

***“Analisi dell’irregolarità strutturale di Telai In C.A.
mediante metodi non lineari ”***

1	PREMESSA	4
2	PRINCIPI BASE DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA.....	5
2.1	LO SVILUPPO DELLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA.....	5
2.2	LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO.....	7
2.3	LE NORME DI I GENERAZIONE	8
2.4	LE NORME DI II GENERAZIONE	12
2.5	LE NORME DI III GENERAZIONE	14
2.5.1	DUTTILITÀ E CAPACITY DESIGN NEI TELAI IN CA	19
2.5.2	EDIFICI A TELAIO: MODALITÀ DI COLLASSO	23
2.5.3	GERARCHIA DELLE RESISTENZE.....	25
2.5.4	PROTEZIONE DAL MECCANISMO DI SOFT-STOREY	25
2.5.5	PROTEZIONE DA MECCANISMI DI ROTTURA PER TAGLIO.....	26
2.6	LE NORME DI IV GENERAZIONE.....	27
2.7	L'ORDINANZA N.3274	30
2.7.1	LO SPETTRO DI RISPOSTA.....	30
2.7.2	IL FATTORE DI STRUTTURA Q	32
3	I TELAI OGGETTO DI STUDIO	36
3.1	PREMESSA	36
3.2	GLI SPETTRI DI PROGETTO	40
3.3	VERIFICA TELAI	46

4	METODI DI ANALISI NON LINEARE.....	50
4.1	PREMESSA	50
4.2	ANALISI DI PUSHOVER.....	50
5	IL MODELLO ADOTTATO	56
5.1	PREMESSA	56
5.2	LA PLASTICITA' CONCENTRATA.....	56
5.3	LEGGE MOMENTO CURVATURA	61
5.3.1	DUTTILITÀ.....	61
5.3.2	NODI TRAVE-PILASTRO	66
5.4	DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA SEZIONI IN CLS	69
5.5	MOMENTI E CURVATURE CARATTERISTICHE.....	72
5.6	MODELLAZIONE NON LINEARE	77
6	ANALISI E CONFRONTO DEI TELAI-STUDIO	82
6.1	CARICHI APPLICATI	82
6.2	ANALISI DI PUSH OVER	86
6.3	CONFRONTO TRA I TRE TELAI	92
7	CONCLUSIONI	98
8	BIBILOGRAFIA	99

1 PREMESSA

Scopo della presente ricerca è, in una prima fase lo studio dei criteri di progettazione antisismica riportati dalle norme più moderne (in particolare dall'ordinanza 3274), individuando il metodo attraverso il quale vengono prese in considerazione le irregolarità strutturali, ed in una seconda fase lo studio del comportamento sismico di telai in c.a. in presenza di irregolarità della resistenza in elevazione ed, in particolare, un confronto dei risultati di analisi statiche non lineari relativi ad un telaio in c.a. "regolare" con i risultati relativi a telai "irregolari".

L'irregolarità è stata ottenuta introducendo nel telaio "regolare" modifiche geometriche che portano ad una brusca variazione di rigidezza, e modifiche in termini di carichi, che portano ad una brusca variazione di massa sismicamente eccitabile.

La progettazione dei telai irregolari, svolta seguendo i criteri della Ordinanza 3274, tiene conto dell'irregolarità mediante l'amplificazione dell'azione sismica di progetto, sulla base di un coefficiente denominato K_R .

È obiettivo di questo lavoro la verifica della adeguatezza di tale coefficiente, effettuata mediante analisi non lineari statiche.

Le analisi statiche non lineari sono portate allo spostamento di target, valutato con il metodo introdotto dall' Ordinanza n. 3274.

Il confronto è effettuato in termini di spostamenti di interpiano e spostamenti massimi in sommità, dai risultati si evince che nei telai caratterizzati da irregolarità di massa e rigidezza, la protezione fornita dal fattore K_R risulta adeguata

2 PRINCIPI BASE DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

2.1 LO SVILUPPO DELLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA

Tra le molteplici azioni che con accertata probabilità sollecitano un sistema strutturale durante la sua vita di progetto, i terremoti rappresentano senza dubbio gli eventi più pericolosi e devastanti per numero di vittime e danni arrecati

Le azioni sismiche, che possono essenzialmente essere considerate come forze d'inerzia generate da una storia di accelerazioni trasmesse attraverso l'interfaccia terreno-fondazione, determinano infatti nelle costruzioni, normalmente progettate e concepite per resistere ad azioni gravitazionali di tipo statico, regimi di sollecitazioni di tipo dinamico. Tali sollecitazioni, per terremoti particolarmente intensi, possono portare al collasso i manufatti, causando purtroppo la perdita di numerose vite umane.

I terremoti interessano gran parte del territorio mondiale; anche l'Italia non sfugge alla violenza degli eventi sismici che, per la loro frequenza, sono ormai diventati una vera e propria emergenza nazionale, tanto da far parlare apertamente di "Rischio Sismico".

Per far fronte al quadro catastrofico che si è delineato negli ultimi decenni e tentare quindi di ridurre in modo significativo il rischio sismico, si è concordi nel ritenere che una moderna strategia di prevenzione debba necessariamente essere basata su un approccio unitario che contempli rispettivamente:

1. La classificazione sismica del territorio;
2. La progettazione antisismica delle nuove costruzioni;
3. L'adeguamento degli edifici esistenti.

La prima procedura è volta a stimare, su basi probabilistiche, le azioni sismiche e la loro distribuzione sul territorio nazionale (macro-zonazione), ovvero la pericolosità associata a ciascuna zona sismica. La progettazione di nuove strutture e

l'adeguamento del patrimonio edilizio esistente sono invece rivolte alla riduzione della vulnerabilità del costruito nei confronti dell'azione sismica.

È evidente che un siffatto approccio, anche in relazione alle sue ricadute in termini sociali ed economici, non può essere lasciato al libero arbitrio dei progettisti ma debba necessariamente essere inquadrato in specifici ambiti normativi.

D'altra parte, il legame funzionale tra evento sismico e normativa è testimoniato dall'analisi storica, che dimostra inequivocabilmente come le norme di progettazione antisismica sono quasi sempre scaturite e si sono progressivamente evolute a seguito di terremoti particolarmente devastanti, instaurando una palese relazione causa-effetto tra evento sismico e norma corrispondente

In relazione a tale processo evolutivo ed alla natura stessa delle indicazioni contenute nei codici che si sono via via susseguiti, si può stabilire una classificazione convenzionale, e per quanto possibile cronologica, delle norme di progettazione antisismica così articolata:

- Norme di I generazione (fino al 1960): norme puramente prescrittive;
- Norme di II generazione (dal 1960 al 1980): norme prestazionali a singolo livello;
- Norme di III generazione (dal 1980 al 2000): norme prestazionali a doppio livello;
- Norme di IV generazione (successive al 2000): norme prestazionali multilivello.

I codici appartenenti alle prime due generazioni, la cui importanza è soprattutto relegata a considerazioni di tipo storico, sono caratterizzati dalla contemporanea presenza di indicazioni di natura prescrittiva associate a raccomandazioni di natura prestazionale a singolo livello.

In pratica si cerca di controllare unicamente la prestazione al collasso del sistema per terremoti particolarmente violenti (terremoti rari), valutando convenzionalmente la resistenza con il Metodo delle Tensioni Ammissibili (MTA). Lo stato attuale della codificazione è invece rappresentato dalle norme di terza generazione, basate su un approccio prestazionale a doppio livello e nelle quali la sicurezza strutturale è

valutata attraverso il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite (MSSL).

Le norme di quarta generazione rappresentano la naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite e costituiscono la punta più avanzata nel panorama della progettazione antisismica.

Esse si basano su un approccio multilivello implementato attraverso una metodologia nota come *Performance Based Design (PBD)*.

Il metodo consiste nella scelta di un appropriato criterio di progetto tale da garantire, per uno specifico livello d'intensità sismica, che con assegnate probabilità il sistema non risulti danneggiato oltre certi valori limite, rappresentativi di opportuni livelli

2.2 LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

Prima di entrare nel merito dei contenuti delle diverse norme, appare quanto mai opportuno un breve cenno alla problematica della classificazione sismica del territorio, anche in considerazione delle sue ricadute sulla progettazione. È ben noto che un evento sismico, non essendo prevedibile con precisione nei tempi e nei modi, solleva un problema di tutela della pubblica incolumità cui lo Stato deve farsi carico. In una tale prospettiva, come già precedentemente sottolineato, il primo passo da compiere è capire bene dove il fenomeno si può manifestare e con quale livello di pericolosità. Tale riconoscimento, in Italia come in altri Paesi, avviene mediante una classificazione del territorio adottata dallo Stato ed inserita in un documento avente carattere normativo.

L'analisi storica evidenzia come la classificazione sismica del territorio in Italia sia stata, fino al 1980, episodica. Infatti a partire dal 1909, in seguito al terremoto catastrofico di Messina, iniziarono di volta in volta ad essere inseriti in zona sismica i comuni che subivano danni significativi per effetto degli eventi sismici che si susseguivano.

Solo a seguito del terremoto del Friuli del 1976 furono attivati studi sistematici per la

valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano, basati su un catalogo di terremoti relativo a diversi secoli addietro e su un approccio probabilistico scientificamente valido. Fu così che il territorio italiano classificato in zona sismica, che nel 1980 copriva circa il 25% dell'intero territorio italiano, con la riclassificazione del 1981 arrivò al 45 % circa (Fig1)

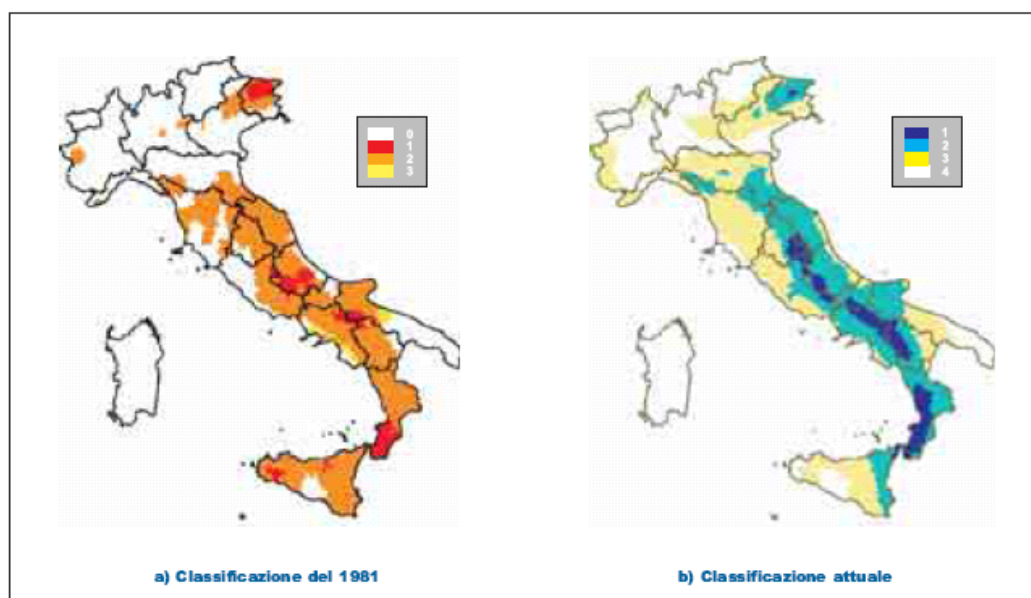


figura1 –classificazione sismica

Nel frattempo si sono ulteriormente sviluppati gli studi sulla sismicità storica e sulla conoscenza delle zone sismogenetiche italiane, così che recentemente si è proceduto alla classificazione dell'intero territorio nazionale che ha comportato un nuovo incremento delle zone a maggior rischio sismico (Fig1).

In pratica, se si escludono le zone a bassissima sismicità, definite come zone di IV categoria, è stato dichiarato sismico ben il 67% del territorio nazionale, con un incremento di oltre il 22% rispetto alla precedente classificazione.

2.3 LE NORME DI I GENERAZIONE

Sono convenzionalmente considerate norme di prima generazione quelle emanate fino al 1962. Con riferimento alla normativa sismica nazionale rientrano ad esempio in questa categoria:

- le Istruzioni per la ricostruzione di Reggio Calabria del 1784;
- il R.D. n.193 del 1909;
- tutte le norme intermedie tra il 1909 ed il 1962, come il D.L.L. n.1526 del 1916 ed il R.D. n. 431 del 1927;
- la Legge n. 1684 del 1962.

Tali norme erano principalmente basate su un approccio di tipo prescrittivo, ovvero sulla definizione di una serie di indicazioni progettuali da rispettare per ridurre la vulnerabilità delle costruzioni. Le azioni che riproducevano convenzionalmente l'effetto del sisma venivano simulate esclusivamente attraverso forze statiche equivalenti, determinabili sulla base di una classificazione in macrozone sismiche del territorio italiano che, come già precedentemente sottolineato, fu avviata proprio in questo periodo.

Le direttive contenute nei codici di prima generazione erano rivolte principalmente agli edifici in muratura, che costituivano la stragrande maggioranza del patrimonio edilizio.

Ad esempio, nelle Istruzioni per la ricostruzione di Reggio Calabria a seguito del terremoto del 1783 si fornivano alcune norme di edificazione necessarie a garantire: la regolarità strutturale (aspetto dell'edificio semplice ed elegante), la riduzione delle sollecitazioni e delle spinte (altezza limitata a due piani fuori terra e divieto di balconi e cupole), un comportamento scatolare (fasciatura di ferro) e la riduzione delle eccentricità tra baricentro delle masse e rigidità (scala centrale).

Un'interessante applicazione delle suddette indicazioni progettuali è rappresentata dalla Casa Asteroidale di Francesco Ruffolo, per la quale fu anche realizzato una sorta di "isolamento sismico", poggiando le fondazioni su un'ampia e solidissima platea fortemente levigata, in modo da favorirne gli slittamenti in caso di terremoto.

Il R.D. n.193 del 18 aprile 1909, emanato a seguito del terremoto di Messina del 1908, può essere considerato a tutti gli effetti come la prima normativa sismica in Italia. In tale codice, infatti, venne per la prima volta introdotta una modellazione

qualitativa delle azioni sismiche, costituita da un sistema di forze verticali ed orizzontali che simulavano, rispettivamente, la componente sussultoria ed ondulatoria dei terremoti

Le azioni presentavano la stessa intensità a tutti i piani ed erano espresse in funzione dei carichi verticali attraverso due coefficienti, definiti come C_h e C_v .

