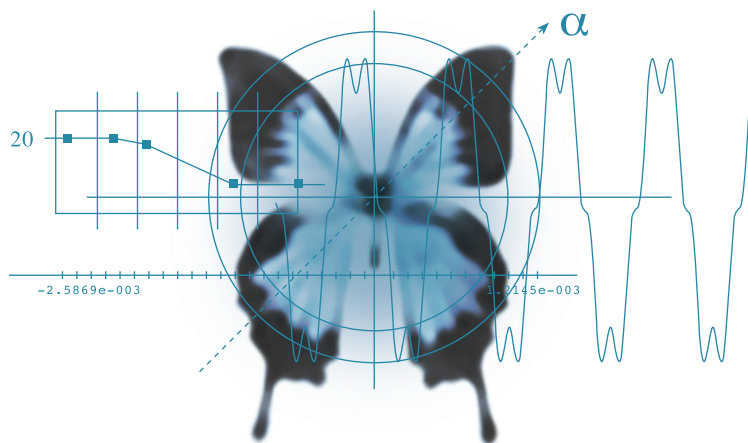


ROBERTO SPAGNUOLO | GIUSEPPE PASCUCCI

# CONCETTI

DI INGEGNERIA ANTISISMICA  
ALLA BASE DELLA NUOVA  
NORMATIVA



# INDICE

Premessa .....	5
1. Introduzione al corso.....	10
2. La simulazione virtuale.....	20
3. La duttilità.....	33
4. La tecnica dello spettro di risposta .....	40
5. Duttilità delle membrature in calcestruzzo armato .....	45
6. Effetti del secondo ordine .....	53
7. Analisi dinamica nel dominio del tempo.....	63
8. Capacity design.....	74
9. MultiStage .....	79

---

<b>Percorsi progettuali .....</b>	<b>87</b>
Presentazione .....	89
Introduzione .....	90
Percorso 1 .....	92
Percorso 2 .....	118
Percorso 3 .....	152
Percorso 4 .....	168
Percorso 5 .....	174
Percorso 6 .....	191

---

<b>Easy Beam per immagini.....</b>	<b>217</b>
------------------------------------	------------

---

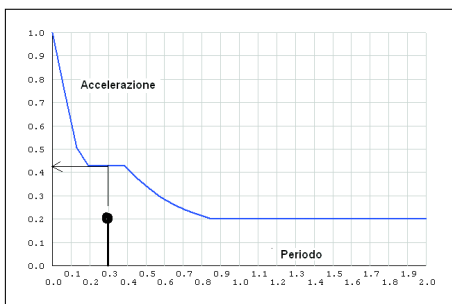
<b>Cenni sull'origine dei terremoti</b> di Elena Spagnuolo .....	<b>239</b>
------------------------------------------------------------------	------------

## 7. ANALISI DINAMICA NEL DOMINIO DEL TEMPO

L'analisi dinamica nel dominio del tempo si attua tramite una integrazione delle equazioni del moto:

$$M U'' + C U' + K U = R$$

Questo procedimento è molto diverso dalla più nota analisi con la tecnica dello spettro di risposta dove si ha una sovrapposizione dei contributi modali dopo aver per ciascuno calcolato la risposta in accelerazione tramite lo spettro appunto di risposta.



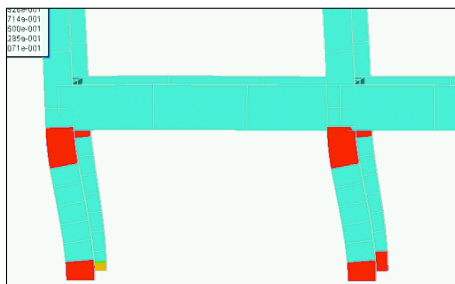
Con la tecnica dello spettro di risposta l'involuppo delle risposte dei possibili terremoti di progetto è data dallo spettro stesso. Non così per la tecnica dell'analisi nel dominio del tempo dove la struttura deve essere analizzata con più accelerogrammi di progetto (la normativa ne prescrive al minimo 7) e poi si devono involuppare a posteriori le sollecitazioni per ognuna delle analisi ottenute. Questo perché, non essendo noto l'accelerogramma del possibile terremoto, si devono considerare più accelerogrammi possibili e che siano "spettro compatibili" e cioè che coprano tutte le situazioni ipotizzate nello spettro involuppato dettato dalla normativa. Questo procedimento è certamente troppo oneroso per strutture ordinarie.

L'analisi, però, con la tecnica dello spettro di risposta non consente di valutare alcuni fenomeni.

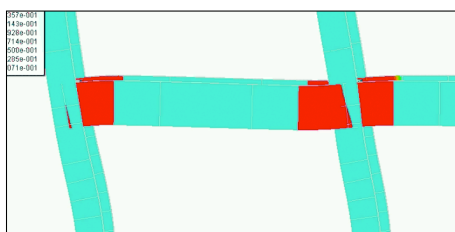


*Lesioni causate dal fenomeno del "piano soffic".*

A esempio non si può valutare compiutamente il comportamento non lineare della struttura. Qui vediamo due immagini con una diversa distribuzione delle armature secondo la gerarchia delle resistenze e possiamo vedere con l'analisi nel dominio del tempo il formarsi delle cerniere plastiche.



