



Concetti di ingegneria antisismica

ottobre 2007

Roberto Spagnuolo

© 2007, Softing srl.

Questo testo è stato redatto a cura della Softing srl. E' proprietà della Softing srl. La diffusione è consentita solo a patto che sia integra e che venga integralmente riportato il testo, il titolo e la proprietà. La copia parziale per inserimento o per citazioni è espressamente proibita se non è chiaramente citata la fonte. Questo testo contiene opinioni e consigli della Softing srl sui quali la Softing non assume alcuna responsabilità né in merito alla esattezza né alla applicabilità a casi specifici.

Premessa.....	6
Presentazione del corso.....	6
Normativa e ingegneria antisismica.....	7
1. La simulazione virtuale.....	10
2. La duttilità.....	30
3. La tecnica dello spettro di risposta.....	37
4. Duttilità delle membrature in calcestruzzo armato.....	41
5. Effetti del secondo ordine.....	50
6. Analisi dinamica nel dominio del tempo.....	61
7. Capacity design.....	72
8. Multistage.....	77

Premessa

Questo testo costituisce una “traccia” stesa durante la preparazione del corso. Nelle parti più tecniche rispecchia abbastanza fedelmente gli argomenti toccati nel corso anche se tali argomenti sono stati sviluppati in modo diverso secondo le esigenze. Nelle parti introduttive e generali invece si tratta solo di idee fissate per agevolare l'esposizione in quanto durante il corso si è andati, per certi argomenti, molto “a braccio”.

Pertanto non si ha alcuna pretesa di completezza o chiarezza né tanto meno di esattezza. Questo testo è stato reso disponibile su richiesta degli intervenuti ai corsi che desideravano, oltre al volume “Percorsi progettuali” loro dato in omaggio, avere una traccia del corso. Quindi va inteso in questo senso e con questo spirito.

Per chi non ha assistito al corso, aggiungiamo che agli argomenti teorici qui trattati si intercalavano degli esempi fatti al computer che allargavano in genere l'argomento estendendolo quasi sempre a situazioni “insolite” per portare l'ascoltatore sempre verso una immagine più rilassata e aperta possibile del problema.

Un altro elemento che ci piace notare, e che per la prima volta è stato introdotto in questo settore, nei limiti delle possibilità di persone come i relatori con formazione prevalentemente tecnica, è stata l'idea di ravvivare l'esposizione con una esposizione “a due voci” tra i relatori che aveva la funzione di porre in modo diretto le domande che si presumeva potessero voler fare gli intervenuti. A nostro avviso questa “tecnica” ha aiutato a rendere meno stancante un argomento non certo “leggero” soprattutto se trattato così a lungo come in questo corso. Speriamo che il nostro sforzo di seguire anche tecniche di comunicazione specifiche per dare la maggiore utilizzabilità di questo nostro sforzo sia stato gradito ai presenti.

Presentazione del corso

Sono quattro anni che è uscita la “nuova” normativa antisismica.

Noi, come molti altri, siamo stati coinvolti da più esigenze ad approfondire gli aspetti della normativa.

Da una parte siamo stati chiamati a fare dei corsi e ci siamo confrontati con i più diversi livelli di conoscenza e con le più diverse esigenze dei progettisti.

Ma più che altro abbiamo dovuto progettare il software in grado di rispondere al meglio ai requisiti della nuova normativa. E non solo, abbiamo dovuto preparare i nostri utenti all'uso dei nostri programmi con la nuova normativa perché, purtroppo, una “cultura” del calcolo automatico delle strutture non è affatto diffusa.

Fare software, contrariamente a quanto molti pensano, non è una attività “compilativa” ma sofisticatamente progettuale. Almeno, se si fa software seriamente. Quindi non abbiamo potuto limitarci a vedere i requisiti di normativa come fatti “burocratici” e procedurali. Si richiede l'x % di staffe in tali condizioni? E noi ce le mettiamo. Questo sarebbe stato un approccio sbagliato progettualmente e perdente come politica industriale. Noi abbiamo dovuto risalire alle fonti della normativa per comprenderne le esigenze più nascoste in modo da consentire ai nostri prodotti di

dare le risposte più ampie e soddisfacenti per i nostri clienti.

Per questo noi ci teniamo molto a dire che siamo “diversi” e che il nostro software “fa la differenza”. Perché noi crediamo che andando nel cuore del problema si offre una soluzione valida, se invece lo si affronta solo per dare una risposta contingente, non si costruisce, non si progetta e in definitiva non si dà un buon servizio al cliente.

Questo corso è ispirato proprio a questa filosofia di approccio: non fermarsi alla superficie della norma ma vedere i motivi fisici dell'approccio che la normativa propone ma non dice e poi di vedere le prescrizioni che ne scaturiscono come un “sotto prodotto” dell'idea generale. Una volta padroneggiato il principio informatore, il resto è molto banale.

Quindi quello che oggi faremo e fare delle “fotografie” degli aspetti fisici del progetto antisismico e cioè non degli approfondimenti calcolistici ben noti e forse poco utili a chi usa sistemi informatici, ma delle “immagini” dei problemi perché se ne capisca la portata e si sia in grado, da progettisti, di muoversi in uno spazio di conoscenza corretta.

Per questo motivo abbiamo fatto di tutto per studiare un approccio molto semplice evitando formule. I meno attenti non si lascino ingannare. Farsi aiutare dalle formule è molto semplice: un linguaggio sacerdotale che spesso serve a nascondere non-conoscenze e incertezze. Inventare invece un percorso didattico che speriamo sia convincente e utile è ben altra impresa.

Il corso quindi si svolgerà a vari livelli. Una presentazione del problema fisico che sottende l'ingegneria antisismica. Il problema verrà illustrato non tramite formulazioni teoriche ma tramite la risoluzione numerica caso per caso con i nostri programmi e quindi sarà una sorta di approccio “sperimentale” e non teorico. Alla illustrazione di questi “esperimenti” affiancheremo la risoluzione di alcuni di essi direttamente con i nostri programmi per introdurre gradatamente le tecniche di approccio consapevole a qualsiasi approfondimento tecnico con programmi flessibili ed evoluti come i nostri.

Appena i concetti generali saranno stati tutti esposti, intercaleremo queste illustrazioni dei principi di base con la soluzione di problemi di analisi e progetto di strutture con modelli completi fatti sempre con i nostri programmi. Questo terzo livello di lettura del corso serve sia a farvi conoscere il nostro modo di approcciare il problema sia a farvi vedere il nesso causale immediato tra principio fisico o normativo e risvolto progettuale e di calcolo.

Abbiamo investito molta passione e molte energie nel pensare e preparare questi corsi. Speriamo di essere riusciti nell'intento di darvi delle informazioni senza soprattutto annoiarvi.

Normativa e ingegneria antisismica

La normativa non è una “linea guida” di progetto, come molti la intendono ma rappresenta dei requisiti minimi che devono essere osservati in una struttura.

Purtroppo la normativa in Italia è “cogente” nel senso che va rispettata perché è una legge. Diciamo purtroppo perché questo fatto ha generato una mentalità progettuale più volta al soddisfacimento dei requisiti di legge che non di progetto.

Ciò non di meno la normativa si basa su criteri progettuali e ne indica i metodi e i parametri secondo

cui deve essere applicati tali criteri.

Possiamo quindi vedere la normativa come una raccolta di elementi emergenti e visibili di un substrato invisibile che li collega tutti. Il substrato sono i criteri progettuali. Se non si conoscono o capiscono a fondo tali criteri, la norma appare come una disordinata collezione di prescrizioni astruse. Si possono anche criticare certe prescrizioni o il modo in cui sono espresse ma è innegabile che derivano da un concetto unitario che purtroppo non è sempre chiaro a tutti e nessuno in genere si spende per renderlo noto.

La normativa antisismica che da circa quattro anni ci vien proposta in varie forme è basata sull'Eurocodice 8 e quindi nulla di nuovo e l'Eurocodice 8 è basato su “moderni” metodi di ingegneria antisismica. Anche questi si possono valutare eventualmente anche non condividere ma prima bisogna conoscerli.

Molti corsi sulla normativa si perdono nell'esame dei singoli paragrafi illustrandone il contenuto. I dettami della normativa sono facilmente comprensibili, non serve certo chiarirli a dei professionisti. Quello che occorre chiarire è invece quanto soggiace alla normativa per far vedere come i singoli provvedimenti scaturiscano da questo disegno generale. E questo vogliamo fare con il nostro corso, un corso prezioso perché questo approccio orientato più alla cultura che non alla nozione non è comune ed è tutto da costruire.

In una sintesi estrema, utile soprattutto per capire come e perché abbiamo strutturato in questo modo questo corso, possiamo dire che la moderna ingegneria antisismica parte da queste considerazioni:

Una struttura deve reagire a eventi sismici di bassa intensità non danneggiandosi e quindi non subendo deformazioni plastiche, cioè restando in campo elastico.

Per eventi più intensi, la struttura può danneggiarsi, cioè subire deformazioni plastiche, ma non deve collassare.

Il secondo punto si può ottenere facendo valutazioni in campo non elastico facendo affidamento sulla duttilità della struttura e quindi sulla sua capacità di dissipare energia per deformazione plastica

La difficoltà di ricorrere ad analisi non lineari, indispensabili perché il comportamento duttile può essere descritto solo da leggi non lineari, viene risolta con un ampliamento della già collaudata e semplice tecnica dello spettro di risposta tramite con la riduzione degli spettri elastici a spettri di risposta che tengano conto del comportamento anelastico in funzione della duttilità della struttura e più in generale, della morfologia della struttura.

Poiché questa riduzione degli spettri elastici è fattibile usando parametri pre-calcolati per varie e ben definite tipologie strutturali (fattore di struttura), nella realizzazione della struttura si devono scrupolosamente rispettare i criteri usati nel definire i modelli della tipologia strutturale “campione” questo soprattutto per conseguire la duttilità che in tali modelli si è ipotizzata. Va notato che certe prescrizioni che possono sembrare solo di “buon progetto” in zona sismica (regolarità etc.) sono invece ANCHE prescrizioni per operare su modelli analoghi a quelli di riferimento. Questo particolare non deve essere trascurato!

Visto così, il coacervo di prescrizioni articolata nel modo tipico delle leggi e non delle linee guida

progettuali, anche se non perdono l'odore di avvocato mentre vi vorremmo più sapore di cemento, sono assolutamente e facilmente comprensibili.

La parola chiave della moderna normativa antisismica è “duttilità”. Ed è il file-rouge che la percorre e che percorrerà in gran parte questo nostro corso.

1. La simulazione virtuale

Introduzione al corso

Questo corso-incontro vuole essere diverso da quelli che si sono susseguiti in questi ultimi quattro anni sul tema delle nuove normativa.

La nuova normativa ha sollevato una serie di problemi e destato degli allarmismi che francamente non si comprendono. I contenuti sono noti da anni in quanto non solo frutto di studi sulla progettazione antisismica che datano almeno venti anni e poi questi criteri sono negli Eurocodici da almeno dieci anni. Quindi ci si chiede il motivo di tanta preoccupazione per cose che dovrebbero essere più che familiari per ogni progettista.

Il problema di fondo è che forse l'ingegneria strutturale si è andata involvendo verso una visione quasi cabalistica e esoterica, complice in questo anche un certo mal uso l'uso di quella “palla di vetro” che è il software per ingegneria strutturale, per cui si è perso lo scopo di certe modellazioni matematiche e cioè quello di “simulare” la realtà per capire come operare al meglio. Prevale, complice l'aspetto cogente delle norme, l'aspetto burocratico e procedurale del progetto.

Ci sono due aspetti invece, a nostro avviso, fondamentali.

Primo punto. La “moderna” ingegneria antisismica si basa su CONCETTI non del tutto nuovi ma certamente poco noti ai più e certamente poco applicati con consapevolezza. Intendiamo, sommariamente, parlare dei criteri atti a far dissipare energia alla struttura ricorrendo alla conoscenza dei meccanismi di duttilità, di gerarchia delle resistenze e così via.

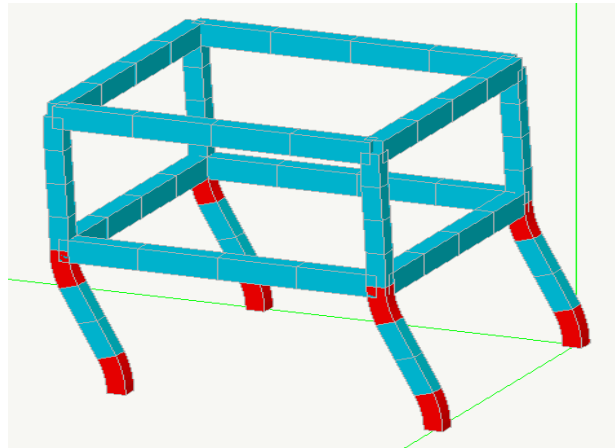
Secondo punto. L'uso del software è indispensabile nella progettazione antisismica. Ma c'è una domanda che non ci si vuole fare perché è comodo non farsela. Quale deve essere il ruolo del software nella progettazione. Come si diceva, il prevalere di un atteggiamento procedurale e burocratico può far credere che il software per progettare sia paragonabile, nel suo ruolo, a quello gestionale. E molti programmi per ingegneria sono progettati in tal senso. Ma è corretto? Noi riteniamo di no. L'ingegneria ha troppe variabili e non si presta a essere “in scatolata” salvo problemi molto standardizzati e ripetitivi. Ma sappiamo bene che anche in una banale villetta di due piani vi è una tale variabilità morfologica e strutturale che può essere ricondotta solo con molte approssimazioni a uno “standard”. Quindi il software per ingegneria non può essere procedurale e deve poter dare risposte TRASPARENTI. Quello che c'è dentro la scatola nera del software si deve poter VEDERE.

Quindi in questo incontro-corso ci siamo proposti di affrontare i temi del progetto antisismico non solo dal punto di vista delle prescrizioni normative, che sono banali, ma dei criteri di fondo. E poiché tali criteri si riescono a spiegare molto bene usando software che abbia il requisito della generalità, della potenza, della TRASPARENZA, il nostro intento è di mostrare CONTEMPORANEAMENTE i DUE aspetti fondamentali e cioè i criteri progettuali e la loro simulazione tramite software.

I temi che tratteremo sono quindi i seguenti:

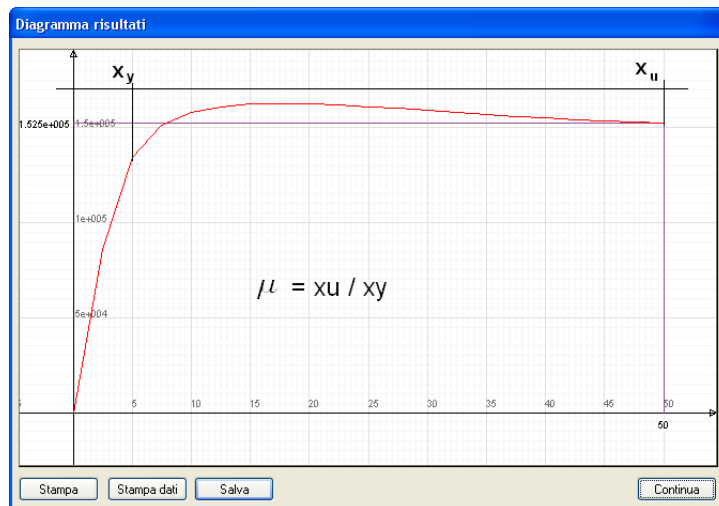
Simulazione virtuale

Mostreremo la “frontiera” che si è raggiunta con la sofisticata modellazione dei materiali.



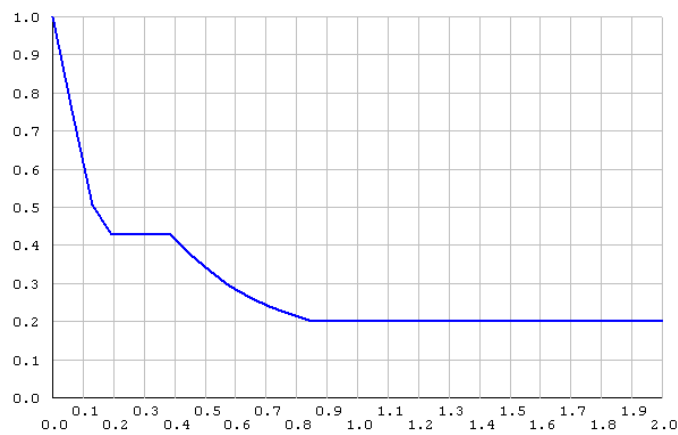
Duttività

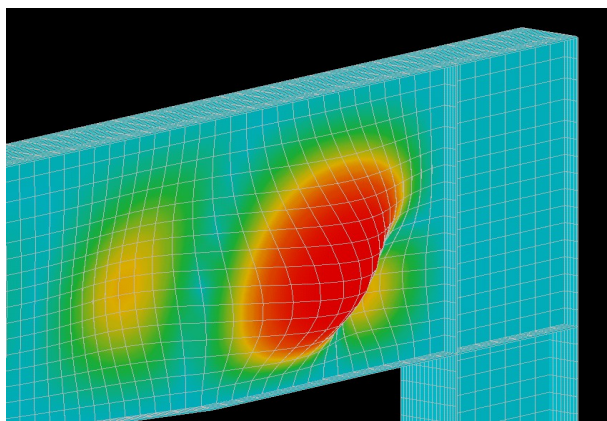
Ne vedremo l'importanza fondamentale nel progetto di strutture sismoresistenti.



Le tecnica dello spettro di risposta

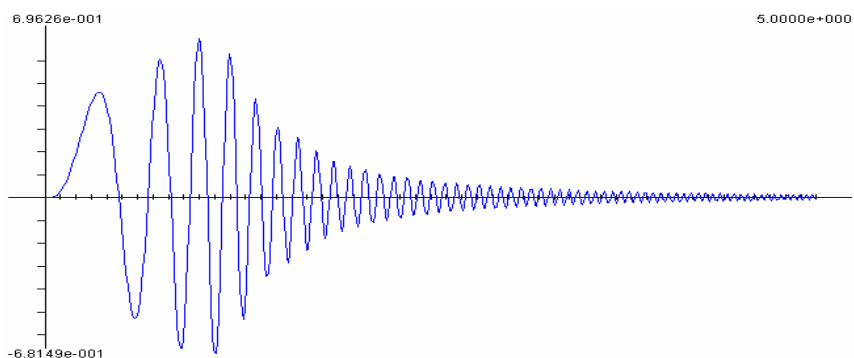
Faremo vedere la natura dello spettri di risposta e l'influenza che hanno sul progetto.





Analisi nel dominio del tempo

Illustreremo la differenza tra analisi spettrale e nel dominio del tempo. Mostriamo e useremo gli accelerogrammi di “famosi” terremoti.



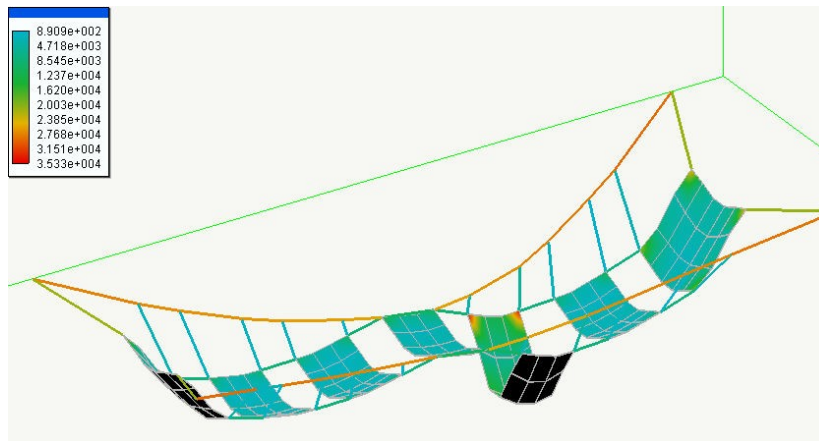
Capacity design

Illustreremo le tecniche di capacity design (“pushover”).



Multistage

Faremo vedere la nostra nuova tecnologia MultiStage per l'analisi di strutture in fasi temporali.



Vorrei fosse molto chiaro un fatto. Per avere dei benefici da questo corso, occorre sgombrare la mente dalla domanda assillante: ma io come faccio a fare la relazione di calcolo? Come faccio ad adempiere al comma tal dei tali? Cosa dirà il paragrafo a pagina tale? Non si deve tenere, in questo incontro, la mente sospesa nell'attesa continua di una risposta a una nostra esigenza contingente. Questa risposta viene da sola dopo che si sono COMPRESI i criteri di fondo. Quindi prendete questo incontro come una “passeggiata” nell'ingegneria antisismica e vedrete che alla fine della passeggiata avrete forse risposto a molte domande di fondo che sono più importanti e proficue del comma e del paragrafo.

Un'altra cosa della quale occorre sgombrare la mente in questo incontro, è quello di aspettare a ogni momento che si veda risolta sul monitor la vostra struttura. Non è questo il nostro scopo, non dovete pensare in termini di lavoro quotidiano. Gli esempi e le modellazioni che faremo non sono finalizzate a farvi vedere quanto siano i nostri programmi in grado di raffigurare i panorami della vostra quotidianità, quanto vi siano aderenti e quindi rassicuranti. Se facessimo questo non vi daremmo molto. No. Noi qui vogliamo far vedere come i nostri programmi sappiano modellare la REALTA' e quindi quanto in essi vi siano contenuti che, usati poi appunto nella quotidianità, vi diano la sicurezza di operare con modelli matematici affidabili. Quindi noi vi apriamo la scatola nera del nostro software che è una scatola preziosa e delicata e va guardata con attenzione e cura, non vi facciamo vedere i fuochi di artificio, anche se potremmo benissimo farlo, perché i fuochi d'artificio di renderizzazioni di grosse strutture di strutture magari note fanno pubblicità ma non fanno capire.

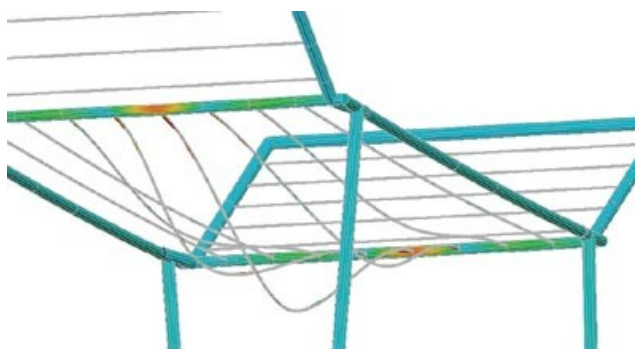
E il nostro intento oggi, qui, è quello di capire.

Poiché come ho detto, oggi vedremo esempi quasi da manuale, voglio sgombrare il campo definitivamente dal dubbio che i nostri programmi siano per l'accademia. Con i nostri programmi si lavora. E ci lavorano organizzazioni e studi professionali prestigiosi tra cui Servizio Nazionale Dighe, Presidenza del Consigli dei Ministri, Ferrovie dello Stato, ENEL, Sogin, ENEA.

Qui poter fare una panoramica di fotografie o modelli di strutture progettate con Nòlian. In ormai 24 anni che Nòlian esiste (nacque nel 1983 con il nome di MacSap) di strutture ne sono state fatte tante. Ma vi farò vedere la mia struttura preferite: lo stendino “Tapiro”.



Questo stendino è stato analizzato dalla casa produttrice, per motivi di certificazione di qualità, prima con Ansys e poi con Nòlian versione FreeLite. Ovviamente le analisi fatte con Ansys, commissionate a una società di consulenza erano piuttosto costose: la versione FreeLite di Nòlian le ha rese... gratuite. Ma quello che mi affascina di questa struttura e che pure in un oggetto così comune e casalingo vi sono problemi non lineari notevolissimi.



In questa immagine le tensioni e le deformazioni. Guardate come il carico sulla sola corda centrale induca una torsione nei profili tubolari di appoggio che a sua volta determina la deformazione delle cordicelle vicine. Non che avessimo dubbi ma anche in questo difficile problema non lineare Nòlian ha ottenuto risultati coincidenti con quelli del costosissimo Ansys. Chi vuol sapere di più dello stendino Tapiro può vederne la case history completa sul nostro sito: www.softing.it.