L'entità delle massime accelerazioni prodotte da un terremoto era, all'epoca, oggetto di discussione. La scala sismica proposta dal giapponese Omori considerava possibili accelerazioni massime superiori a 4 m/s^2 e questo valore veniva posto a base dei calcoli da alcuni autori. Ciò nonostante, la commissione incaricata di predisporre le norme del 1909 sottolineò le incertezze esistenti su tale punto e l'improponibilità di usare tali accelerazioni nel progetto, perché esse avrebbero portato "a risultati praticamente inattendibili a cagione delle eccessive dimensioni che ne scaturirebbero adottando gli abituali carichi di sicurezza datici dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione". Si decise quindi di "dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui si constatata l'incolumità in un numero abbastanza grande di casi, quali siano le forze massime che avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio, per servirsene poi nel calcolo di fabbricati nuovi". Gli studi svolti portarono alla conclusione che "le forze convenzionali da introdurre nei calcoli corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm per secondo". Si propose quindi di utilizzare forze orizzontali pari a "1/12 dei rispettivi pesi per le strutture dei piani inferiori", aumentate a "1/8 per quelle del piano superiore" per tener conto del fatto che "l'ampiezza delle oscillazioni provocate dai terremoti negli edifici aumenta dai piani inferiori ai superiori".

C'era comunque la consapevolezza che "un edificio calcolato per l'accelerazione sopra indicata, secondo gli ordinari carichi di sicurezza, si dovrà considerare come resistente in buone condizioni ad una scossa di accelerazione doppia, la quale non dovrebbe provocarvi tensioni unitarie superiori ai limiti pratici di elasticità dei rispettivi materiali, e darà garanzia contro il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi".

Come si vede, fin da allora erano presenti, in nuce, i concetti base dell'analisi sismica: comportamento elastico lineare per terremoti deboli, comportamento non lineare per terremoti più forti, uso di forze statiche per simulare gli effetti del reale comportamento dinamico.

Tra le principali indicazioni di carattere prescrittivo introdotte dal R.D. del 1909 al fine di garantire una maggiore resistenza delle costruzioni nei confronti dei terremoti, vi erano poi limitazioni sulle altezze (10 m) e sul numero di piani degli edifici (due piani; un solo piano per gli edifici in muratura di pietra listata).

La quantificazione delle azioni sismiche avvenne anche ad opera del D.L.L. n.1526 nel 1916. Le azioni sussultorie verticali venivano infatti modellate incrementando il peso sismico del 50%, mentre le forze orizzontali, da introdurre nei calcoli per simulare le sollecitazioni prodotte dal moto ondulatorio, erano pari ad un ottavo e ad un sesto del peso, rispettivamente per il piano terreno e per il piano superiore degli edifici (Fig2).

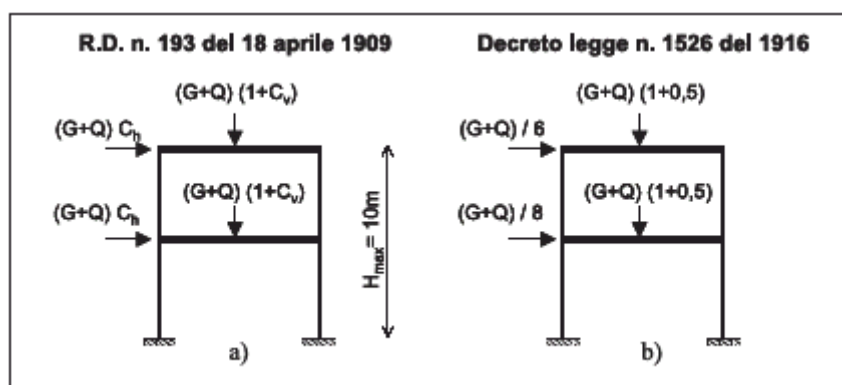


figura2 – azioni sismiche D.L.L. n.1526

Con il Regio Decreto n.431 del 1927 venne invece introdotto il concetto di zona sismica ovvero di macrozonazione del territorio nazionale, suddiviso in modo empirico in due zone (prima e seconda categoria) a ciascuna delle quali competevano diverse forze sismiche di progetto.

Le leggi che seguirono apportarono tutta una serie di modifiche e prescrizioni aggiuntive, tra le quali le più significative furono quelle sui limiti in altezza delle

costruzioni e quelle sul valore delle azioni sismiche orizzontali.

In particolare il R.D. n. 640 del 1935, con riferimento al primo aspetto, stabiliva i seguenti nuovi limiti di altezza: 16 m 4 piani (oltre il cantinato) in prima categoria; 20 m -5 piani in seconda categoria.

Per il calcolo delle forze orizzontali veniva invece fornito un coefficiente di intensità sismica pari a 0.1 e 0.07, rispettivamente in prima e seconda categoria, da considerarsi costante su tutta l'altezza dell'edificio. Inoltre, per il calcolo del peso sismico, veniva introdotto un fattore riduttivo, pari ad un terzo, da applicarsi ai carichi accidentali e legato a considerazioni di tipo probabilistico.

La legge n. 1684 del 1962 non alterò sostanzialmente il quadro normativo precedente, ma introdusse l'obbligo di calcolare le strutture per forze orizzontali comunque dirette, da ripartirsi in funzione della rigidità dei diversi elementi. Inoltre eliminò le azioni sismiche verticali nello studio del comportamento globale dell'edificio, sebbene i recenti avvenimenti sismici abbiano dimostrato come la componente sussultoria del sisma, soprattutto per gli edifici costruiti in prossimità di faglie, sia tutt'altro che trascurabile.

2.4 LE NORME DI II GENERAZIONE

Le norme di seconda generazione nascono in Italia con la legge n. 64 del 2 febbraio 1974.

Sono norme prestazionali a singolo livello, nel senso che si focalizza l'attenzione esclusivamente sulla risposta della struttura nei confronti di terremoti particolarmente violenti (terremoti rari, ovvero con periodi di ritorno dell'ordine dei 500 anni) e si richiede come "prestazione" la salvaguardia delle vite umane (ovvero evitare il crollo). Le verifiche di resistenza sono generalmente condotte in conformità al metodo delle tensioni ammissibili, studiando la risposta di sistemi equivalenti in regime elastico. Non viene invece considerata la possibilità di verificare la conservazione delle funzionalità della costruzione in occasione di eventi sismici meno gravosi, ma più probabili.

La legge n. 64, ancora in vigore, rappresenta la legge quadro della normativa sismica italiana e, a differenza del regolamento del 1962, definisce esclusivamente le linee guida in materia di progettazione antisismica, demandando al Ministero dei Lavori Pubblici il compito di emanare con specifici decreti le norme tecniche contenenti le indicazioni progettuali. Ai vari Decreti Ministeriali che si sono susseguiti nel tempo, sono generalmente corrisposte Circolari Ministeriali, con funzione essenzialmente esplicativa dei contenuti delle norme tecniche.

Alla legge n. 64 va inoltre attribuito il merito di aver determinato una svolta importante in materia di classificazione sismica del territorio italiano, avendo stabilito la necessità di procedere, sulla base di comprovate motivazioni tecnico-scientifiche, alla suddivisione del territorio nazionale in macrozone con valori differenziati del grado di sismicità.

Ulteriori innovazioni, conseguenti alla legge quadro italiana del 1974, sono state l'introduzione di una microzonazione di I livello, per tener conto degli effetti amplificativi del terreno di fondazione sulle onde elastiche prodotte dal terremoto, e la possibilità di studiare la risposta della struttura in regime dinamico attraverso l'analisi modale, in alternativa all'analisi statica equivalente.

In particolare nel 1975, con decreto del 3 marzo, fu introdotto per la prima volta lo spettro di progetto in termini di accelerazioni (figura 3), ricavato al variare dello smorzamento del sistema ed in funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura

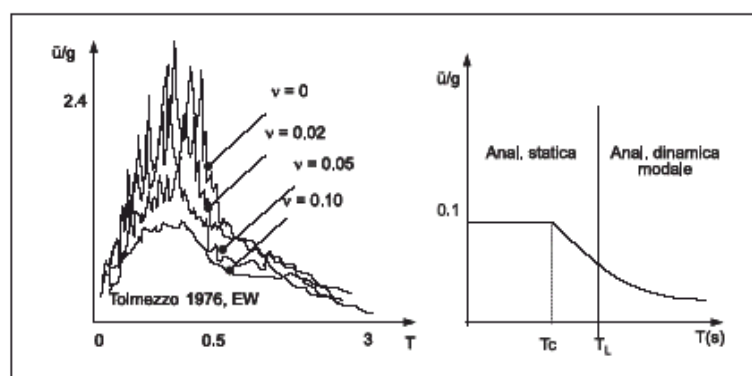


figura 3 –spettro di progetto

A tal proposito, occorre sottolineare come lo spettro di progetto introdotto dalle norme di II generazione prevede implicitamente la possibilità che le strutture, in occasione di terremoti particolarmente violenti, dissipino energia attraverso un comportamento isteretico in campo plastico.

Le "accelerazioni orizzontali di progetto", nell'ordine dei decimi di g, risultano infatti ben al di sotto di quelle che una struttura a comportamento lineare potrebbe sperimentare a seguito di terremoti molto violenti.

Con riferimento all'analisi statica equivalente venne altresì introdotto il concetto che la forza sismica totale doveva essere ripartita tra i vari impalcati in relazione al primo modo di vibrazione. Nei successivi decreti del 24 gennaio 1986 e del 16 gennaio 1996, unitamente ad ulteriori prescrizioni tecniche di carattere generale sono stati definiti per la prima volta dei criteri di progetto specifici per le differenti tecnologie costruttive.

2.5 LE NORME DI III GENERAZIONE

Sono le normative che in buona sostanza caratterizzano lo stato attuale della codificazione antisismica. In ambito nazionale ed europeo, rientrano tra queste:

le norme CNR-GNDT del 1984;

- l'Eurocodice 8, le cui prime versioni risalgono agli anni 1988-1994;

- l'Ordinanza della Protezione Civile n° 3274 del 2003.

Trattasi di norme a doppio livello prestazionale che si contraddistinguono in primo luogo per l'adozione esclusiva del metodo semiprobabilistico agli stati limite per la misura della sicurezza.

La risposta del sistema è analizzata con riferimento a due eventi sismici caratterizzati da differenti periodi di ritorno TR: il Terremoto di Servizio (I livello, con TR pari a circa 100 anni) ed il Terremoto Distruttivo (II livello, con TR pari a circa 500 anni).

A tali eventi sono associati due distinti livelli prestazionali, o obiettivi di progetto, noti rispettivamente come Stato Limite di Esercizio e Stato Limite Ultimo.

La verifica allo Stato Limite di Esercizio consiste nell'accertarsi che il sistema subisca, per effetto del terremoto di servizio, un ridotto danneggiamento alle parti strutturali e non, tale cioè da non compromettere la funzionalità della costruzione. Il parametro di controllo è costituito in genere dalla rigidità del sistema, solitamente quantificata attraverso lo spostamento d'interpiano che deve essere contenuto entro determinati valori limite.

La verifica allo Stato Limite Ultimo consiste invece nell'accertarsi che il sistema, in corrispondenza del terremoto distruttivo, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali, sia in grado di offrire una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali, in modo da salvaguardare la vita umana. Il parametro di controllo, in un approccio alle forze, è generalmente rappresentato dalla resistenza dell'intero sistema strutturale, che non deve essere ecceduta dalle sollecitazioni di progetto.

Contrariamente a quelle precedenti, le norme di III generazione, ed in particolare quelle più avanzate, considerano la capacità ed i modi di dissipare l'energia sismica in ingresso delle varie tipologie strutturali, contemplando la possibilità di operare secondo diverse strategie progettuali.

Tali strategie si basano sul concetto di sistema a risposta controllata.

In pratica, in base al modo di assorbire e/o dissipare energia, è possibile individuare differenti metodologie di progettazione antisismica basate su sistemi a controllo attivo, passivo ed iper-resistenti.

Tralasciando i sistemi a controllo attivo, che agiscono sulle caratteristiche del sistema modificandone la risposta in modo artificiale e che comunque, allo stato attuale, vengono utilizzati solo in applicazioni particolari, le norme di III generazione disciplinano principalmente le strategie di progettazione basate sui sistemi iper-resistenti ed a controllo passivo.

I sistemi iper-resistenti, detti anche non dissipativi, sono progettati per rimanere in campo elastico, senza quindi subire alcun danneggiamento strutturale, anche in occasione del terremoto distruttivo.

È questo ad esempio il caso delle costruzioni o degli impianti destinati a particolari funzioni strategiche, per le quali la non danneggiabilità è un requisito di progetto, oppure il caso di sistemi costruttivi le cui capacità dissipative in campo plastico

Per quanto concerne i sistemi a controllo passivo, i codici di III generazione prevedono la possibilità di ricorrere sia a sistemi isolati sia a sistemi dissipativi.

Nei sistemi isolati, la strategia di progettazione consiste essenzialmente nel modificare il periodo di vibrazione della struttura inserendo, generalmente in prossimità delle fondazioni, opportuni dispositivi, noti come isolatori. Questi ultimi, fungendo da filtro, riducono sensibilmente le forze d'inerzia del sistema, che subisce un atto di moto rigido caratterizzato da ampi spostamenti alla base. Negli isolatori possono inoltre essere presenti dispositivi di smorzamento che consentono di dissipare parte dell'energia in ingresso.

Nei sistemi dissipativi si cerca invece di rispettare l'equazione di bilancio energetico incrementando l'energia dissipata. Questo risultato può essere raggiunto inserendo nella struttura opportuni dispositivi speciali o favorendo la plasticizzazione di alcune zone specifiche della struttura.

Le zone dissipative, ovvero gli organi meccanici, devono essere capaci di dissipare energia senza compromettere il collasso locale o globale del sistema.

Poiché la capacità di dissipare energia di un sistema è strettamente legata alle sue capacità di subire escursioni in campo plastico, le norme di III generazione introducono specifiche prescrizioni atte a garantire un accettabile livello di **duttilità della struttura**.

Il ruolo della duttilità nella progettazione antisismica fu codificato per la prima volta nel 1978, quando apparve negli Stati Uniti il documento dell' Applied Technology Council (ATC3) che rappresentò il vero punto di svolta rispetto alle norme delle

generazioni precedenti. Tale documento, destinato a costituire di fatto la base delle norme successivamente sviluppate negli USA e negli altri Paesi, contiene per la prima volta l'esplicita messa in conto della duttilità della struttura ai fini della sua prestazione sismica, stabilendo al contempo una sua quantificazione convenzionale ed una sua gradazione in relazione alle capacità dissipative possedute dai diversi sistemi costruttivi.

