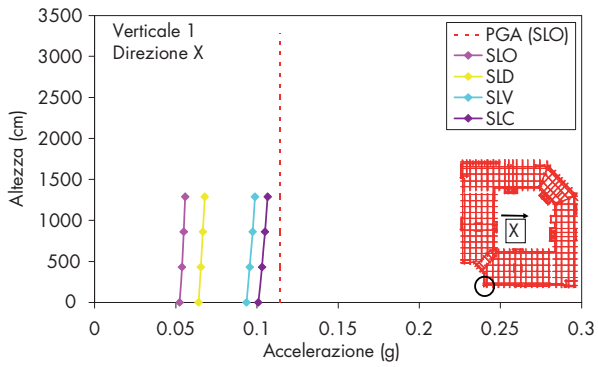


Fig. 19  
Spostamenti massimi di interpiano allo SLD.

Per tener conto anche dei danni che il contenuto della struttura può subire, risulta opportuno analizzare le accelerazioni di piano cui la struttura è soggetta che possono influire significativamente soprattutto sulla componente non strutturale presente nell'edificio (come per esempio impianti, apparecchiature

elettromedicali, apparecchi tecnologici). Le figure 20 e 21 riportano le distribuzioni delle accelerazioni lungo due verticali tipo dell'edificio (una del corpo basso, ed una del corpo alto). Tali accelerazioni, calcolate per ogni Stato Limite, sono confrontate con le accelerazioni al suolo di progetto (PGA) allo SLO cal-



colate dal corrispondente spettro di risposta per periodo pari a zero secondi e pari a  $1.2 \cdot 0.095 = 0.11$  g. È utile sottolineare che i valori di accelerazione calcolati sull'edificio allo SLO sono praticamente tutti inferiori a 0.06 g. Inoltre al variare dello SL considerato, le distribuzioni delle accelerazioni lungo le due verticali subiscono delle traslazioni

mantenendo però pressoché invariato il loro andamento. In letteratura si propone 0.6 g come valore limite della piena operatività (Bertero e Bertero 2002); tale limite risulta ampiamente soddisfatto nel caso in esame. I risultati precedenti dimostrano la significativa efficacia dei sistemi di isolamento sismico per prevenire i danni non strutturali e preservare

Fig. 20 Distribuzione delle accelerazioni lungo due verticali tipo per combinazione sismica X+0.30Y.

Fig. 21 Distribuzione delle accelerazioni lungo due verticali tipo per combinazione sismica Y+0.30X.

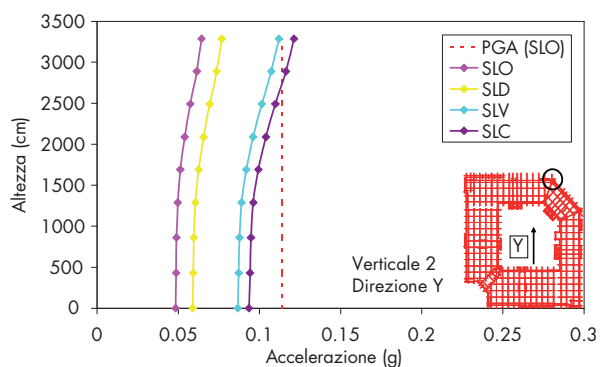
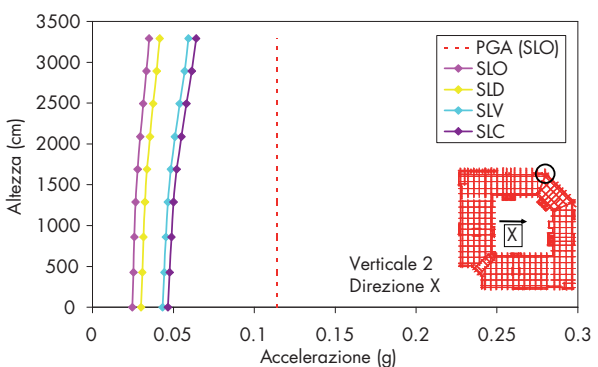
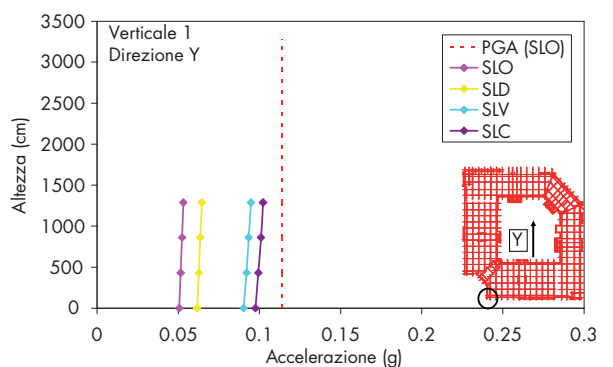
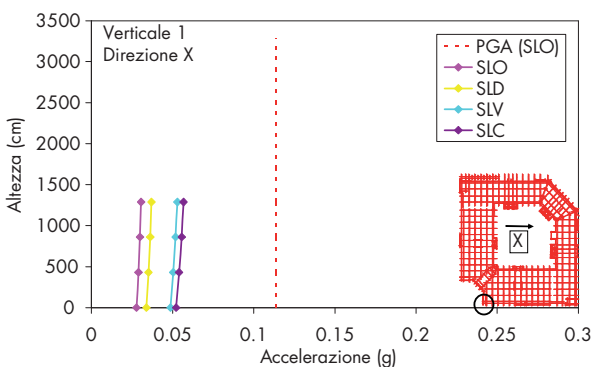