Quindi sgombrato, credo e spero, il campo dal dubbio che i nostri programmi, che useremo per il corso, siano complicati da usare o adatti solo a cose “difficili” e visto che ci si fanno ogni giorno migliaia di metri cubi di strutture importanti, ora li useremo per approfondire i problemi di base dell'ingegneria antisismica.

Questa mia è solo una introduzione al corso che vuole spiegare la strada che percorreremo. Per fare questo intendo mostrare soprattutto che i modelli matematici oggi disponibili e implementati nei programmi sono in grado di “simulare” la realtà in modo molto sofisticato consentendoci di avere risposte a problemi complessi e fino a qualche anno fa senza soluzioni facili immediate.

Voglio cioè far capire che il software può essere una “marcia in più” per fare ingegneria e non soltanto uno strumento per fare burocrazia progettuale, per sfornare relazioni di calcolo” senza progettare. I meccanismi che vedrete illustrati non indicano che vi stiamo complicando la vita per progettare la villetta abbassando i costi e per portare la relazione tecnica al Genio Civile in tempi brevi. Vi mostriamo che quando voi usate i nostri programmi quello che se volete potete ignorare

invece ve lo mostriamo oggi per farvi capire la sofisticazione e la sicurezza di cui potete disporre.

Per fare questo farò solo un piccolo esempio introduttivo che vuol essere più che altro un esempio del metodo che useremo per approfondire altri argomenti e delle possibilità odierne del software per darci una simulazione accurata dei problemi fisici che sottendono il problema ingegneristico.

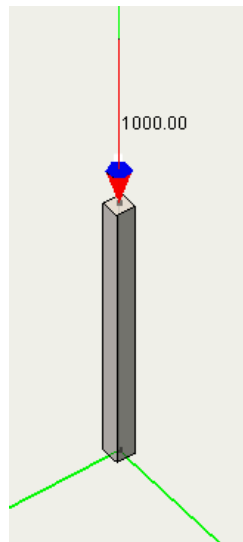


C'è un certo fascino nel minimalismo dal quale, confesso, sono personalmente soggiogato. Nelle piccole cose vi è il seme del tutto. Come il DNA nelle cellule e investigare la cellula elementare il sistema minimo che contenga il problema è come andare al nocciolo della verità. Per questo i benchmark si fanno su casi molto definiti e precisi, senza orpelli. Quindi i miei esempi, o meglio esercizi, saranno tutti su casi molto precisi e sintetici. Questo non vuol dire che il software che uso, Nòlian cioè, sia limitato, anzi, in questo modo ve ne mostro il cuore. Nella complessità c'è poca possibilità di chiarezza e conoscenza.

Esercizio 1

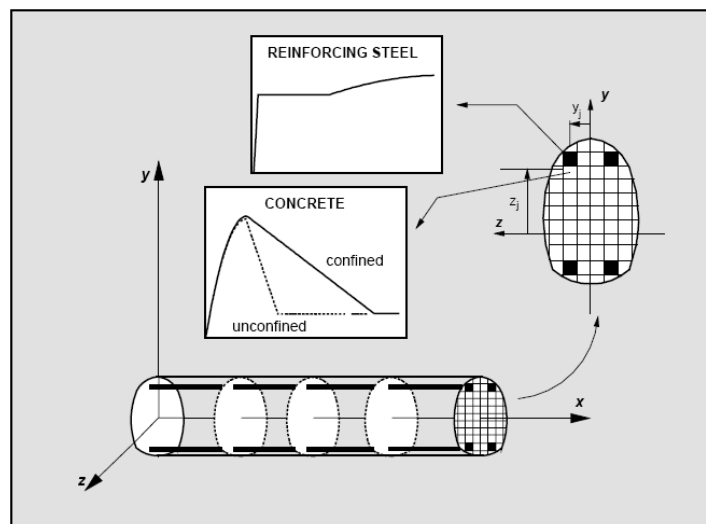
Il nostro Percorso ha dei tasselli costituiti da “Esercizi” nei quali con i programmi si intendono illustrare alcuni problemi strutturali. Il primo di questi Esercizi è appunto sullo stendino “Tapiro”. Qui per la prima volta entriamo nel campo della analisi non lineare. Confrontando sullo stendino, che presenta il difficile problema delle corde tese, i risultati di un'analisi lineare e non lineare vediamo gli effetti di non linearità geometrica come forniscono una soluzione non solo quantitativamente ma anche qualitativamente molto diversa. Inoltre notiamo come nell'analisi non lineare delle corde entri in gioco la tensione per cui la deformata della corda, con l'analisi non lineare, è inferiore a quella che si ottiene da un'analisi lineare.

Voglio investigare il comportamento di una struttura in calcestruzzo armato. Non mi interessa il comportamento, come ho detto, complessivo della struttura perché non mi farebbe capire bene i particolari. Quindi ricorro a un semplicissimo pilastro. Lo caricherò con una forza assiale in sommità e farò variare questa forza.

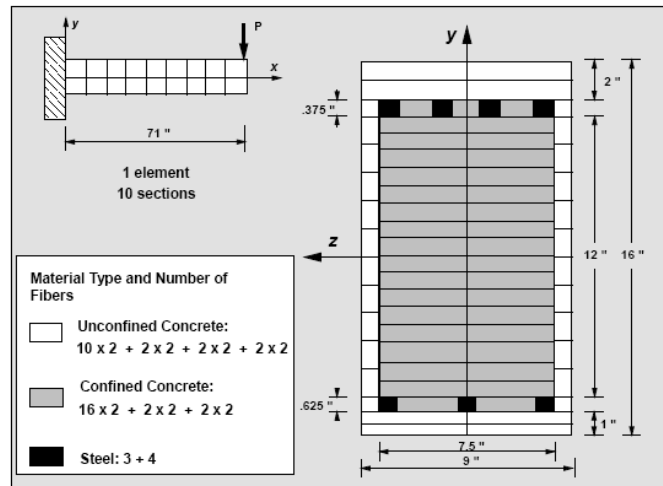


Oggi, con i software e i modelli di calcolo avanzati siamo in grado di modellare il comportamento non lineare del calcestruzzo armato con molta precisione.

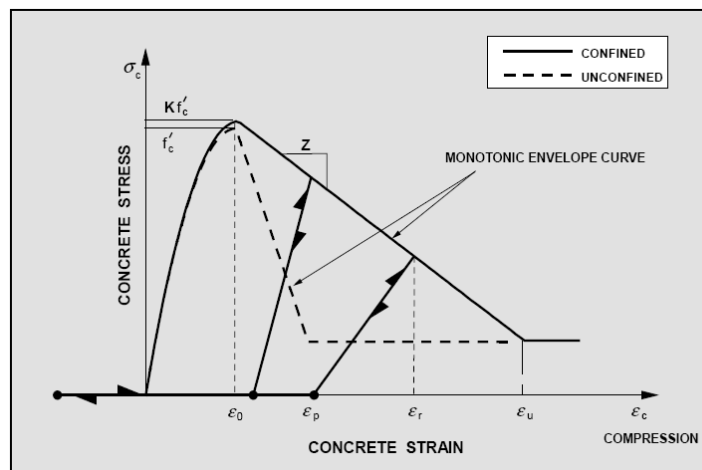
Per far questo useremo un elemento finito cosiddetto “trave a fibre”.



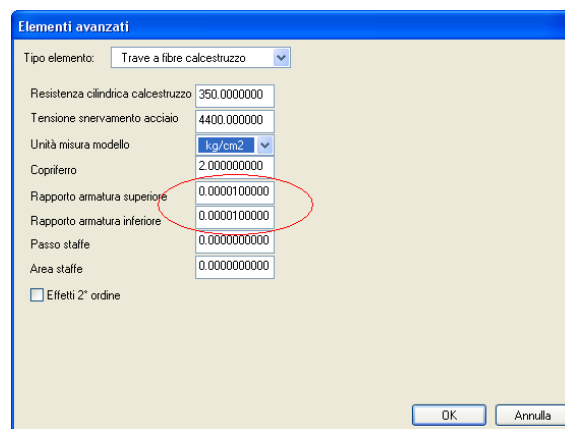
Nel quale ogni areola in sezione, considerata prolungata in lunghezza per tutto l'elemento, costituisce una “fibra” e può avere caratteristiche meccaniche sue proprie e quindi nella sezione si possono avere contemporaneamente materiali di comportamento del tutto diverso. E' importante notare, e lo vedremo meglio in seguito, che si può addirittura modellare in modo diverso il comportamento del calcestruzzo “confinato” nel nucleo da quello non confinato esterno alle staffe.



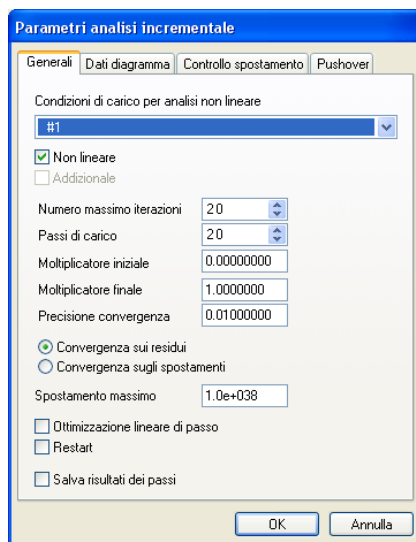
Qui di seguito vedete la funzione del legame costitutivo del calcestruzzo secondo Kent e Park, che è il più accreditato.



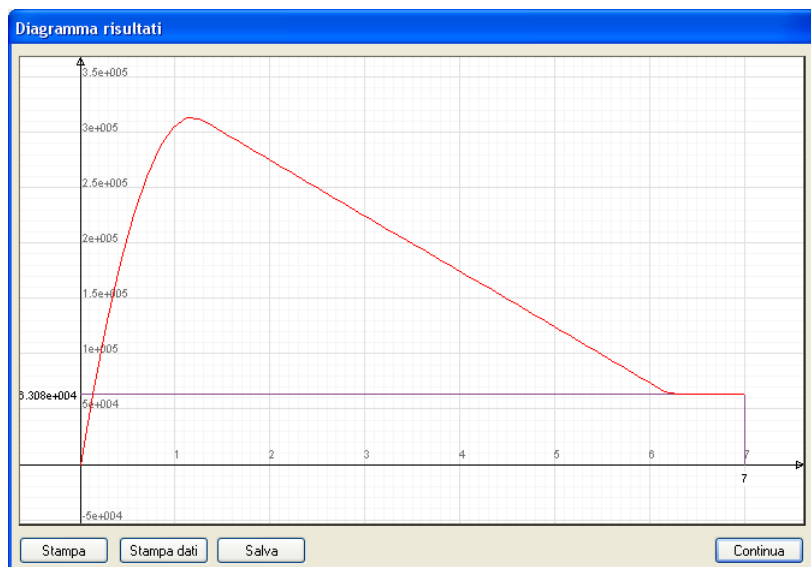
Credo non debba essere spiegata. Ora vedremo il nostro pilastro come si comporta. Poiché ci concentriamo sul comportamento del calcestruzzo, metteremo un'armatura insignificante.



Eseguiamo ora una analisi non lineare incrementale.

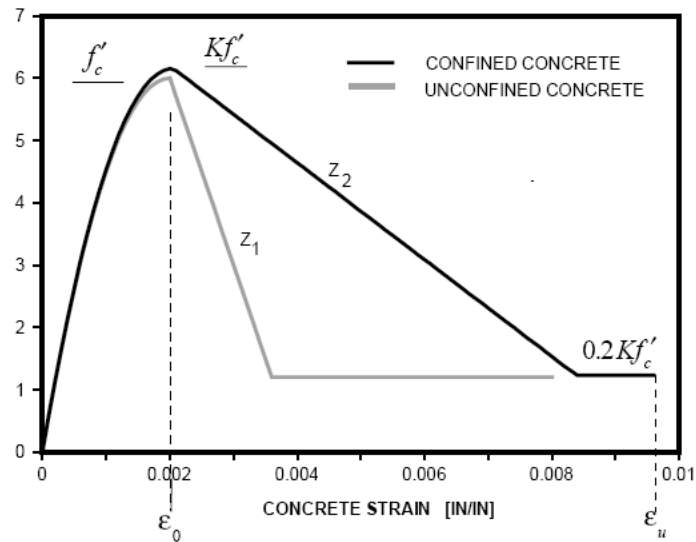


Ecco. Facendo crescere la forza in compressione abbiamo un diagramma che mostra il comportamento della legge di Kent e Park che è stata molto collaudata con casi sperimentali e quindi è molto vicina a descrivere il comportamento reale del pilastro.

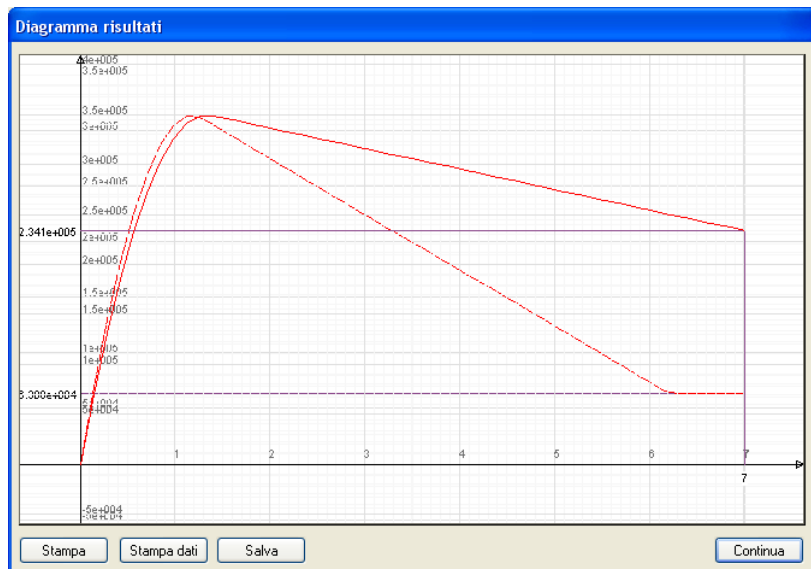


Ora per vedere a che punto di accuratezza si è arrivati, cambiamo la armatura trasversale. Facendo ripetere l'analisi vediamo come il “confinamento” del calcestruzzo abbia influito nettamente sulla resistenza del pilastro.

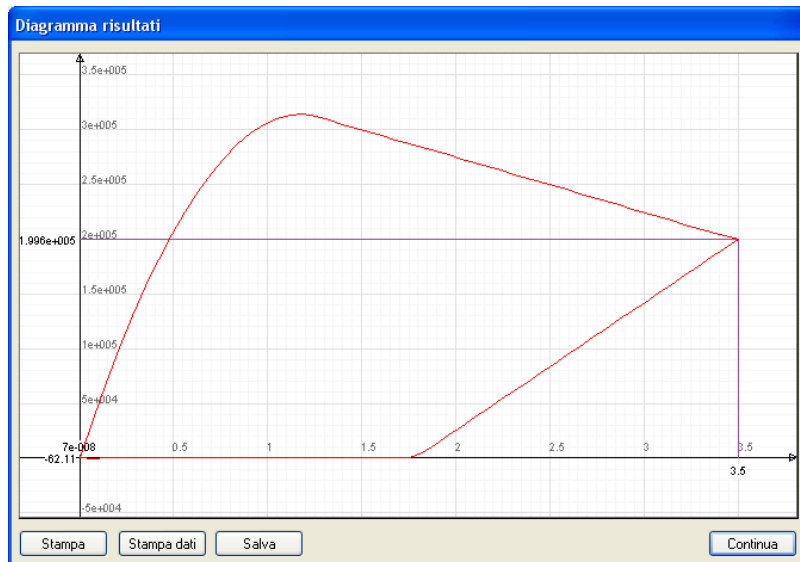
Questo è l'andamento del legame di Kent e Park.



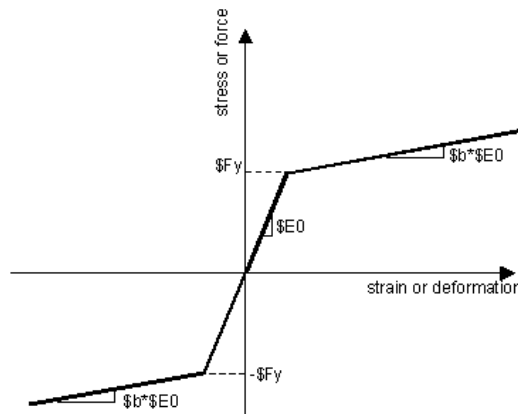
E in questa immagine, in sovrapposizione, i risultati ottenuti con il nostro pilastro.

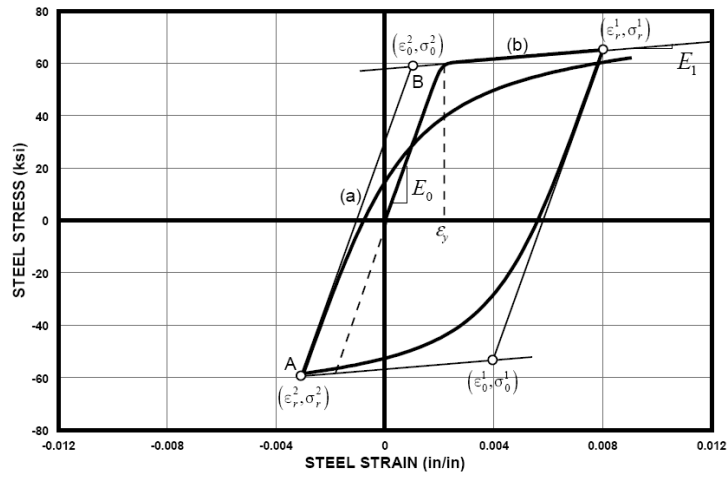


Ma ora facciamo un'altra prova. Dopo aver caricato il pilastro, lo scarichiamo. Come vedete il comportamento del calcestruzzo è molto complesso ma siamo in grado di seguirlo e “simularlo” in tutto il suo ciclo di carico e scarico come avviene in una struttura soggetta alle oscillazioni dovute a un sisma.

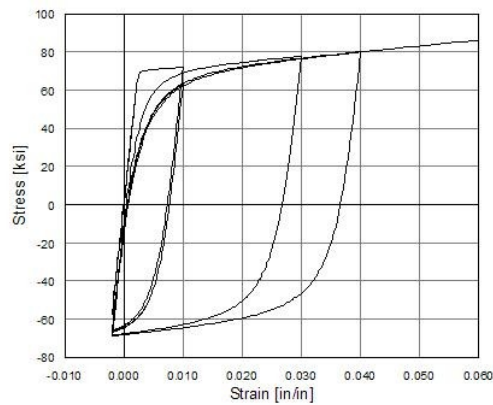
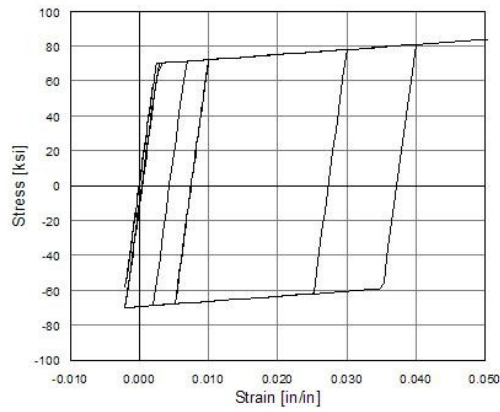


Lo stesso “esperimento” lo possiamo fare per l'acciaio. Questo è il legame dovuto a Pinto e Menegotto ed è anch'esso molto accreditato ed è molto sofisticato in quanto differisce sostanzialmente dal più semplice legame a “bilatera” (immagine sopra) più comunemente usato.



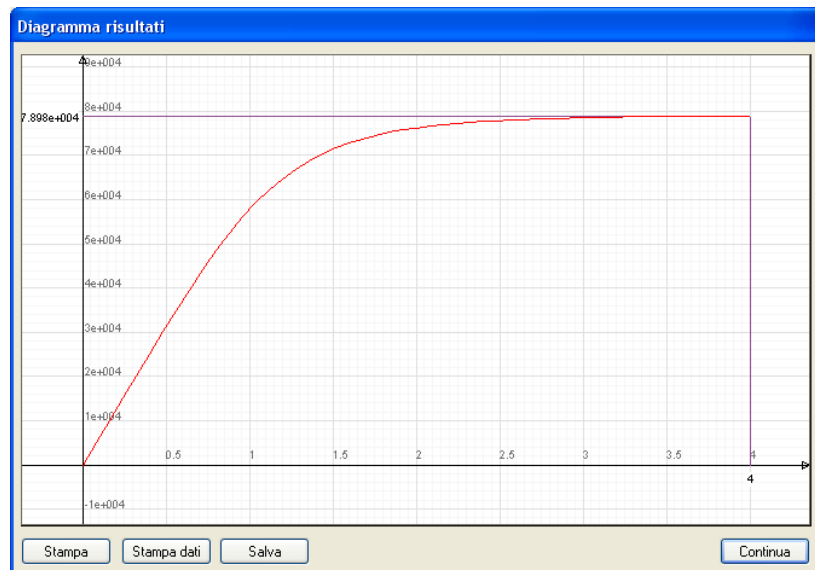


Qui vediamo un ciclo isteretico con incrudimenti isotropico del legame a bilatera e poi di Pinto-Menegotto.

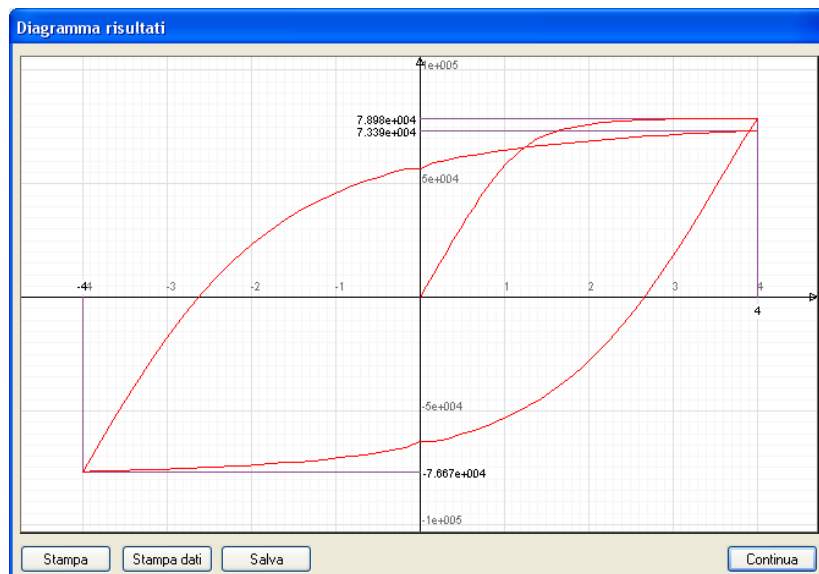


In questo pilastro mettiamo una resistenza irrisoria del calcestruzzo e una forte armatura per cogliere il solo comportamento dell'acciaio.

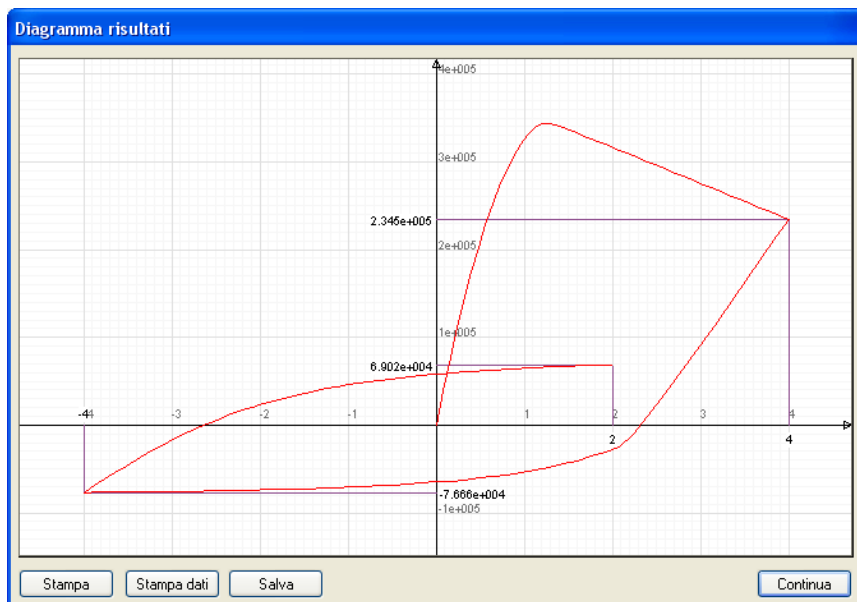
Vediamo prima cosa accade all'aumentare del carico.