La procedura proposta è concettualmente molto semplice e razionale ed è illustrata schematicamente in figura4

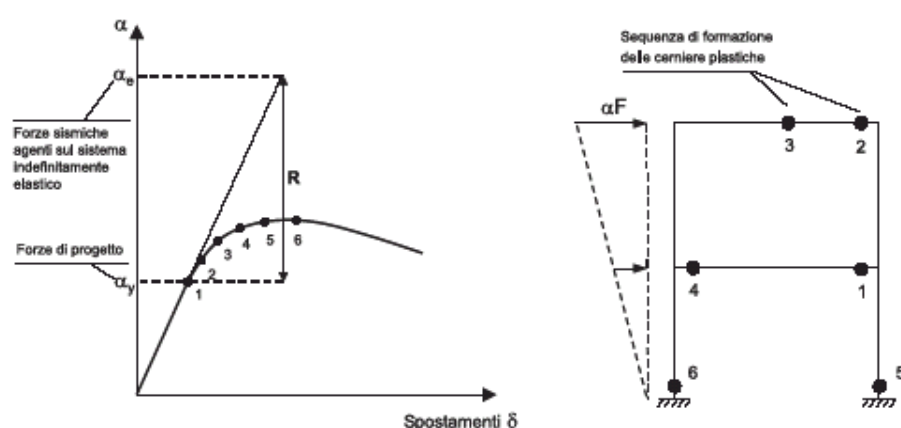


figura4 – capacità dissipative

In pratica il punto di partenza è la resistenza richiesta dal terremoto distruttivo ad un sistema considerato indefinitamente elastico. Una volta accettato che la struttura subisca escursioni in campo plastico (e di conseguenza danni), tale resistenza potrà essere adeguatamente ridotta in funzione della duttilità della struttura stessa e dei suoi elementi. La riduzione delle forze di progetto rispetto a quelle elastiche è realizzata attraverso un fattore di riduzione o di struttura, indicato con R nell'ATC3 e con q in Europa. Tale fattore, che in senso lato costituisce quindi una misura quantitativa della capacità dissipativa della struttura, può essere ricavato attraverso condizioni di equivalenza di tipo cinematico o energetico (fig.5).

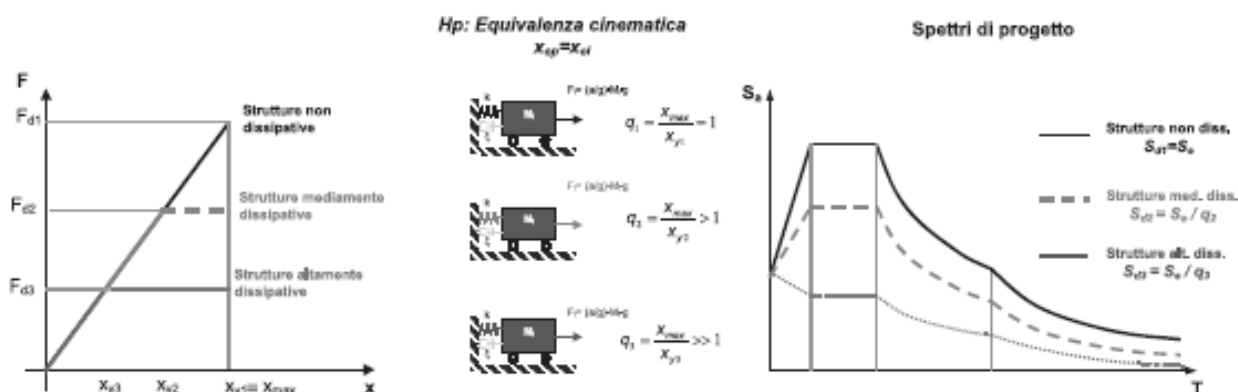


figura 5 – equivalenza cinematica

In accordo a tale filosofia, la progettazione allo SLU di strutture a comportamento dissipativo deve essere fatta individuando preliminarmente ed opportunamente delle zone dissipative e garantendo per esse il soddisfacimento di opportuni requisiti in relazione al ruolo che saranno chiamate a svolgere nell'organismo sismoresistente. Per le rimanenti parti della struttura (zone non dissipative), attraverso specifici criteri di dimensionamento (criterio di gerarchia), dovrà essere invece garantita un'adeguata sovrarresistenza rispetto alle zone dissipative, cosicché queste ultime possono esplicare a pieno le proprie capacità inelastiche.

Sono evidenti allora i due piani sui quali si muove la metodologia progettuale: da un lato essa focalizza l'attenzione su quelle zone che sono state individuate come responsabili della dissipazione isteretica e come tali dovranno possedere requisiti di *resistenza, rigidità e duttilità* in modo da consentire lo sviluppo di ampie escursioni in campo plastico. Parallelamente, attraverso il cosiddetto *capacity design*, le membrature della struttura andranno dimensionate attraverso una opportuna distribuzione delle resistenze che rispetti determinati criteri di gerarchia.

In sostanza, si cerca di favorire la formazione di meccanismi di collasso con elevato numero di zone plasticizzate (meccanismi globali) ed in grado di dissipare la maggiore energia possibile. Nel caso delle strutture intelaiate, ad esempio, tale approccio consiste nel progettare le colonne più resistenti delle travi (principio trave debole - colonna forte), in modo da attivare meccanismi di collasso globali

caratterizzati da cerniere plastiche nelle sezioni di estremità delle membrature orizzontali (zone dissipative) e nelle sole sezioni di base dei pilastri. Tali meccanismi consentono infatti di sfruttare la duttilità delle membrature in modo diffuso ed uniforme, presentando rotazioni plastiche simili in tutte le travi, e soprattutto limitando la formazione di cerniere plastiche nei pilastri. Queste ultime, infatti, risultano incompatibili con i cinatismi di collasso più efficienti. Per quanto riguarda invece lo stato limite di servizio, come già precedentemente sottolineato, il controllo sul danneggiamento viene generalmente eseguito valutando lo spostamento d'interpiano del sistema quando lo stesso è sottoposto alle accelerazioni prodotte da un evento sismico di tipo moderatamente frequente.

2.5.1 Duttilità e capacity design nei telai in CA

Come detto nelle attuali norme di terza generazione, in condizioni dinamiche il collasso locale o globale di una struttura non è legato al raggiungimento della soglia di resistenza degli elementi, ma all'esaurimento della loro capacità deformativa. L'equilibrio dinamico, contrariamente a quello statico, è sempre possibile anche quando, sotto eccitazione crescente, le forze interne smettono di crescere per raggiunto snervamento o decrescono per degrado di resistenza purché gli elementi siano capaci di sostenere gli spostamenti richiesti senza perdita di integrità.

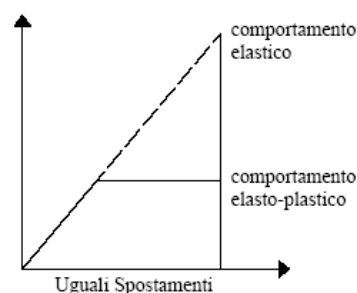
Il progetto di strutture in grado di rispondere elasticamente al sisma sarebbe tecnicamente possibile ma economicamente proibitivo in quanto si dovrebbero utilizzare forze laterali dell'ordine del 50% o più del peso della struttura stessa. Per tale motivo tutte le moderne normative di progettazione antisismica prevedono lo sviluppo di significative risposte anelastiche sotto l'azione di progetto, assicurando al contempo che la deformazione anelastica non sia pericolosa per l'integrità dei singoli elementi e della struttura stessa.

Al fine di evitare esplicitamente analisi non lineari si può ricorrere ad un'analisi lineare riducendo le forze sollecitanti. La riduzione di tale forze può essere fatta in base alle considerazioni seguenti. Assumendo un modello di tipo *elastico perfettamente plastico* è possibile osservare tre comportamenti estremi della

struttura nei confronti di un terremoto:

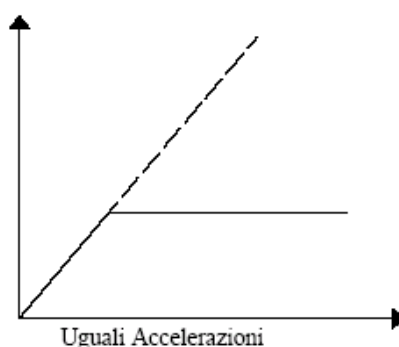
- Per periodi molto elevati (struttura virtualmente iper-flessibile) lo spostamento relativo della struttura sarà praticamente uguale ed opposto a quello del terreno. La massa in tal caso può essere considerata immobile in un riferimento globale indipendentemente dal tipo di risposta. Si definisce così una regione di periodi dove si ha una conservazione degli spostamenti, ciò porta alla definizione di un fattore di riduzione delle forze che risulta pari alla duttilità μ del sistema:

$$F_y = \frac{F_e}{\mu}$$



- Nel caso di strutture con periodo molto piccolo (struttura virtualmente rigida), la massa ed il suolo si muoveranno assieme con spostamenti relativi nulli. In tal caso l'accelerazione del terreno viene trasferita totalmente alla struttura. Anche in questo caso il comportamento assunto dal sistema non influirà sul risultato. L'azione del sisma si trasferisce totalmente alla struttura.

$$F_y = F_e$$

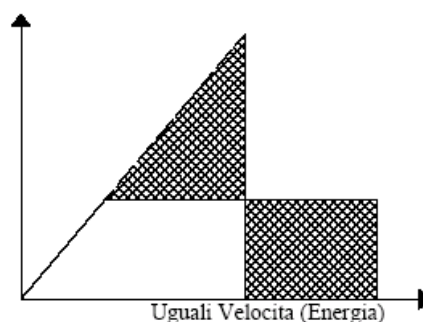


- Nel caso intermedio, l'interpretazione del comportamento non è immediata come per i precedenti. E' stata proposta una conservazione sia delle velocità sia dell'energia, così da permettere il calcolo di un coefficiente di riduzione per le forze applicate. Nel caso di accelerogrammi, i cui cicli abbiano una durata molto minore del periodo di vibrazione della struttura, può essere dimostrato che, per la conservazione dell'energia, la riduzione delle forze è nella forma:

$$\frac{F_e}{F_y} = (2\mu - 1)^{1/2}$$

Ciò comporta sicuramente una diminuzione delle forze, ma anche un conseguente aumento delle velocità e degli spostamenti. Nel caso di accelerogrammi aventi cicli il cui periodo sia relativamente lungo, se rapportato al periodo della struttura si ottiene, sempre ipotizzando la conservazione dell'energia, una nuova espressione della riduzione delle forze, esprimibile con la seguente formula:

$$\frac{F_e}{F_y} = 2 \left(1 - \frac{1}{2} \mu \right)$$



L'Eurocodice8 e la ordinanza 3274 applicano la riduzione sopra esposta dello spettro di progetto tramite l'introduzione di un Coefficiente di Comportamento o **Fattore di Struttura q** in grado di ridurre l'azione sismica agente sulla struttura in funzione della capacità di dissipazione dell'energia da parte della struttura stessa tramite comportamenti duttili dei suoi componenti

Tale fattore è un parametro funzione di molteplici contributi che verranno descritti nel dettaglio nel seguito. In linea generale comunque si può affermare che dipende dal comportamento assunto dalla struttura in esame quando viene eccitata dall'azione sismica: se esistono elementi strutturali molto rigidi il fattore di struttura sarà necessariamente minore rispetto ad una struttura in cui siano presenti elementi dotati di grandi capacità deformative e quindi in grado di dissipare grandi quantità di energia

Altro fattore fondamentale è la **regolarità della struttura** da intendersi proprio nella sua accezione intuitiva, ossia simmetria nella distribuzione planimetrica ed altimetrica e uniforme distribuzione delle masse e delle rigidezze. Come verrà meglio specificato nel seguito un'alta capacità della struttura di dissipare energia è affidata alla distribuzione su tutta la struttura stessa delle deformazioni plastiche: ciò non si verifica nelle strutture irregolari in cui gli sforzi tendono a concentrarsi in punti specifici.

Occorre dunque analizzare i meccanismi di collasso alla luce del "Capacity Design" che è essenzialmente un metodo di progettazione per imporre ad una struttura una desiderata gerarchia di resistenze delle parti componenti, ed ottenere possibilmente meccanismi dissipativi favorevoli in modo tale da sfruttare le risorse di duttilità della struttura.

2.5.2 Edifici a telaio: modalità di collasso

Nel seguito si analizzeranno le due principali modalità di collasso in un telaio in cemento armato.

Nel primo caso la richiesta di deformazione non lineare è distribuita in modo uniforme sulle travi e gli elementi verticali rimangono essenzialmente in campo elastico ad eccezione della base dell'edificio. In tale zona sono richieste significative rotazioni che possono ottenersi o tramite la formazione di stabili e controllate cerniere plastiche alla base degli elementi verticali a piano terra o tramite la deformazione del terreno o ancora attraverso meccanismi di rocking delle fondazioni.

Le cerniere plastiche devono quindi necessariamente formarsi all'estremità di quasi tutte le travi; in questo modo si ottiene la massima distribuzione delle zone plastiche nella struttura e quindi una maggior capacità di dissipazione d'energia e una minor probabilità di collasso.

Quando si sviluppa il meccanismo sopra descritto, formazione di cerniere plastiche all'estremità delle travi e alla base dei pilastri al piano terra, le rotazioni plastiche nelle travi sono approssimativamente uguali al rapporto tra lo spostamento massimo in sommità all'edificio e l'altezza dell'edificio stesso.