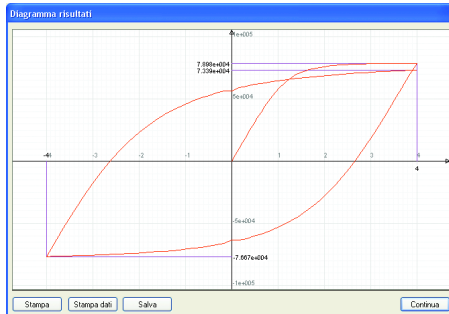
*Simulazione nel dominio del tempo della formazione di cerniere plastiche nei pilastri.*



*Simulazione nel dominio del tempo della formazione di cerniere plastiche nelle travi.*

Quindi fenomeni descritti da leggi non lineari non si possono investigare con la tecnica dello spettro di risposta.

Anche un'analisi del tipo “capacity” basata su un'analisi pushover non è altrettanto completa infatti, durante il moto, i materiali attingono resistenze diverse legate alla storia dell'evoluzione dei carichi come si capisce chiaramente da un ciclo isteretico.

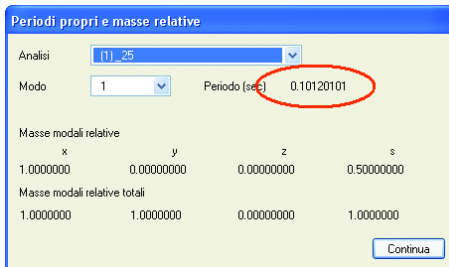


*Ciclo isteretico di un giunto del telaio.*

In un'analisi pushover si incrementa monotonicamente il carico e quindi il materiale avrebbe seguito il primo ramo. Mentre nella figura precedente si vede come, dopo una inversione, la resistenza diminuisce. E le inversioni avvengono se si segue la storia della struttura nel tempo.

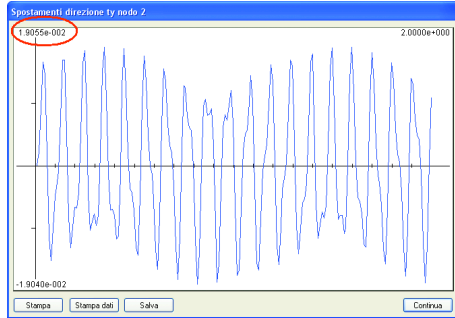
Per familiarizzare con l'analisi nel dominio del tempo ricorriamo al solito piccolo esempio: un pilastro con una massa in sommità che si comporterà come il nostro oscillatore elementare.

Vediamo il suo periodo proprio con Nòlian.



*Periodo proprio, calcolato con Nòlian, di un pilastro.*

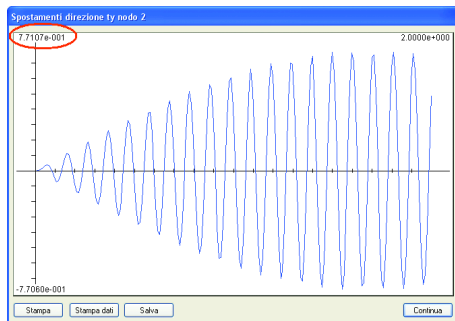
Ora sottoponiamo il pilastro a una oscillazione sinusoidale alla base di frequenza 20 Hz. Vedremo che il pilastro oscilla con un'ampiezza dell'ordine di 0.02.



*Oscillazione del pilastro sotto una forzante di 20 Hz*

Portiamo ora la frequenza a quella di risonanza. Il periodo proprio lo abbiamo già precedentemente calcolato (0.101 sec). Quindi la frequenza è 9.88 Hz. Assegniamo una forzante armonica alla base di tale frequenza e vediamo cosa succede.

*Assegnazione dei dati per una forzante con periodo pari quello dell'oscillazione libera del pilastro.*

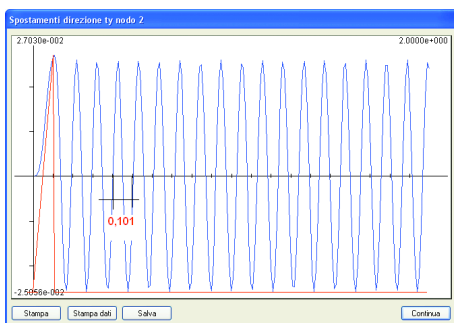


*Grafico degli spostamenti del pilastro che entra in risonanza.*

Il pilastro entra in risonanza e dopo 2 secondi l'ampiezza di oscillazione è già circa 40 volte quella precedente.

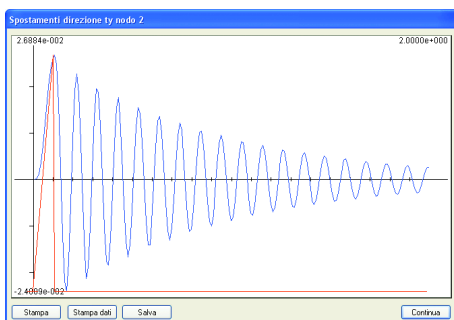
Vediamo ora, sempre con il nostro versatile pilastro, un'altra caratteristica di comportamento delle strutture invece poco "maneggevole": lo smorzamento.

Se prendiamo il nostro pilastro e gli diamo un "colpetto" in sommità (una forza che varia impulsivamente a dente di sega, in colore rosso in figura) il pilastro inizia a oscillare con la sua frequenza di risonanza e non si ferma più.



