

VALUTAZIONE PRESTAZIONALE DEL RISCHIO SISMICO IN IMPIANTI PETROLCHIMICI ESISTENTI

Sgroi, A.1, Pantò B.2 e Granata M.3

1 ingegnere, responsabile aree a grandi rischi presso il comando VV.FF. di Catania

2 ingegnere, dottorando, Dip. Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Catania

3 ingegnere, direttore tecnico, S.A.P. Studio Engineering s.r.l., Via Morosoli 15/b, 95124, Catania

SOMMARIO

Gli impianti petrolchimici rientrano tra gli stabilimenti a rischio di incidenti rilevanti e il loro danneggiamento in occasione di eventi sismici potrebbe provocare conseguenze catastrofiche nelle aree circostanti sia in termini di perdite di vite umane che di danno ambientale. Normalmente nella valutazione dei rischi rilevanti viene utilizzato un approccio di tipo probabilistico. Nel presente lavoro si applica tale metodologia allo studio del rischio sismico quale evento scatenante di rilevanti incidenti. Lo studio prende spunto dalla valutazione della vulnerabilità strutturale di una torre di raffinazione di un impianto petrolchimico esistente la cui risposta sismica potrebbe costituire l'evento scatenante di una reazione a catena disastrosa coinvolgente complessivamente tutto l'impianto e l'ambiente circostante.

La valutazione della capacità sismica della struttura viene esaminata mediante un metodo prestazionale in grado di fornire una curva di comportamento sismico espressa in termini probabilistici. Per la valutazione di tale curva sono state eseguite elaborazioni numeriche in campo dinamico non lineare di tipo incrementale, cioè variando per passi l'intensità degli accelerogrammi utilizzati come input. Ciò permette di evidenziare come alla base di ogni valutazione di vulnerabilità sismica sia sempre sottostante un fenomeno di natura dinamica. Il quale, oltre che essere in ogni caso interpretato, deve essere considerato in maniera esplicita ogni volta che la tipologia, la destinazione d'uso o l'importanza della struttura in esame lo richieda.

1. METODI PRESTAZIONALI NELL'INGEGNERIA SISMICA

L'impostazione prestazionale è mirata alla definizione di una correlazione affidabile tra l'intensità dell'evento sismico e i livelli di prestazione richiesti alla struttura in relazione alla sua funzione [1,2]. Ciò comporta la necessità di valutare il reale comportamento della struttura simulandone numericamente il funzionamento anche in campo non lineare per varie intensità sismiche.

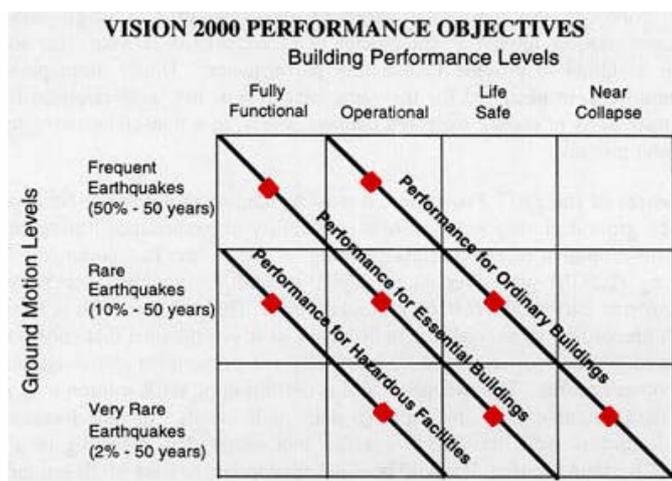


Figura 1 . Obiettivi prestazionali definiti nelle norme NEHRP- USA

Le norme italiane precedenti alle recenti variazioni [3,4] utilizzavano un metodo semplificato di analisi sismica basato su analisi statiche lineari che dava per scontato l'utilizzo da parte della struttura di risorse inelastiche indefinite e non localizzate che presuppongono una certa disponibilità di duttilità della struttura e quindi il danneggiamento in caso di sisma severo.

La potenza dei mezzi di calcolo e l'aggiornamento delle normative stanno permettendo di superare tale metodo semplificato in favore di metodi più evoluti che consentono una migliore comprensione del reale comportamento sismico della struttura, dai primi movimenti fino al collasso, permettendo l'applicazione dell'approccio prestazionale. Questi sono rappresentati dai metodi numerici incrementali in campo non lineare quali l'analisi statica non-lineare (PUSHOVER) e l'analisi dinamica non-lineare (IDA).

L'analisi statica non lineare è al momento il miglior compromesso tra le informazioni ottenibili e l'impegno computazionale richiesto, tanto da essere inquadrata metodologicamente in diverse norme internazionali [1,5] da cui hanno tratto riferimento anche recenti norme nazionali [4]. Essa tuttavia presenta alcune problematiche applicative, particolarmente evidenti per strutture irregolari.

L'analisi dinamica non lineare di tipo incrementale è basata sull'utilizzo di accelerogrammi reali o artificialmente generati che, opportunamente scalati, costituiscono l'input da attribuire alla struttura per ricavare curve di capacità nelle quali è rappresentata la variabilità del massimo nel tempo di un prefissato parametro di risposta (ad esempio spostamento di piano, drift di piano, taglio alla base,...) al variare di un parametro di scala di intensità sismica [6].