Fig. 22  
Particolare delle pile e del  
pulvino.



Fig 23  
Piano tecnico in cui sono  
installati gli isolatori e parti-  
colare dell'appoggio dei  
dispositivi.





la funzionalità della componentistica ed impiantistica presente negli edifici ospedalieri.

#### 4.11 Aspetti tecnologici

Le figure 22 e 23 riportano un dettaglio del piano tecnico comprendente le pile sulle quali sono fissati gli isolatori sismici e la piastra di sovralfondazione. Si nota il ringrosso alla base delle pile che consente di prevenire eventuali fenomeni di punzonamento. Tale ringrosso, unitamente al pulvino superiore, è stato progettato per poter sostenere le azioni necessarie per il sollevamento e l'eventuale sostituzione di ciascun isolatore. Tale prova di sollevamento è stata effettivamente effettuata durante il collaudo statico dell'edificio ma non è oggetto del presente lavoro.

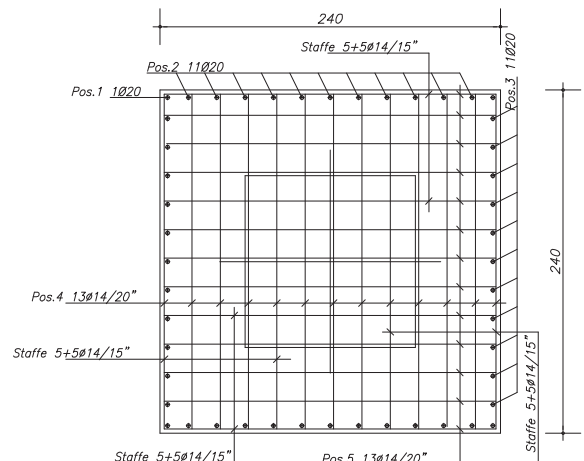
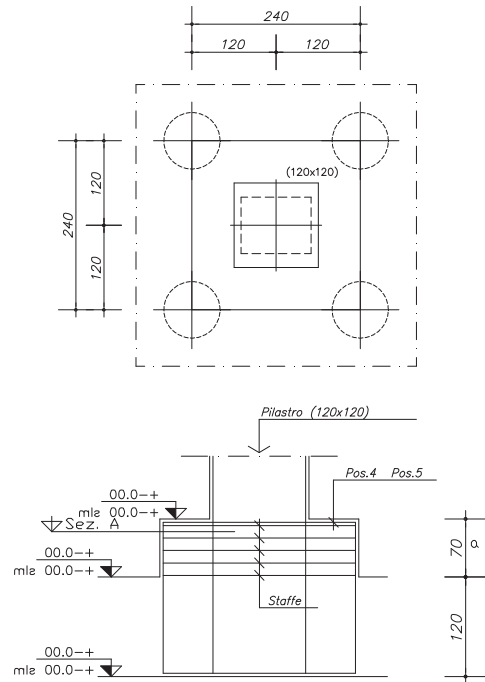
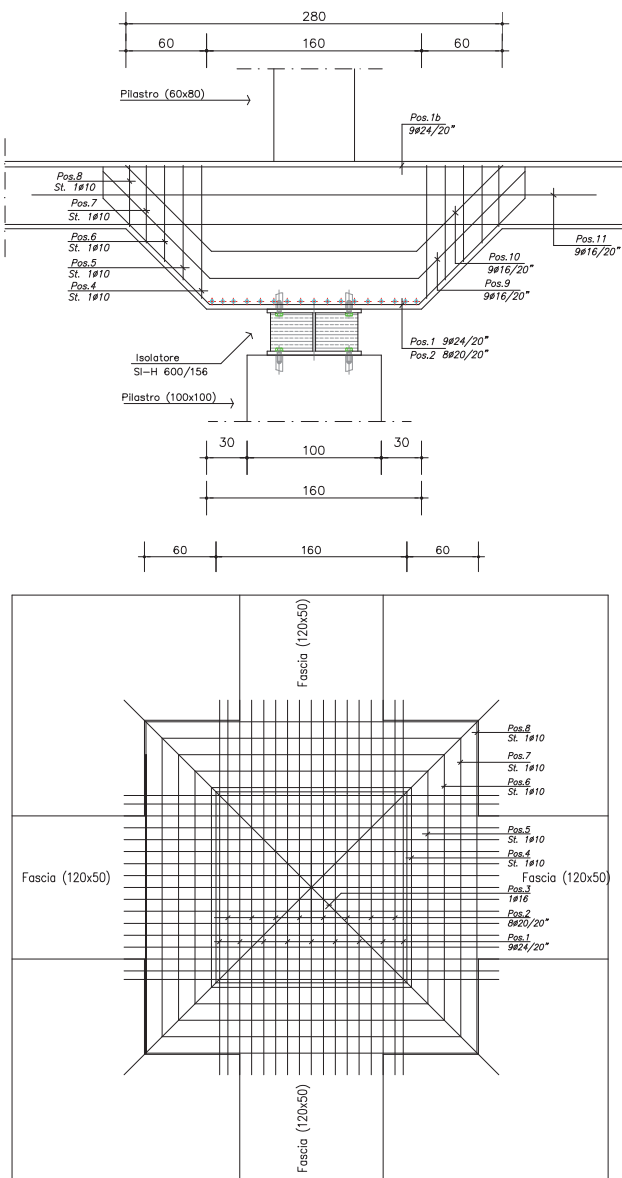
Nelle figura 24 sono riportati i dettagli per le armature utilizzate per il pulvino ed il dado di collegamento delle colonne alla piastra di fondazione. Si sottolinea che il progetto del pulvino è stato eseguito tenendo conto anche delle fasi transitorie per la manutenzione/sostituzione degli isolatori sismici. È stato eseguito, per il collaudo dell'edificio ospedaliero il sollevamento (spostamento verticale di 5 mm) della sovrastruttura in corrispondenza del pulvino di un pilastro centrale del corpo alto della struttura.