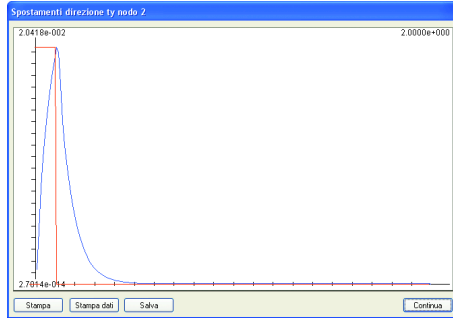
*Oscillazione libera del pilastro in seguito una eccitazione impulsiva.*

Se gli assegniamo ora uno smorzamento (qui assumendo uno smorzamento di Rayleigh sulla rigidità pari a 0.001) vediamo come si comporta.



*Oscillazione smorzata del pilastro in seguito una eccitazione impulsiva.*

Se poi ci avviciniamo allo smorzamento critico, la struttura arresta subito il suo moto.



*Oscillazione con smorzamento prossimo a quello critico del pilastro in seguito a eccitazione impulsiva.*

Per chi si stesse chiedendo: “Molto interessante, ma io che ci faccio?”, rammentiamo i nostri assunti di questo corso che sono:

- Padroneggiare anche visivamente i principi fisici che sono alla base del progetto antisismico significa saper progettare meglio e poter crescere professionalmente.
- Se si comprendono i principi fisici che sono alla base del progetto antisismico, gli adempimenti normativi che poi ne scaturiscono si possono applicare con consapevolezza e semplicità.

Queste immagini vi fanno vedere il “motore” nascosto del nostro software e quindi ne testimoniano la generalità, flessibilità, accuratezza anche nei particolari e la capacità di simulare fenomeni fisici complessi con molta accuratezza. Questi diagrammi non li vedrete nel vostro lavoro quotidiano ma il motore che li domina nel software continuerà a funzionare con questa stessa accuratezza che qui invece potete vedere e toccare con mano.

A titolo di esempio, vediamo un caso più realistico. Vediamo come si sarebbe comportata una struttura se si fosse trovata il 18 maggio 1940 a El Centro, Imperial Valley, California, dove si ebbe un terremoto di magnitudo 7.2.

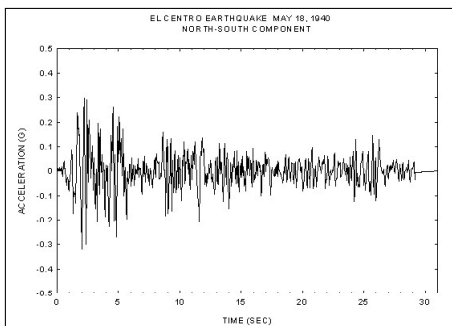
*“Nine people were killed by the May 1940 Imperial Valley earthquake. At Imperial, 80 percent of the buildings were damaged to some degree. In the business district of Brawley, all structures were damaged, and about 50 percent had to be condemned. The shock caused 40 miles of surface faulting on the Imperial Fault, part of the San Andreas system in southern California. It was the first strong test of public schools designed to be earthquake-resistive after the 1933 Long Beach quake. Fifteen such public schools in the*



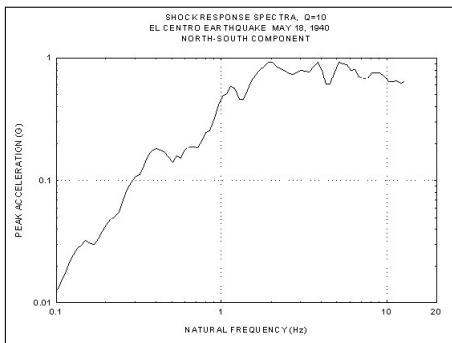
*area had no apparent damage. Total damage has been estimated at about \$6 million. The magnitude was 7.1.”*



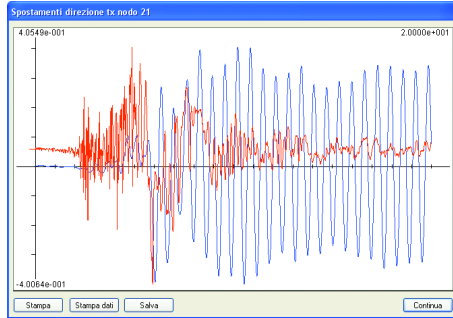
*Imperial dopo il terremoto del 1940.*



*Accelerogramma della componente nord-sud del terremoto di El Centro del 1940.*



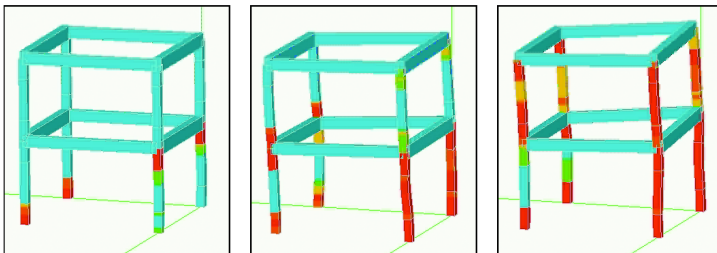
*Spettro in accelerazione della componente nord-sud del terremoto di El Centro del 1940.*



*Spostamento (in blu) e accelerogramma (in rosso) del pilastro sottoposto all'accelerogramma del terremoto di El Centro.*

Sottoporremo la struttura all'accelerogramma tridimensionale di tale noto terremoto. In rosso, in figura, l'accelerogramma del terremoto di El Centro per la componente x.

Abbiamo usato nel modello elementi a fibre e possiamo vedere il formarsi di cerniere plastiche nei pilastri ma non si arriva al collasso che sarebbe individuato, in analisi non lineare, da una situazione di equilibrio impossibile.