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Trattasi di una torre di raffinazione costituita da due cilindri coassiali in acciaio di diametro interno rispettivamente 1375 mm (da $z=2.20$ m a $z=20.35$ m) e 4300 mm (da $z=23.3$ m a $z=30.8$ m) raccordati da elementi troncoconici. La torre ha una altezza complessiva di 32.4 m, dall'attacco tra gonna e fondazione alla cima. Gli spessori dell'acciaio sono rispettivamente 37 mm (gonna di base), 33mm (cilindro centrale) e 30 mm (cilindro superiore). La fondazione della torre è costituita da una piastra in conglomerato cementizio armato fondata su pali che fornisce un vincolo sufficientemente rigido alla rotazione da poter essere assimilato ad un incastro. Il collegamento tra la fondazione e la struttura avviene mediante 20 tirafondi di diametro 30 mm, disposti lungo una circonferenza di diametro 2.6 m, e il cui innesto è irrigidito mediante piastre di spessore 20 mm (figura 2). Oltre ad i pesi propri sono stati considerati i carichi e le masse relativi ai liquidi interni nelle loro diverse localizzazioni. In particolare : lungo il cilindro inferiore sono state disposte 19 masse concentrate di Kg 135 a partire dalla quota $z=6.65$ m fino alla quota $z=19.7$ m con interasse 68.5 cm; lungo il cilindro superiore sono state disposte 6 masse concentrate di Kg 1345 a partire dalla quota $z=26$ m fino alla quota $z=29.1$ m con interasse 61 cm. Inoltre alla base del cilindro inferiore ($z=2.2$ m) è stata disposta una massa di Kg 1300, in testa ad esso ($z=20.35$ m) è stata disposta una massa di 1655 Kg e infine, in sommità della torre alla quota $z=29.73$ m, è stata disposta una massa di 3100 Kg. E' stato considerato uno smorzamento viscoso alla Rayleigh ponendo $\xi=5\%$ nell'intervallo delle frequenze significative del sistema.

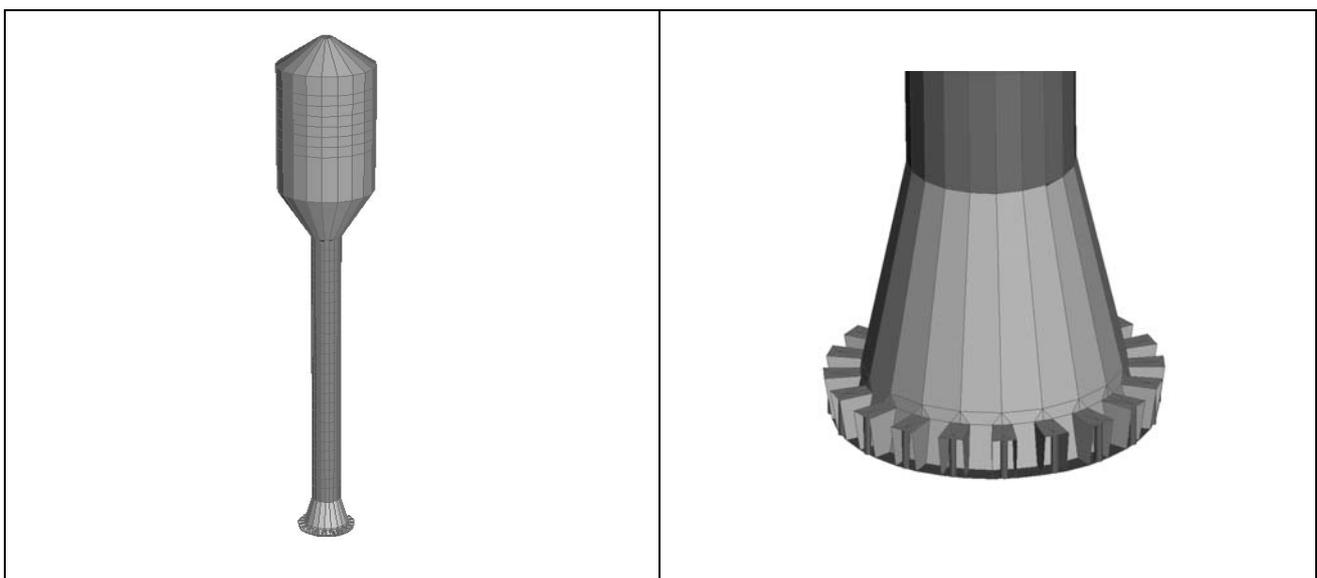


Figura 2. Modello agli elementi finiti: vista completa e particolare della base.

È stato sviluppato un modello tridimensionale dell'intera struttura mediante il software Straus7 versione 2.3.6 [7] utilizzando elementi bidimensionali e monodimensionali (tirafondi), mettendo in conto non-linearità sia dei materiali che geometriche. Per l'acciaio di entrambi gli elementi è stato considerato un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con un tensione di snervamento di 275 MPa. Il contatto tra la struttura e la piastra di fondazione è stato modellato mediante un supporto elastico di tipo unilatero reagente solo a compressione. I primi tre modi di vibrare della struttura sono di tipo flessionale ed hanno periodi pari a $T_1 = T_2 = 1.43$ s e $T_3 = 0.16$ s.

3. STUDIO SISMICO MEDIANTE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

3.1 Scelta dell'input sismico

Uno studio sismico mediante analisi dinamiche lineari o non lineari richiede a priori la scelta di accelerogrammi caratteristici del sito. Nel presente studio sono stati considerati due accelerogrammi di riferimento: il primo naturale relativo al terremoto del 1990 che interessò la Sicilia sud-orientale e il secondo artificiale compatibile con lo spettro di progetto secondo l'O.P.C.M. 3274 (terreno tipo A; $PGA=0.25g$). Uno studio più approfondito avrebbe richiesto di considerare un più elevato numero di accelerogrammi compatibili con il sito da un punto di vista sismogenetico e la trattazione statistica dei risultati [2].