Nel secondo caso la deformazione non lineare potrebbe anche concentrarsi in un singolo piano: il meccanismo si realizza quando le cerniere plastiche si localizzano all'estremità dei pilastri di tale piano. In questo modo si crea un piano debole o "soft-storey". Questo meccanismo richiede, rispetto al primo meccanismo esaminato una duttilità in curvatura molto più elevata, che ragionevolmente è difficile garantire: le colonne potrebbero collassare. Nella figura successiva sono rappresentati i due diversi modi di collasso: la figura 6 b) rappresenta il caso di maggior capacità di dissipazione di energia in cui si ha la formazione delle cerniere plastiche all'estremità delle travi e alla base dell'edificio, la figura 6 c) rappresenta invece la formazione del "soft-storey" in cui si ha formazione delle cerniere plastiche solo all'estremità dei pilastri di un piano. Da notare che a parità di spostamento δ

dell'intero edificio, le rotazioni plastiche nel secondo caso sono molto maggiori rispetto a quelle richieste dal primo. Questo permette di affermare che, a parità di duttilità in spostamento richiesta dall'edificio nel suo complesso, la minor richiesta di duttilità in curvatura si ottiene distribuendo le cerniere plastiche uniformemente all'estremità delle travi e alla base dell'edificio

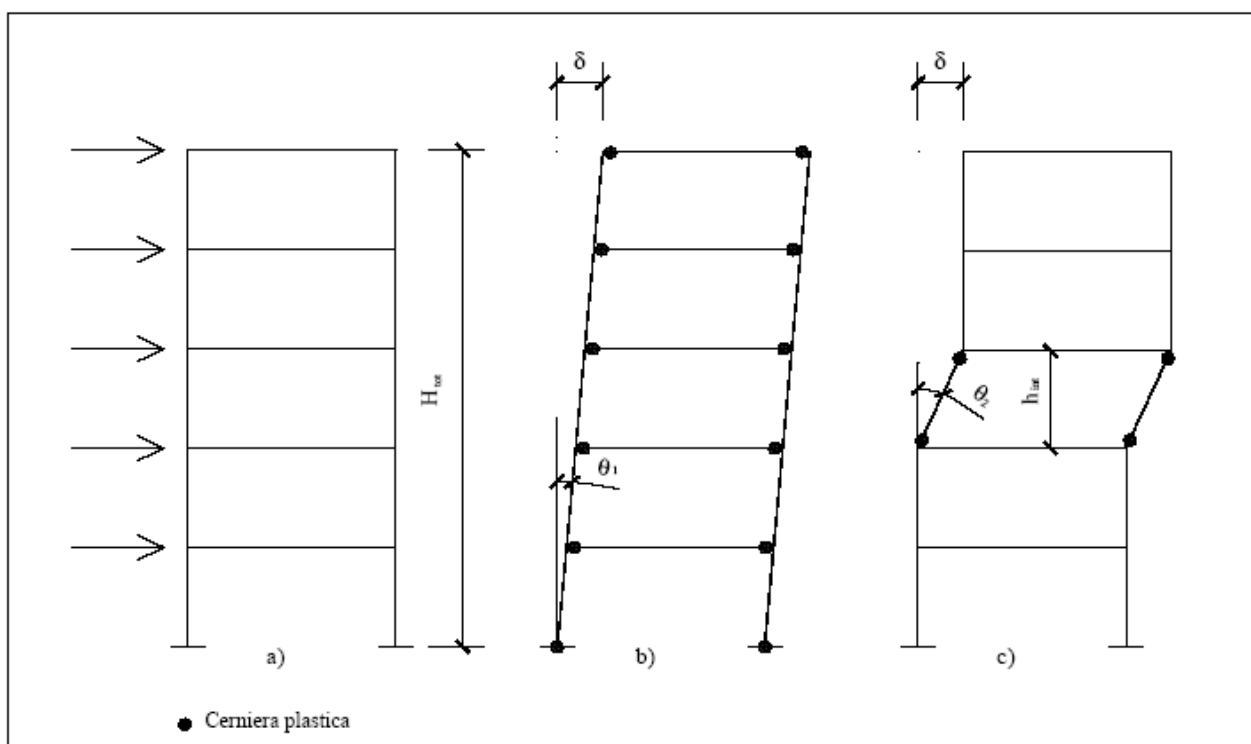


figura 6 – meccanismi di collasso

Esaminando più nel dettaglio il meccanismo b) riportato in figura è importante specificare che esso ha un funzionamento esclusivamente flessionale; ciò comporta la necessità di escludere significativi fenomeni anelatici legati a sollecitazioni taglienti sia nelle travi che nei pilastri, nonché la salvaguardia dell'integrità dei nodi trave-pilastro. Il danneggiamento dei nodi è estremamente deleterio in quanto si ha un aumento della deformabilità strutturale senza però aumentare l'energia dissipata; si riduce inoltre l'aderenza delle barre costituenti l'armatura longitudinale delle travi per cui esse non sono più in grado di garantire per intero il momento resistente nelle sezioni terminali. L'estrema difficoltà e onerosità degli interventi di ripristino dei nodi danneggiati fornisce un'ulteriore ragione di protezione, in fase di progettazione, del

nodo.

2.5.3 Gerarchia delle resistenze

La progettazione di una struttura, e in particolare di un edificio in cemento armato, può essere effettuata in modo da indirizzare il comportamento della struttura stessa sotto l'azione sismica e da "forzare" la formazione del meccanismo descritto al paragrafo precedente. La necessità di ripartire la richiesta di duttilità tra le travi e di evitare al contempo la formazione del "soft-storey", proteggendo i pilastri, fu formulata per la prima volta dalla Scuola Neozelandese.

Il criterio attraverso il quale è possibile raggiungere gli obiettivi sopra esposti è quello della Gerarchia delle Resistenze.

Secondo tale criterio, è necessario stabilire una gerarchia delle resistenze tra gli elementi resistenti alle sollecitazioni sismiche; in altri termini è necessaria stabilire una "priorità" di protezione delle varie parti strutturali.

Tale gerarchia viene stabilita di volta in volta in funzione del comportamento desiderato per la struttura e fornisce un ordine preciso con il quale devono essere progettati i vari elementi. In pratica viene garantito il corretto avvicendamento delle modalità di collasso della struttura attribuendo alle modalità di collasso fragili o comunque indesiderabili valori di accelerazione più elevati.

2.5.4 Protezione dal meccanismo di soft-storey

La distribuzione della richiesta di duttilità in quasi tutte le travi della struttura e la contemporanea limitazione a un comportamento elastico dei pilastri, per evitare la formazione di un piano debole, si traduce nel sovradimensionamento a flessione dei pilastri. Per poter ottenere tale sovradimensionamento, la richiesta di resistenza nelle parti di estremità dei pilastri convergenti in un nodo non è determinata dall'analisi lineare elastica della struttura sotto l'azione delle forze sismiche di progetto ma deriva da considerazioni di equilibrio sul nodo stesso sotto l'azione dei momenti resistenti nelle travi in esso concorrenti.

La forma convenzionale per la gerarchia delle resistenze applicata ai pilastri secondo quanto espresso prima è:

$$\sum M_{RC} \geq \beta \cdot \sum M_{RT}$$

dove $\sum M_{RC}$ somma dei momenti resistenti dei pilastri

$\sum M_{RT}$ somma dei momenti resistenti nelle travi

β Coefficiente che tiene conto dell'incertezza nella determinazione del momento resistente nelle travi, incertezza legata al frattile che si considera per la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio e a possibili fenomeni di incrudimento di cui l'ipotizzato legame elasto-perfettamente plastico non permette di tener conto.

In estrema sintesi si può quindi affermare che il criterio di progettazione consiste nel ricercare un coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni flettenti all'estremità dei pilastri, coefficiente determinato dall'equilibrio alla rotazione del nodo, a cui essi concorrono, soggetto ai momenti sollecitanti dei pilastri e a quelli resistenti delle travi.

2.5.5 Protezione da meccanismi di rottura per taglio

Oltre al sovradimensionamento dei pilastri a flessione per scongiurare la formazione del meccanismo di piano debole, il criterio della gerarchia delle resistenze prescrive il sovradimensionamento a taglio sia per le travi che per i pilastri. Ciò è dovuto al fatto che la rottura a taglio è un meccanismo essenzialmente fragile a cui sono associate la formazione di fessure diagonali e una scarsa capacità dissipativa.

Metodi per la determinazione dell'azione di taglio secondo la gerarchia delle resistenze possono essere molteplici. Tra questi quello maggiormente utilizzato è il seguente: la sollecitazione tagliante di calcolo da applicare all'elemento considerato si ottiene imponendo l'equilibrio dell'elemento in esame sotto l'azione dei momenti resistenti alle sue estremità. Per tener conto delle eventuali incertezze legate alla determinazione dei momenti resistenti, come fatto per il sovradimensionamento a flessione dei pilastri, si può moltiplicare il taglio ottenuto per un coefficiente variabile

anche in funzione del grado di severità da attribuire al metodo.

2.6 LE NORME DI IV GENERAZIONE

La necessità di definire, oltre ai due stati limite di danno ed ultimo, una soglia di danneggiamento ammissibile delle parti strutturali e non strutturali anche per livelli intermedi dell'intensità sismica, ha determinato la nascita di una nuova generazione di codici, denominati nel seguito come norme di IV generazione. Tale necessità scaturisce principalmente dall'esigenza di combinare considerazioni di carattere economico a quelle di sicurezza e salvaguardia delle vite umane. Una corretta valutazione del rischio sismico consente, infatti, di quantificare esattamente sia i costi iniziali di costruzione che quelli legati ad eventuali danneggiamenti. In tale ottica è possibile individuare per ogni sistema strutturale un livello o un range di livelli di prestazione ottimale, ottenuti minimizzando il costo totale della struttura :

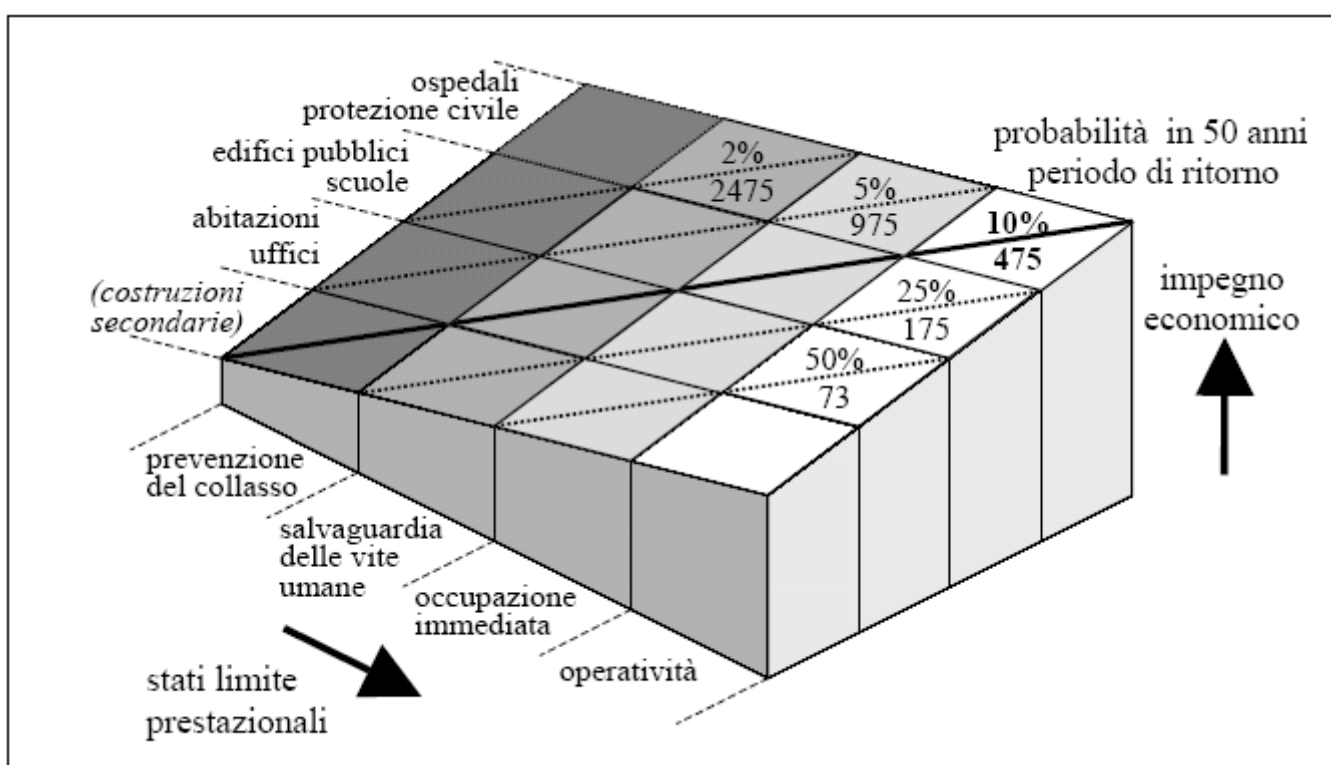


figura 7 – livelli di prestazione

Tra le norme di quarta generazione, che si presentano dunque come le più avanzate nel panorama della progettazione antisismica mondiale, possono citarsi:

- I. Norme per edifici di nuova costruzione: SEAOC, 1995
- II. Norme per edifici esistenti: ATC, 1995; FEMA, 1995.

L'approccio multilivello viene implementato attraverso la filosofia di progetto nota come Performance Based Design (PBD). In sintesi, il metodo consiste nella scelta di un criterio di progetto tale da garantire, per uno specifico livello d'intensità sismica, opportuni livelli di prestazione della costruzione.

La scelta appropriata dei livelli di performance, associati a diversi gradi d'intensità sismica, consente di governare la progettazione, ovvero di definire gli obiettivi di progetto (Questi ultimi possono a loro volta essere messi in relazione alla specificità della costruzione (costruzioni di base, costruzioni per la protezione civile e costruzioni ad alto rischio).

Per ogni sistema, definito un livello di performance associato ad un determinato evento sismico, deve essere quindi verificata la disequazione Demand (richiesta) < Capacity (offerta).

Nell'approccio multilivello generalmente si fa riferimento a quattro livelli prestazionali distinti. Nel livello definito come Fully Operational il sistema deve risultare privo di danneggiamento alle parti strutturali e non strutturali, in modo da consentire alla costruzione di continuare a funzionare senza interruzioni di esercizio; in quello Operational il sistema può subire danni moderati agli elementi non strutturali e lievi a quelli strutturali; nel Life Safe sono previsti invece danni sensibili sia agli elementi strutturali che non strutturali, ma l'edificio deve risultare generalmente riparabile; nel quarto livello

(Near Collapse) il sistema, pur subendo forti danneggiamenti per elevati livelli di intensità sismica, non deve collassare globalmente, in modo da consentire la salvaguardia delle vite umane. In questi casi la struttura è in genere tecnicamente o economicamente non riparabile.

Ad ogni livello prestazionale è associato un diverso input sismico caratterizzato da un relativo periodo di ritorno (TR) cui corrisponde, per una struttura dotata di una assegnata vita di progetto (TS), una certa probabilità di accadimento (p).

Il bilancio tra richiesta ed offerta che governa la progettazione nelle norme di ultima generazione può essere effettuato secondo diversi approcci.