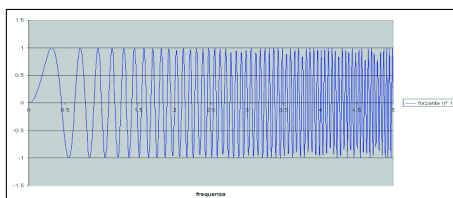
*Tre momenti della storia del telaino sottoposto all'accelerogramma del terremoto di El Centro. In colore, il grado di plasticizzazione.*

Vi sono però anche dei casi che con la tecnica dello spettro di risposta non possono essere affatto affrontati. Sono i casi in cui la sollecitazione non è di tipo sismico ma si ha un accelerogramma dovuto ad azioni esterne.

Il caso che presenteremo è quello del supporto di una turbina alla AMA (Azienda Municipale Ambiente) di Roma dove l'accelerogramma è quello della turbina e i momenti più critici sono quelli dell'avvio e dell'arresto della turbina.



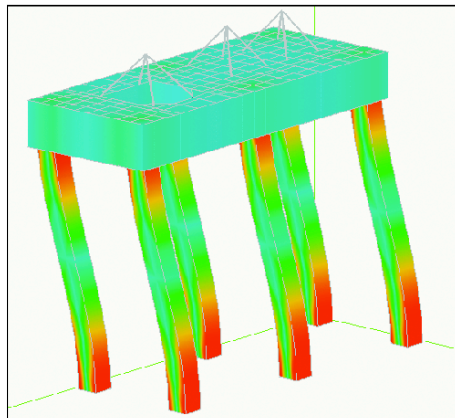
*Turbina dell'AMA di Roma sul suo basamento.*



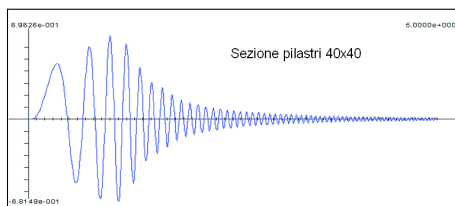
*Accelerogramma di progetto.*



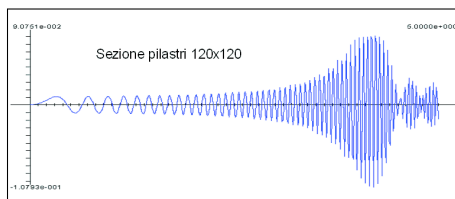
*Basamento durante la costruzione.*



*Sollecitazioni e deformazioni in un intervallo temporale.*



*Risposta in spostamento del basamento impiegando pilastri 40x40.*



*Risposta in spostamento del basamento impiegando pilastri 120x120.*

È interessantissimo il confronto dei due diagrammi in figura. Aumentando la sezione dei pilastri, si ha una risonanza a regime e quindi le sollecitazioni sono maggiori rispetto alla soluzione con pilastri di minore sezione, sezione poi effettivamente adottata nella costruzione. Questo dato è numericamente confermato dai tabulati ottenuti dall'analisi (si passa da uno spostamento massimo di 1.4 cm con i pilastri 40x40 ad uno di 3.5 cm con i pilastri 120x120).

4.62000	-0.01169	4.63000	0.00974
4.63000	-0.01198	4.64000	0.02509
4.64000	0.00892	4.65000	0.01001
4.65000	0.01302	4.66000	-0.03172
4.66000	-0.00588	4.67000	-0.02356
4.67000	-0.01416	4.68000	0.02141
4.68000	0.00280	4.69000	0.03082
4.69000	0.01455	4.70000	-0.00835
4.70000	0.00078	4.71000	-0.03072
4.71000	-0.01438	4.72000	-0.00285
4.72000	-0.00287	4.73000	0.02508
4.73000	0.01369	4.74000	0.00908
4.74000	0.00524	4.75000	-0.01753
4.75000	-0.01265	4.76000	-0.00972
4.76000	-0.00734	4.77000	0.01177
4.77000	0.01136	4.78000	0.00659
4.78000	0.00888	4.79000	-0.01010
4.79000	-0.00095	4.80000	-0.00277
4.80000	-0.01015	4.81000	0.01263
4.81000	0.00849	4.82000	0.00123
4.82000	0.01110	4.83000	-0.01756
4.83000	-0.00706	4.84000	-0.00357
4.84000	-0.01178	4.85000	0.02214
4.85000	0.00572	4.86000	0.00951
4.8600	-0.01222	4.87	0.2397
4.8700	0.00449	4.88	0.1722
4.88000	-0.01248	4.89000	0.02190
4.89000	-		0.02426
4.90000	-		-0.01642
4.91000	-		-0.02859
4.92000	-		0.00923
4.93000	0.00174	4.94000	0.02933
4.94000	0.01255	4.95000	-0.00249
4.95000	-0.00116	4.96000	-0.02696
4.96000	-0.01245	4.97000	-0.00213
4.97000	0.00074	4.98000	0.02297
4.98000	0.01253	4.99000	0.00394
4.99000	-0.00049	5.00000	-0.01907
5.00000	-0.01219		

Pilastri 40x40

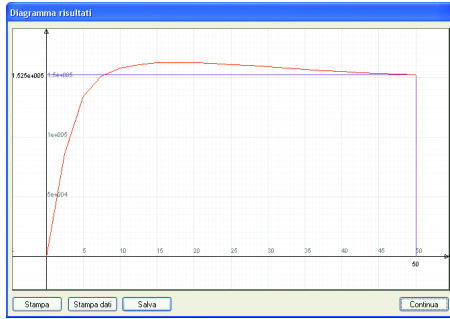
Pilastri 120x120

Massimi spostamenti a regime

Risultati numerici delle due soluzioni a confronto.