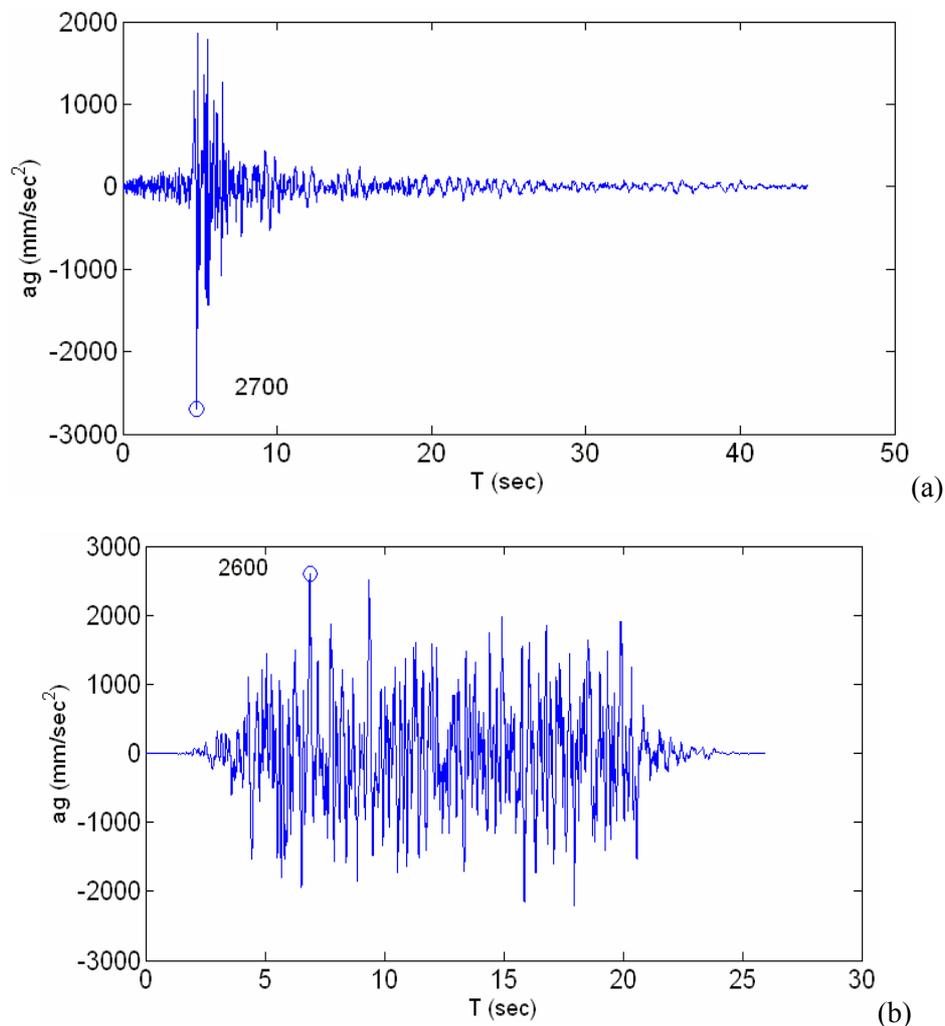


Figura 3. Input sismici considerati – (a) Registrazione Sicilia 90; (b) Accelerogramma generato, spettro compatibile-Ord. 3274 terreno A, $PGA = 0.25g$