Essi possono essere basati sia sul controllo delle forze (Force-Based Design, FBD), come avviene nel caso delle norme di III generazione, che sul controllo degli spostamenti. L'approccio alla progettazione basato sul controllo degli spostamenti (Displacement-Based Design, DBD) è un aspetto caratteristico dei codici di IV generazione e presenta importanti vantaggi rispetto ai metodi FBD. Un primo vantaggio è quello di consentire un controllo diretto della duttilità effettivamente richiesta e di quella disponibile, attraverso l'uso di spettri di spostamento e sistemi equivalenti non lineari. Ciò consente di evitare nel calcolo delle azioni di progetto la mediazione dei fattori di struttura, generalmente utilizzati nei codici di III generazione. Tali fattori, infatti, considerano in modo indiretto gli effetti della duttilità agendo sugli spettri di accelerazione elastica, e dunque sulle azioni di progetto. Il loro valore, inoltre, è calcolato con riferimento alle diverse tipologie strutturali, senza tener conto del fatto che le capacità duttili dei sistemi possono variare notevolmente all'interno di una stessa tipologia. Un secondo vantaggio è infine quello di prescindere nel calcolo delle richieste di duttilità dalle ipotesi di equivalenza cinematica od energetica, proprie delle norme di III generazione e valide solo per alcuni intervalli del periodo proprio di vibrazione. Esistono in letteratura molteplici procedure per il progetto delle strutture secondo il metodo DBD, ciascuna delle quali è formulata per diverse tecnologie costruttive vedremo in seguito come applicarlo a strutture in ca.

2.7 L'ORDINANZA N.3274

L'Ordinanza del presidente del consiglio dei ministri n. 3274,(di seguito OPCM 3274) con le successive modifiche ed integrazioni, costituisce il classico esempio di normativa sismica di terza generazione. Rispetto al quadro normativo di riferimento nazionale (D.M.LL.PP. del16/01/96), tale documento ha tra le altre cose introdotto due importanti innovazioni. La prima, di natura legislativa, è rappresentata dalla modalità di redazione della norma, emanata per motivi di urgenza mediante una Ordinanza della Protezione Civile che, in deroga alla Legge quadro n. 64 del 1974, si è di fatto sostituita al Ministero dei Lavori Pubblici. La seconda innovazione è invece rappresentata dalla filosofia di progetto che, in conformità alle norme a doppio livello prestazionale, segue un approccio alla sicurezza basato unicamente sul Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. In modo sostanzialmente analogo a quanto proposto dall'Eurocodice 8, si analizza la risposta del sistema strutturale sottoposto all'azione di due eventi sismici di diversa magnitudo, caratterizzati da differenti periodi di ritorno (TR), pari a 95 anni per il terremoto di servizio e 475 anni per quello distruttivo.

Anche in questo caso, a tali eventi sono associati due distinti livelli prestazionali, definiti rispettivamente come Stato Limite di Danno e Stato Limite Ultimo. Dal punto di vista della classificazione sono stati recepiti gli studi più recenti in materia, per cui l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche, aggiungendo così una categoria a quelle precedentemente fissate dalle vecchie norme.L'input sismico è rappresentato da uno spettro di risposta elastico in termini di accelerazione, funzione del periodo T e di altri parametri quali l'accelerazione di picco al suolo, il fattore di smorzamento ed un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione.

2.7.1 Lo Spettro di Risposta

Lo *Spettro di Risposta Elastico* è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima (a_g) del terreno che caratterizza il sito.

Il valori di $\alpha = a_g/g$ da adottare in ciascuna delle 4 zone sismiche del territorio italiano sono:

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a _g /g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a _g /g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Lo spettro di risposta elastico normalizzato, riferito ad uno smorzamento del 5%, è dato dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove

$S_e(T)$ ordinata dello Spettro di Risposta Elastico

T *periodo di vibrazione* di un sistema lineare ad un singolo grado di libertà

α *valore di progetto dell'accelerazione del terreno* per il periodo di ritorno di riferimento normalizzata rispetto l'accelerazione di gravità

η *fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$), essendo ξ espresso in percentuale :*

T_B, T_C *limiti del tratto costante* dello spettro di accelerazione (tabulato in funzione del terreno)

T_D valore del periodo oltre il quale lo spostamento è costante (tabulato in funzione del terreno)

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Anche la OPCM3274, come tutte le moderne normative di progettazione antisismica tra cui l'Eurocodice8; permette lo sviluppo di significative risposte anelastiche sotto l'azione di progetto, provvedendo a controllare che la deformazione anelastica non sia pericolosa per l'integrità dei singoli elementi e della struttura intera. La capacità dei sistemi strutturali di sopportare le azioni sismiche in campo non-lineare permette, in generale, la loro progettazione per forze sollecitanti minori rispetto a quelle che si dovrebbero considerare nel caso si ipotizzasse una risposta puramente elastica. Al fine di evitare il ricorso ad analisi non- lineari in fase di progetto si tiene conto della capacità di dissipare energia da parte della struttura svolgendo un'analisi lineare basata su uno spettro di risposta ridotto, detto perciò *Spettro di Progetto*. Questa riduzione si ottiene introducendo il *fattore di struttura q* .

2.7.2 Il fattore di struttura q

Il significato del fattore di struttura q è analogo a quello del coefficiente di comportamento ed il suo valore è quindi variabile in funzione dei materiali impiegati, della tipologia strutturale dell'edificio e della classe di duttilità scelta per l'edificio, come verrà specificato nel seguito.

Nell'ambito delle strutture con comportamento strutturale di tipo dissipativo è prevista la possibilità di eseguire il progetto antisismico secondo due differenti classi di duttilità strutturale (bassa ed alta), in funzione dei criteri di dimensionamento che si adottano e del dettaglio costruttivo delle zone dissipative.

Per le strutture a bassa duttilità si adottano criteri di dimensionamento di tipo elastico, cioè le membrature strutturali sono dimensionate sulla base dei valori delle caratteristiche della sollecitazione interna ottenuti mediante l'analisi globale elastica.

Per le strutture ad alta duttilità è invece richiesto il rispetto di specifici criteri di dimensionamento per il controllo del meccanismo di collasso, cioè gli elementi non dissipativi sono dimensionati nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze. Il fattore di struttura di progetto q è ottenuto moltiplicando un valore di riferimento q_0 , funzione della tipologia strutturale per due coefficienti k_D e k_R entrambi ≤ 1 . Il coefficiente k_D è associato alla categoria di duttilità delle membrature costituenti o contenenti le zone dissipative.:

$$q = q_0 k_D k_R$$

q_0 = valore di riferimento funzione della tipologia strutturale (vedasi tabella)

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture miste telaio-pareti	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a nucleo	3,0

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

α_w è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile.

Il valore di α_w / α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_w / α_1 , i seguenti valori possono essere adottati:

edifici a telaio di un piano	$\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$
edifici a pareti non accoppiate	$\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	$\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$

K_D : Parametro di duttilità (Bassa = 0.7; Alta = 1)

K_R : parametro di regolarità in altezza (irregolare = 0.8; regolare =1)

Per quanto attiene alla definizione di K_D alcune regole di progetto valide per tutte le tipologie strutturali riguardanti il materiale i collegamenti e la classe delle membrature, consentono di garantire un primo livello di duttilità alle zone dissipative.

A queste si aggiungono alcune delle regole di dettaglio specifiche per ogni tipologia, che completano i requisiti progettuali atti a garantire un livello di prestazione corrispondente alla bassa duttilità. Il passaggio dalla bassa alla alta duttilità è legato, come già sottolineato, al rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze che l'Ordinanza n.3274 fornisce in una forma semplificata e unificata. In pratica, indipendentemente dalla tipologia strutturale, la resistenza di progetto degli elementi non dissipativi dovrà essere verificata considerando la presenza delle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e di quelle sismiche amplificate di un fattore α . quest'ultimo rappresenta il moltiplicatore delle azioni sismiche di progetto che induce la condizione di plasticizzazione corrispondente alla formazione di meccanismo, nell'ipotesi di contemporaneità della plasticizzazione di tutti gli elementi dissipativi.

Il coefficiente riduttivo K_R è invece legato al soddisfacimento di determinati requisiti di regolarità in pianta e in elevazione.

Si definisce regolare un edificio che rispetti precisi criteri di regolarità in altezza e in elevazione essi in sostanza sono:

REGOLARITA' IN PIANTA

- a) Pianta compatta, distribuzione masse e rigidezze simmetrica rispetto due assi ortogonali
- b) Rapporto tra i lati L_x e L_y del rettangolo in cui l'edificio è inscritto non superiore a 4
- c) Rientri e sporgenze non superiori al 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro

d) Solai infinitamente rigidi nel piano rispetto agli elementi verticali

REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

e) Sistemi resistenti (es. telai, pareti, pannelli murari) estesi su tutta l'altezza

f) Variazioni graduali in altezza di massa (variazioni <25%) e rigidezza (variazioni <30%)

g) Variazioni graduali delle "Sovraresistenze" dei piani (variazioni <20%) solo per edifici in bassa duttilità

h) Restringimenti di sezione graduali

Data l'importanza e la presenza frequente che le irregolarità hanno nelle costruzioni ci si propone di verificare l'adeguatezza della riduzione K_R del fattore di struttura q

3 I TELAI OGGETTO DI STUDIO

3.1 PREMESSA

Come introdotto al capitolo 1 la regolarità strutturale gioca un ruolo rilevante nell'attribuzione del corretto fattore di struttura; studi recenti (Valmundsson & Nau 1997, Al-Ali & Krawinkler 1998, Magliulo et al. 2002a, b) hanno evidenziato che le irregolarità di massa, rigidezza e resistenza in elevazione influiscono negativamente sulla risposta sismica non lineare di strutture intelaiate.

Contestualmente si osserva che le attuali prescrizioni delle più recenti normative internazionali presentano criteri per la definizione delle irregolarità in elevazione spesso qualitativi, in genere tra loro discordanti e quanto meno discutibili.

La problematica è affrontata e discussa in questo capitolo e nei successivi. In particolare si sono presi in esame tre telai partendo da una struttura campione costituita da un telaio in c.a. a sei piani e tre campate che presenta distribuzioni in elevazione uniformi, e quindi presumibilmente regolari, delle masse, rigidezze e resistenze (di seguito denominato T1).

La geometria ed i carichi assunti ai diversi piani del telaio regolare è riportata in figura Le sezioni delle travi e dei pilastri progettate presentano, volutamente, le armature strettamente necessarie a soddisfare le sollecitazioni di calcolo, onde non introdurre alcuna sovraresistenza.

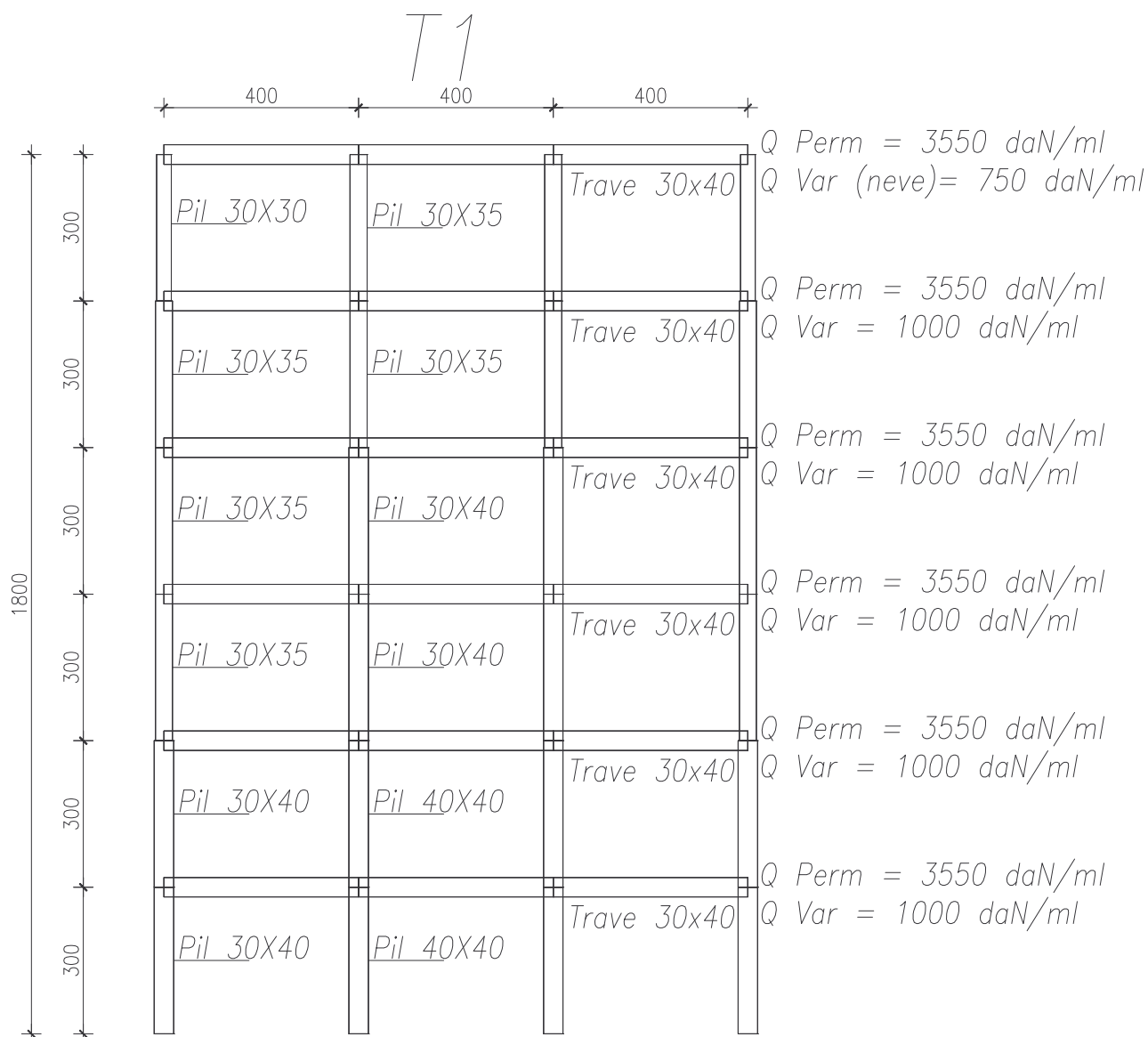
Un telaio siffatto deve ritenersi regolare poiché la distribuzione della domanda plastica nelle diverse membrature deve essere necessariamente la più uniforme possibile.

Da questo telaio, preso come riferimento, ne sono stati "generati" altri due che, rispetto a quello di partenza, presentano una discontinuità di rigidezza tra il piano 4 e il Piano 5 in diminuzione del 40% (telaio T2) e una discontinuità di massa tra il piano 3 e il Piano 4 in aumento del 55% (telaio T3) .

Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari

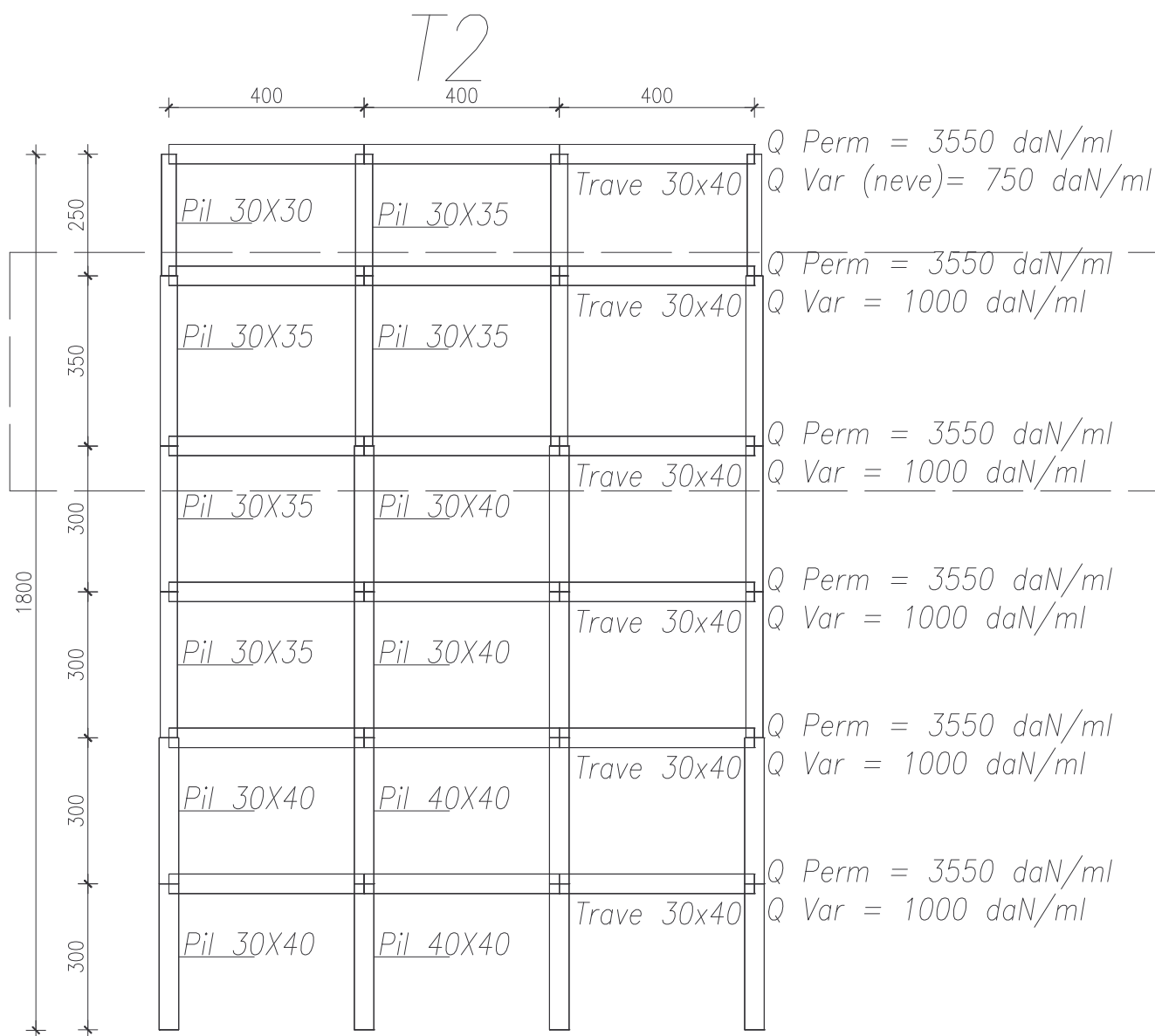
L'inserimento delle suddette irregolarità conduce a nuove distribuzioni in elevazione della resistenza che, lasciano presumere una distribuzione disuniforme della domanda plastica che in definitiva potrebbe comportare una riduzione della disponibilità complessiva

T1 telaio regolare in altezza :



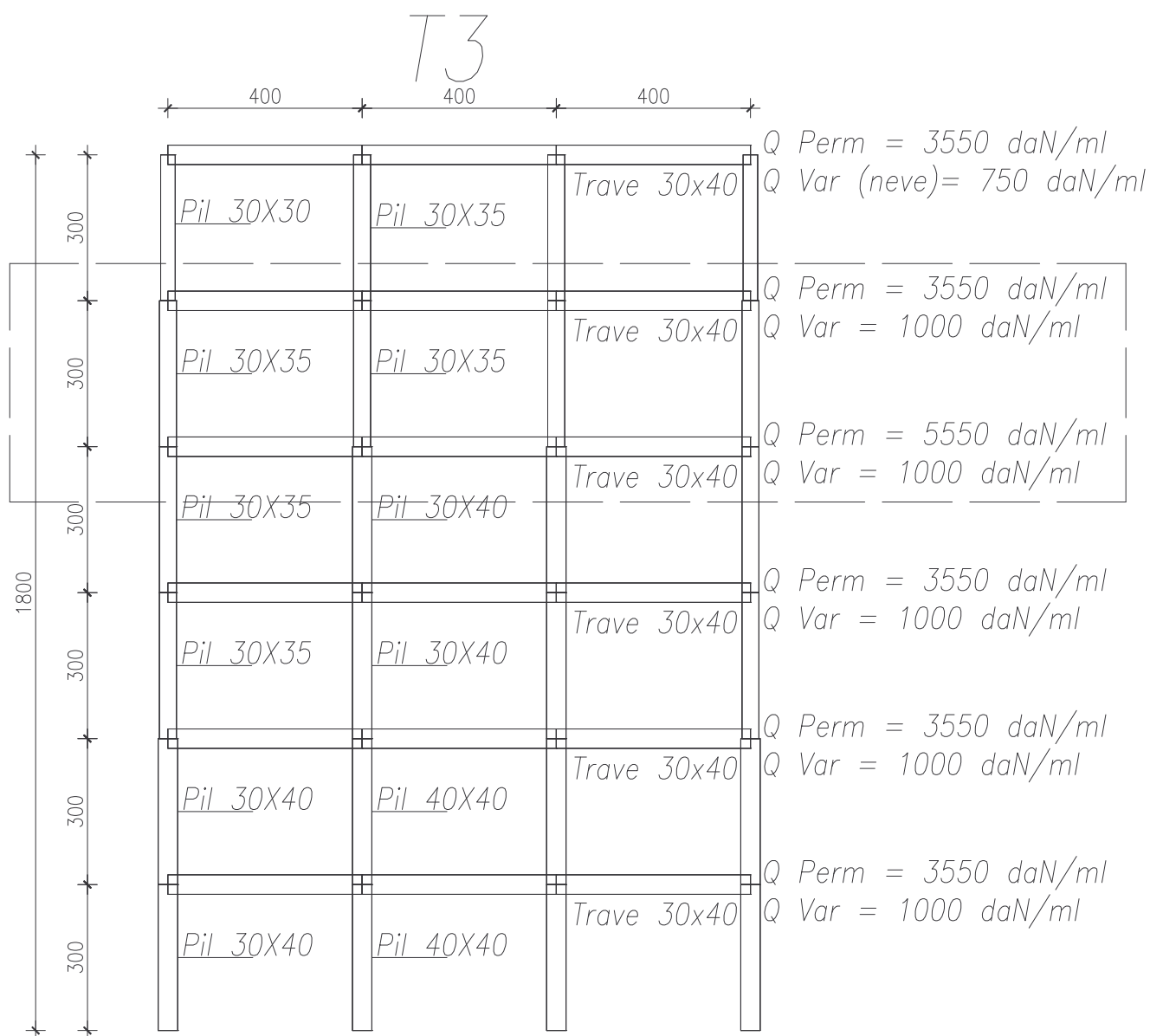
T2 telaio irregolare per rigidezza

telaio che presenta una discontinuità di rigidezza tra il piano 4 e il Piano 5 in diminuzione del 40%



T3 telaio irregolare per massa

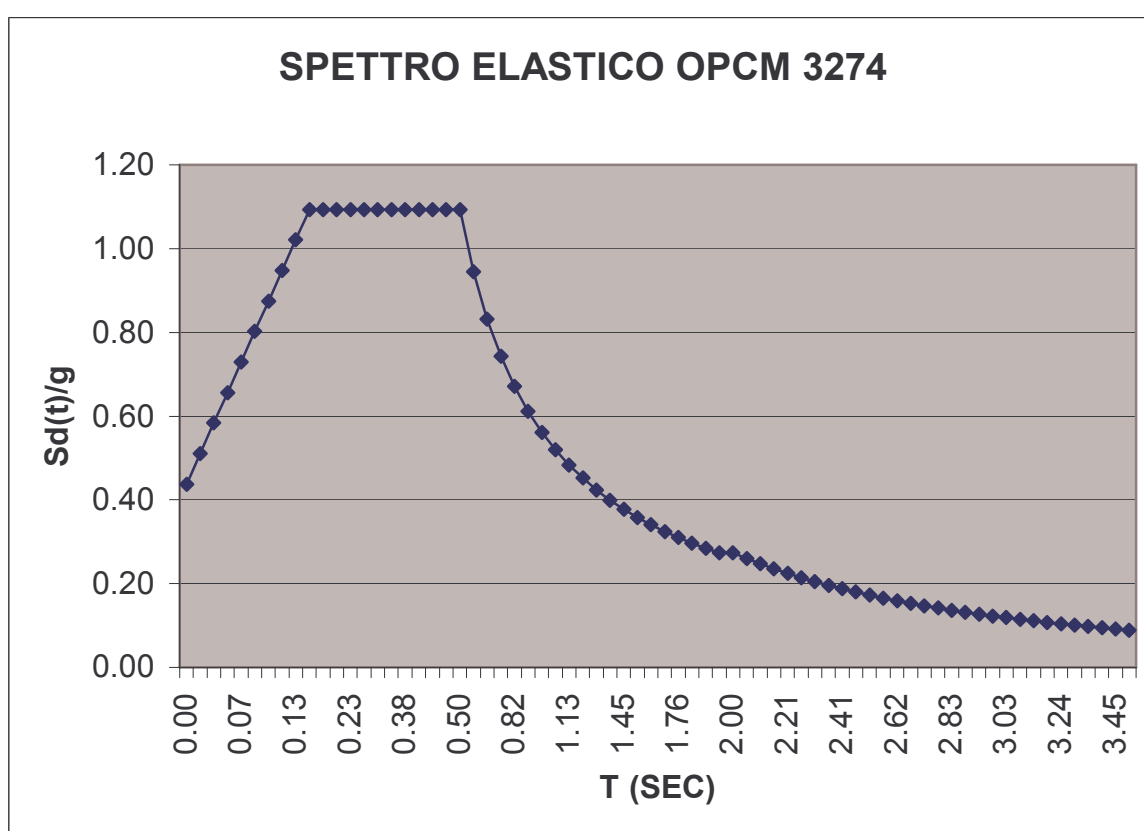
telaio che presenta una discontinuità di massa tra il piano 3 e il Piano 4 in aumento del 55%



3.2 GLI SPETTRI DI PROGETTO

La progettazione e la verifica dei tre Telai è stata condotta secondo la normativa antisismica nazionale contenuta nell'Ordinanza 3274 considerando una classe di duttilità A e ipotizzando uno spettro elastico dalle seguenti caratteristiche:

- Zona Sismica di 1^a categoria $a_g/g= 0.35$.
- Tipo di terreno B.

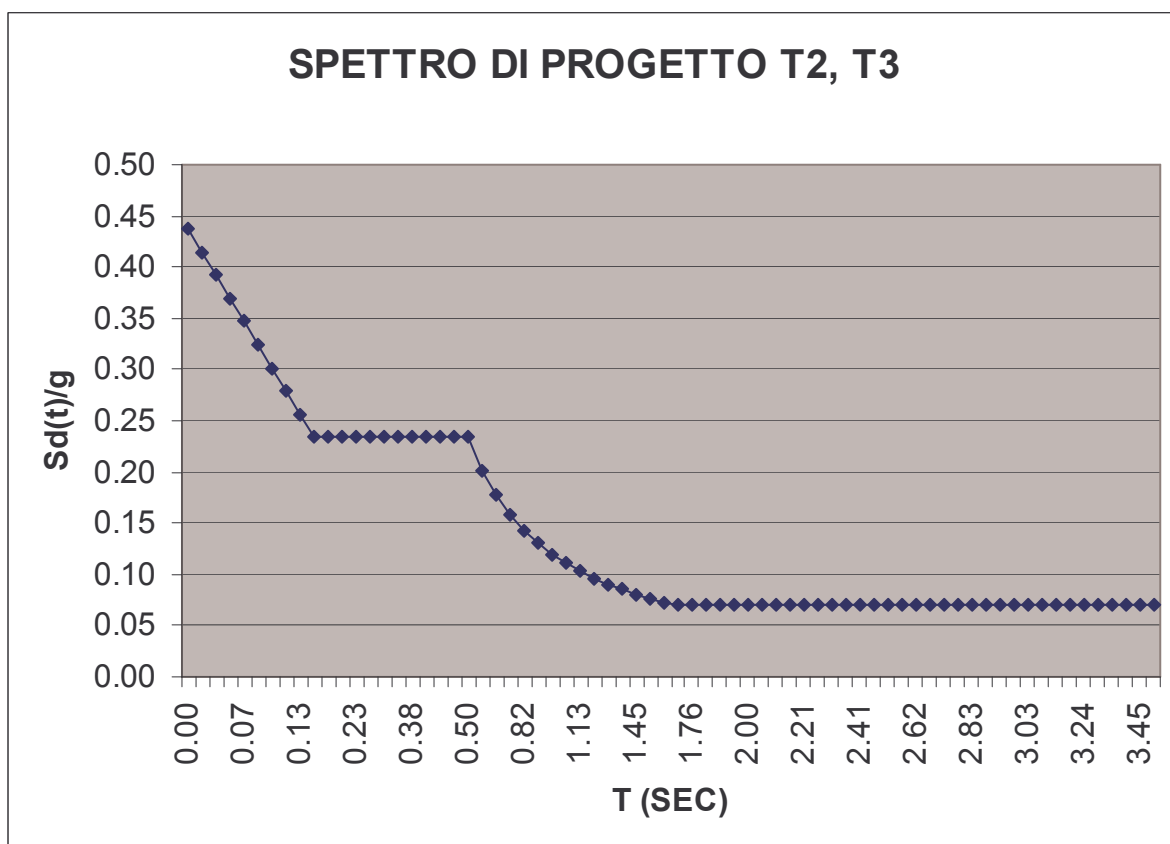
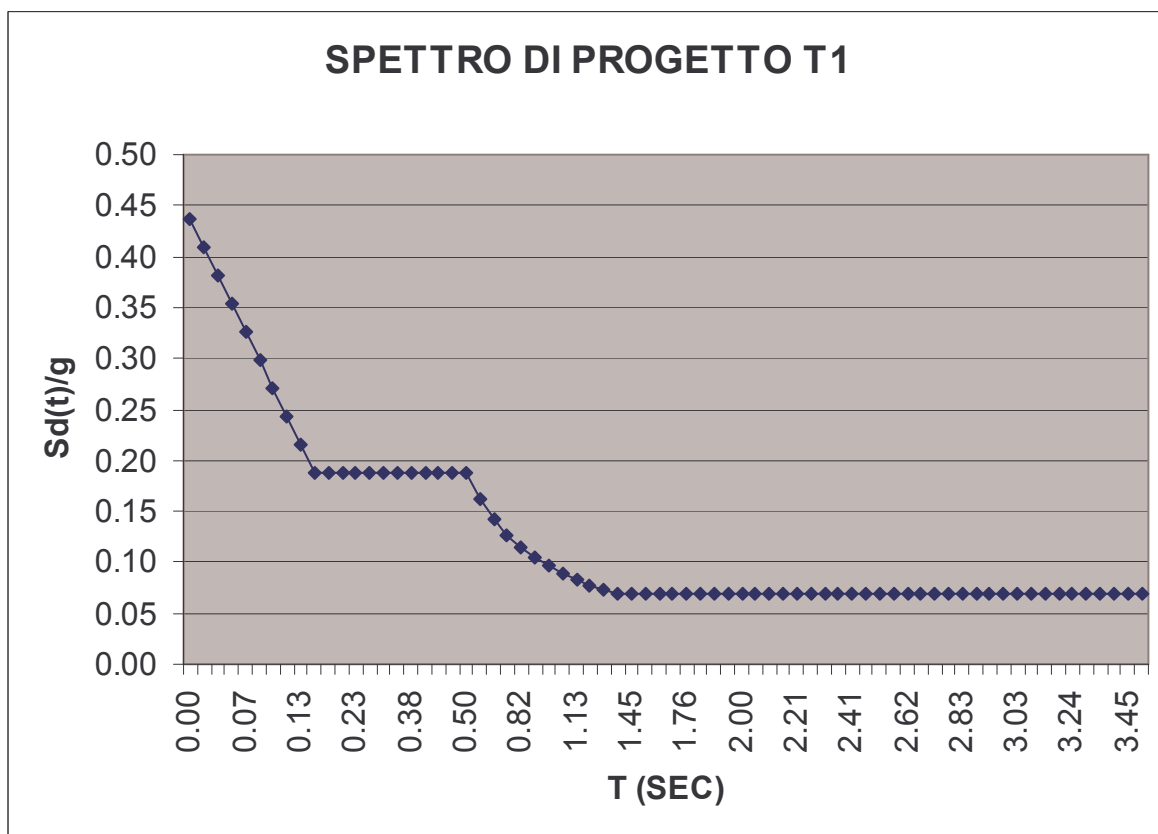