# 8. CAPACITY DESIGN

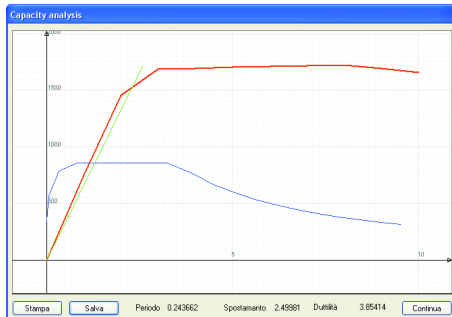
Il termine “analisi pushover” usato dalla nostra normativa per indicare un procedimento di valutazione di prestazione sismica non è del tutto corretto. Pushover vuol dire “rovesciare” e quindi indica un procedimento di analisi condotto incrementando il livello di carico fino al collasso. La si potrebbe anche chiamare analisi limite.



*Diagramma non lineare forza-spostamento.*

Se poi questa storia forza-spostamento la si usa per fare previsioni di ingegneria antisismica si dovrebbe usare un'altra denominazione: “capacity design”.

In effetti l'idea brillante del capacity design si muove nella teoria dell'analisi spettrale. Si pone una domanda interessante: è possibile costruire uno spettro di risposta della struttura da paragonare a quello della azione sismica? Se ciò è possibile, avremmo uno spettro “demand”, e cioè di requisito, e uno “capacity” cioè di “risposta” della struttura al requisito.



*Spettri demand (blu) e capacity (rosso).*

*In verde il quadrato del periodo proprio della struttura a un grado di libertà.*

Vediamo come si può procedere.

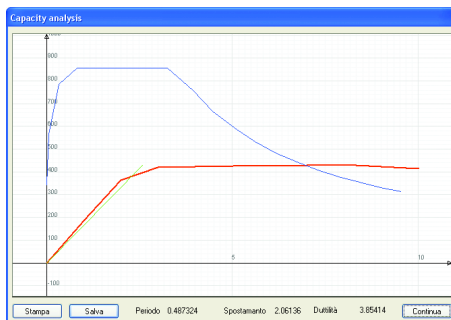
Applichiamo un carico laterale alla struttura ipotizzandolo rappresentativo dell'azione sismica. Facciamolo aumentare linearmente e tracciamo il diagramma forza spostamento.

Se dividiamo la forza per le masse della struttura (ora lo diciamo concettualmente poi entreremo nei dettagli) poiché forza diviso massa è un'accelerazione non si avrà altro che un diagramma spostamento-accelerazione.

Ma allora basta convertire il noto spettro di risposta di progetto, normalmente usato nella forma periodo-accelerazione, in uno spettro nella forma spostamento-accelerazione che i due spettri sono confrontabili.

In questo modo si ha una “fotografia” esatta della prestazione sismica della struttura da confrontare con le caratteristiche di richiesta (terremoto di progetto).

Purtroppo la legge forza-spostamento per la struttura deve essere unica mentre si hanno forze diverse e spostamenti diversi nei vari punti della struttura. Si è pensato quindi di ridurre la struttura a un oscillatore elementare. Si assume un “punto di controllo” per lo spostamento e il taglio alla base della struttura come forza. Questa funzione viene convertita con molta semplicità, impiegando il primo modo di vibrare (il primo autovettore) per convertire lo spostamento della intera struttura nello spostamento di un oscillatore elementare equivalente. Quindi ottenere lo spettro “capacity” da un buon diagramma forza spostamento è un'operazione molto banale.



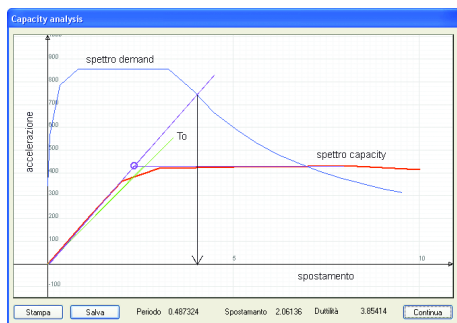
*Una struttura mal dimensionata in cui la capacità non soddisfa la richiesta per il periodo della struttura.*

In figura vediamo un grafico che mostra i due spettri (capacity e demand). Si noti che i periodi (o meglio il quadrato del periodo) sono rappresentati da

rette uscenti dall'origine. Quindi sulla retta del periodo dell'oscillatore elementare a cui è stata ricondotta la struttura si ha la risposta e la domanda che possono essere agevolmente confrontate.

Un punto importante di questo grafico è il punto di incontro tra i due spettri: è il punto in cui la struttura risponde esattamente come è richiesto. Sarebbe il punto ottimale che coniuga costi e sicurezza. Ma, nel caso del grafico di figura, tale punto non è quello del periodo di vibrare della struttura (il quadrato del periodo è la retta verde uscente dall'origine). Questa infatti è una struttura chiaramente e volutamente sottodimensionata.

La recente normativa italiana da questo procedimento ne ha ricavato uno "progettuale". Infatti essa opera sul diagramma forza-spostamento scalato all'oscillatore elementare equivalente per trovare il periodo per il quale si ha lo snervamento della struttura e "progetta" la struttura per questo valore e ciò semplicemente cercando tramite lo spettro elastico lo spostamento corrispondente al periodo e calcolando, sempre tramite il primo autovalore, lo spostamento dell'intera struttura e da questo vettore spostamento si torna all'iter consueto di calcolo degli sforzi.