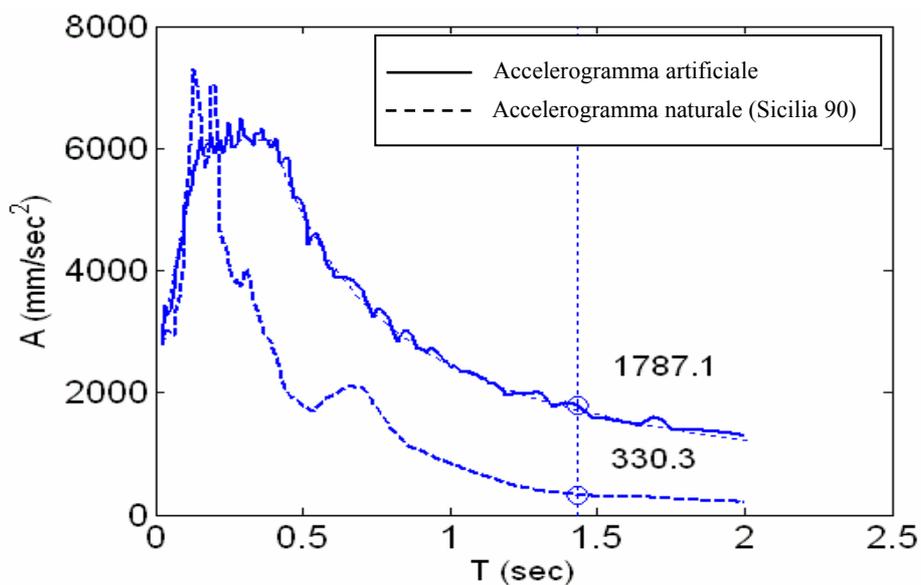


Figura 4. Spettri di risposta in termini di pseudo-accelerazione

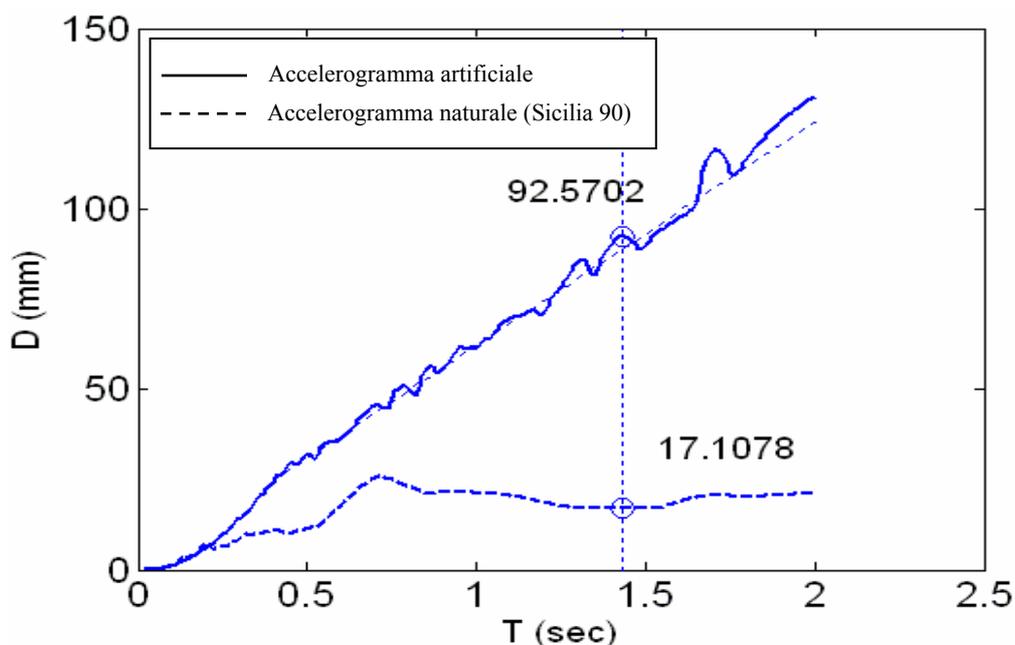


Figura 5. Spettri di risposta in termini di spostamento

Nelle figure 4 e 5 sono riportati gli spettri di risposta elastici dei due accelerogrammi in termini di pseudo-accelerazione e di spostamento. Nei grafici vengono evidenziati i valori in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura (1.43 sec).

E' facile notare la notevole differenza tra i due spettri sia in termini d'accelerazione che di spostamento, maggiormente evidente nel campo delle strutture flessibili quale è la struttura in esame. Per essa lo spostamento spettrale per il terremoto di progetto da normativa risulta essere circa cinque volte maggiore di quello relativo al terremoto del 1990 in Sicilia orientale.

3.2 Risultati delle analisi dinamiche lineari e non lineari non incrementali

Nel seguito sono esposti i risultati delle storie temporali dei parametri significativi della risposta della struttura sottoposta agli accelerogrammi descritti in precedenza *non scalati*. Tale studio ha fornito indicazioni sul comportamento dinamico della struttura per l'intensità sismica di riferimento ed ha costituito un passo preliminare alle analisi non lineari condotte successivamente scalando per passi l'intensità sismica.