Il valore di q_0 adottato è relativo alla tipologia di telaio risulta di $5,85 = 4,5 \alpha_1/\alpha_u$ con $\alpha_1/\alpha_u = 1.3$

Naturalmente essendo i tre telai progettati in classe di duttilità ALTA si ha $K_D=1$

Risulta dunque immediato che il valore per il telaio T1 di q è pari a 5.85, mentre per T2 e T3 $q= 4,68$.

Si possono dunque definire i valori degli spettri di progetto per T1, T2, T3.



I carichi da considerare sono quelli relativi alla verifica allo stato limite ultimo. Essendo l'azione sismica prevalente rispetto a quella del vento, in presenza di un solo sovraccarico variabile verticale, possono essere considerate due combinazioni:

- Solo carichi verticali: $F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$

essendo Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto

$$\gamma_g = 1,4 \text{ e } \gamma_q = 1,5$$

- Carichi verticali ed azioni sismiche: $F_d = \gamma_i E + G_k + \psi_2 Q_k$

essendo $\gamma_i E$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_i =fattore di importanza=1, G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti, Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali; si assume , inoltre $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di abitazioni o uffici.

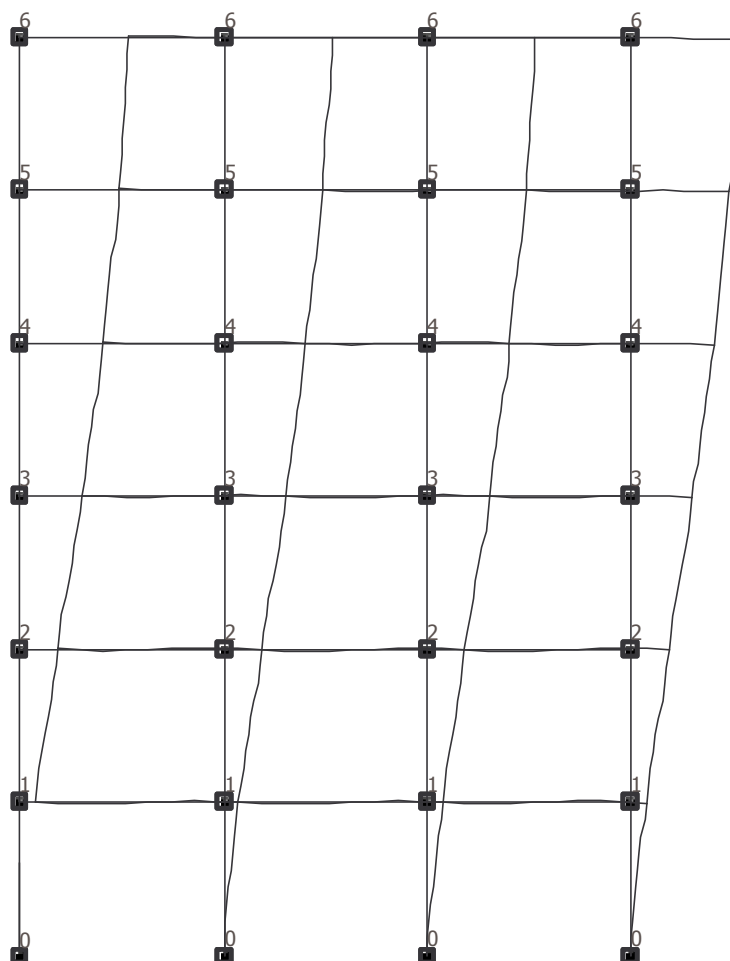
Avendo calcolato i carichi unitari, i pesi sismici sono stati determinati sommando ai carichi permanenti G_k , le azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile ψE (che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma) e che si ottiene moltiplicando ψ_2 per ϕ : $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di abitazioni e uffici e ϕ vale 1,0 per la copertura e 0,5 per gli altri piani.

I risultati forniti dall'analisi modale condotta sui tre telai riportano i seguenti andamenti della deformata fondamentale del taglio alla base, in funzione delle masse associate ai piani (riportate in tabella).

Telaio T1:

Tabella masse di piano e coefficienti di ripartizione

6	47.00	1.000
5	48.00	0.908
4	49.00	0.759
3	49.00	0.571
2	49.00	0.348
1	50.00	0.142
Σ	292.00	



Periodo del primo modo

T=1.00 sec

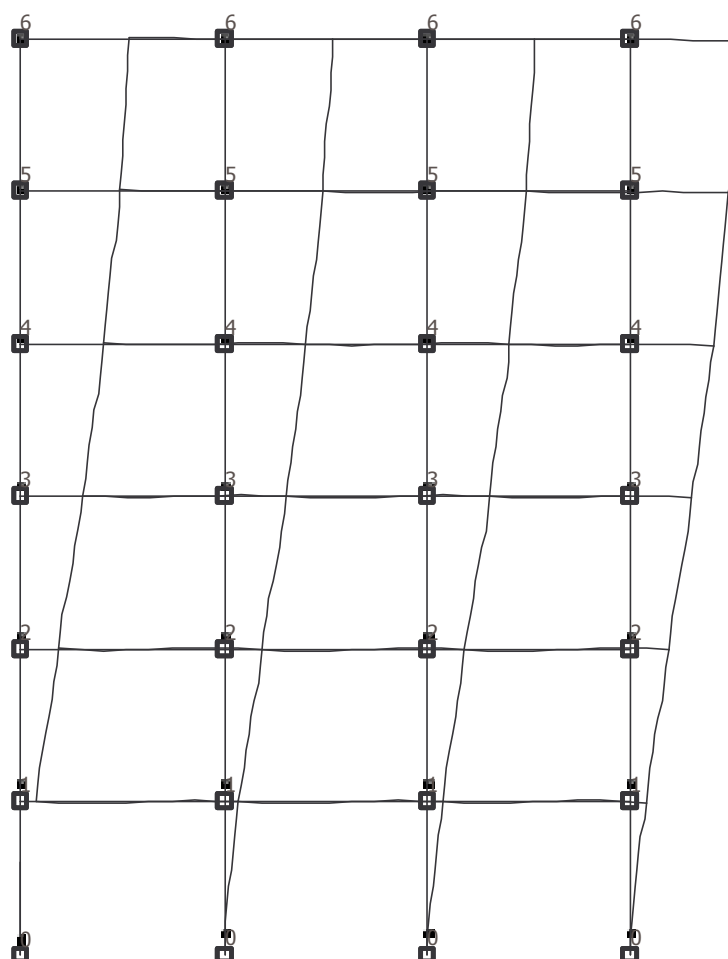
Taglio alla base di progetto

T1= 22422.5 daN

Telaio T2:

Tabella masse di piano e coefficienti di ripartizione

6	47.00	1.000
5	48.00	0.911
4	49.00	0.597
3	49.00	0.531
2	49.00	0.323
1	50.00	0.131
Σ	292.00	



Periodo del primo modo

T=1.02 sec

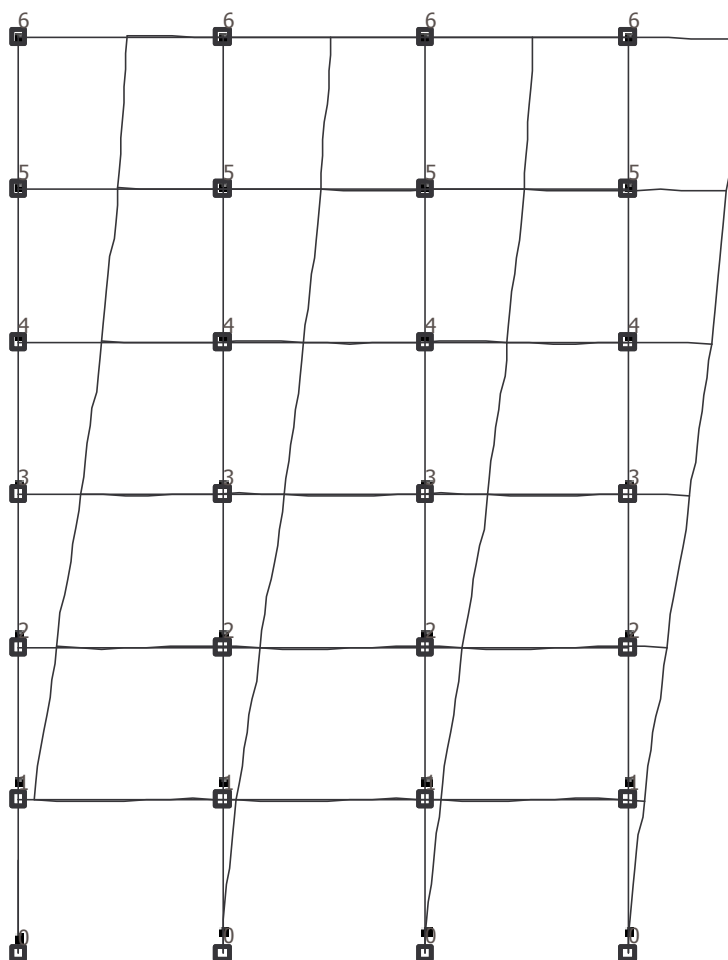
Taglio alla base di progetto

T2= 26740 daN

Telaio T3:

Tabella masse di piano e coefficienti di ripartizione

6	47.00	1.000
5	48.00	0.919
4	73.00	0.777
3	49.00	0.581
2	49.00	0.353
1	50.00	0.143
Σ	316.00	



Periodo del primo modo

T=1.05 sec

Taglio alla base di progetto

T3= 29280 daN

3.3 VERIFICA TELAI

Nella verifica delle membrature si è considerato un calcestruzzo C25/30, con resistenza cilindrica pari a 25 Mpa, ed un acciaio FeB44k, con tensione di snervamento pari a 430 MPa.

I valori dei tagli in base ai quali si calcolano le armature trasversali sono tali da rispettare la gerarchia delle resistenze. In un elemento inflesso (presso inflesso), la rottura può avvenire per flessione (presso flessione) o per taglio. Se le armature sono correttamente progettate, la rottura per flessione è in genere duttile, mentre quella per taglio è in ogni caso fragile.

Pertanto la regola della gerarchia delle resistenze impone che la rottura per flessione debba avvenire prima di quella per taglio. Tale regola implica per le travi, che il taglio di progetto non è quello che discende dall'analisi strutturale bensì il massimo possibile sulla trave. Quest'ultimo è dato dal carico distribuito sulla trave e dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave, amplificati da un coefficiente $\gamma_{Rd}=1.20$ che copre dalle incertezze esistenti sui materiali. La figura 8 illustra a titolo di esempio una delle condizioni di verifica corrispondente al caso delle forze sismiche agenti da destra:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

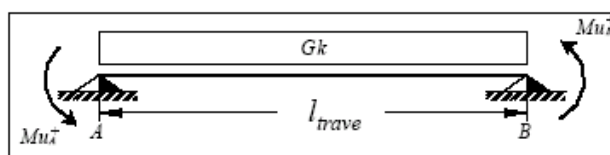


figura 8 – forze sismiche agenti da destra

Per tutte le travi si è fissata una sezione unica, rettangolare, con base di 0.30 m ed altezza di 0.4m e si sono considerate sezioni con armature non simmetriche. Nelle zone critiche si sono disposte armature trasversali tali da soddisfare le relative

regole di duttilità. In generale si sono considerate staffe con diametro di 10 mm e passo pari a 75 mm.

Per i pilastri si sono adottate sezioni con dimensione variabile da piano a piano, mantenendo una percentuale di armatura longitudinale dell'ordine dell'1.5%

Nei pilastri con lato maggiore di 350 mm si è adottata una legatura intermedia di contenimento in entrambe le direzioni.

Il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di presso flessione.

La verifica consiste nel valutare, per ciascuna sezione della pilastrata, il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione interno oppure meno al dominio di resistenza, costruito in funzione dell'armatura presente e che si modifica al variare dello sforzo normale. Per il rispetto della gerarchia delle resistenze i momenti di verifica agli estremi dei pilastri devono essere amplificati.