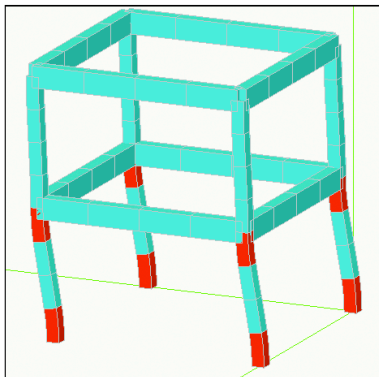


*Il procedimento progettuale di uso dell'analisi pushover secondo Ordinanza.*

Forse non vi sarà sfuggito che il procedimento, seppur con molti dubbi concettuali che non lo fanno universalmente accettato (il sistema di forze non può rimanere invariante durante la deformazione plastica, arbitrarietà della scelta del punto di controllo etc.) le operazioni sono banali SE si dispone di una curva forza deformazioni attendibile. E questo è il punto che è "nascosto" dalla banalità del procedimento successivo e che anche nella nostra normativa non viene toccato come se fare un'analisi limite sia un gioco da ragazzi. Non lo è assolutamente. Quando si parla di procedimenti non lineari bisogna sempre andarci piano. Non vi è in essi nulla di banale. Quindi se servono



per approfondire dei comportamenti strutturali, per essere messi in guardia da possibili problemi (instabilità, imbozzamento etc.) vanno benissimo ma se vi si deve basare acriticamente la sicurezza di un intero progetto ci andremo piano. Anche perché questo tipo di analisi è più richiesto per strutture i cui materiali hanno un comportamento tuttora non del tutto chiaro: muratura e calcestruzzo.



*Cerniere plastiche formatesi nei pilastri per la struttura mal dimensionata del diagramma precedente.  
Con la gerarchia delle resistenze si deve evitare questo schema di collasso.*

Questa osservazione la facciamo non in senso generale ma nel senso particolare di un uso “quotidiano” e acritico come si è costretti a fare nella pratica professionale che è molto diversa dalla ricerca. Nella nostra attività aziendale di assistenza clienti vediamo strutture mal modellate, modellate con un eccesso di particolari che appesantiscono la mesh e rendono incontrollabile il modello. In questo scenario l’analisi di capacità intesa come strumento burocratico per progettare con più speditezza ci pare davvero un giocattolo pericoloso.

Va detto con molta chiarezza che i modelli di calcolo e la loro implementazione vanno validati cioè, nella chiara definizione di validazione data da ISO 8402: “Conferma del soddisfacimento di particolari requisiti relativi a un determinato impiego”. Ora per la validazione occorrono dunque requisiti e possibilità di confermarne il soddisfacimento. Nel caso del software per ingegneria questo vuol dire avere dei “benchmark” accreditati sui quali confrontare i risultati ottenuti. E non uno solo, ma un’intera “batteria” di benchmark che consenta una validazione su tutta la gamma di possibile utilizzo.

Ora, con la trave a fibre si è ottenuta una buona concordanza di risultati con test sperimentali e vi è una certa letteratura che consente una validazione e quindi l’analisi a collasso (la base della “pushover” della normativa) risulta cre-

dibile per materiali come il calcestruzzo e l'acciaio ove si impieghino appunto elementi monodimensionali. E anche qui va detto che i criteri di modellazione cambiano e si raffinano rispetto alle analisi lineari e richiedono, per avere risultati attendibili, una certa pazienza ed esperienza. Ad esempio, per dirne una per tutte, raramente la mesh può avere nodi coincidenti con quelli detti “naturali”, e cioè legati alla geometria della struttura, ma occorre suddividere gli elementi e certe volte con accortezza.

Ma abbiamo anche visto pochissime strutture modellate senza ricorrere a elementi piani. E ciò anche quando non sono necessari perché è invalsa l'abitudine di fare un modello “foto realistico” della struttura e non il vecchio “schema statico” e pertanto si affiderebbero ad analisi non lineari anche elementi piani di forma spesso irregolare.

Per gli elementi piani la letteratura non è concorde. I pochi casi prova disponibili sono soddisfatti solo con molta attenzione e raramente “al primo colpo” come è costretto invece a fare il progettista. Quindi allo stato attuale non sono validabili.

Esistono modelli semplificati che riducono il setto alla trave. Non ci convincono. I progettisti hanno bisogno di modellare con una certa libertà e ormai sono abituati a farlo. Se li si riporta (diciamo “riporta” perché lo si faceva 20 anni fa) a capire lo schema statico sembra loro di fare un passo indietro e non sono disposti a farlo perché i costi del progetto sono oggi troppo alti rispetto alle parcelle e si trova nel software non la soluzione a un problema di ingegneria ma a uno esistenziale. Quindi l'uso di elementi piani nell'analisi pushover ci lascia molto molto perplessi allo stato attuale.

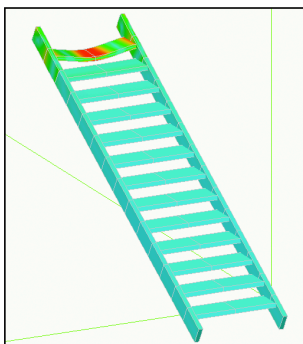
Inoltre se un prodotto non è validabile si dà alla software che lo produce un ruolo che essa non ha e si accetta un vuoto di competenze piuttosto assurdo.