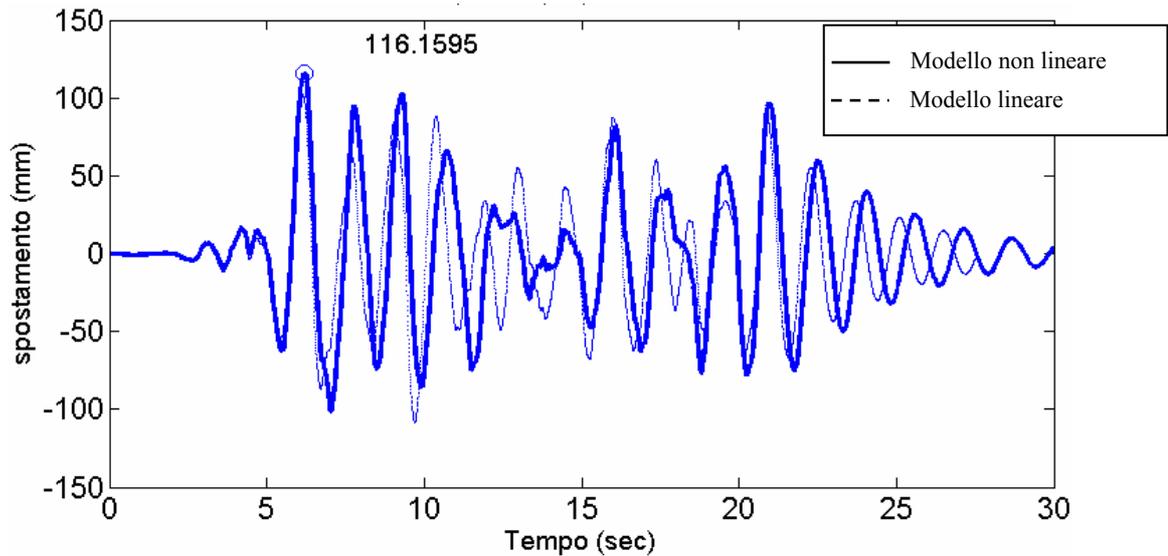


Figura 6. Accelerogramma artificiale - Spostamento di sommità

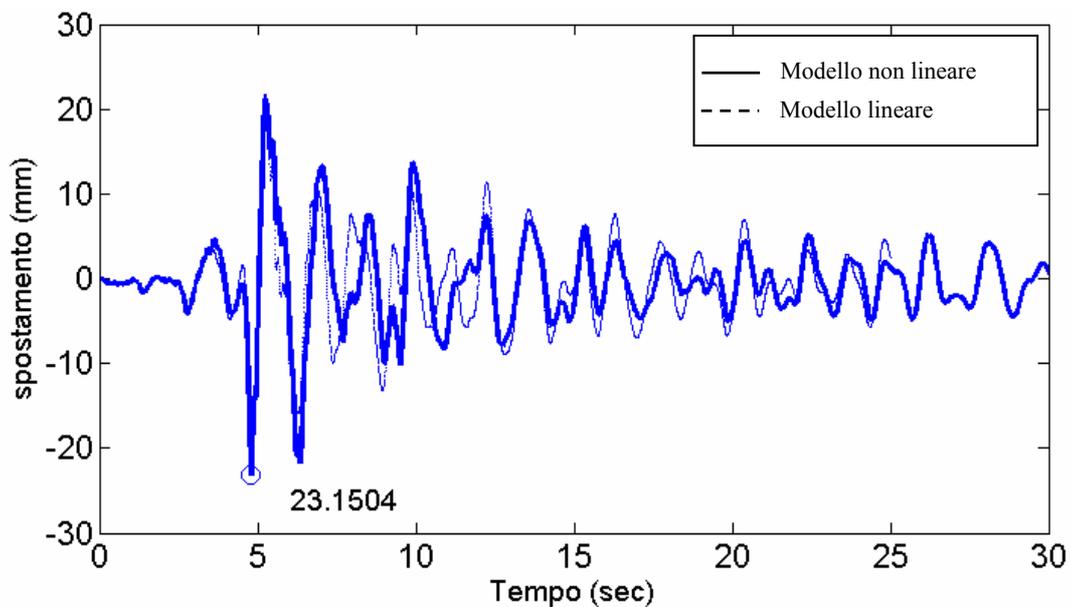


Figura 7. Accelerogramma naturale (Sicilia 90) - Spostamento di sommità

Le figure 6 e 7 riportano l'andamento nel tempo degli spostamenti in sommità della torre. Dai grafici non si notano grandi differenze tra la risposta dei modelli elastici e quella dei modelli inelastici da cui si evince che il comportamento della struttura per queste intensità sismiche è quasi completamente elastico. I picchi ottenuti dall'analisi risultano coerenti con i relativi valori spettrali rispetto ai quali risultano essere maggiori di circa il 30%, circostanza questa da imputarsi al contributo dei modi superiori. Tale contributo, tutt'altro che trascurabile, non sarebbe stato ritrovato agevolmente non utilizzando un'analisi di tipo dinamico.

Nella figura 8 sono rappresentate le storie nel tempo dello spostamento verticale e dello sforzo normale di un punto d'estremità della base a contatto con il calcestruzzo, riferite all'accelerogramma artificiale spettro-compatibile. Osservando la figura 8b si può notare il distacco della struttura dalla fondazione e, poiché è stato riscontrato che i tirafondi permangono in campo elastico, ciò rappresenta per la struttura, a questo livello d'eccitazione, la principale fonte di non linearità. Il distacco invece non è stato osservato nel caso del sisma naturale Sicilia 90 che, per strutture flessibili come quella in esame, risulta meno gravoso.

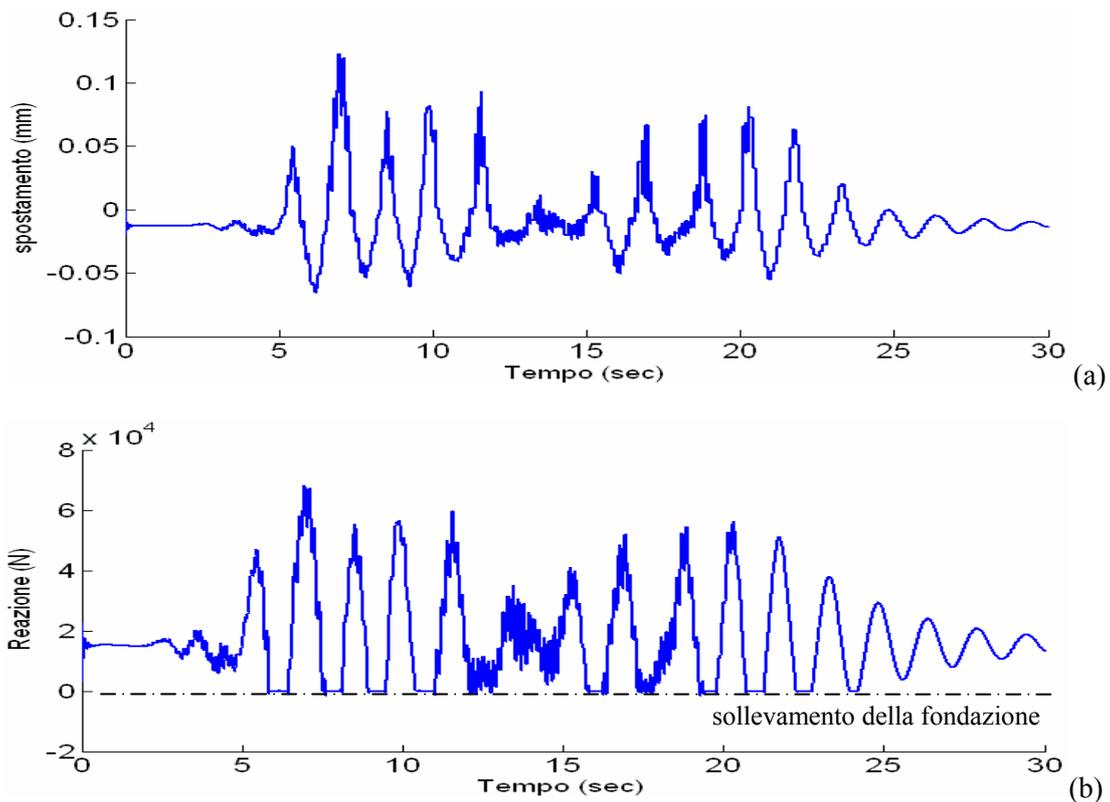


Figura 8. Accelerogramma spettro compatibile – (a) spostamenti verticali di base; (b) reazioni di compressione di base

4. ANALISI DINAMICA INCREMENTALE

L'analisi dinamica incrementale (IDA) è un metodo innovativo nel campo dell'ingegneria sismica. Esso consiste nel sottoporre una struttura ad uno o più accelerogrammi di intensità scalata mediante un fattore di amplificazione (λ) per ottenere uno o più curve caratteristiche, nelle quali è rappresentata la variazione del valore massimo di un prefissato parametro di risposta al variare di prefissato parametro di intensità sismica. Le curve così ottenute facilitano molto la comprensione del comportamento dinamico delle strutture dallo stato elastico fino al collasso ma richiedono un onere computazionale notevolmente superiore rispetto a tutti gli altri metodi. Il metodo è ancora oggetto di studi ed approfondimenti [2,8] e non risulta ancora inquadrato in normativa.