E ora scarichiamo e caricando di nuovo, vediamo che la resistenza dell'acciaio è diminuita per lo snervamento occorso al primo ciclo. Come si vede, questo modello è molto sofisticato.

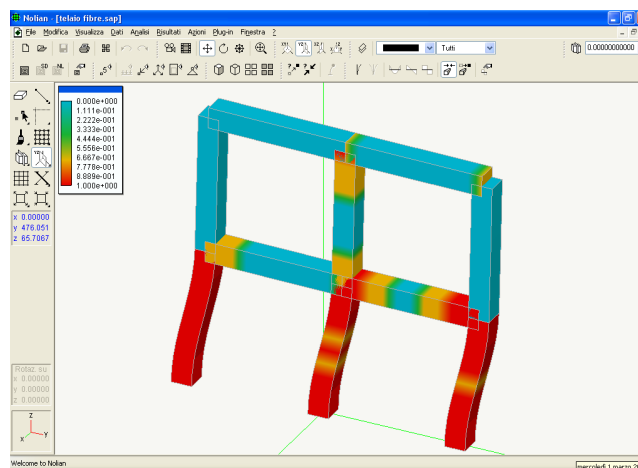


Abbiamo mostrato le due situazioni (solo acciaio o solo calcestruzzo) per poterle comparare con quelle teoriche. Ora vediamo il comportamento della sezione armata dove lavorano sia il calcestruzzo che l'acciaio. Anche qui eseguiamo un ciclo di carico, scarico e nuovo carico. Come si vede il comportamento della sezione è molto interessante.

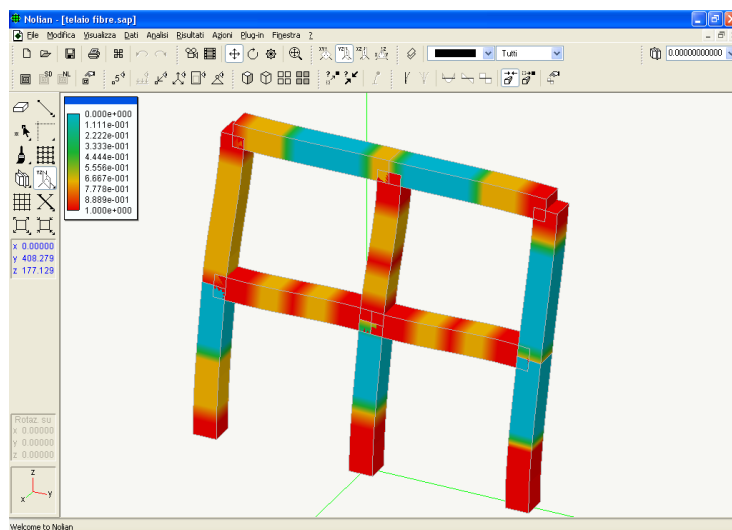


Chi ha un po' di dimestichezza con la progettazione antisismica avrà capito subito che avendo la possibilità di modellare il ciclo isteretico possiamo valutare la quantità di energia dissipata durante l'evento sismico e cioè possiamo tenerne conto nell'analisi e quindi siamo in grado di progettare con maggiore consapevolezza.

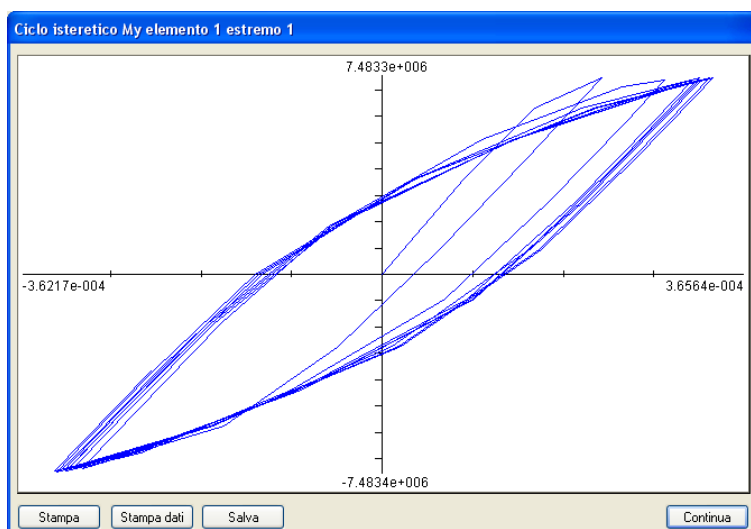
Infatti se consideriamo un semplice telaio, possiamo vedere la formazione di cerniere plastiche. Questa volta nei pilastri.



E, cosa molto interessante, vedere il differente meccanismo di collasso con una diversa distribuzione delle armature secondo quella gerarchia delle resistenze che inseguito approfondiremo.



Questo che segue è infine il ciclo isteretico del nostro pilastro inserito nel telaio sottoposto ad azione dinamica.



Inutile dirvi che l'area racchiusa dalla curva è un lavoro e quindi vedete già adesso, ma ci torneremo in seguito, che la duttilità dell'elemento, e cioè la sua capacità di snervarsi è quella che governa la dissipazione di energia. Questo ovviamente insieme a altri fenomeni come quello dello smorzamento che vedremo in seguito.

Spero di essere riuscito a tracciare una sorta di “guida” a per seguire questo nostro incontro-corso.

A me piace definire il software “cristalli di conoscenza”. Quando dopo un lungo e faticoso lavoro di implementazione di un algoritmo si è riusciti a curarne tutte le parti e a testarle e vederlo funzionare anche nei casi prova più complessi, sembra di aver racchiuso un piccolo grumo di conoscenza in uno scrigno da dove non andrà più perso e sarà sempre disponibile per consentirci di raggiungere nuove conoscenze. Oltre alla mia visione “poetica” del mio lavoro è vero che il software consente di accedere e usufruire di conoscenza che non sono proprie e quindi di accedere a una propria operatività amplificata dal software. Quindi il software attribuisce maggiore potere a chi lo usa. Inoltre se il software, come il nostro, consente di CAPIRE quello che si fa, di sperimentare, di provare varie soluzioni progettuali, il software fa anche CRESCERE professionalmente. Quindi uno

degli elementi che vorremmo diffondere in questo incontro è il concetto di software come elemento di crescita personale sia culturale che professionale.

Infatti i modelli matematici fanno parte della storia e delle conquiste dell'umanità. Per questo mi piace concludere questa introduzione con l'immagine della piramide di Dashur.

Questa piramide fu costruita inizialmente con un angolo di elevazione di 54° e poi, bruscamente, come si vede bene dalla foto, l'angolo di elevazione fu portato a 43° .



Il motivo di questo cambiamento molto probabilmente è da ascrivere al crollo della piramide di Meidum che si stava contemporaneamente ultimando e che aveva appunto, probabilmente, un angolo di elevazione di 54° .



Cioè i modelli dell'antichità erano euristici. L'esperienza costituiva l'unico strumento di previsione e di guida nelle scelte. E anche le piramidi, viste come simbolo di capacità costruttiva, non sfuggivano a questa esigenza di scrupolosa ricerca. Oggi le cose sono molto cambiate con i modelli matematici e ancora di più con la possibilità di gestire modelli matematici complessi tramite il calcolatore elettronico.

Ricordiamo che le prove e le sperimentazioni che faremo in questo corso si possono eseguire anche con le versioni FreeLite® dei nostri programmi, liberamente scaricabili dal nostro sito. Le versioni

FreeLite® hanno limiti molto ampi solo nelle dimensioni dei problemi da trattare.

Torno anche con la preghiera di non restare nell'attesa di risposte a vostri specifici problemi in questa nostra presentazione ma di seguire i fenomeni che governano il progetto antisismico e di capire come il nostro software, anche se voi certo non farete gli esempi dettagliati che noi faremo, ha in sé queste grandi capacità e che sono TRASPARENTI e, infatti, basta un piccolo esercizio come quello che ho fatto per portarle alla luce e renderle VALUTABILI ai fini della tranquillità con cui si deve usare un software.

Per questo il nostro payoff aziendale recita:

Il software che fa la differenza.

Con questo incontro speriamo di mostrarvi efficacemente i criteri di progettazione antisismica ma anche di farvi capire perché il nostro software fa davvero la differenza riportando il progetto al centro della scena.



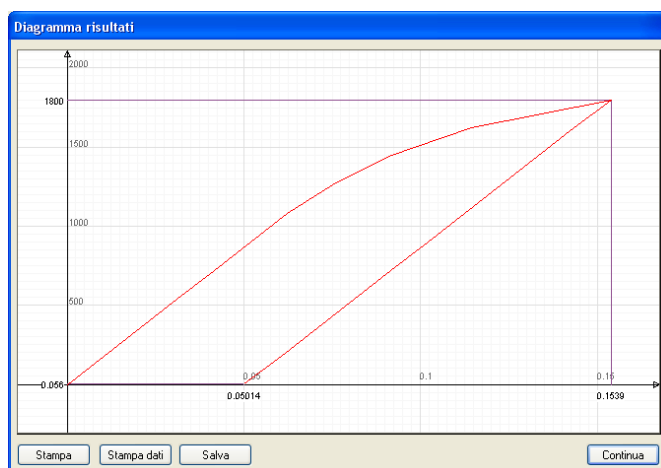
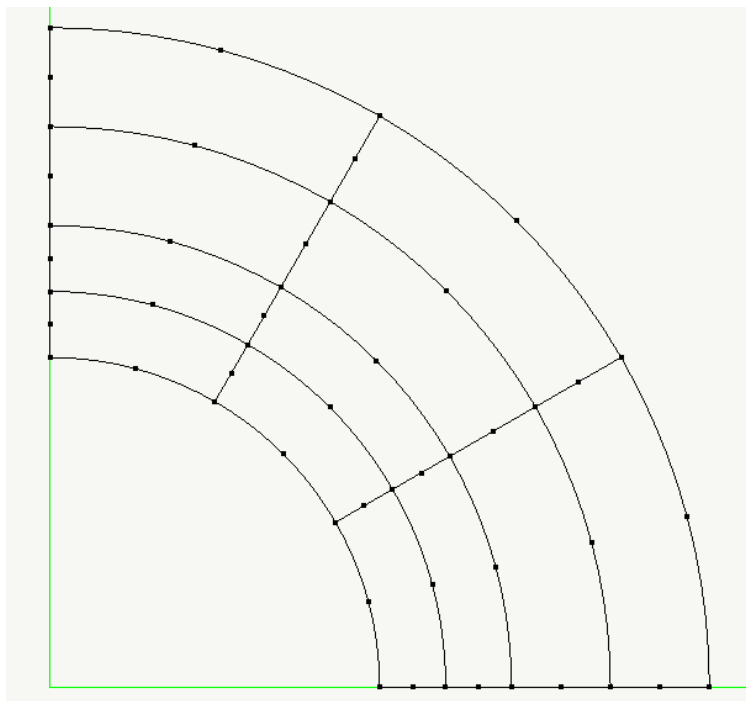
Nota: Le figure a sfondo grigio che illustrano la trave a fibre sono tratte dall'articolo di Taucer, Spacone e Filippou "A fiber beam-column element for seismic response analysis". Le altre sono tutte prodotte con programmi della Softing.

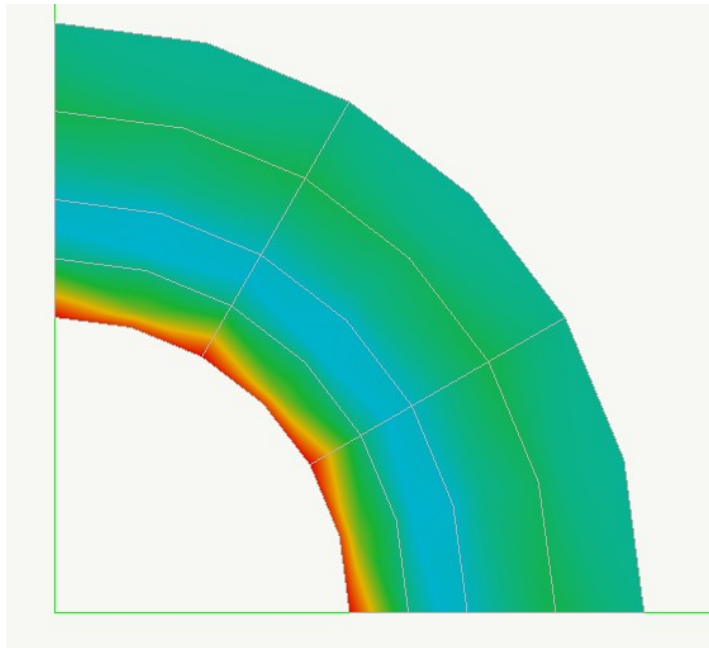
Esercizio 2

Con questo secondo Esercizio vogliamo uscire subito dal campo delle strutture formate da travi perché per avere una idea completa e aperta dell'ingegneria strutturale non si deve vedere un mondo fatto a telai altrimenti si perde buona parte della sensibilità strutturale che invece si acquisisce pensando la realtà piuttosto come un continuo. Quindi illustreremo un elemento strutturale particolare: un tubo indefinitivamente lungo soggetto a pressione interna del quale analizzeremo il comportamento plastico. In questo Esercizio useremo elementi a Deformazione Piana perché il tubo è indefinitivamente lungo e quindi si sviluppano tensioni longitudinali e useremo nel modello la simmetria radiale per ridurre le dimensioni del modello. Quindi è un esercizio molto interessante, conciso, nel quale si possono analizzare molti fenomeni con chiarezza.

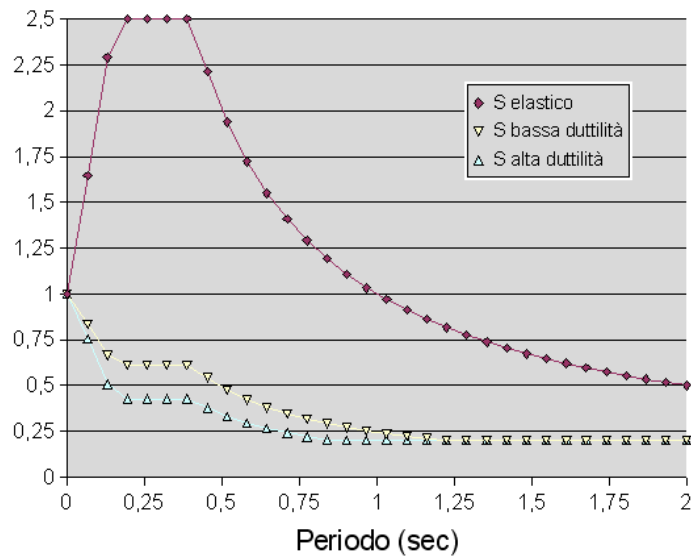
Di seguito riportiamo le figure della mesh e del diagramma forza-spostamento dove si ha un ciclo

di carico seguito da un ciclo di scarico. E' interessante notare come sia perfettamente chiara la deformazione plastica residua. Nell'ultima figura, le tensioni ideali mostrano una residua tensione circonferenziale dovuta alla plasticizzazione. Si possono vedere con questo esercizio, ma qui non ne riportiamo le immagini, anche come le tensioni non superino mai il valore limite e la plasticizzazione man mano si propaghi dall'interno all'esterno finché, plasticizzata tutta la sezione, non si ha più un equilibrio possibile e si raggiunge lo stato limite.





2. La duttilità



La nuova normativa antisismica ci propone per la prima volta non solo più spettri di risposta dipendenti dalle caratteristiche del sito ma anche spettri di risposta “elastico” e “limite ultimo”. Se li confrontiamo possiamo rimanere perplessi. Infatti lo spettro elastico impone che la struttura possa sopportare accelerazioni maggiori che non allo stato limite ultimo. Sembra un contro senso. Non lo è. Non lo è per un concetto che per la prima volta entra in modo esplicito nella normativa italiana: la duttilità. Questo “nuovo” concetto di ingegneria antisismica pervade tutta la normativa ed è la chiave di lettura di tutte le prescrizioni. Se non si capisce che sotto quasi ogni riga vi è la duttilità, non si può capire la normativa.

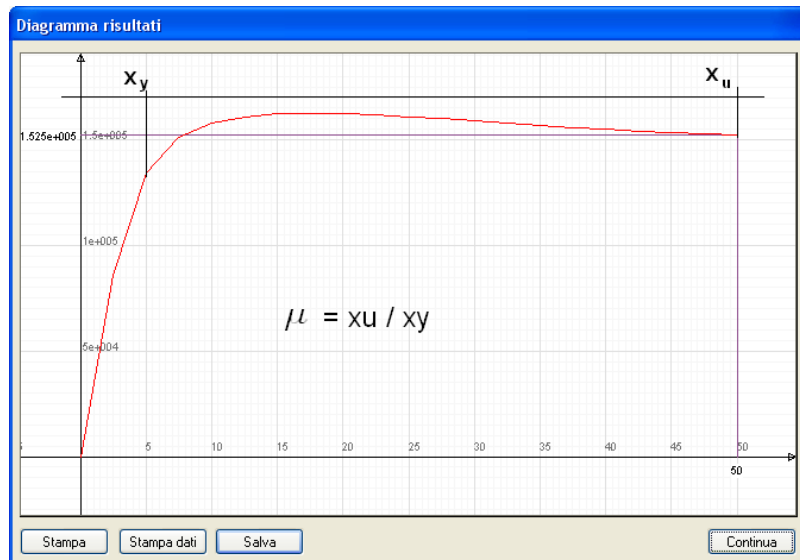
Nello stato di esercizio di una struttura è normale ritenere il suo comportamento debba restare in campo elastico. Ma per venti eccezionali, e il sisma è uno di questi, è economico affidarsi alla resistenza o si può sfruttare qualche altra caratteristica perché la struttura non collassi?

Questa caratteristica, come abbiamo detto, è ovviamente nota ma non era però evidente nella precedente normativa. Parliamo della “duttività” e cioè della capacità della struttura di dissipare energia tramite deformazioni plastiche.

Questo fenomeno può essere descritto solo da leggi non lineari e forse è questo il motivo per cui vi è stata una certa “resistenza” a farlo entrare nella pratica quotidiana di progettazione.

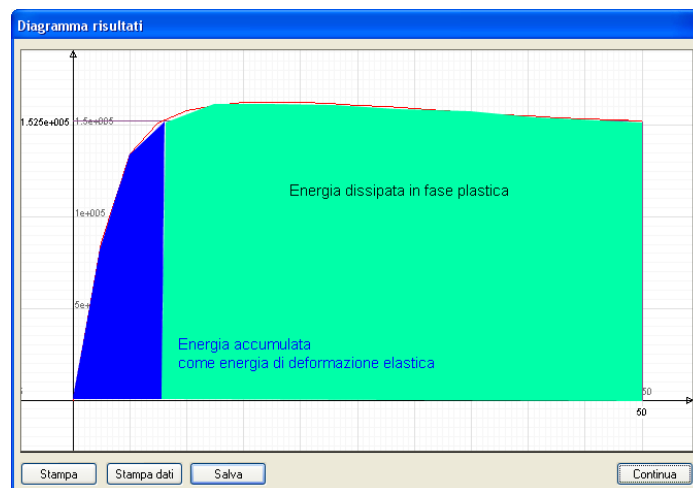
Ci riferiremo per ora da un oscillatore elementare.

La valutazione della duttilità disponibile è abbastanza agevole anche se richiede una formulazione non lineare.



Qui la curva forza spostamento, ottenuta con Nòlian, ci permette di dare una valutazione di duttilità intesa come rapporto tra spostamento ultimo e di prima plasticizzazione.

Inoltre ci consente di vedere l'energia assorbita come energia di deformazione elastica e quella dissipata in fase plastica e già ci fa capire come una maggiore duttilità consenta, in genere, una maggiore dissipazione di energia.

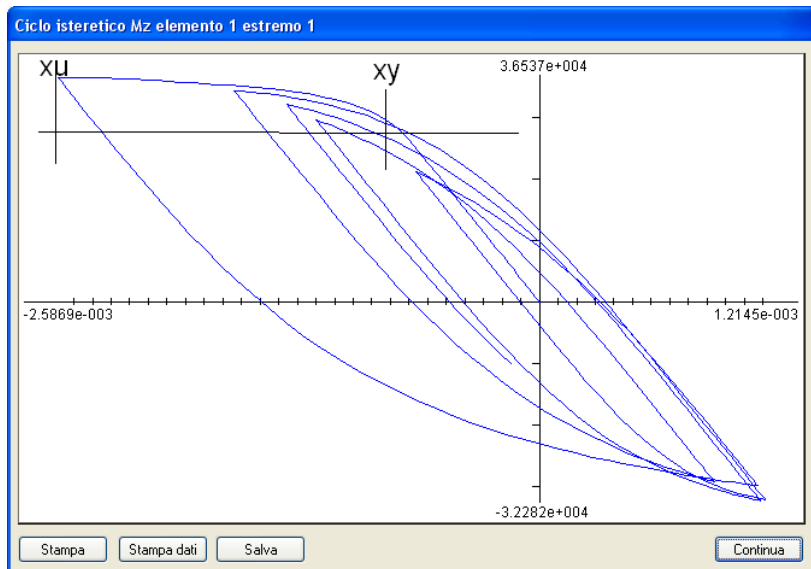


Per valutare la duttilità richiesta a una struttura sotto un determinato accelerogramma che descrive un evento sismico, si deve integrare la equazione non lineare del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = r$$

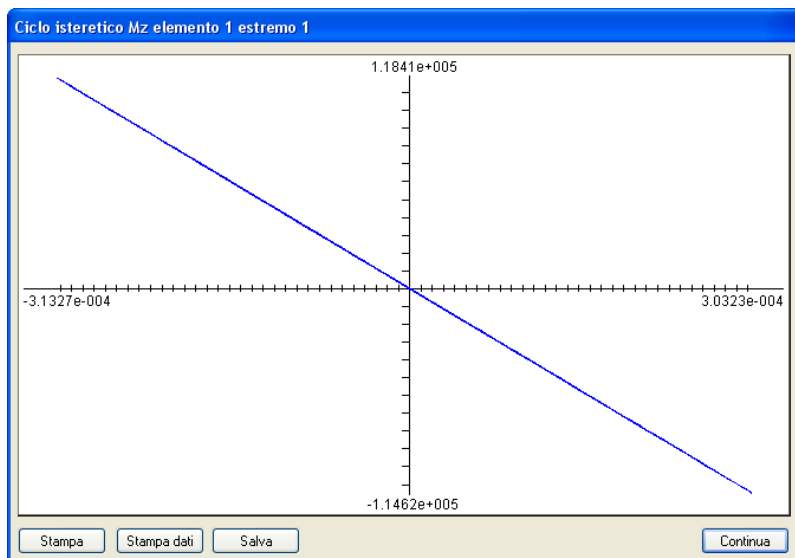
per ottenere lo spostamento massimo prodotto da carico applicato.

Con Nòlian possiamo farlo. Integriamo l'equazione del moto di un oscillatore elementare di periodo unitario e vediamo innanzitutto il ciclo isteretico.



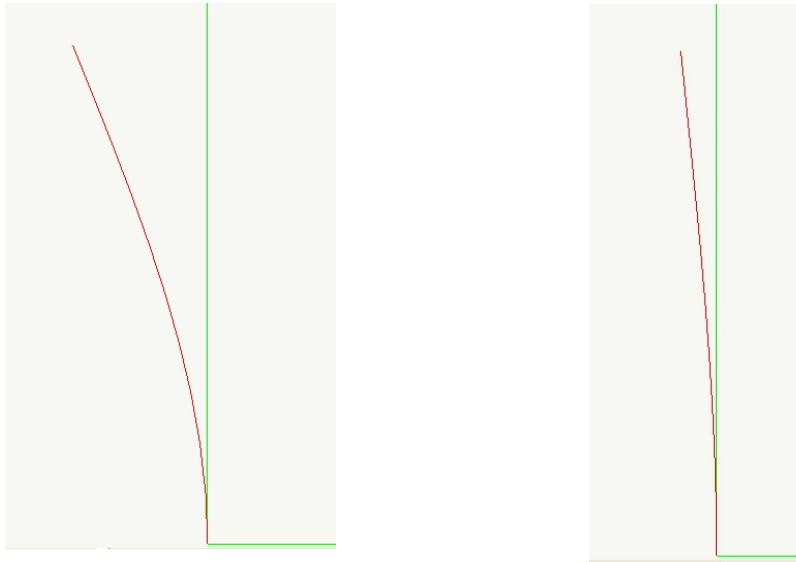
Il ciclo isteretico dell'oscillatore elementare ci permette di valutare la duttilità dell'elemento.