## 9. MULTISTAGE

Per capire MultiStage pensiamo a un'azione che si svolge nel tempo. A esempio, stiamo scendendo una scala. A ogni passo avremo un nuovo schema di carico. MultiStage consente di trattare dei modelli strutturali che variano nel tempo e non solo rispetto ai carichi ma in modo libero e completo.

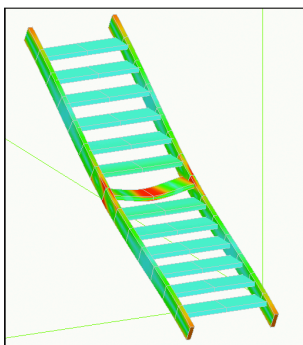
Vediamo prima l'esempio della scala.

Nella figura si hanno spostamenti e stati tensionali a colori del passo sul primo gradino.



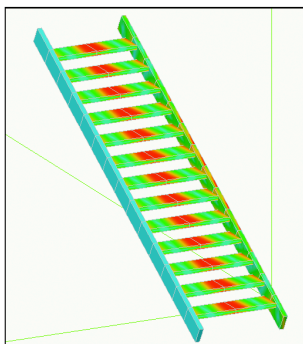
*Spostamenti e stati tensionali per il passo sul primo gradino.*

Così per tutti gradini. Vediamone uno centrale.



*Spostamenti e stati tensionali per il passo sul gradino centrale.*

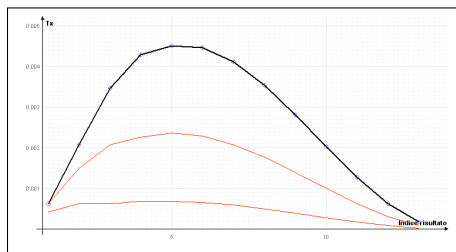
La cosa ora interessante è che possiamo involuppare le sollecitazioni e, da questo stato tensionale e deformativo che si evolve nel tempo, ricavare il quadro di involuppo che ci consente il progetto corretto della scala per tutte le variazioni del carico.



*Involuppo dello stato tensionale.*

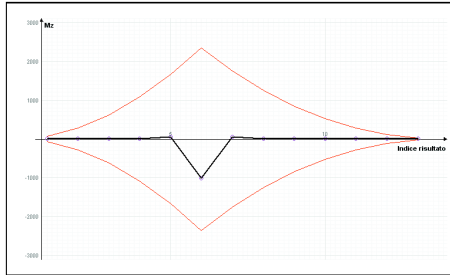
Possiamo post elaborare i dati delle fasi temporali in molti modi oltre alle combinazione e agli involuppi.

A esempio possiamo graficizzare la variazione di qualsiasi risultato. Nel grafico seguente, vediamo lo spostamento di tre gradini vicini allo spostamento del carico nelle varie fasi.



*Grafico dell'andamento dello spostamento su tre gradini successivi.*

Oppure la variazione del momento flettente nel nodo dove il gradino concorre nel cosciale graficizzando anche contemporaneamente i tre momenti flettenti dei tre elementi (in nero il gradino)



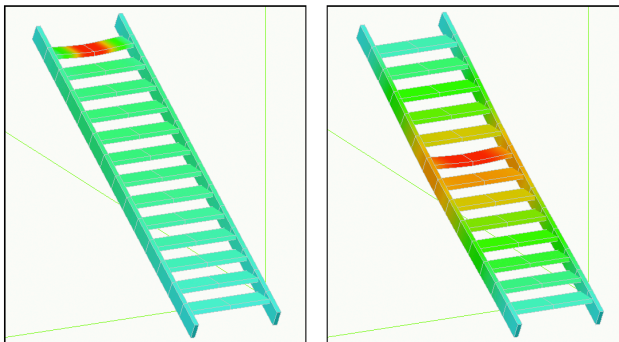
*Grafico dell'andamento del momento flettente nel gradino (in nero) e nel cosciale.*

Come abbiamo detto, la variazione del modello non si limita al carico. Questo caso lo abbiamo esaminato per primo perché è più intuitivo e quindi ci aiuta a capire le possibilità della nostra tecnologia MultiStage.

Ma possiamo anche cambiare la distribuzione delle masse, a esempio.

Vediamo cosa accade se si ipotizza l'evento sismico mentre il carico cambia da gradino a gradino.

Qui abbiamo gli spostamenti dovuti al sisma per i vari gradini.



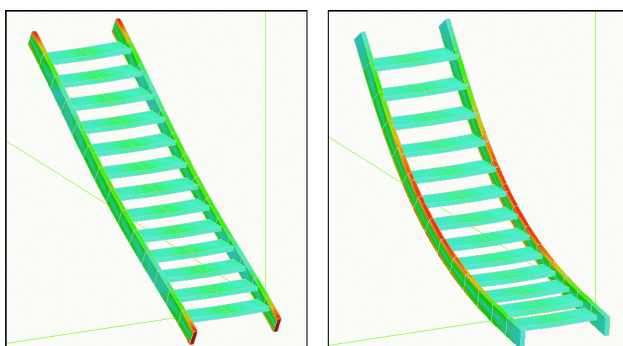
*Stato deformativo e tensionale da analisi dinamica di una massa in movimento.*

Anche qui possiamo fare gli involuipi delle sollecitazioni. Questo esempio ci ricorda il requisito di normativa per la distribuzione “accidentale” delle masse. Però qui la variazione è del tutto libera. Nel caso della distribuzione accidentale da normativa noi consigliamo di usare un'azione torcente equivalente perché è accettata dalla normativa ed è un metodo molto più pratico. Ma nel caso di variazione importante delle distribuzioni delle masse, a esempio un edifi-

cio industriale dove la dislocazione delle macchine può cambiare, o in un autosilo, la prescrizione normativa è insufficiente ma con la tecnologia MultiStage si può far fronte anche a questa evenienza.