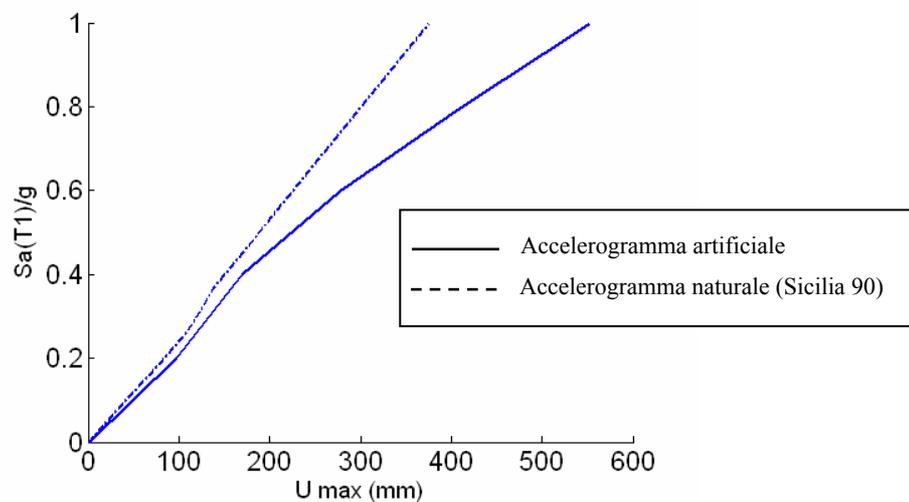


Figura 9. Curve IDA : $U_{max} - S_a(T_1)$

Nella figura 9 sono riportate le curve IDA ottenute utilizzando i due accelerogrammi considerati nel paragrafo precedente. Data la particolare tipologia e collocazione della struttura - interna ad un impianto e circondata da dispositivi e sistemi sensibili agli spostamenti - il parametro di risposta che è apparso più significativo è lo spostamento in cima alla torre. Il parametro di intensità sismica prescelto è l'ordinata spettrale relativa al periodo fondamentale della struttura. Le analisi sono state condotte facendo variare il parametro di intensità sismica fino al valore di 1g. Tale limite è stato fissato perché si ritiene che oltre tale valore le imprecisioni insite nel modello (ad esempio non considerare il moto dei fluidi interni) renderebbero privi di valore i risultati.

Si può osservare il diverso comportamento della struttura per ciascuno dei due accelerogrammi. Dopo un primo tratto in cui le curve sono quasi coincidenti si osservano maggiori incrementi di spostamento nella curva relativa all'accelerogramma spettrocompatibile, mentre la curva relativa all'accelerogramma Sicilia 90 continua con andamento proporzionale. Si riscontra che a partire da un livello sismico caratterizzato da $Sa(T_1)=0.4g$ la struttura viene impegnata in campo plastico in corrispondenza della sezione di base. L'analisi dinamica non-lineare ha permesso ulteriori incrementi di livello di eccitazione che non sarebbero stati possibili, per strutture a comportamento isostatico come quella esaminata, utilizzando analisi statiche non-lineari. Per cui il metodo IDA ha permesso di evidenziare ulteriori risorse della struttura dovute alla natura dinamica della risposta. Non si riscontra infatti nell'intervallo esaminato alcun declinare delle curve a cui corrisponderebbe l'inizio della fase di collasso.

Nella figura 10 e 11 vengono rappresentate le storie degli spostamenti della cima della torre considerando gli input sismici con la massima intensità indagata ($Sa(T_1)=1g$).

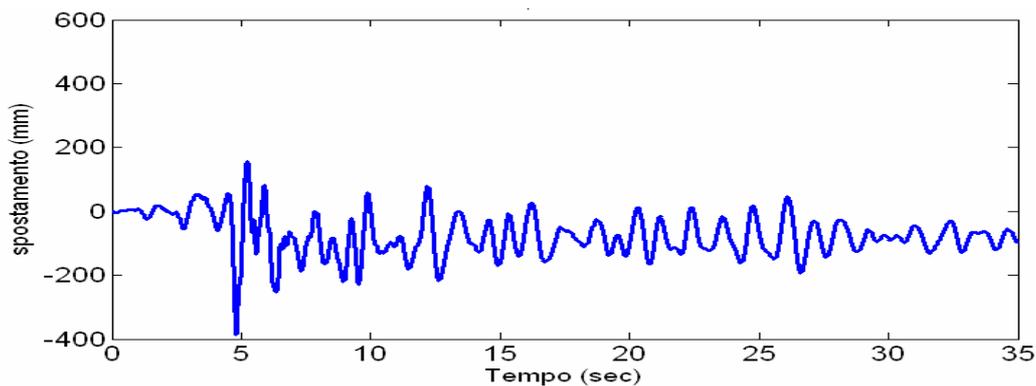


Figura 10. Spostamento in sommità : accelerogramma naturale Sicilia 90 amplificato ($\lambda=20$).