Ora assumiamo che LO STESSO elemento abbia comportamento lineare e vediamo il ciclo isteretico.

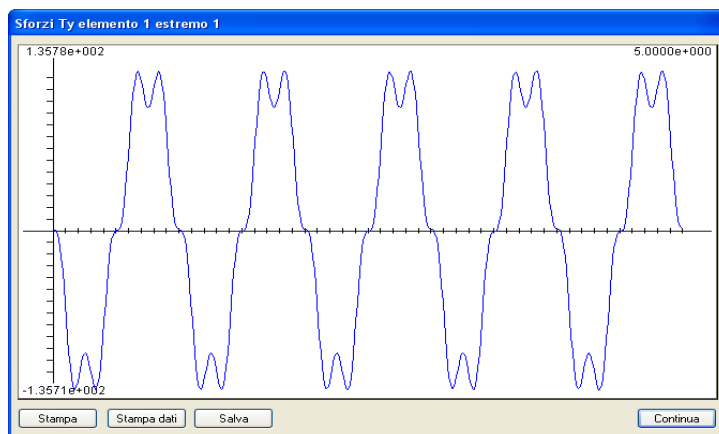


Come si vede, la duttilità è unitaria in quanto spostamento ultimo e di plasticizzazione si possono assumere coincidenti.

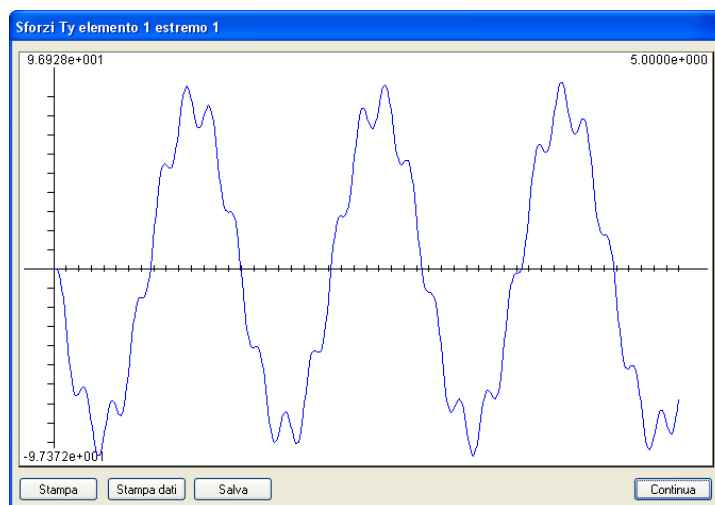
Ora, sempre integrando le equazioni del moto con Nòlian dell'oscillatore sottoposto a un accelerogramma di progetto, valutiamo il diverso comportamento dell'oscillatore a comportamento lineare e non lineare.



Ora, sempre con Nòlian, diagrammiamo la forza di taglio la piede dell'oscillatore plastico ed elastico.

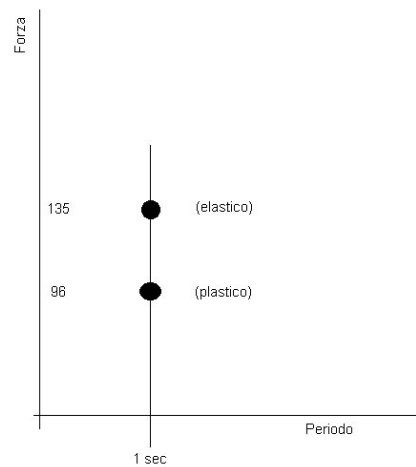


Quello elastico ha una taglio massimo al piede di 135.



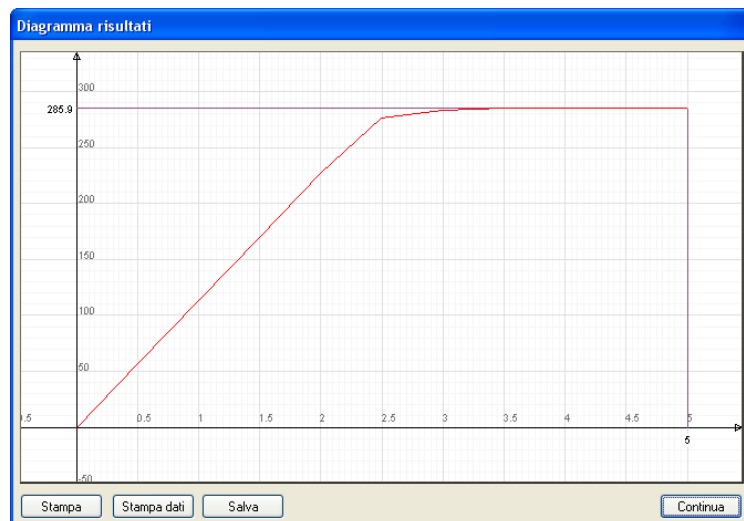
Quello plastico ha un taglio massimo al piede di 97. Cioè circa il 30% in meno.

Questi dati potremmo metterli in un diagramma.

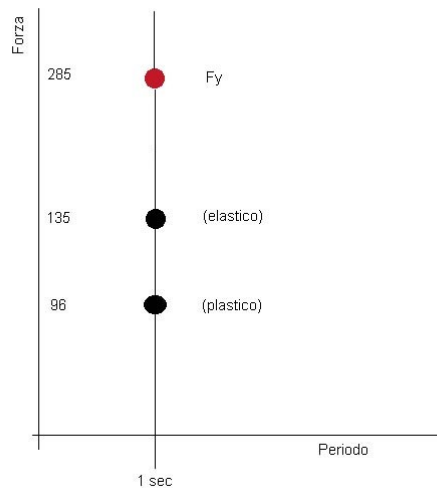


Nel quale per l'oscillatore di periodo 1 sec. sottoposto allo stesso accelerogramma si hanno le risposte "richieste" da quel particolare accelerogramma. Dove, si vede, la "richiesta" elastica è superiore a quella plastica.

Ora possiamo fare un altro passo per completare il quadro. Prendiamo una struttura con lo stesso periodo proprio (potrebbe essere lo stesso oscillatore!) e vediamo se ha una "capacità" tale da soddisfare la "richiesta". Facendo un'analisi limite (pushover) si ha un diagramma forza spostamento che ci fa vedere che la forza di snervamento della struttura è circa 285 e pertanto in questo esempio didattico la struttura è in grado di soddisfare la richiesta già in campo elastico.



Questa situazione possiamo graficarla per completare i dati che già avevamo.



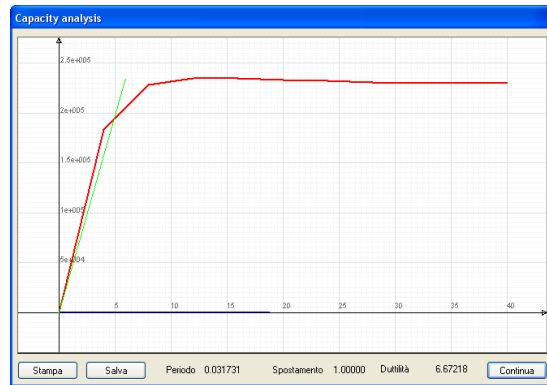
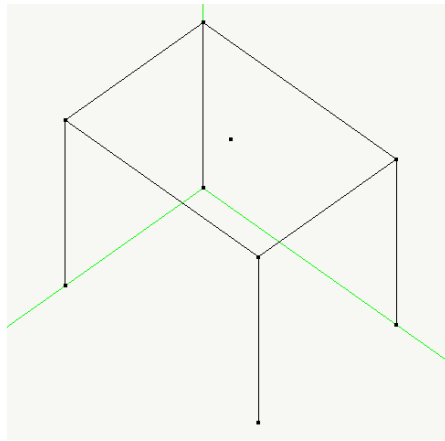
Questo diagramma è emblematico per un aspetto importante: il progetto di una struttura sismo resistente può essere fatto dosando giudiziosamente le caratteristiche di resistenza e di duttilità. Cioè il “progetto” strutturale recupera una sua autonomia divenendo “prestazionale” e non più prescrittivo. Già il fatto che si possa scegliere se la struttura sarà in alta o bassa duttilità è un aspetto non burocratico ma essenziale.

Ovviamente anche i programmi di calcolo, per questo nuovo approccio, non possono più essere procedurali ma devono essere flessibili per consentire un progetto prestazionale.

Vi sono alcuni problemi che restano aperti. Il primo è che la struttura da noi considerata è a un solo gradi di libertà e quindi ha un solo periodo di vibrazione. Il secondo punto lasciato aperto è che per ottenere i dati che abbiamo impiegato abbiamo dovuto fare una integrazione delle equazioni non lineari del moto che non è una operazione del tutto agevole anche se in alcuni casi è indispensabile. Infine abbiamo considerato un solo accelerogramma. Nel prossimo capitolo, sugli Spettri di Risposta, vedremo le tecniche per superare questi problemi pratici.

Esercizio 3

In questo esercizio valuteremo il comportamento di un telaino sotto il profilo e della duttilità mostrando come essa cambia notevolmente con il meccanismo di collasso. Infatti in un primo tempo armeremo i pilastri con il 2% di armatura per ogni lato e poi porteremo questa armatura all'8%. Nel primo caso avremo un collasso per plasticizzazione dei pilastri prima delle travi (piano soffice) e otterremo una duttilità paria circa 3. Con l'armatura aumentata nei pilastri invece si ha una plasticizzazione prima nelle travi e quindi lo spostamento ultimo aumenta a beneficio della duttilità che diviene circa 6. In figura, la mesh del telaino e il diagramma forza-spostamento del telaino con armatura aumentata nei pilastri.

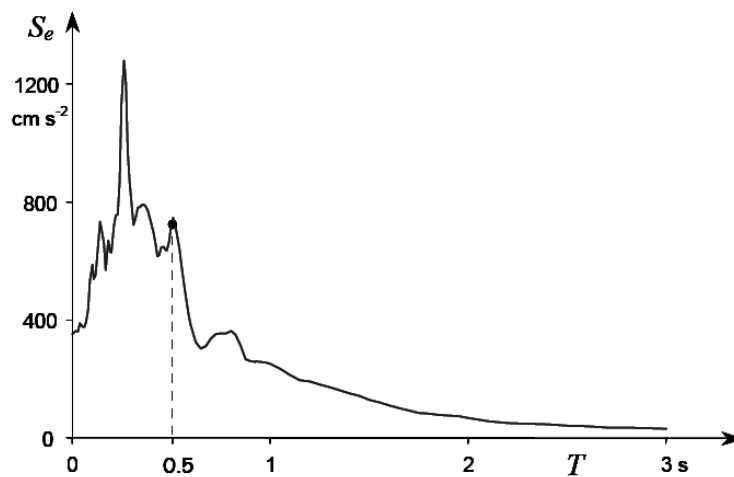


3. La tecnica dello spettro di risposta

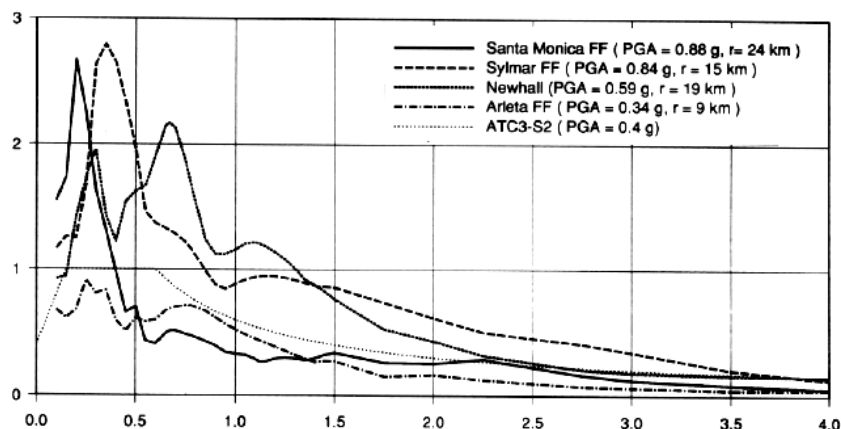
Il modo di costruire gli spettri di risposta non è molto interessante per il progettista che può e deve usare gli spettri forniti dalla normativa.

Brevemente, abbiamo già indicato, nel capitolo precedente, il modo in cui costruirli. Infatti se abbiamo un accelerogramma la definizione di spettro è proprio quella di una “suddivisione” delle componenti di questo accelerogramma esattamente come lo “spettro” della luce quando passa attraverso un prisma. E quindi lo scopo è ottenere per ogni singola frequenza di vibrazione la risposta dell'oscillatore elementare a quell'accelerogramma.

La tecnica per costruirlo è quindi, concettualmente molto semplice: si sottopongono oscillatori di frequenze diverse all'accelerogramma voluto integrando le equazioni del moto in modo da ottenere per ogni frequenza una risposta.

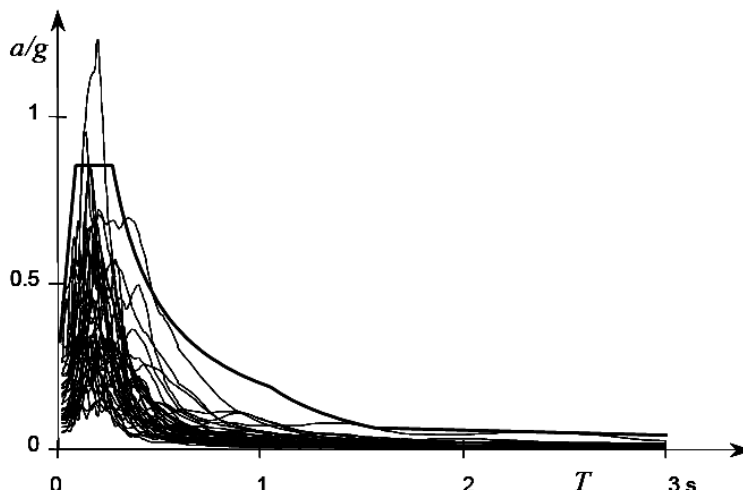


Ovviamente ogni accelerogramma avrà un suo spettro. Qui vediamo gli spettri in accelerazione ricavati dagli accelerogrammi di famosi terremoti.

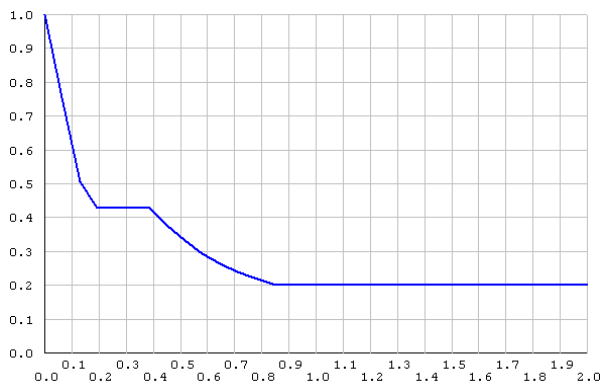


Ovviamente un sito non sarà interessato da un solo accelerogramma e quindi si dovranno

involuppare le risposte degli oscillatori per una famiglia di accelerogrammi.

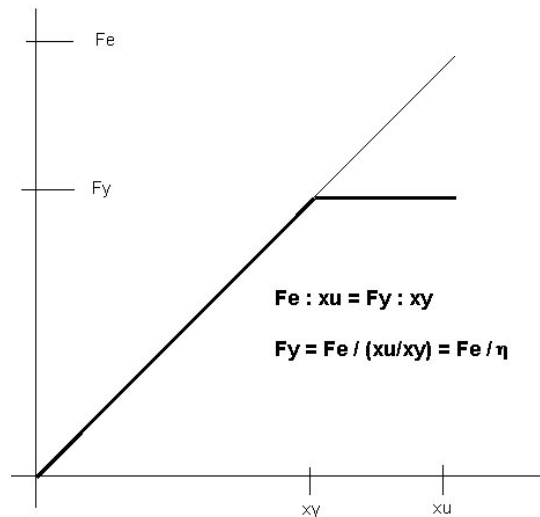


In questo modo si ottiene lo spettro elastico ben noto.



Certamente il calcolo dello spettro non lineare tramite il metodo di integrazione delle equazioni del moto non è molto pratico e allora si è fatto ricorso a dei metodi approssimati per ottenere lo spettro non lineare da quello elastico. Illustreremo solo quello che si basa sulla equivalenza di spostamento in quanto illustra bene la differenza tra la risposta lineare e non lineare.

Questo metodo si poggia sull'ipotesi che lo spostamento massimo indotto da un terremoto su un oscillatore, sia lo stesso e che il comportamento elastico e plastico non cambino la rigidezza.



Secondo questo metodo è il fattore di duttilità che determina direttamente lo scalamiento della risposta e ciò fa subito capire che se la valutazione della duttilità usata per ottenere lo spettro di risposta non è quello che poi caratterizzerà la struttura, le ipotesi sulle azioni assunte per il progetto non saranno più valide. E questo è un modo di procedere abbastanza diverso da quello cui ci eravamo abituati.

Ci si può chiedere inoltre: ma una struttura cosa ha a che fare con un oscillatore elementare? In effetti in campo lineare si può pensare di combinare linearmente le risposte dei modi di vibrare della struttura usando dei moltiplicatori detti “coefficienti di partecipazione modale”. Il procedimento è banale e non molto interessante per il progettista visto che viene eseguito in automatico dai programmi di calcolo.

Però ci si potrebbe chiedere: visto che stiamo parlando di comportamenti non lineari, la combinazione lineare dei contributi modali è lecita?

Teoricamente l'operazione non è lecita e si dovrebbe ricorrere alla integrazione delle equazioni del moto. Nonostante questo, vista la utilità pratica della semplicità del metodo della tecnica dello spettro di risposta, si usano degli spettri di risposta non lineari ottenuti per riduzione di quello elastico tramite opportune riduzioni tramite opportuni “coefficienti di struttura”. La validità del metodo quindi è tutta affidata al grado di approssimazione del coefficiente di struttura.

Vi sono anche qui vari metodi. In sostanza sono una generalizzazione dello scalamiento dello spettro elastico che abbiamo già visto. In genere il fattore di struttura q viene rigorosamente calcolato per una ben precisa tipologia strutturale e quindi si applica a tipologie simili. Qui si comprende come sia fondamentale che la tipologia strutturale sia più vicina possibile a quella ipotizzata nel calcolo di q per cui le norme tendono a essere molto restrittive per ricondurre la struttura alla tipologia strutturale prevista.

Va notato, ed è importante, che tramite l'approssimazione della tecnica dello spettro di risposta a spettri non lineari (è un'approssimazione!) si supera il problema della integrazione delle equazioni non lineari del moto e si semplifica un problema altrimenti ostico da trattare includendo effetti dal comportamento descrivibile con relazioni non lineari nella pratica progettuale quotidiana.

Un cenno, che ha valenza squisitamente progettuale, merita il concetto di “stato limite di danno”. Infatti è auspicabile che sotto un sisma con periodo di ritorno inferiore a quello dell’azione di progetto (e quindi più frequente) ma con accelerazioni minori, la struttura non subisca danni o interruzioni d’uso. A questo scopo si considera uno spettro di progetto ridotto rispetto a quello elastico e non si fa affidamento sulle risorse plastiche della struttura, cioè non si utilizzano fattori di struttura q .

E’ interessante notare come nel caso di edifici con buona duttilità ($\gg 2,5$) lo spettro SLD, e quindi l’azione sismica da applicare nelle analisi, sia maggiore che nel caso SLU. In edifici con media duttilità ($q=2,50$) i due spettri sono simili. In edifici con bassa duttilità lo spettro SLU è invece predominante.

Queste considerazioni indicano che nonostante non si possa stabilire a priori quale verifica sia più onerosa, tendenzialmente in una struttura a bassa duttilità l’obiettivo di più difficile realizzazione sarà il raggiungimento di una sufficiente resistenza, viceversa nel caso di struttura con buona duttilità sarà il raggiungimento di una sufficiente rigidità.

Lo stato limite di danno diventa tanto più importante quanto più si ha a che fare con strutture deformabili che, avendo buona duttilità riescono generalmente a soddisfare le richieste di resistenza allo SLU ma più difficilmente riescono a soddisfare le prescrizioni sugli spostamenti.

Notiamo infine che i coefficienti di struttura, che di fatto scalano la risposta dello spettro in accelerazione variano di circa 3 volte nella nostra normativa. Francamente non sappiamo con quale precisione possa avvenire la valutazione di tale coefficiente per cui affidandosi alla duttilità come fattore progettuale si accetta una incertezza di valutazione delle quantità in giuoco che può non essere indifferente.

Sarebbe interessantissimo uno studio, che non ci risulta sia stato fatto, tra la incertezza insita negli spettri prospettati dalla normativa (sismologia) e le incertezze insite nei parametri ingegneristici (strutturistica). Vogliamo dire che una errata valutazione del coefficiente di struttura porta di fatto a progettare una struttura per accelerazioni del tutto diverse da quelle aspettate e quindi per caratteristiche spettrali dell’evento sismico diverse anche di parecchi gradi.

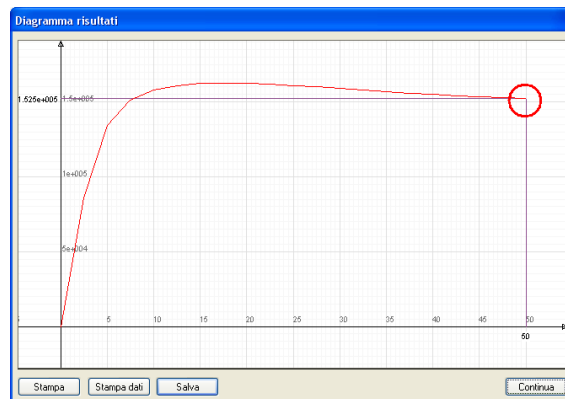
Esercizio 4

In questo esercizio sottoporremo un oscillatore elementare all’accelerogramma del terremoto di El Centro valutando alternativamente le a risposta lineare e non lineare nel dominio del tempo. Questo esercizio è sostanzialmente quello illustrato nel capitolo della duttilità.

4. Duttività delle membrature in calcestruzzo armato

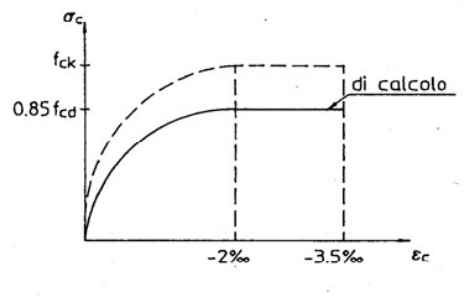
Stati limite

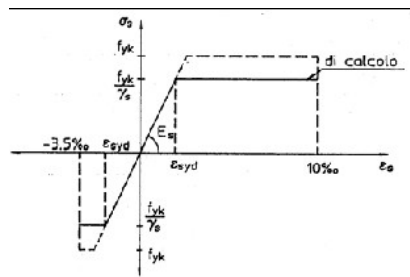
Prima di parlare di duttilità forse è opportuno fare un cenno sugli stati limite. Il concetto di stato limite si può applicare in modo generale. Se io so che il mio “limite” nel parlare di questi argomenti è, mettiamo, sei ore (e spero di farcela...), quando devo fare un intervento di mezz'ora so che sono ampiamente sotto il limite e ho un fattore di sicurezza di $6.0/0.5=12$. Il problema è che in tutte le cose, anche forse nel rendimento di uno che parla, il legame non è lineare. Certamente non lo è per le strutture. Ma se io devo andare a investigare lo stato “limite” devo per forza andare oltre il comportamento elastico lineare.



Quindi l'analisi per stati limite richiede metodo non lineari. Per fortuna con la tecnica dello spettro di risposta, come abbiamo visto, ce la siamo cavata dal non fare analisi non lineari e quindi, in sintesi estrema, possiamo dire che nell'analisi, con la tecnica dello spettro di risposta, anche se operiamo su stati limite non dobbiamo sobbarcarci l'onere di analisi non lineari e quindi lo stato limite, in un certo senso, è più un concetto che non un dettame operativo.

Quando però operiamo sulle sezioni in calcestruzzo, poiché ci troviamo appunto in uno stato limite non possiamo permetterci di supporre che le sezioni abbiano ancora un comportamento elastico lineare e quindi, oltre all'obbligo sia metodologico che concettuale, di operare considerando gli stati limite, dobbiamo per forza usare relazioni non lineari.