#### 4.12 Aspetti impiantistici

Nelle strutture sismicamente isolate alla base la cura dei dettagli costruttivi dell'impiantistica nei giunti di collegamento tra le parti fisse e quelle

Fig. 24  
Tipica armatura pulvino.

Fig. 25  
Tipica armatura dell'attacco dei pilastri alla fondazione.



mobili è fondamentale al fine di garantire le prestazioni della sovrastruttura anche in condizioni di operatività. Il soddisfacimento di tale requisito è essenziale in quanto, soprattutto per le strutture strategiche, come per esempio l'edificio ospedaliero esaminato, è richiesto che tutti i gas medicali continuino ad essere forniti alla sovrastruttura anche in condizioni sismiche, caratterizzate da spostamenti differenziali laterali massimi di progetto tra il terreno (fisso) e la sovrastruttura. Lo stesso dicasi anche per le altre condotte in pressione ed i cavi elettrici e telefonici.

Esistono pochi esempi documentati di giunti sismici per tubazioni rigide e flessibili in strutture isolate alla base (Naeim, 2001). In genere, per le tubazioni dell'acqua, del gas, per i cavi elettrici e/o telefonici possono essere predisposte connessioni flessibili in grado di sopportare spostamenti laterali in ogni direzione ed anche piccoli spostamenti verticali.

Tra le possibilità disponibili, nel caso di cavi o tubi flessibili è sufficiente prevedere lunghezze dei cavi tali da sopportare i massimi spostamenti di progetto della struttura. In presenza di tubi rigidi si dispongono giunti flessibili che assorbono tutti gli spostamenti previsti.

Il tipo di giunto utilizzato per le condotte di gas medicali nell'edificio ospedaliero esaminato consiste in un sistema pendolare ottenuto attraverso l'interposizione di un elemento flessibile sia al di sopra che al di sotto di un tronco rigido. Questa sconnessione genera un giunto che può esibire spostamenti lungo una qualsiasi direzione. Nel caso in esame il giunto è in grado di spostarsi lateralmente per un tratto pari a 30 cm. Un particolare del giunto adottato è riportato in figura 26, dove sono anche evidenti, colorati in giallo, i sistemi di bloccaggio provvisorio necessari per la messa in opera e che verranno successivamente rimossi.

Fig. 26  
Giunti flessibili utilizzati per gli impianti: vista di insieme (sopra) e particolare di attacco (sotto).