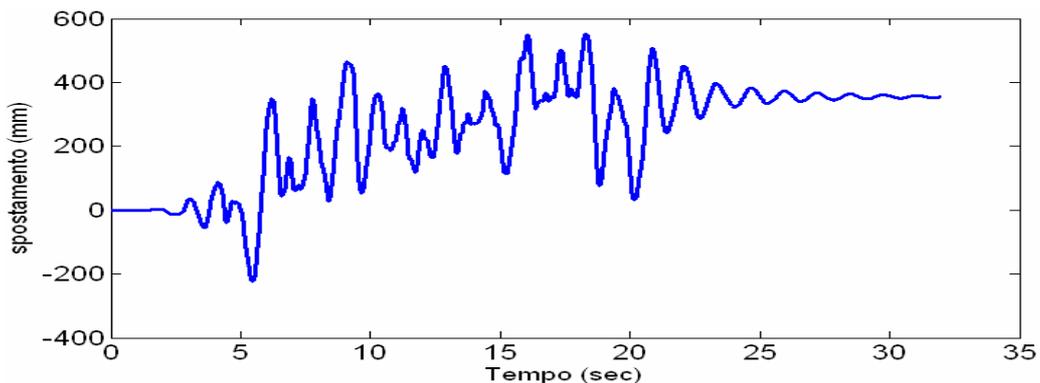


Figura 11. Spostamento in sommità : accelerogramma spettrocompatibile amplificato ($\lambda=5$).

Si osserva che la struttura è in grado di resistere alle eccitazioni massime a cui è stata sottoposta a prezzo di elevati spostamenti e accelerazioni. Ciò impone che le verifiche prestazionali siano rivolte alla compatibilità di tali spostamenti e accelerazioni con le condizioni limite al contorno.

5. VALUTAZIONE PRESTAZIONALE DEL RISCHIO SISMICO

Nell'ottica di uno studio prestazionale le curve IDA di capacità della struttura devono essere riparametrizzate in termini probabilistici. Ciò è possibile correlando a ciascuna intensità sismica una probabilità di superamento. Tale correlazione è caratteristica del sito e assume una importanza cruciale per studi di questo tipo. In mancanza di tali curve di correlazione nel seguito si farà riferimento ai tre livelli previsti nella nuova normativa italiana [4] quali soglie per i diversi stati limite : di danno (SLD), ultimi (SLU) e di incipiente collasso (SLC), caratterizzanti eventi frequenti, rari e molto rari. Tali livelli, forniti in termini di spettri elastici, sono determinati a partire da prefissate probabilità di superamento in 50 anni e corrispondenti tempi di ritorno secondo la formula sotto riportata [2]

$$p_1 = \frac{1}{T_R} ; p_{50} = 1 - (1 - p_1)^{50} \quad (1)$$

dove p_1 è la probabilità annuale di eccedenza, T_R è il tempo di ritorno e p_{50} è la probabilità di superamento in 50 anni.

La tabella seguente riporta per ciascuno dei livelli normativi il valore dell'accelerazione di ancoraggio (PGA), dell'ordinata spettrale relativa al periodo fondamentale della struttura esaminata ($S_a(T_1)$) del tempo di ritorno (T_r).

Tabella 1. Parametri dei livelli di domanda sismica.

Evento	p_{50}	p_1	T_R (anni)	PGA/g	$S_a(T_1)$ /g
frequente	50%	$1.4 \cdot 10^{-2}$	72	0.10	0.07
raro	10 %	$2.1 \cdot 10^{-3}$	475	0.25	0.18
molto raro	2 %	$4.0 \cdot 10^{-4}$	2475	0.375	0.27

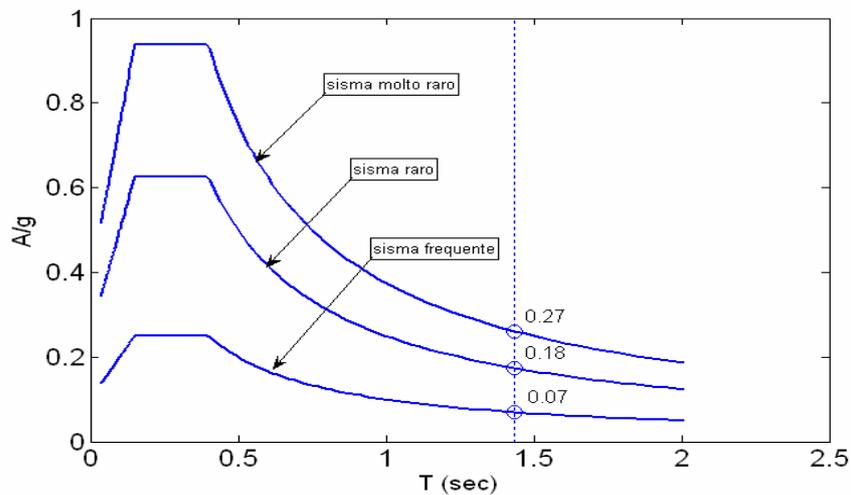


Figura 12. Spettri di progetto relativi ai livelli di sisma considerati.

Applicando alla curva IDA i valori spettrali $S_a(T_1)$ /g relativi a ciascuna probabilità di superamento è possibile ottenere i corrispondenti valori del parametro prestazionale prescelto relativo a ciascun accelerogramma. Di questi valori viene considerata la media aritmetica (U_{med}).

Tabella 2. Spostamenti massimi in funzione delle probabilità annue di superamento.