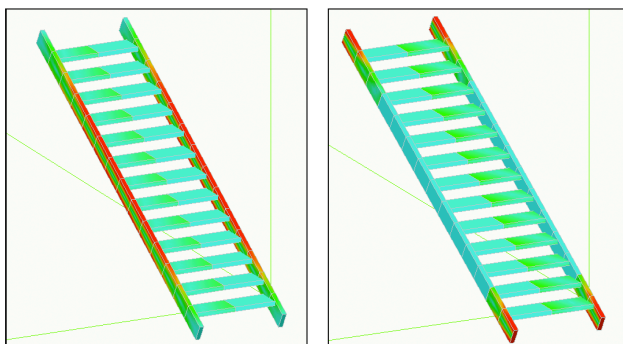
Per capire appunto la potenza della tecnologia MultiStage vediamo un'altra più drastica modifica del modello: il cambiamento dei vincoli. Immaginiamo di voler valutare cosa accadrebbe se gli incastrati dei cosciali si plasticizzassero e come dovremmo progettarli per far fronte anche a questa evenienza.

Abbiamo due fasi distinte in cui modificiamo i vincoli e abbiamo due insiemi di risultati distinti.



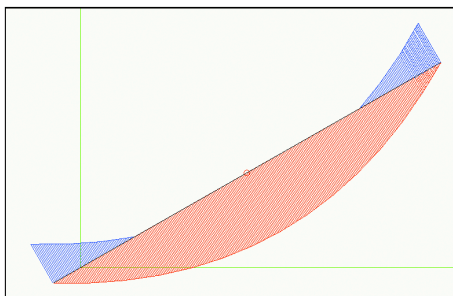
*Stato deformativo e tensionale della scala con due ipotesi di vincolo.*

E anche qui possiamo involuppare i momenti positivi e negativi per avere la situazione progettuale definitiva che comprende i due casi.



*Tensioni degli involuppi dei momenti flettenti positivi e negativi.*

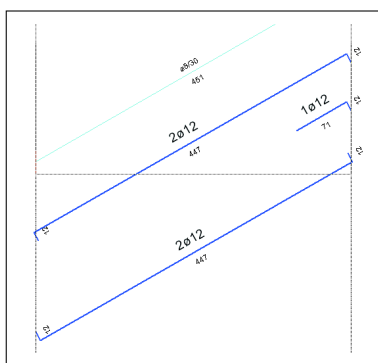
Ovviamente si possono avere anche dei diagrammi di sollecitazione involuppati. Certamente queste non sono solo rappresentazioni ma rispecchiano i valori numerici involuppati che saranno usati per il progetto e la verifica delle membrature.



*Classico grafico dell'involuppo dei momenti flettenti.*

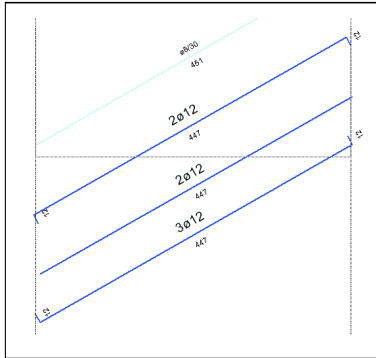
È importante capire che abbiamo un solo modello che ha in sé più stadi (o fasi). Non due modelli distinti. E infatti di questo unico modello abbiamo due insiemi di sollecitazioni ben distinti ma attinenti lo stesso modello. Questi due insiemi di sollecitazioni possiamo usarle per il progetto.

In EasyBeam, a esempio, se progettassimo le armature per la sola prima fase (quella degli incastrati) otterremmo questo risultato.



*Armatura ottenuta con EasyBeam per il modello incastrato.*

Se invece eseguiamo il progetto per la seconda fase (cerniere) avremmo la seguente distribuzione.



Armatura ottenuta con EasyBeam per il modello incernierato.

Ma la tecnologia MultiStage ci consente, in un unico modello, di avere le armature per l'effetto combinato delle due situazioni diverse. Infatti facendo le combinazioni dei due stati di sollecitazione:

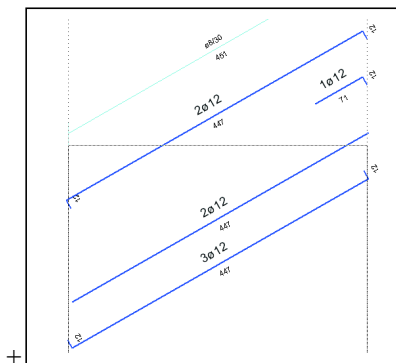
Combinazioni di Carico

Fissa	#	(15) #1	(14) #1
<input checked="" type="checkbox"/>	1	1.00000	0.00000
<input checked="" type="checkbox"/>	2	0.00000	1.00000

Combinazioni automatiche

Combinazioni in EasyBeam per considerare contemporaneamente le sollecitazioni delle due fasi.

Otteniamo l'armatura necessaria per sopperire ai due stati diversi di sforzo.



Armatura in EasyBeam per ricoprire le esigenze di entrambe le fasi.