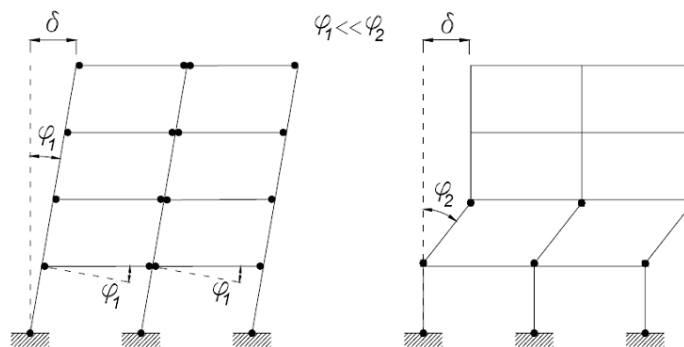




Nel caso delle sezioni esistono metodi semplificati che in qualche modo aggirano il problema dell'uso di metodi non lineari con degli artifici (lo “stress” block è noto a tutti) ma oggi queste semplificazioni non sono così giustificate visto che il calcolatore elettronico consente analisi delle sezioni con legami non lineari, come appunto noi facciamo con EasyBeam.

Duttilità

Non vi è un legame diretto tra duttilità globale e locale. Basti pensare che anche il meccanismo di collasso determina la resistenza ultima. Il caso più lampante è quello del “piano soffice” che tratteremo in seguito più in dettaglio:



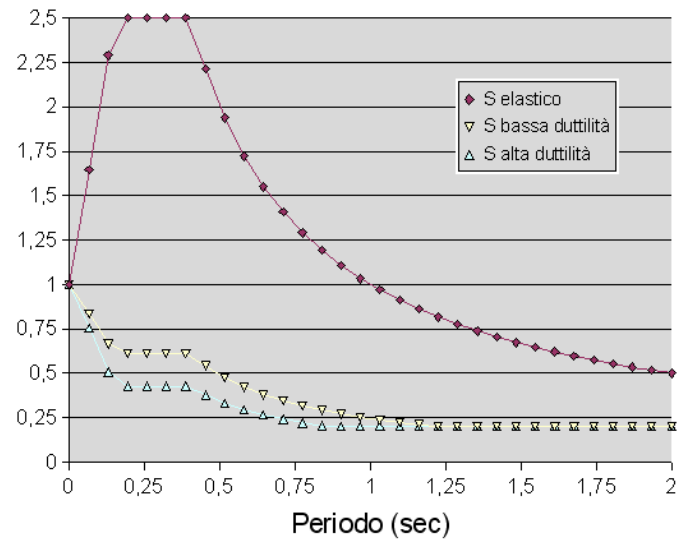
Però è essenziale comprendere che l'uso di spettri di risposta non lineari implica l'assunzione di un valore approssimato del coefficiente di struttura e che la struttura deve essere progettata ed eseguita in modo che ragionevolmente abbia quel ipotizzato coefficiente di struttura.

Da questo nascono le prescrizioni puntigliose della normativa. Infatti esperienze sia numeriche che pratiche hanno indicato che il coefficiente di struttura può assumersi tra 3,5 e 5.5 per strutture intelaiate in calcestruzzo armato regolari ove si formino cerniere plastiche nelle travi prima che si formino nei pilastri e dove non vi siano rilevanti irregolarità che comporterebbero distribuzioni disuniformi delle sollecitazioni e quindi plasticizzazioni concentrate che porterebbero al collasso prima che le deformazioni plastiche possano estendersi anche alle parti meno sollecitate. Ciò perché, in condizioni di disuniforme sollecitazione, occorrerebbero duttilità elevatissime, e in pratica non ottenibili, per garantire una redistribuzione in condizioni di disuniforme sollecitazione.

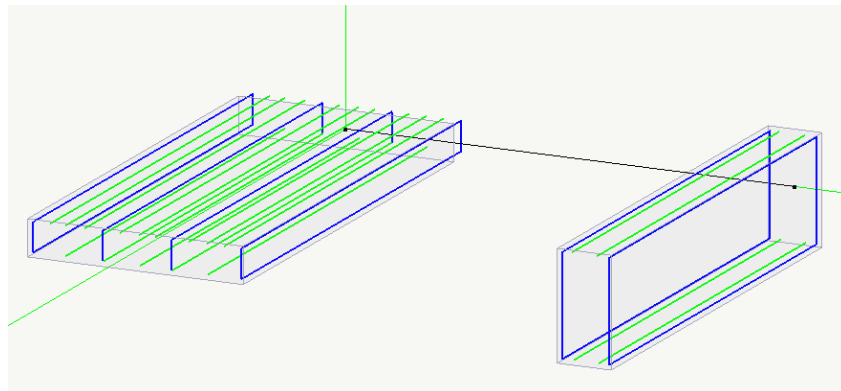
Questo fa capire la puntigliosità di tante prescrizioni di normativa tendenti a garantire l'osservanza di distribuzioni di armatura e di particolari costruttivi atti a garantire la duttilità delle sezioni e una adeguata distribuzione della duttilità negli elementi strutturali.

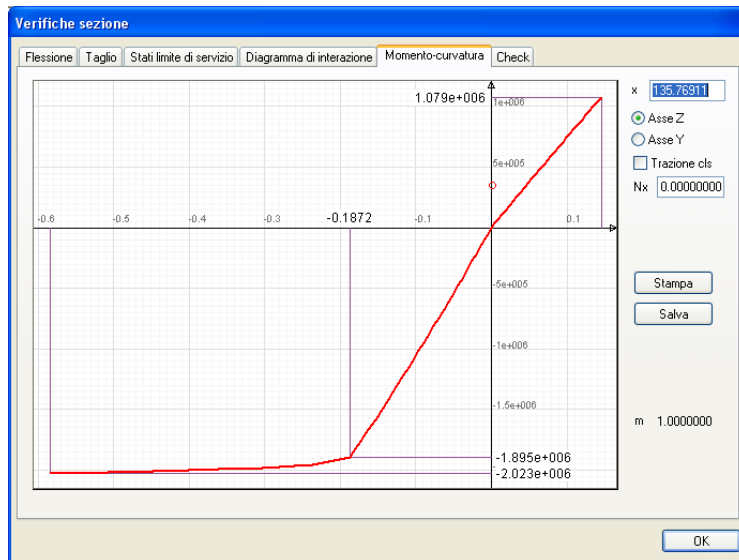
Come esempio, vediamo la prescrizione che non consente l'uso di travi a spessore se si progetta in

alta duttilità. E' ovvio che tale travi hanno rottura fragile e pertanto consentano una più bassa duttilità che, come vediamo dagli spettri di risposta comparati, comportano il ricorso di una maggiore resistenza.

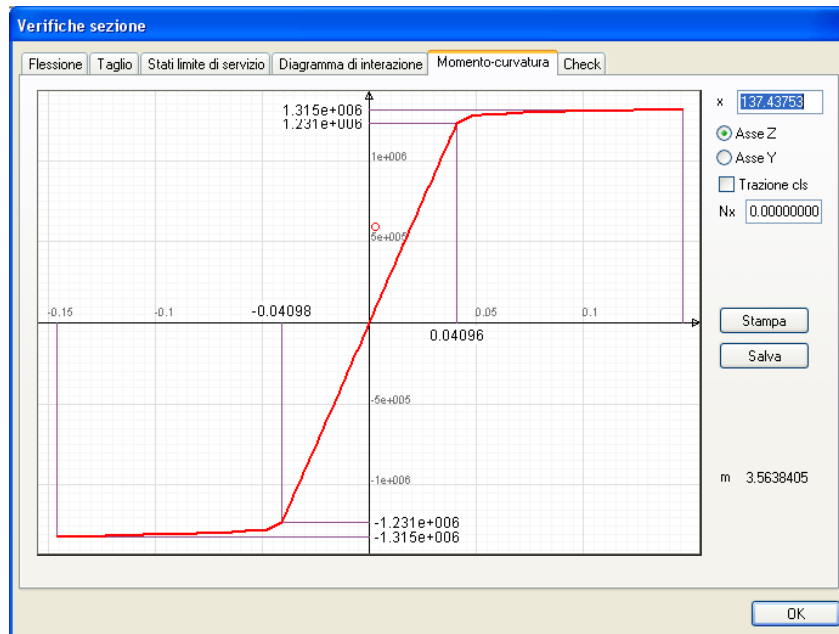


Vediamo due travi che hanno un momento ultimo eguale ma una a spessore e una in altezza.



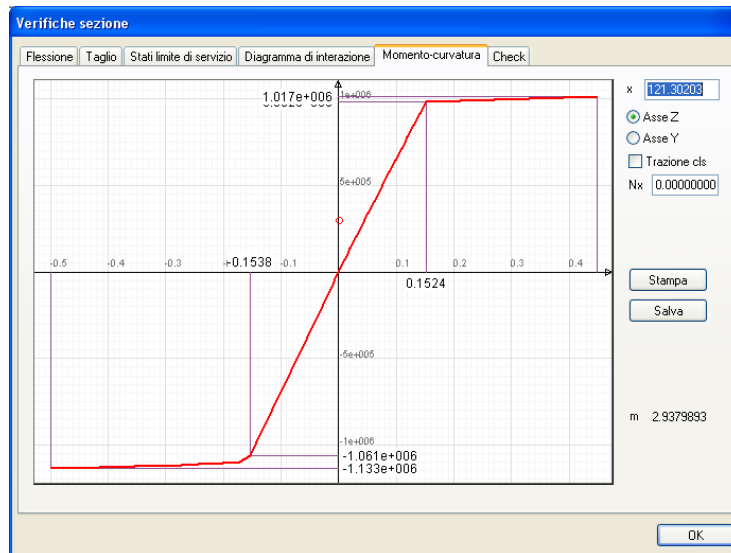


La trave a spessore per momenti positivi ha duttilità unitaria e cioè ha rottura fragile. Il diagramma momento-curvatura è stato ottenuto con EasyBeam.



La trave in altezza invece, pur con momento ultimo molto simile, ha una duttilità di 3.56. Si capisce perché la trave a spessore non possa essere impiegata in alta duttilità.

Vediamo come il bilanciamento delle armature agisce sulla duttilità. Bilanciando le armature della trave a spessore si ottiene il seguente diagramma momento-curvatura.



Come si vede, il momento ultimo non cambia ma la duttilità aumenta a 2.93.

Si deve ricordare che:

La duttilità aumenta con il crescere:

- delle prestazioni del conglomerato e quindi con il suo confinamento
- dell'armatura compressa

e con la riduzione:

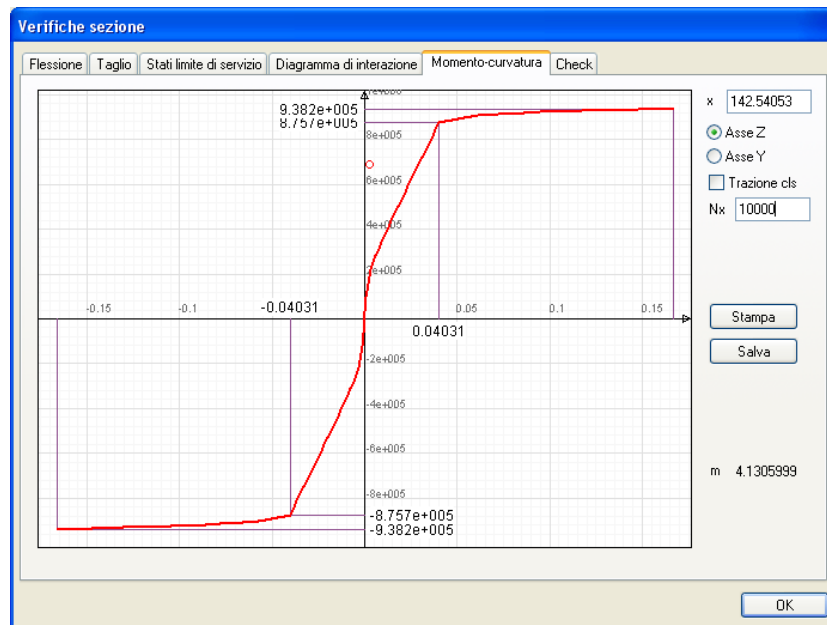
- dell'armatura tesa

Gli effetti del confinamento li abbiamo visti con il legame costitutivo di Kent e Park impiegato nella trave a fibre di Nòlian. Aumentando la densità di staffatura la curva si “innalza” in quanto si allontana la deformazione di rottura e quindi la duttilità aumenta.

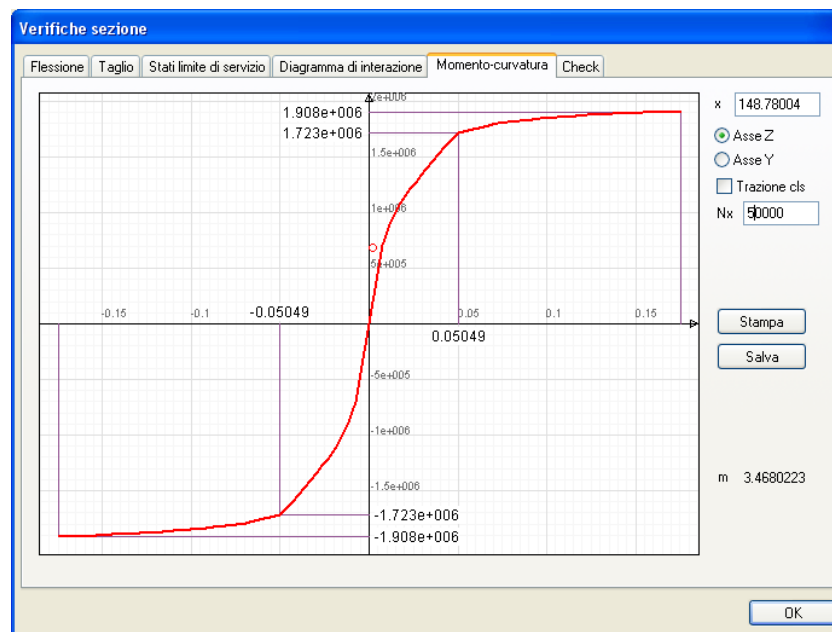


Il discorso si amplia parlando dei pilastri dove interviene anche la forza assiale. Infatti lo sforzo normale ha sempre effetto negativo sulla duttilità.

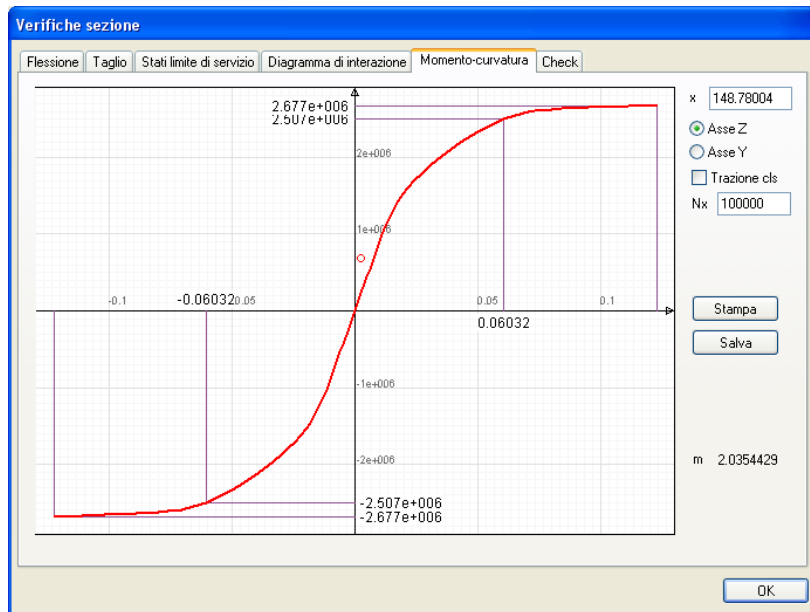
Lo vediamo subito con gli strumenti di EasyBeam. Prediamo un pilastro e assoggettiamolo ad uno sforzo assiale crescente:



Sforzo assiale 10000 e la duttilità già scende da 4.03 a 4.1.

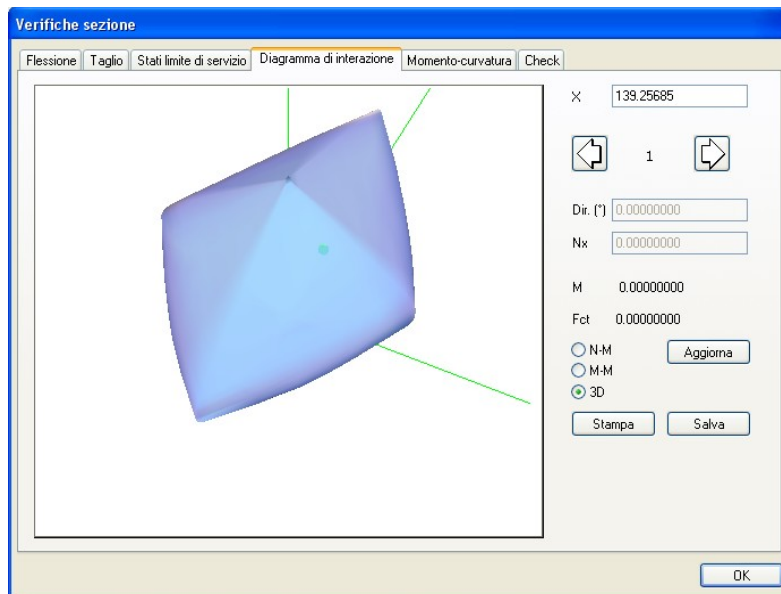


Sforzo assiale 50000 e la duttilità già scende ancora a 3.46.

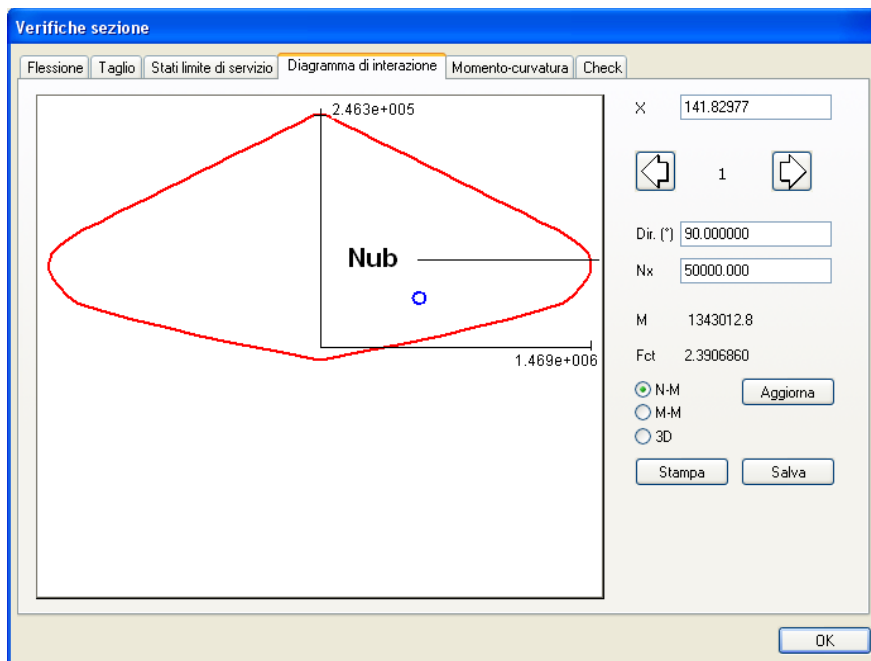


Sforzo assiale 100000 e la duttilità già scende ancora a 2.03.

Questo fenomeno si può comprendere molto bene tramite il diagramma di interazione N – M che tratteremo sempre con gli strumenti di EasyBeam.



Il precedente è un diagramma tridimensionale di interazione tra i momenti intorno ai due assi e lo sforzo normale.



Il diagramma N- M mette in luce la divisione tra la parte superiore del diagramma dove la crisi della sezione è dovuta allo schiacciamento del calcestruzzo prima che l'acciaio abbia potuto snervarsi. Per la forza normale N_{ub} si ha la cosiddetta “rottura bilanciata” e cioè la crisi contemporanea di acciaio e calcestruzzo. Per sforzi normali inferiori si è nella parte bassa del diagramma dove si ha la crisi per snervamento dell'acciaio e quindi solo per questi valori più bassi di N_{ub} di sforzo normale si può avere un comportamento duttile della sezione.

Da quanto abbiamo visto si possono trarre delle indicazioni progettuali affinché si abbia una plasticità diffusa.

Per i pilastri:

- il momento resistente di progetto deve essere sempre maggiore di quello sollecitante nell'ipotesi di plasticizzazione delle estremità delle travi.
- Il taglio conseguente la distribuzione dei momenti dovuta alla plasticizzazione suddetta sia inferiore a quello resistente del pilastro.

Per le travi:

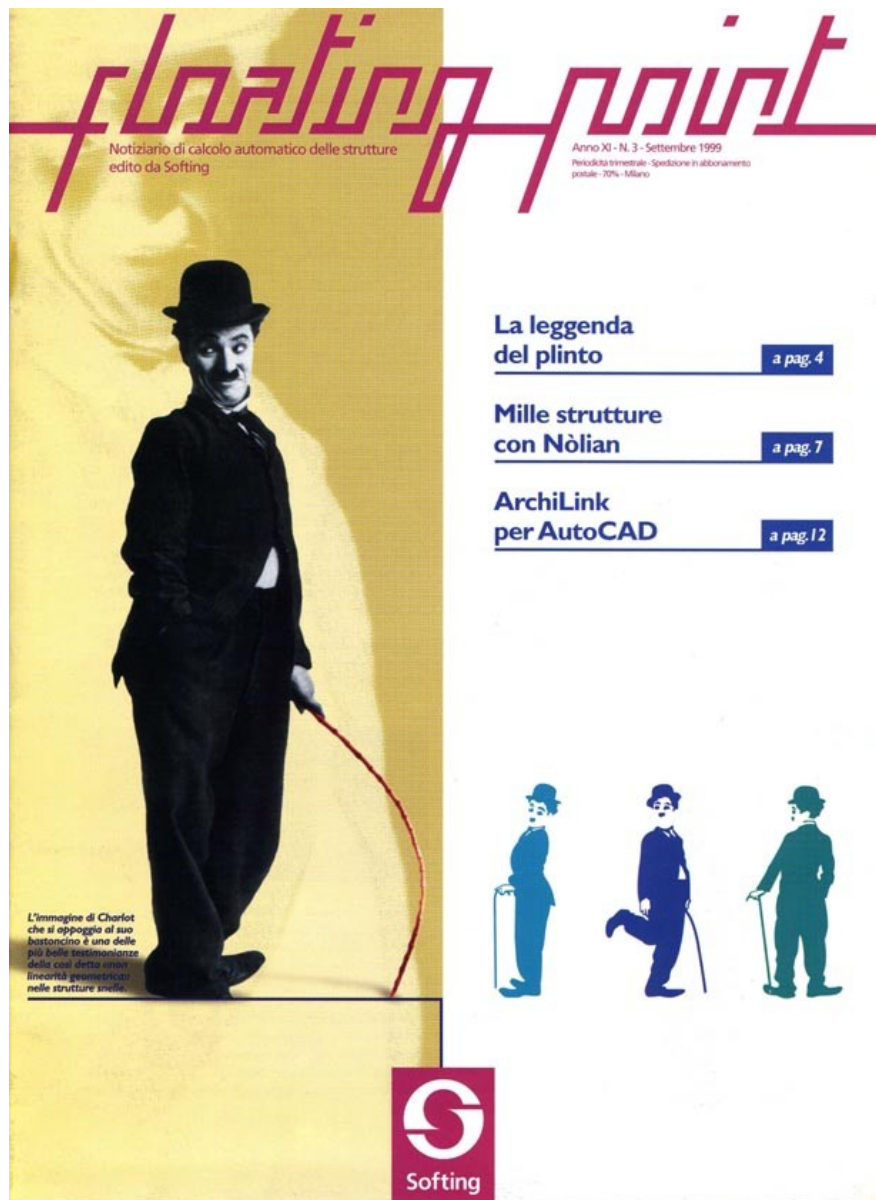
- Il taglio resistente di progetto sia maggiore di quello sollecitante nell'ipotesi che le estremità raggiungano contemporaneamente il valore resistente di progetto tenendo in considerazione anche il contributo dei carichi verticali nell'ipotesi di una contemporanea scossa sussultoria.
- Le sezioni dei tronchi adiacenti ai nodi abbiano sufficiente duttilità.