## 5. Conclusioni

L'isolamento sismico alla base rappresenta una moderna ed affidabile tecnica per ridurre significativamente gli effetti dei terremoti, tanto in condizioni di esercizio (stato limite di operatività e di danno) quanto ultime (stato limite di salvaguardia della vita e di collasso). L'Ospedale del Mare, in fase di completamento nel comune di Napoli, rappresenta un significativo esempio di applicazione di tale sistema. Per le sue dimensioni non giuntate (circa 150x150 m in pianta) e per il quantitativo di isolatori (327 dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento), tale struttura rappresenta sicuramente un importante record europeo; peraltro non risulta agli scriventi che ci siano

strutture così rilevanti neanche negli Stati Uniti e in Giappone.

Il presente lavoro dimostra inoltre come le indicazioni normative dell'Ordinanza della Protezione Civile n.3431 (OPCM, 2005) e del successivo Decreto Ministeriale del 2008 (DM, 2008) siano coerenti fra loro, e le relative analisi dinamiche modali ed al passo eseguite e descritte nel presente lavoro, consentano di evidenziare i vantaggi del sistema di protezione sismica adottato rispetto a sistemi costruttivi più tradizionali.

È auspicabile, dunque, che le strutture strategiche che si progetteranno in Italia nel prossimo futuro utilizzino sempre di più l'isolamento sismico alla base.

## Bibliografia

- Aslani H. e Miranda E. (2003). Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation. Report PEER 2003/03
- Bertero R.D. e Bertero V.V. (2002). Performance-based Seismic Engineering: the Need for a Realiable Conceptual Comprehensive Approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 31 (3), 627-652.
- Castellano M.G., Cosenza E., Di Sarno L., Guerriero L., Lupoi G. and Infanti S. (2007). Seismic isolation of hospitals: The examples of Udine, Lisbon and Naples hospitals, *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Istanbul, Turkey, May 27-30, CD-ROM.
- Computers and Structures (2003). *SAP2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures*, Berkeley, California, USA
- Concrete (2003). *Programma di Calcolo SISMICAD*. Padova, Italia
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008. *Norme Tecniche delle Costruzioni - NTC*
- Decreto Ministeriale LL.PP. (1996). *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*.
- Decreto Ministeriale LL.PP. (1996). *Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*.
- Di Sarno L., De Risi B. e Mascolo C. (2006). Application of Isolation to a Large Hospital Building, *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper No. 48, CD-ROM.
- Di Sarno L., Chioccarelli E. and Cosenza E. (2008a). Application of Base Isolation to a Large Hospital in Naples, Italy. *Proceedings of the International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation 2008 (ICEEDM08)*, 14-15 April, Jakarta, Indonesia.
- Di Sarno L., Chioccarelli E. and Cosenza E. (2008b). Seismic Assessment of an Irregular Base Isolated Hospital. *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, 12-17 October, Beijing, China.
- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C. e Di Cesare A. (2004). *Progetto di Edifici con Isolamento Sismico*. Iuss Press, Pavia.
- Earthquake Engineering Research Institute (1994). *Northridge Earthquake January 17, 1994. Preliminary Reconnaissance Report*. Hall, J.F. Editor, EERI, California.
- Eurocode 8 (2006). *Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1.3: General rules. Specific rules for various materials and elements*. Eur. Comm. for Standardisation, Brussels, Belgium.
- Iervolino I., Maddaloni G., Cosenza E. e Manfredi G. (2007). Selection of Time-Histories for Bridge Design on Eurocode 8. *Proc. Of 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop*, Eucentre, Pavia, Italia
- Kelly J.M. (1996). *Earthquake-Resistant Design with Rubber*. 2nd Edition, Springer-Verlag, Inc., New York.
- Kircher C.A. (2003). It Makes Dollars and Sense to Improve Nonstructural System Performance. *Proceedings of the ATC 29-2 Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities*, Newport Beach, CA, October 23-24, 2003.
- Martelli A., Rizzo S., Davidovici D., Forni M., Fuller K.N.G., Hubert F., Indirli M., Komodromos P., Phocas M., Renda V., Santini A. and Sollogoub P. (2007). Current Status of Application of Seismic Isolation and Other Passive Anti-Seismic Systems to Buildings, Cultural Heritage and Industrial Plants in Italy and Worldwide. *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Istanbul, Turkey, May 27-30, CD-ROM.
- Naeim F. (2001). *The Seismic Design Handbook*. 2nd Edition, Kluwer Academic Publisher, New York, N.Y. USA.
- Naeim F. e Kelly J.M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: from Theory to Practice*. John Wiley & Sons Inc., New York.
- Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri (2005). *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. OPCM n. 3431.
- Sparacio R., Cavuoto F. e Marioni A. (2004). *Miglioramento Sismico Mediante Isolamento alla Base del Centro Polifunzionale di Rione Traiano, Soccavo, Napoli*. GLIS News, 1, 30-34, (<http://192.107.65.2/glis>).