Evento	p_1	T_R (anni)	U_{med} (mm)
frequente	$1.4 \cdot 10^{-2}$	72	31
raro	$2.1 \cdot 10^{-3}$	475	79
molto raro	$4.0 \cdot 10^{-4}$	2475	114

Interpolando linearmente tra questi dati è stata ottenuta la **curva prestazionale della struttura** in termini di probabilità (figura 13). Si noti come tutti gli eventi sismici considerati, anche il più severo, hanno una probabilità di superamento ben maggiore del valore limite convenzionale $p_1 = 10^{-6}$ fissato dalla normativa sulla sicurezza degli stabilimenti a rischio di incidente rilevante [9].

La curva prestazionale della struttura deve essere confrontata con la **curva limite prestazionale** che si ottiene individuando diversi livelli di servizio e associando a questi un valore limite di probabilità di superamento del parametro prestazionale prescelto (ad esempio uno spostamento). Tale curva non dipende dalla capacità della struttura esaminata. Essa dipende dalla funzione assoluta della struttura, dai possibili danni indotti a strutture circostanti, dalle eventuali reazioni a catena o, più in generale, dalla gravità del danno scatenato a causa del raggiungimento di ciascun livello di servizio. Ad esempio la curva limite potrebbe ottenersi considerando uno o più dispositivi (tubazioni, valvole, flangie, ecc.) collegati alla struttura esaminata per i quali siano note le probabilità tollerabili in corrispondenza di vari livelli di spostamento. La curva limite prestazionale delimita nello spazio delle prestazioni la zona di accettabilità e quella di non accettabilità.

La figura 13 rappresenta per il caso in esame il confronto tra la curva di capacità della struttura, ricavata dalla analisi IDA, e una curva limite indicativa ottenuta ipotizzando i valori degli spostamenti U_d , U_u , ed U_c in corrispondenza delle soglie di probabilità definite nella tabella 1. Viene così illustrato un possibile caso in cui la struttura non è accettabile in termini prestazionali per eventi frequenti ($T_R = 72$ anni : $U_1 > U_d$) mentre risulta accettabile per eventi rari e molto rari.

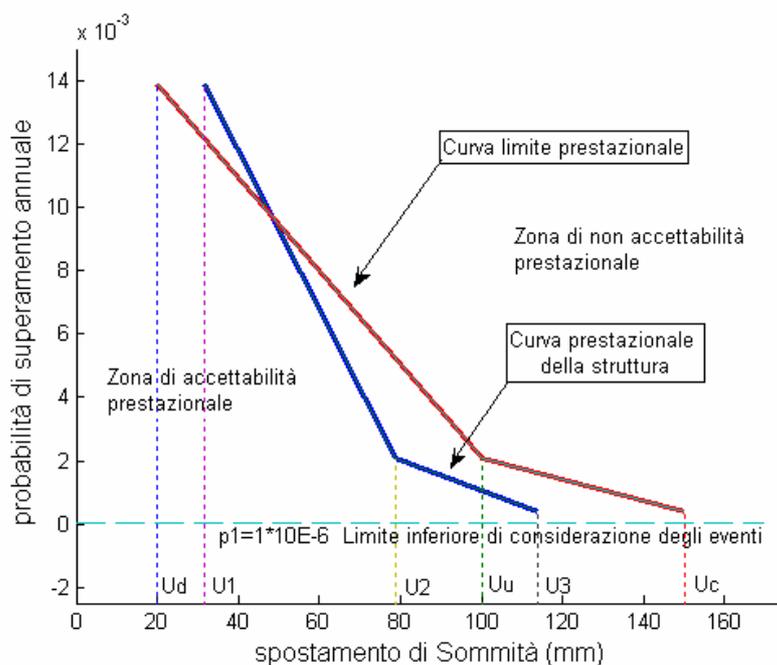


Figura 13. Confronto nello spazio delle prestazioni tra curva di capacità e curva limite prestazionale

6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato applicato un approccio di tipo prestazionale per la valutazione di vulnerabilità sismica di strutture facenti parte di stabilimenti a rischio di incidenti rilevanti. E' stato messo in evidenza come questa metodologia è in grado di fornire una visione completa e sintetica del comportamento sismico della struttura in termini probabilistici.

E' stato mostrato come l'utilizzo di una tecnica innovativa quale l'analisi dinamica incrementale permette di rappresentare in modo approfondito e concettualmente agevole la capacità sismica della struttura. Sia pure a fronte di un notevole onere computazionale è possibile evidenziare le maggiori risorse disponibili nella struttura per effetto della natura dinamica della risposta.

E' emersa una duplice problematica. Quella connessa alla disponibilità per il sito di opportune curve di correlazione tra l'intensità sismica e la probabilità di superamento annuale. E quella connessa all'individuazione della curva limite prestazionale che può essere determinata da prescrizioni normative o, nei casi di rischio ad incidente rilevante, da uno studio specifico e autonomo rispetto a quello prettamente strutturale.

RIFERIMENTI

1. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings FEMA 273, October 1997, Federal Emergency Management, USA
2. Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach, R.D. Bertero, V.V. Bertero, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, No.3, 2002, pp.627,651
3. D.M. 16 gennaio 1996, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 6 febbraio 1996, n. 29
4. O.P.C.M. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, 20 marzo 2003, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 8 maggio 2003, n. 72
5. ATC 40, The Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
6. Incremental Dynamic analysis, D.Vamvatisikos, C.A. Cornell, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, No.3, 2002, pp.491,514
7. Straus7 Software : Theoretical Manual Release 2.3, G+D Computing, September 2004, Australia.
8. Seismic performance capacity and reliability of structures as seen through incremental Dynamic Analysis, D.Vamvatisikos, C.A. Cornell, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Report No. 151 , August 2005.
9. D.M. 9 maggio 2001. Requisiti minimi di sicurezza in materia di pianificazione urbanistica e territoriale per le zone interessate da stabilimenti a rischio di incidente rilevante, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 10 giugno 2001, n. 138.