Esercizio 5

In questo esercizio vedremo quanto precedentemente illustrato e cioè il variare della duttilità della struttura, misurandola sul diagramma momento curvatura in EasyBeam.

5. Effetti del secondo ordine

La copertina del nostro trimestrale Floating Point del settembre 1999 recava l'immagine di Charlot con il suo famoso bastoncino che è un'immagine molto convincente degli effetti del secondo ordine.



Effetti, quelli più in generale dell'instabilità, spesso trascurati ma che furono una sfida all'ingegneria dell'800.

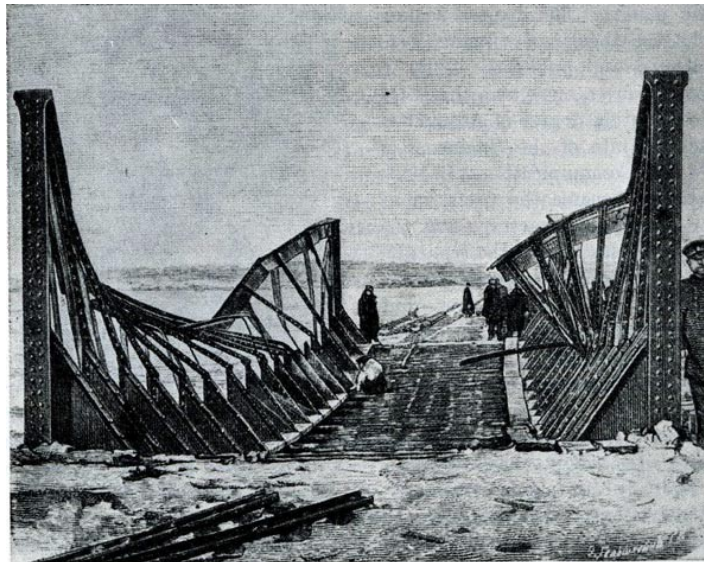
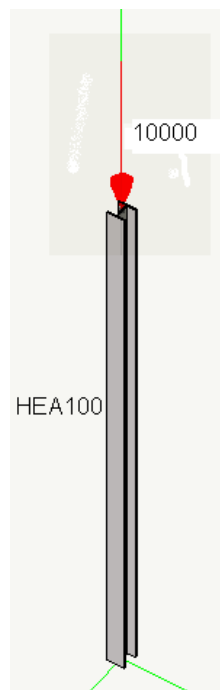


FIG. 181. Failure of an open bridge.

I fenomeni di instabilità delle strutture reticolari erano poco noti alla fine dell'800 e la loro non conoscenza provocò crolli di ponti in Russia e in Inghilterra.

Cito Galileo per darvi importanza. Egli, parlando del piano inclinato diceva “levati tutti gli altri impedimenti” alludendo all'attrito. Cioè con Galileo nasce il moderno concetto di modello e seguiremo il suo insegnamento concentrandoci sul modello quanto più “privato di altri impedimenti” per capire il fenomeno di cui ci occupiamo.

Ci riferiamo quindi al pilastro classico, oggetto di tante nostre attenzioni.

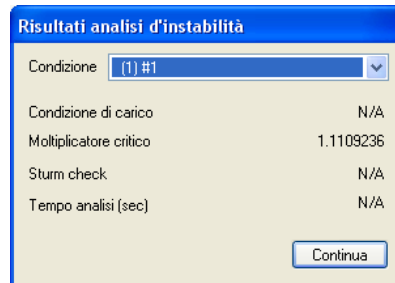


Il carico critico euleriano è dato in questo caso, come è noto, da:

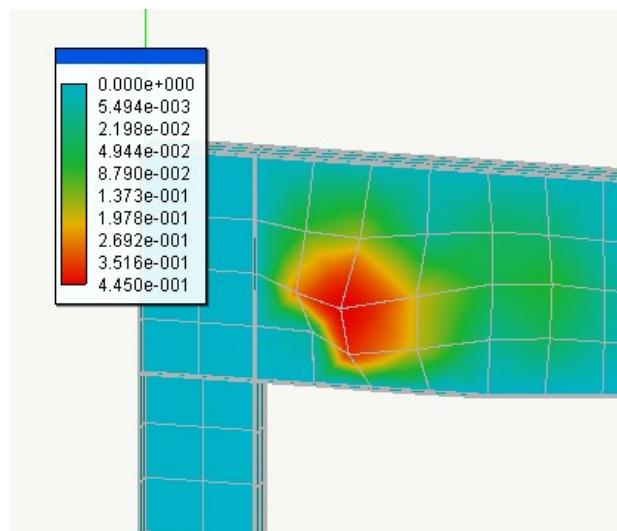
$$P_e = \frac{P I G^2}{4} * \frac{E J}{L^2}$$

Il nostro pilastro è una HEA100 di lunghezza L=250, modulo elastico E=2,100,000 e inerzia, nel piano considerato J=134.0 da cui $P_e = 2.46 * 2,100,000 * 134 / 62,500 = 11,109.23$.

Se come prima cosa eseguiamo un'analisi di instabilità vediamo che il moltiplicatore critico delle forza di 10,000 è, con esattezza spettacolare: 1.110923 !

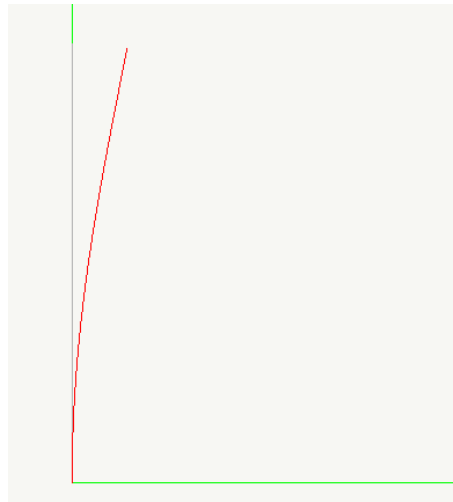


Prima di addentrarci negli effetti del secondo ordine in analisi modale, concetto introdotto con la nuova normativa e che ha attirato l'attenzione su questo fenomeno comunque molto importante, vediamo l'analisi di instabilità di strutture più complesse.



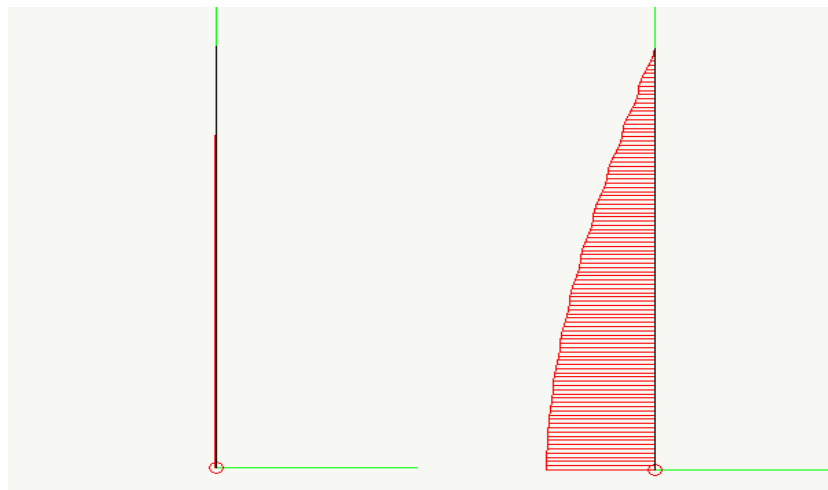
Nella immagine la forma di instabilità di una trave a parete sottile. Con Nòlian si calcola il moltiplicatore critico anche di strutture a guscio e, esaminando le forme di instabilità, si può intervenire dove necessario.

Ora facciamo una analisi lineare e poi non lineare in piccoli spostamenti (cioè propriamente per gli effetti del secondo ordine) del nostro pilastro e mettiamo i risultati a confronto.

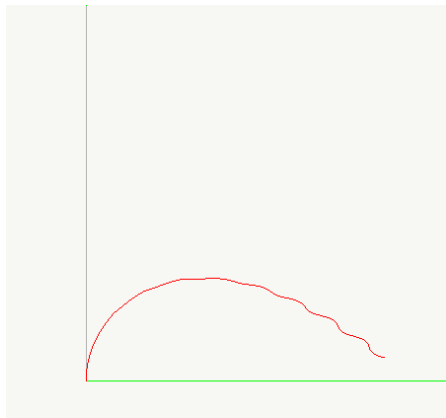
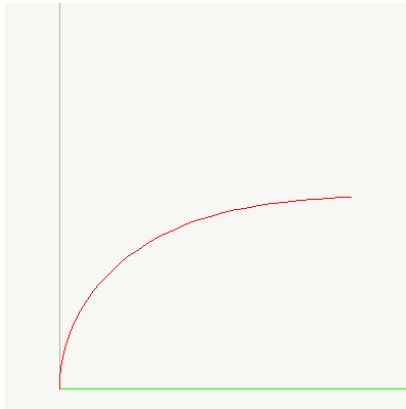
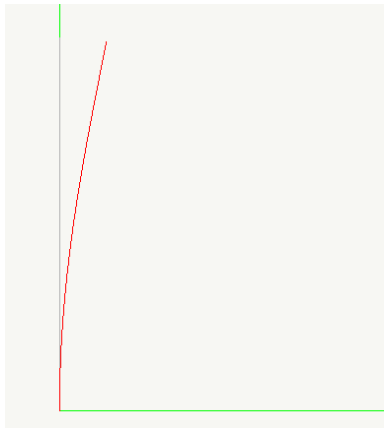


Con l'analisi non lineare abbiamo ottenuto degli spostamenti laterali amplificati dagli effetti appunto del secondo ordine.

Ancora più evidente l'amplificazione degli sforzi anche se, va notato, siamo in prossimità del carico critico.



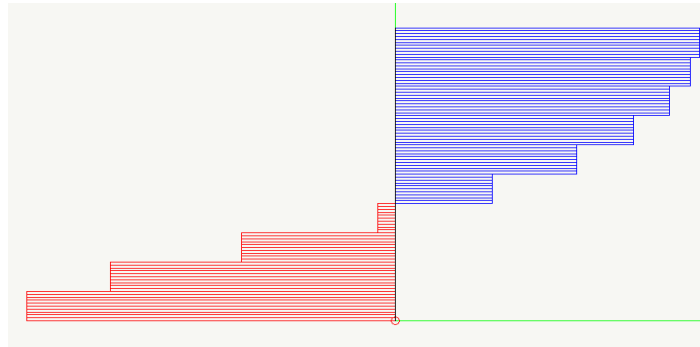
Fin qui eravamo in “piccoli spostamenti” ma si può andare oltre? Certo. Con elementi finiti progettati per grandi spostamenti si può andare oltre. Vediamo la deformata della trave all'aumentare del carico linearmente.



Faccio notare che non vi è amplificazione di deformazione. La trave “gira” davvero su se stessa!

Cioè si possono cogliere comportamenti descritti da leggi altamente non lineari.

Se poi esaminiamo lo sforzo assiale abbiamo delle sorprese.



Infatti lo sforzo assiale, quando la trave si “rigira” si inverte nella parte incurvata in basso dove diviene di trazione e ora varia linearmente invece che essere costante.

Fenomeno questo che forse nella pratica progettuale può accadere raramente ma che ci dice due cose:

1. L'elemento finito adottato è così sofisticato che se avessimo fatto degli errori di progetto ce lo “direbbe” invece di nasconderli dietro l'inadeguatezza di un'analisi lineare. Ed è una testimonianza inoltre della qualità del software anche nelle situazioni meno “estreme”.
2. In una analisi automatica non vi è il buon senso a distinguere i limiti di applicabilità e quindi il software deve essere in grado di gestire anche i casi che escono dalle nostre possibilità di controllo.

Visti gli effetti abbastanza sconcertanti dei comportamenti reali delle strutture che restano nel campo descrivibile con leggi lineari solo in un piccolo campo del loro comportamento, forse potremo meglio comprendere come la instabilizzazione di una struttura prossima al carico critico, derivante dall'azione laterale di un sisma, sia da tenersi in seria considerazione.

Per capire meglio gli effetti della azione assiale in campo dinamico, simuliamo una chitarra. Le corde delle chitarre vibrano con frequenze diverse in funzione della tensione cui sono sottoposte. Possiamo arrivare a una tale sofisticazione da calcolare a che frequenza vibrerà una corda di chitarra? Certamente sì!



Questa chitarra a due sole corde ci aiuterà nel nostro esperimento. La corda superiore è libera di vibrare, quella inferiore ha un tensione di 500 unità.

Come sappiamo il periodo di vibrazione di una corda tesa è dato da:

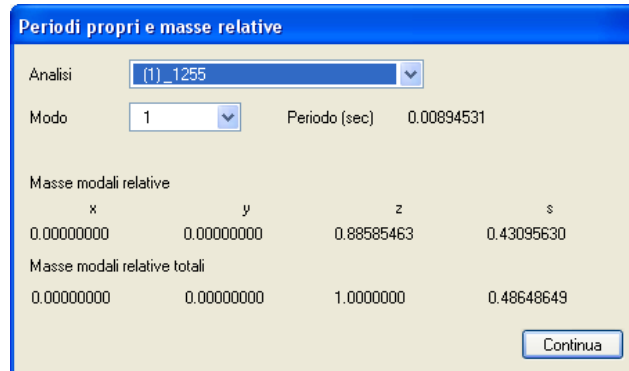
$$T = 2 * L / n * \text{sqrt} (A * dm / F)$$

dove dm è la densità di massa e gli altri simboli sono di facile intuizione.

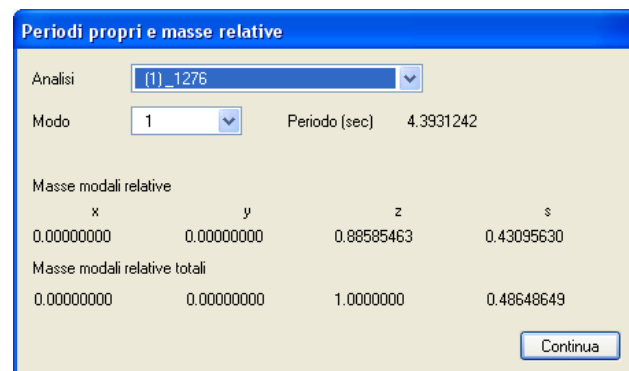
Nel nostro caso:

$$T = 2 * 1000 * \sqrt{0.1 * 1.0e-7 / 500} = 0.008944$$

Con Nòlian otteniamo 0.008945:

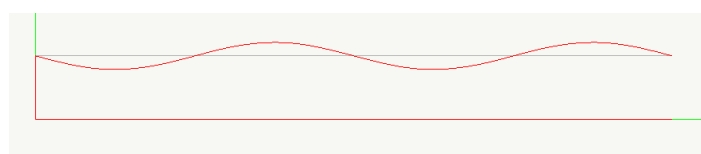
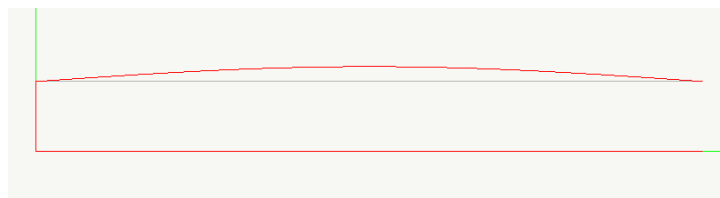


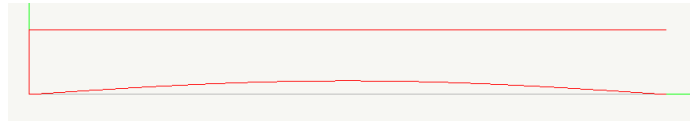
Vediamo dopo un'analisi modale senza effetti del secondo ordine. Il periodo risulta 4.3931:



Non male come differenza!

Ora prendiamo la “chitarra” e sottoponiamo ad analisi modale tenendo conto degli effetti del secondo ordine entrambe le corde e vediamo i modi di vibrare.



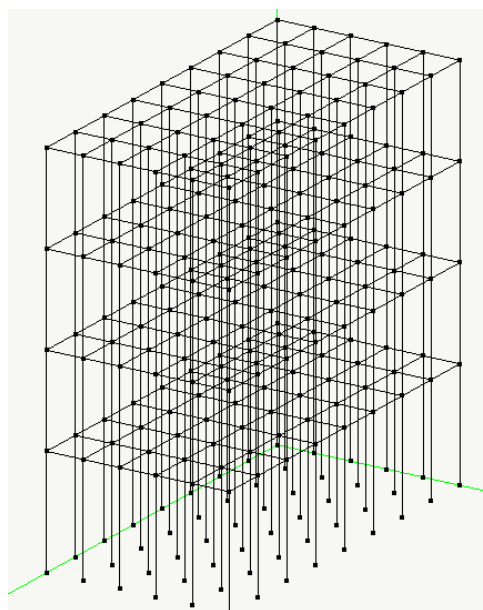


Vediamo il 1°, il 4° e il 10° modo e solo al 10° modo viene interessata la seconda corda, quella tesa. Infatti la tensione fa sì che il periodo di vibrazione sia più breve e quindi vi sia associata meno energia e viene rappresentato più in basso nella scala di priorità dei modi di vibrare. I periodi della prima vibrazione, inutile dirlo, tornano quelli già visti prima ma vi sono alcune interessanti osservazioni da fare che forse non riguardano gli effetti del secondo ordine ma l'analisi sismica in genere.

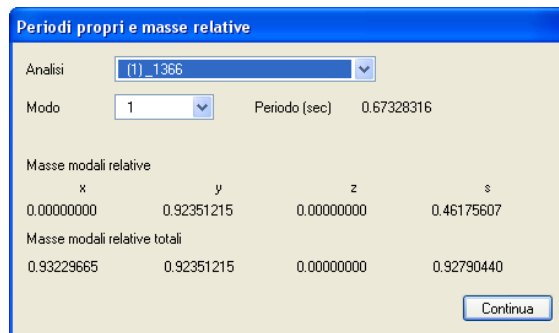
Infatti se vediamo i coefficienti di partecipazione delle masse (rapporto di “masse eccitate”) vediamo come al primo periodo vi sia solo il 44% che diminuisce rapidamente scendendo di periodo fino al 9° dove si ha solo lo 0.02% ma al 10° ritroviamo un 44% perché entra in vibrazione la seconda corda, quella tesa. E questo ci fa capire come sia opportuno sorvegliare la percentuale di masse eccitate perché potrebbero esservi moti “locali” dei quali non si è tenuto conto. E a questo scopo, per inciso, abbiamo visto quanto sia importante controllare le forme modali!

Periodi propri e masse relative				
Analisi	(1)_1324			
Modo	10		Periodo (sec)	0.00894531
Masse modali relative				
	x	y	z	s
	0.00000000	0.00000000	0.44292731	0.21842991
Masse modali relative totali				
	0.00000000	0.00000000	0.98572554	0.48611122
Continua				

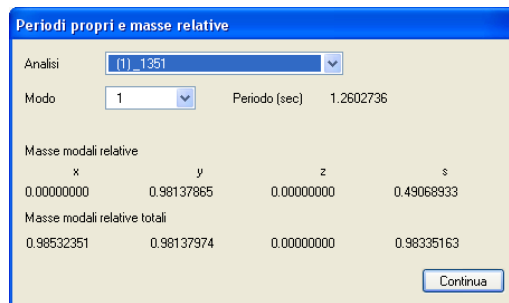
Ora veniamo a un esempio più pratico esaminando un telaio nel suo insieme e così finalmente ci ricollegiamo ai requisiti normativi .



Questa è la mesh del telaino che non consideriamo a impalcati rigidi per rendere computazionalmente più onerosa l'elaborazione.

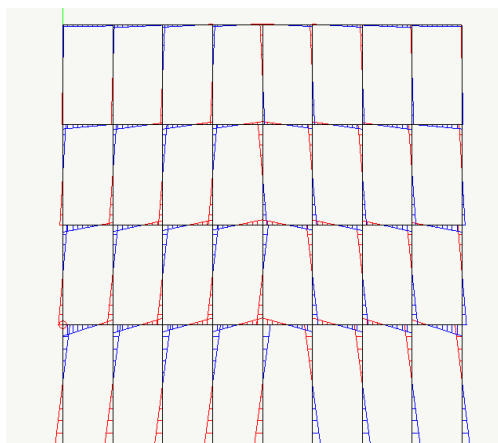


Con l'analisi modale senza considerare gli effetti del secondo ordine otteniamo un periodo di 0.67 secondi.

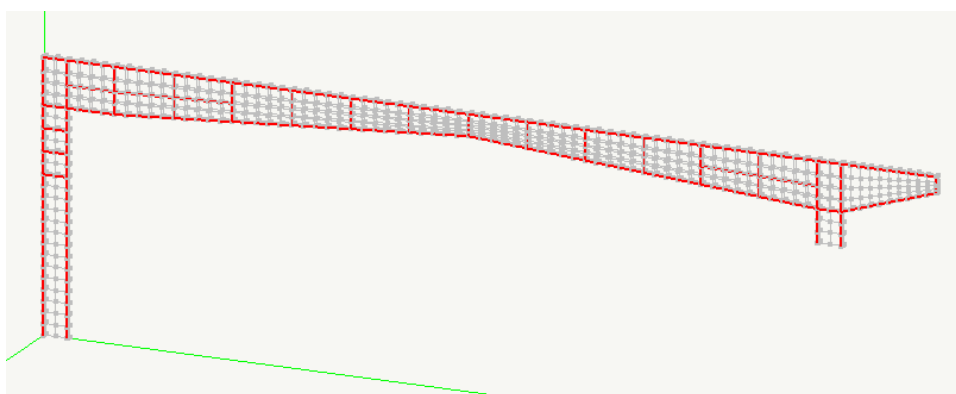
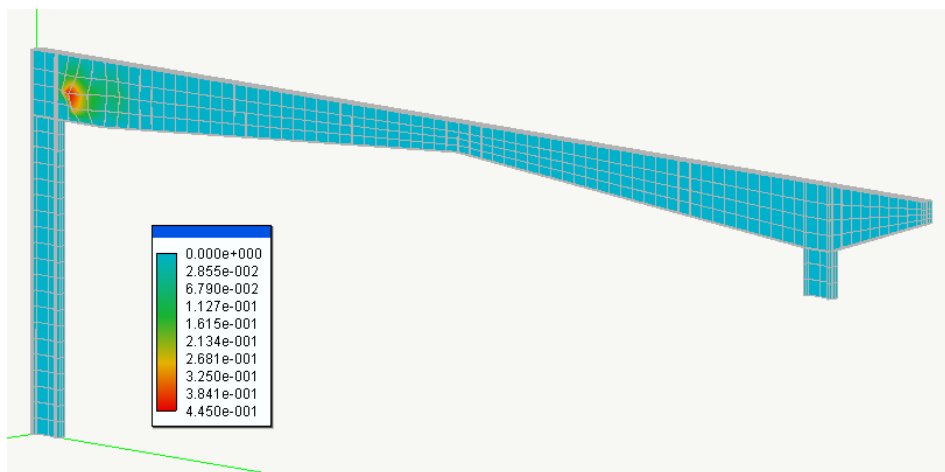


Considerando invece gli effetti del secondo ordine, il periodo sale a 1.26 secondi. E' vero, come abbiamo visto, che ci eravamo messi in prossimità del carico critico proprio per esaltare certi effetti ma gli effetti ci sono e sono vistosi.

Anche sugli sforzi l'incremento, considerando gli effetti del secondo ordine diventa vistoso.



gli irrigidimenti finali previsti.

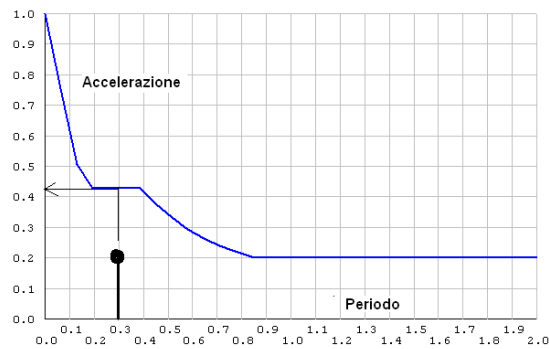


6. Analisi dinamica nel dominio del tempo

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

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

Un procedimento molto diverso dalla più usata 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.

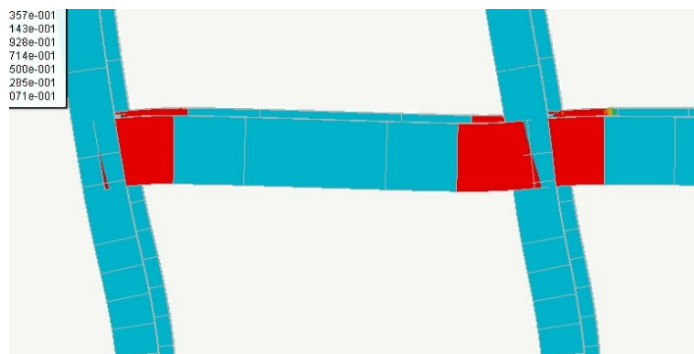
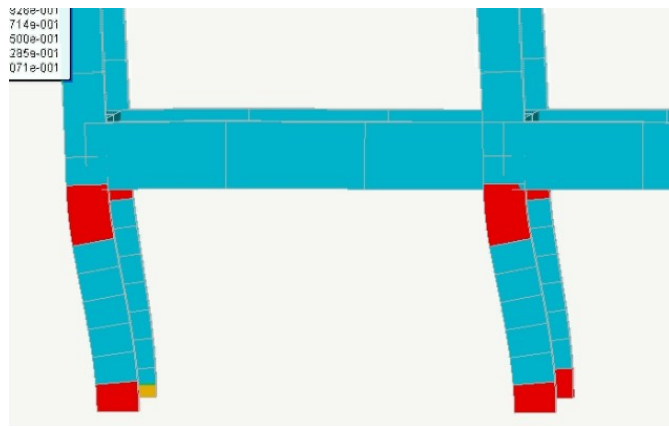


Con la tecnica dello spettro di risposta l'involuppo delle risposte dei possibili terremoti di progetto è data dallo spettro stesso. Non così per la tecnica dell'analisi nel dominio del tempo dove la struttura deve essere analizzata con più accelerogrammi di progetto (la normativa ne prescrive al minimo 7) e poi si devono involuppare le sollecitazioni per ognuna delle analisi ottenute. Procedimento certamente più oneroso per strutture ordinarie.

Ma l'analisi con la tecnica dello spettro di risposta non consente di valutare alcuni fenomeni.

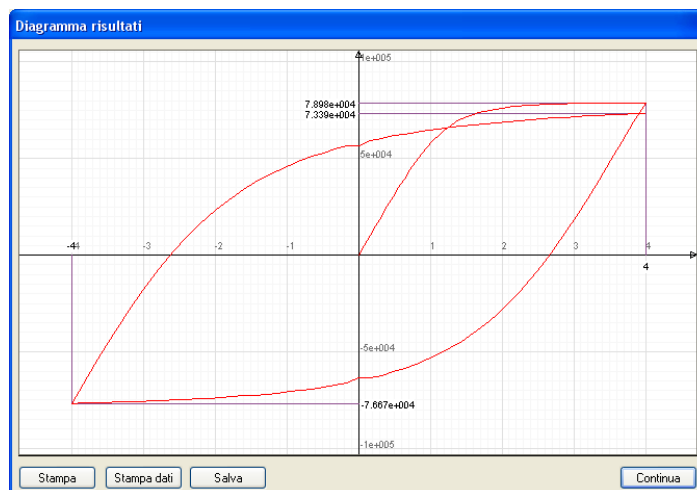


A esempio il comportamento non lineare della struttura. Qui vediamo due immagini con una diversa distribuzione delle armature secondo la gerarchia delle resistenze e possiamo vedere con l'analisi nel dominio del tempo il formarsi delle cerniere plastiche.



Quindi un'analisi che tenga conto di effetti descritti da leggi non lineari non si può ottenere con la tecnica dello spettro di risposta.

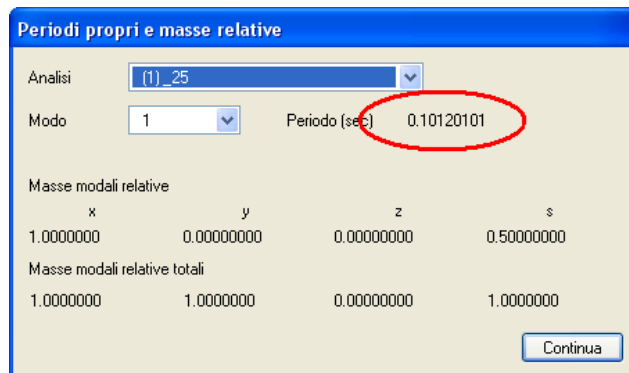
Anche un'analisi del tipo pushover non è altrettanto completa infatti nel moto i materiali attingono resistenze diverse legate alla storia dell'evoluzione dei carichi come si capisce chiaramente da un ciclo isteretico.



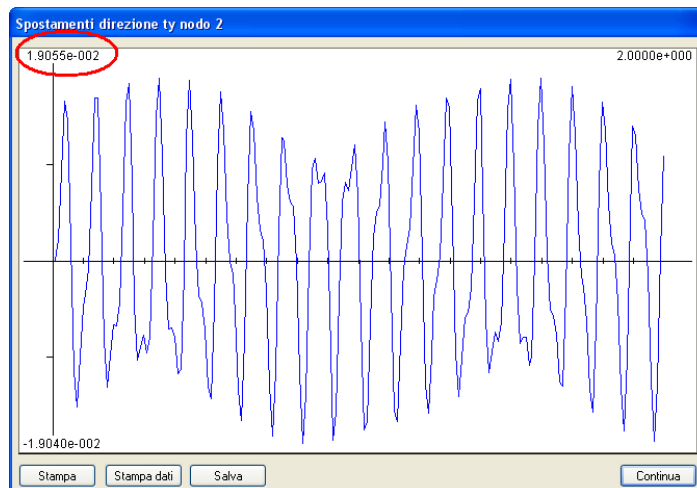
In un'analisi pushover si incrementa monotonicamente il carico e quindi il materiale avrebbe seguito il primo ramo. Mentre qui si vede come dopo una inversione la resistenza diminuisce e le inversioni si hanno se si segue la storia della struttura nel tempo.

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.

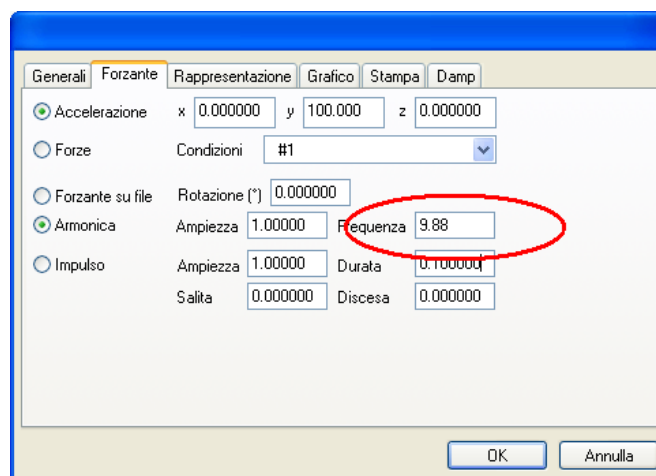
Vediamo il suo periodo proprio con Nòlian:



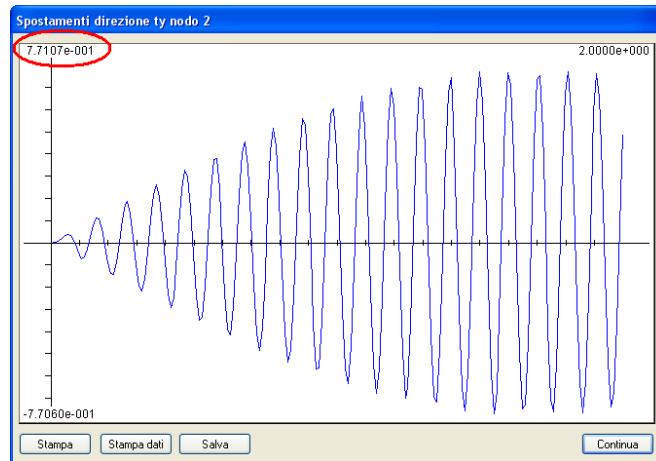
Ora sottoponiamo il pilastro a una oscillazione sinusoidale del terreno di frequenza 20 Hz. Vedremo che il pilastro oscilla con un'ampiezza dell'ordine di 0.02.



Portiamo ora la frequenza a quella di risonanza. Il periodo proprio lo sapevamo quindi la frequenza è 9.88 Hz.



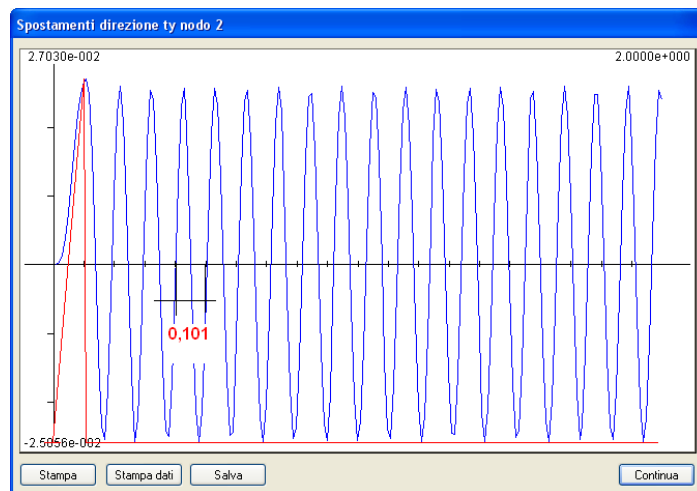
E vediamo ora cosa succede:



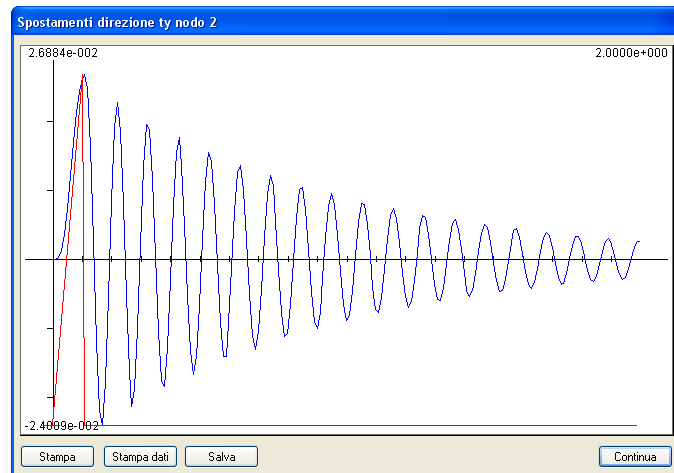
Il pilastro entra in risonanza e dopo 2 secondi l'ampiezza di oscillazione è già circa 40 volte quella precedente.

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

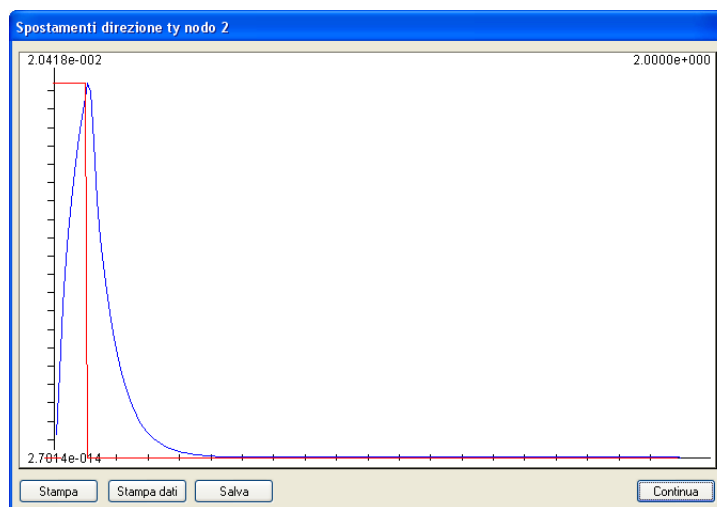
Se prendiamo il nostro pilastro e gli diamo un “colpetto” in sommità (una forza che varia impulsivamente a dente di sega) il pilastro inizia a oscillare con la sua frequenza di risonanza e non si ferma più.



Ma se gli assegno uno smorzamento (qui assumendo uno smorzamento di Rayleigh sulla rigidezza pari a 0.001) vediamo come si comporta.



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



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

Padroneggiare anche visivamente i principi fisici che sono alla base del progetto antisismico vuol dire saper progettare meglio e crescere professionalmente.

Se si comprendono tali principi poi gli adempimenti normativi che 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. Voi 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.

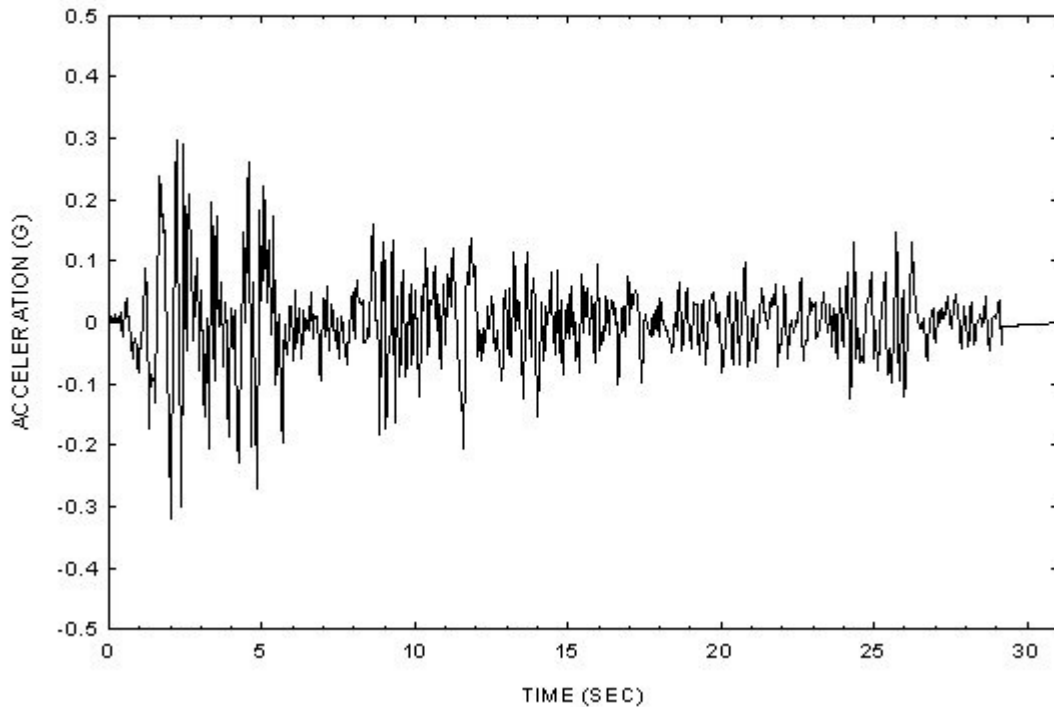
Qui, a titolo di esempio, vediamo un caso più realistico. Vediamo come si sarebbe comportata una struttura se si fosse trovata il 18 maggio 1940 a El Centro, Imperial Valley, California, dove si ebbe un terremoto di magnitudo 7.2.

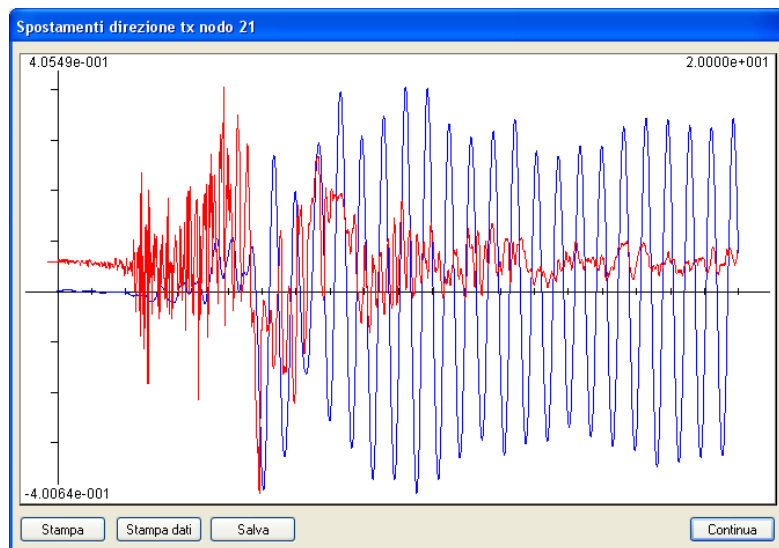
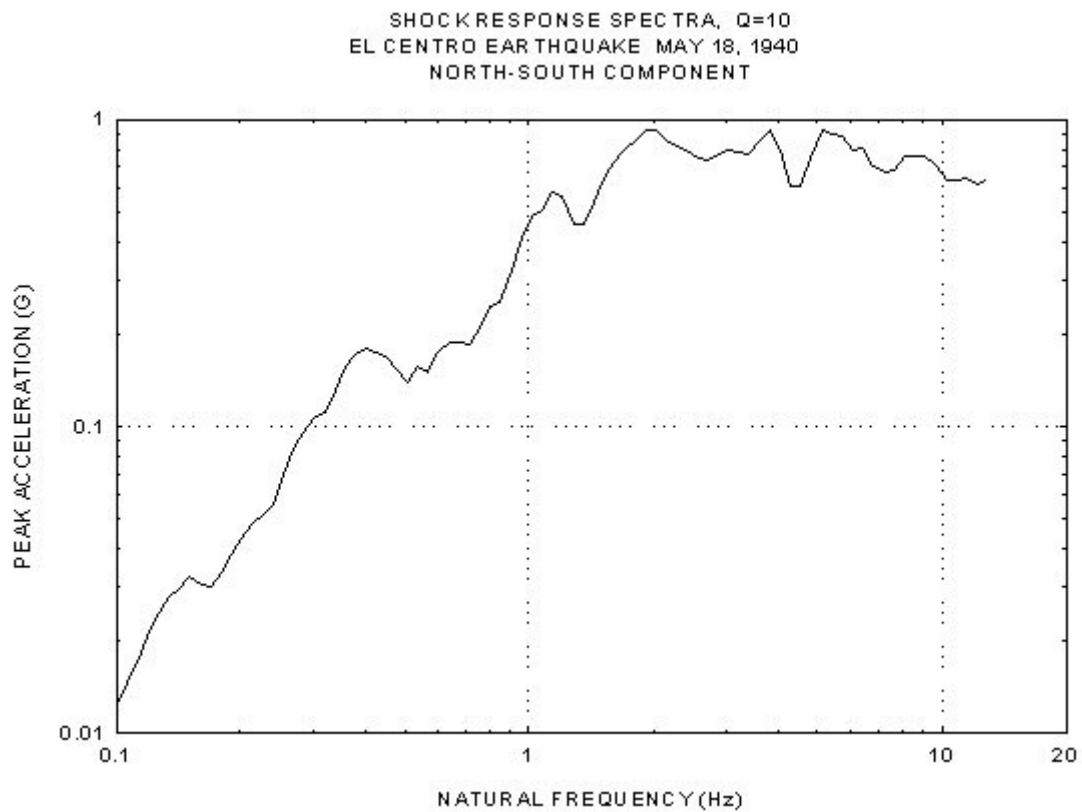
Nine people were killed by the May 1940 Imperial Valley earthquake. At Imperial, 80 percent of

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.



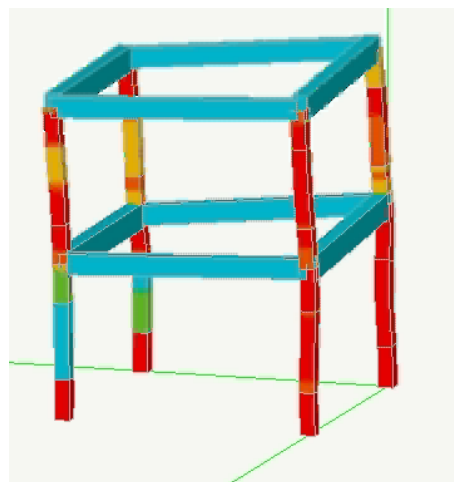
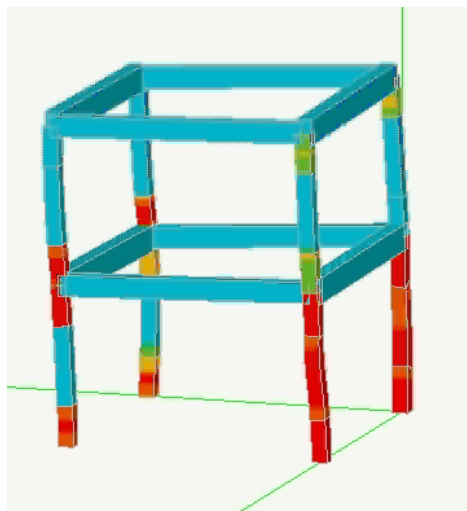
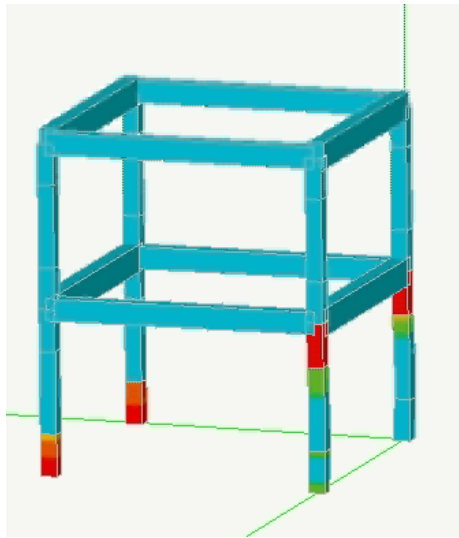
EL CENTRO EARTHQUAKE MAY 18, 1940
NORTH-SOUTH COMPONENT





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.

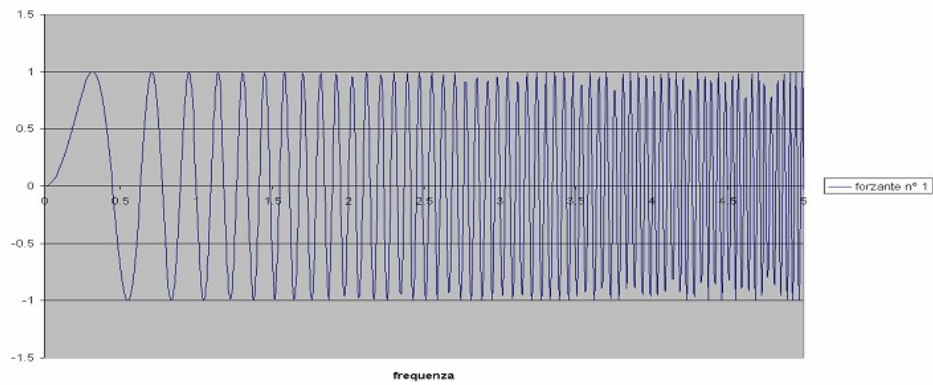


Vi sono però anche dei casi che con la tecnica dello spettro di risposta non possono essere affatto affrontati. Sono i casi in cui la sollecitazione non è di tipo sismico ma si ha un accelerogramma dovuto ad azioni esterne.

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



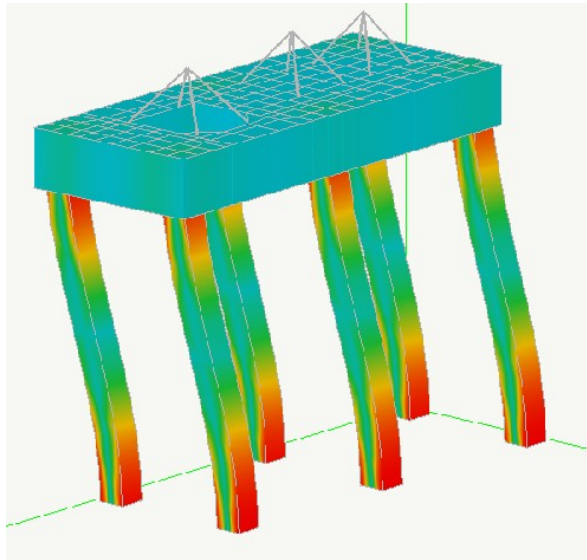
Turbina sul basamento



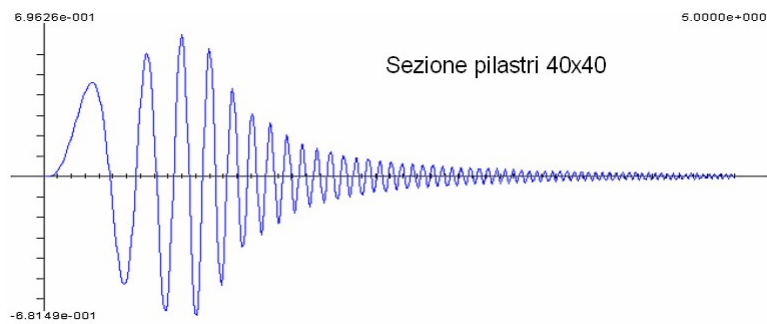
Accelerogramma di progetto



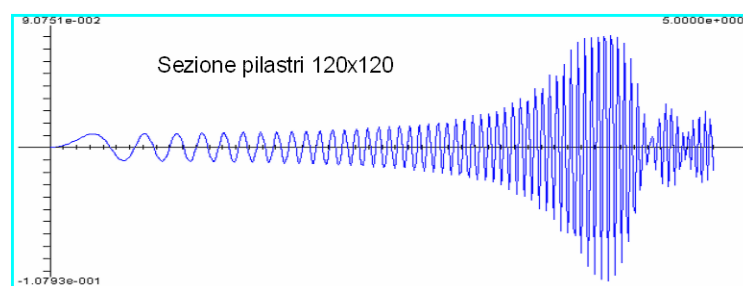
Basamento durante la costruzione



Sollecitazioni e deformazioni in un intervallo temporale



Risposta in spostamento del basamento impiegando pilastri 40x40



Risposta in spostamento del basamento impiegando pilastri 40x40

E' interessantissimo il confronto dei due diagrammi. 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	0.00571
4.63000	-0.01108	4.64000	0.03509
4.64000	0.00892	4.65000	-0.01005
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	0.01458	4.70000	-0.00835
4.70000	-0.00116	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	-0.00724	4.77000	0.01177
4.77000	0.01136	4.78000	0.00659
4.78000	0.00888	4.79000	-0.01010
4.79000	-0.00995	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
4.86000	0.01222	4.87000	0.02397
4.87000	0.00449	4.88000	0.01722
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	0.01235	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	0.01233	4.99000	0.00394
4.99000	-0.00049	5.00000	-0.01907
5.00000	-0.01219		

Pilastri 40x40

Pilastri 120x120

Massimi spostamenti a regime

7. Capacity design

Trovo che il termine “analisi pushover” usato dalla nostra normativa per indicare un procedimento di valutazione di prestazione sismica non sia chiaro. Pushover vuol dire “rovesciare” e quindi indica un procedimento di analisi condotto incrementando il livello di carico fino al collasso. Ed è una cosa. La si potrebbe chiamare analisi limite.

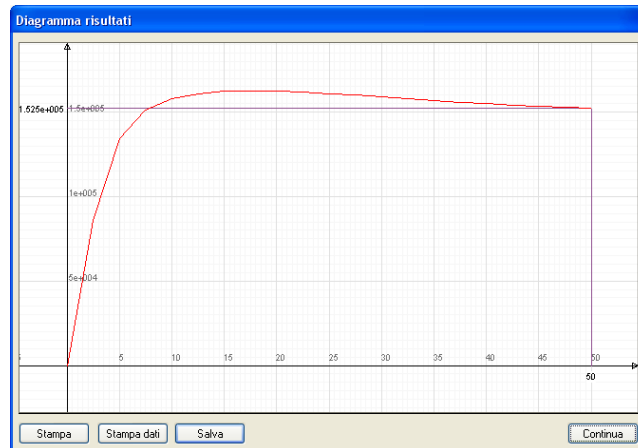


Diagramma non lineare forza-spostamento

Se poi questa storia forza-spostamento la si usa per fare previsioni di ingegneria antisismica, io credo debba avere un'altra denominazione e quella che mi pare più adeguata è quella di “capacity design”.

In effetti l'idea niente male del capacity design si muove nella teoria della 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 periodo proprio della struttura a un grado di libertà

Vediamo come si può procedere.

Applico un carico laterale alla struttura ipotizzandolo rappresentativo dell'azione sismica. Lo faccio aumentare linearmente e traccio il diagramma forza spostamento.

Ma se divido la forza per le masse della struttura, ora lo diciamo concettualmente poi entreremo nei dettagli, poiché forza diviso massa è un'accelerazione non avrò 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 di ridurre la struttura a un oscillatore elementare. Quindi si assume un “punto di controllo” per lo spostamento e il taglio alla base della struttura come forza. Questa funzione vien convertita con mola 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 algebrica molto banale.

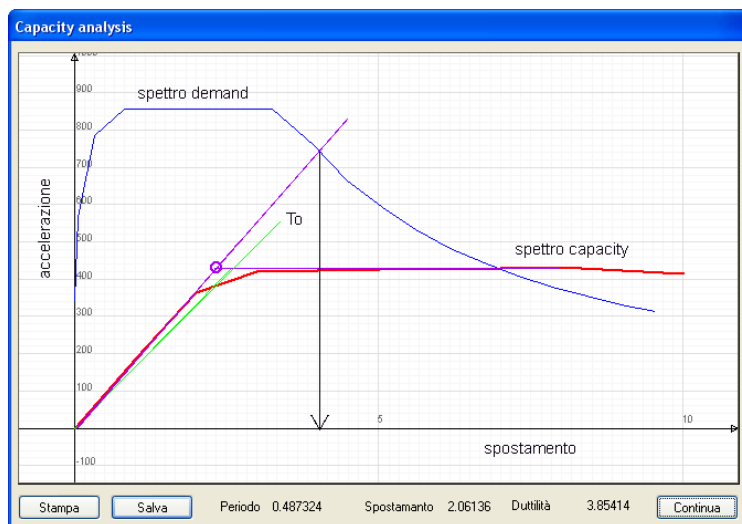


Una struttura mal dimensionata in cui la capacità non soddisfa la richiesta per il periodo della struttura

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.

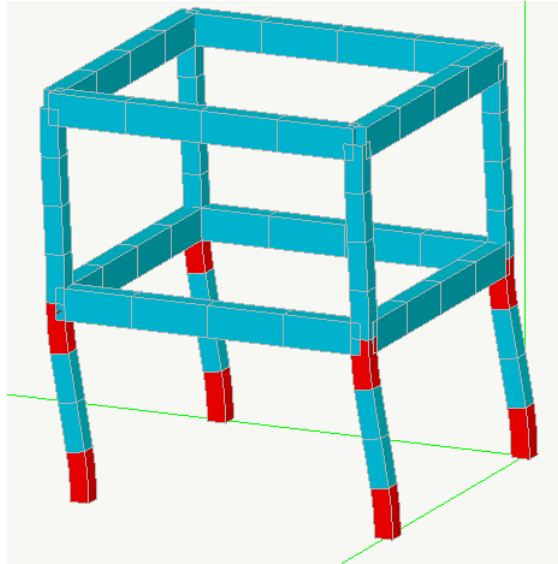
Un punto importante di questo grafico è il punto di incontro tra i due spettri: è il punto in cui la struttura risponde esattamente come è richiesto. Sarebbe il punto ottimale che coniuga costi e sicurezza. Ma, nel caso del grafico di figura, tale punto non è quello del periodo di vibrare della struttura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

La nostra normativa 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 faccio 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 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 meno impegno mi 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 una 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) è credibile per materiali come il calcestruzzo e l'acciaio ove si impieghino appunto elementi monodimensionali.

Ed 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 “natural” e cioè legati alla geometria della struttura ma occorre suddividere gli elementi e certe volte con accortezza.

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

Per gli elementi piani la letteratura non è concorde. I casi prova disponibili sono soddisfatti solo con molta attenzione e mai “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 (dico “riporta” perché lo si faceva 20 anni fa) a capire lo schema statico sembra loro di fare un passo indietro e non sono disponibili 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.

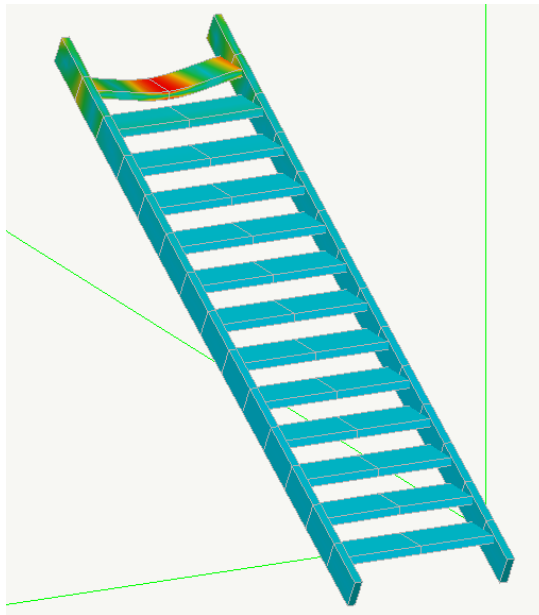
NOTA BENE. Per i motivi appena detti Nòlian, benché come abbiamo visto sia in grado di eseguire analisi di capacità e sia dotato di elementi a comportamento non lineare molto sofisticati, questa funzionalità di Nòlian non è rilasciata al pubblico.

8. Multistage

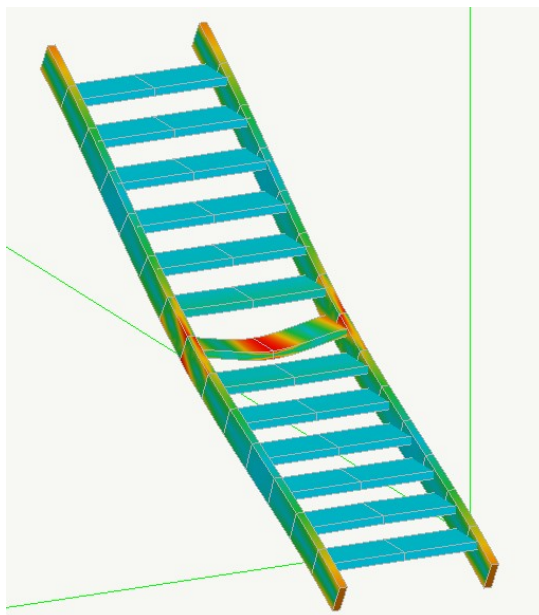
Per capire Multistage pensiamo ad un'azione che si svolge nel tempo. Ad esempio: stiamo scendendo una scala. Ad ogni passo avremo un nuovo schema di carico. Multistage consente di trattare dei modelli strutturali che variano nel tempo e non solo rispetto ai carichi ma in modo libero e completo.

Vediamo prima l'esempio della scala.

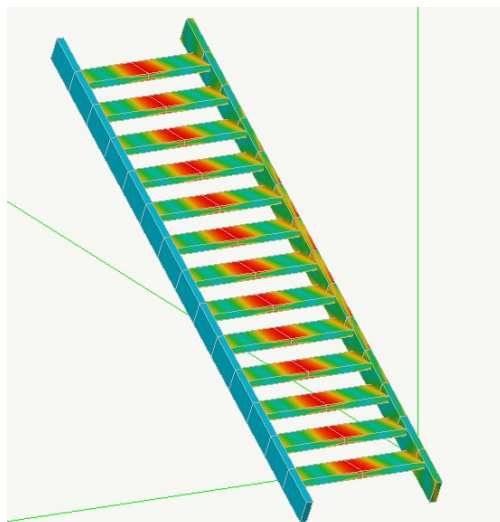
Nella figura si hanno spostamenti e stati tensionali a colori del passo sul primo gradino.



Così per tutti gradini. Vediamone uno centrale.

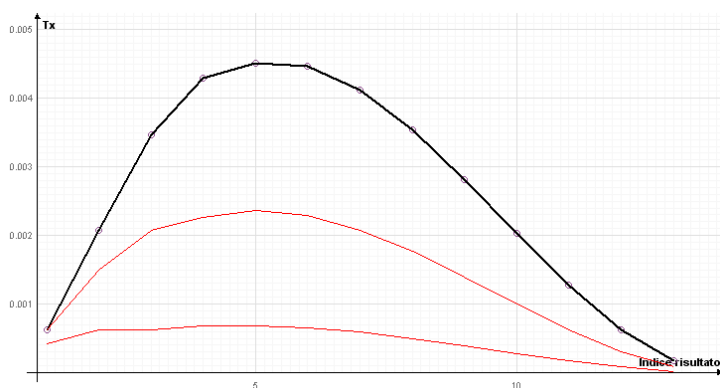


La cosa ora interessante è che possiamo involuppare le sollecitazioni e da questo stato tensionale deformativo che si evolve nel tempo e ricavare il quadro di involuppo che ci consente il progetto corretto della scala per tutte le condizioni di variabilità del carico.

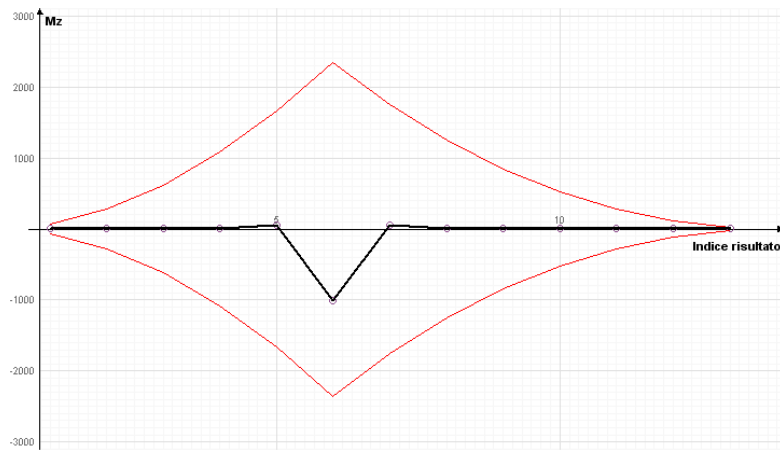


Possiamo post elaborare i dati delle fasi temporali in molti modi oltre alle combinazione e agli involuppi.

Ad esempio possiamo graficizzare la variazione di qualsiasi risultato. In questo grafico lo spostamento di tre gradini vicini allo spostamento del carico nelle varie fasi.



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)

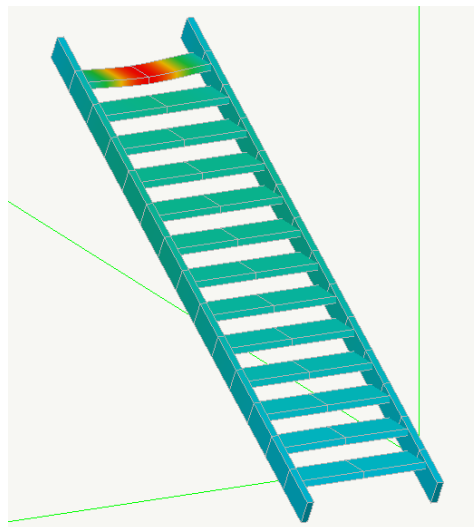


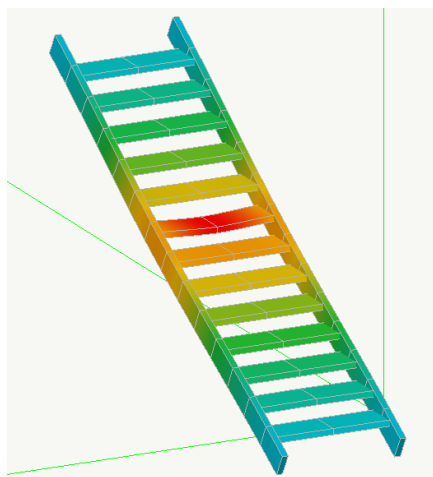
Come abbiamo detto, la variazione del modello non si limita al carico. Questo caso lo abbiamo esaminato per primo perché è più intuitivo e quindi ci aiuta a capire le possibilità della nostra tecnologia MultiStage.

Ma possiamo anche cambiare la distribuzione delle masse, ad 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.

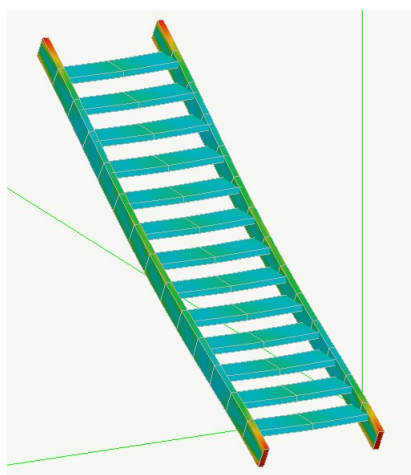


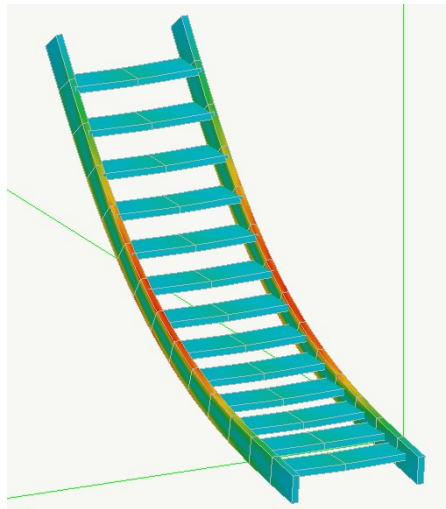


E anche qui possiamo fare gli involuipi delle sollecitazioni. Questo esempio ci ricorda il requisito di normativa per la distribuzione “accidentale” delle masse. Però qui la variazione è del tutto libera. Nel caso della distribuzione accidentale da normativa noi consigliamo di usare un'azione torcente equivalente perché è accettata dalla normativa ed è molto più pratico. Ma nel caso di variazione importante della distribuzione delle masse, a esempio un edificio industriale dove la dislocazione delle macchine può cambiare, o in un autosilo, la prescrizione normativa è insufficiente e con la tecnologia MultiStage si può far fronte a questa evenienza.

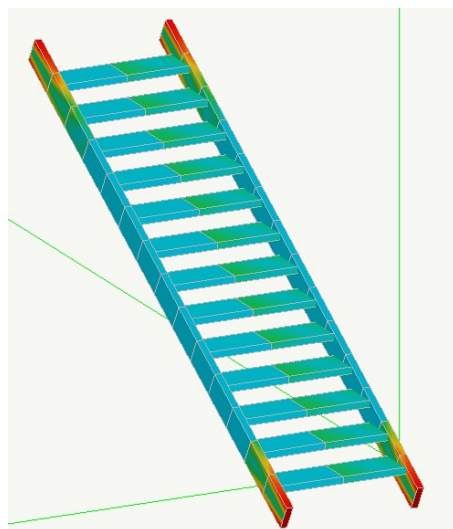
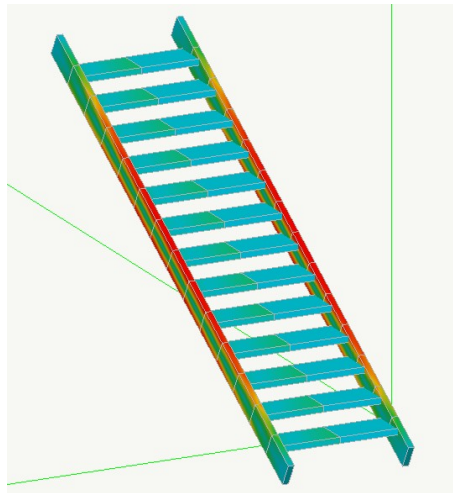
Per capire appunto la potenza della tecnologia MultiStage vediamo un'altra più drastica modifica del modello: il cambiamento dei vincoli. Immaginiamo di voler valutare cosa accadrebbe se gli incastrati dei cosciali si plasticizzassero come dovremmo progettarli per far fronte anche a questa evenienza.

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

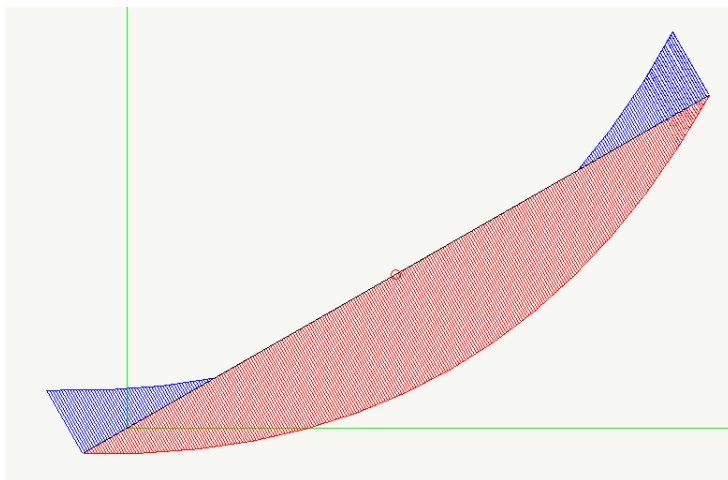




E anche qui possiamo involuppare i momenti positivi negativi per avere la situazione progettuale definitiva che comprende i due casi.



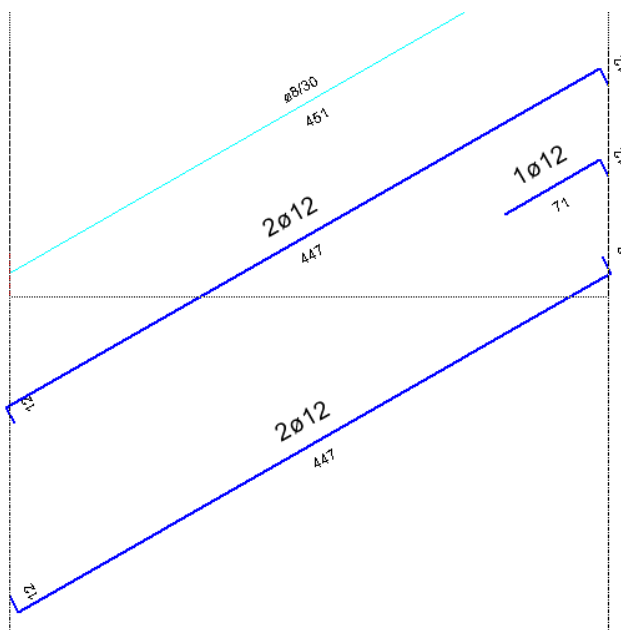
Ovviamente si possono avere anche dei diagrammi di sollecitazione anche involuppati e certamente queste non sono solo rappresentazioni ma rispecchiano i valori numerici involuppati che saranno usati per il progetto e la verifica delle membrature.



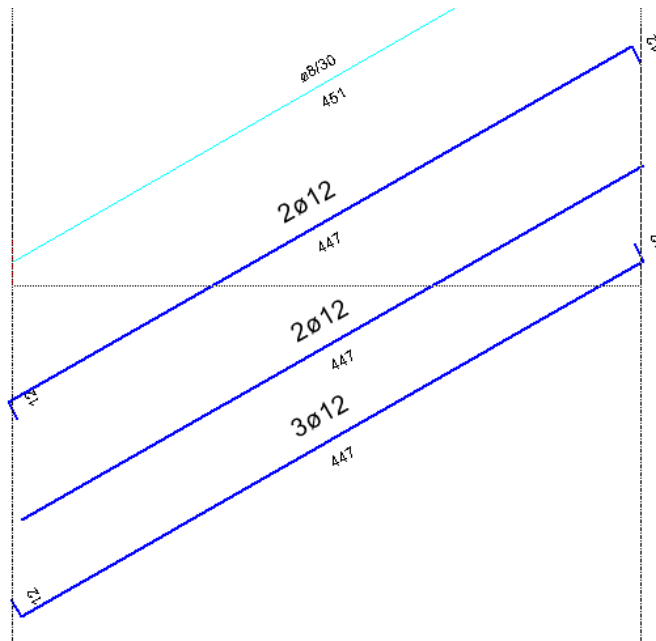
E' importante capire che abbiamo UN SOLO MODELLO che ha in se più STADI (o fasi). Non DUE MODELLI DISTINTI. Ed infatti di questo unico modello abbiamo due insiemi di sollecitazioni ben distinte ma attinenti lo stesso modello.

E 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 incastri) otterremmo questo risultato.



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



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

Otteniamo la armatura necessaria per sopperire ai due stati affatto diversi di sforzo.