La regola suggerita dalla normativa, valida per la sola Classe di duttilità A, fornisce il coefficiente:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|}$$

essendovi al numeratore la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo aventi verso concorde ed al denominatore la somma dei momenti nei pilastri convergenti nello stesso nodo, ottenuti dall'analisi; al solito, vi è il coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.20$ per coprire da varie incertezze.

Il coefficiente α deve amplificare i momenti flettenti M_p ottenuti dall'analisi strutturale. Ciò implica che i pilastri non vanno progettati per le sollecitazioni che discendono dalle analisi, bensì per sopportare le massime sollecitazioni che possono trasmettere le travi, amplificate ulteriormente dal coefficiente 1,20 che copre una serie di incertezze come la sovraresistenza dell'acciaio. In questo modo, ragionevolmente, le travi devono plasticizzarsi prima dei pilastri pervenendo al

desiderato meccanismo dissipativo globale. Al valore dei momenti ottenuti applicando la procedura suddetta, sono associati i valori degli sforzi normali (della stessa combinazione).

Come nel caso delle travi anche per i pilastri i valori dei tagli in base ai quali si calcolano le armature trasversali sono quelli valutati affinché sia rispettata la gerarchia delle resistenze.

Nelle figure 9 e 10 è riportata la distinta dell'armatura di una travata e di una pilastrata.

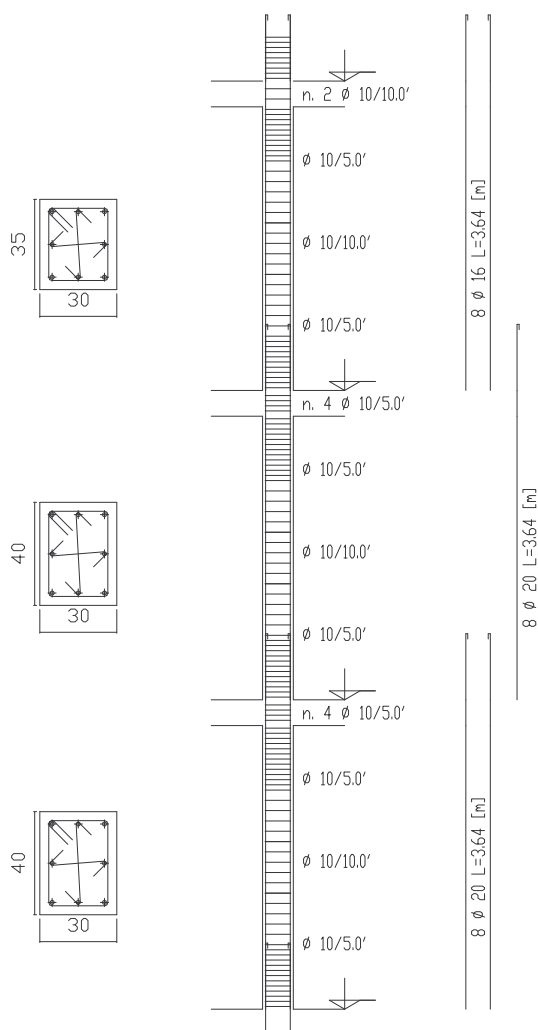


figura 9 – distinta armature pilastri

Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari

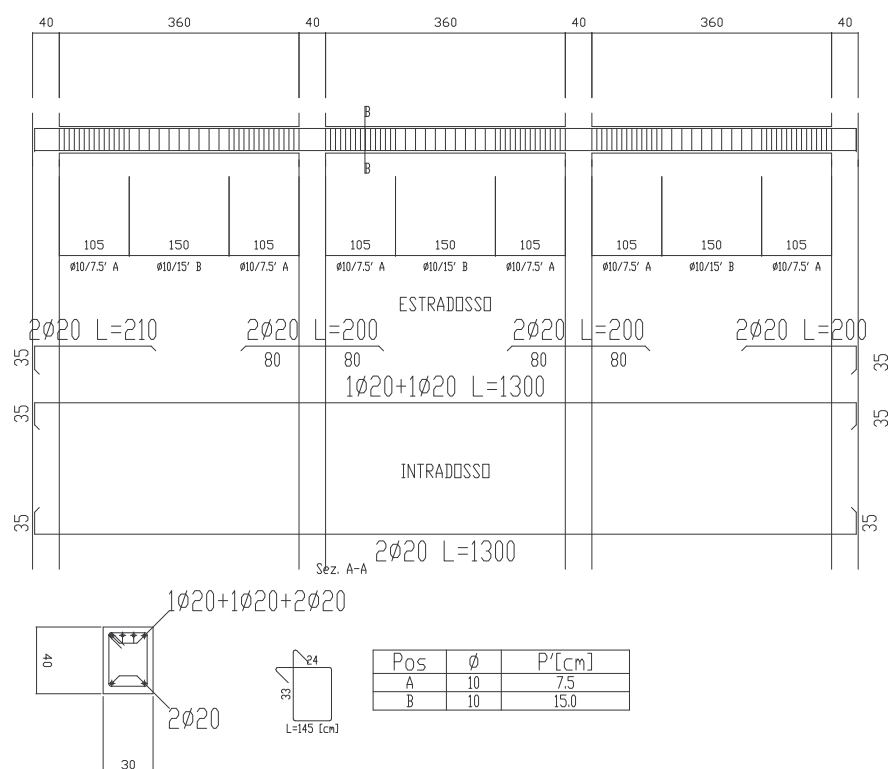


figura 10 – distinta armature travi

inoltre si riportano per i tre telai oggetto di studio la percentuale di armatura per ciascun pilastro e la percentuale delle sezioni di estremità per le travi:

Telaio T1:

piano	pilastri		travi sezioni estremità
	esterni	interni	
1	1.57	1.18	1.57
2	1.57	1.18	1.57
3	1.15	1.57	1.57
4	1.15	1.00	1.57
5	1.58	1.79	1.57
6	2.09	1.15	1.57

Telaio T2:

piano	pilastri		travi sezioni estremità
	esterni	interni	
1	0.01	1.18	1.65
2	0.01	1.18	1.65
3	1.15	1.57	1.65
4	1.15	2.09	2.10
5	1.96	1.79	1.57
6	2.09	1.15	1.57

Telaio T3:

piano	pilastri		travi sezioni estremità
	esterni	interni	
1	0.01	1.18	1.65
2	0.01	1.18	1.65
3	1.15	1.57	1.65
4	1.15	2.09	2.10
5	1.96	1.79	2.10
6	2.09	1.15	1.57

4 METODI DI ANALISI NON LINEARE

4.1 PREMESSA

Allo scopo di verificare se la progettazione svolta, tenendo conto della riduzione del fattore di struttura, garantisce lo stesso grado di sicurezza per tutti e tre i Telai si è poi passato alla analisi non lineare dei tre diversi sistemi per monitorarne il comportamento fino al collasso e determinarne le eventuali manifestazioni di perdita anticipata di duttilità dovuti a meccanismi indotti dalle irregolarità introdotte

In sostanza si cerca di verificare l'adeguatezza della riduzione K_r del fattore di struttura q introdotto dalla normativa.

Si è deciso così di implementare sulle tre strutture un'analisi statica non lineare (PUSH OVER ANALYSIS) condotta secondo quanto prescritto dalla OPCM 3274

4.2 ANALISI DI PUSHOVER

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α o α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Ai fini della ricerca è evidente che si effettua la verifica indicata al secondo punto.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

1. determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("taglio alla base" F_b) e lo spostamento di un "punto di controllo" d_c , usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
2. determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
3. determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
4. conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti

È stata applicata ai tre telai una distribuzione di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione (fig 11).

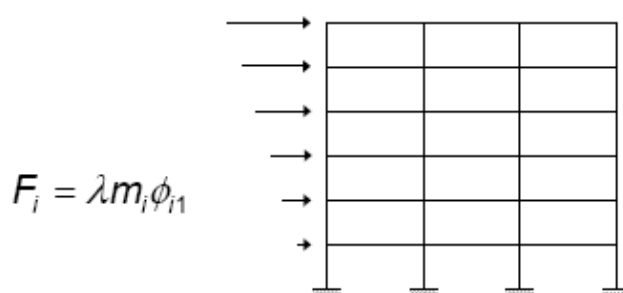


figura 11 – forze orizzontali

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura di interesse per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il "coefficiente di partecipazione" Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad \text{e} \quad d^* = d_c / \Gamma$$

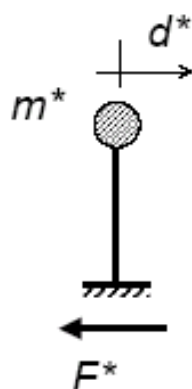


figura 12 – sistema equivalente a un grado di libertà

La curva caratteristica forza F^* - spostamento del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

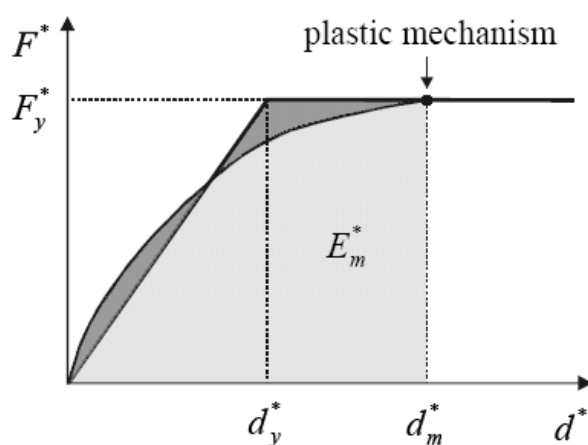


figura 13 – curva bilineare

Definito come:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad \Rightarrow \quad k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

dove d_m^* = spostamento in corrispondenza del meccanismo

E_m^* = energia di deformazione relativa alla curva reale

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

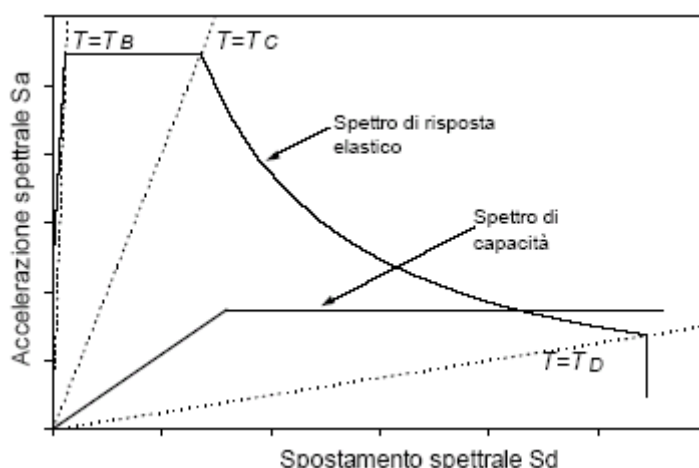
dove $m^* = \sum m_i \times \phi_i$

Lo spettro di capacità si ricava rappresentando la curva di capacità dell'oscillatore equivalente nel formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), nel quale l'accelerazione spettrale viene diagrammata in funzione dello spostamento spettrale, ed i periodi sono definiti da linee radiali.

Le coordinate dei punti dello spettro di capacità si ottengono applicando le seguenti relazioni:

$$S_a = F^*/m^* \quad \text{e} \quad S_d = d^*$$

Il formato ADRS risulta comodo per visualizzare la procedura di determinazione della domanda sismica, in quanto consente di rappresentare nello stesso grafico lo spettro di capacità e quello di risposta.



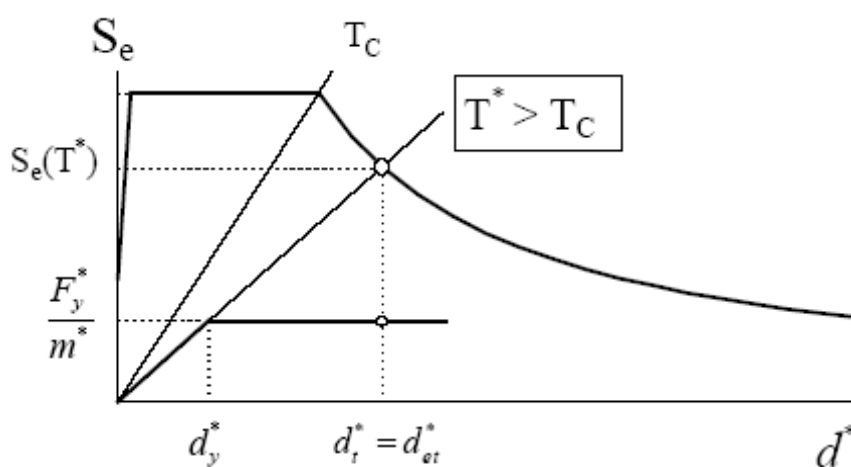
Quando la determinazione della domanda sismica si basa sugli spettri di risposta, essendo in generale la risposta della struttura di tipo non lineare, è necessario fare riferimento a spettri di risposta inelastici.

Nel caso che $T^* \geq T_c$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

dove

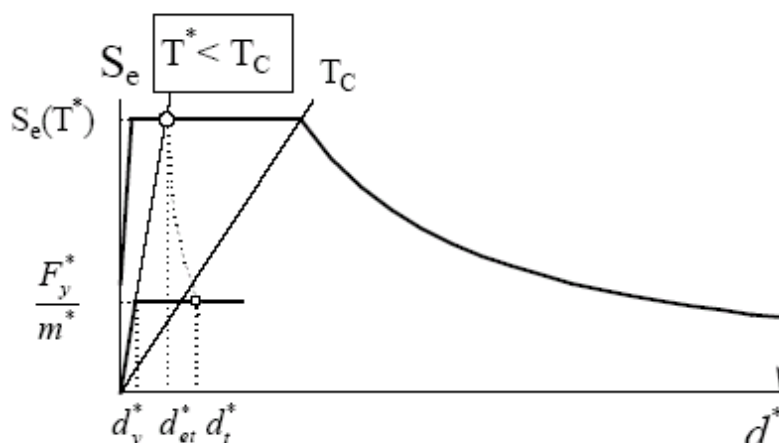
$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$



Nel caso che $T^* < T_c$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{con} \quad q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:



per applicare l'analisi di push over ai telai di studio è stato necessario implementare un modello a comportamento non lineare che potesse essere facilmente utilizzato nello studio dei telai, nel seguente capitolo si riportano le caratteristiche del modello non lineare adottata.

5 IL MODELLO ADOTTATO

5.1 PREMESSA

Nelle strutture intelaiate soggette ad azioni orizzontali, quali quelle indotte da eventi sismici, le sollecitazioni flettenti massime si verificano in corrispondenza delle estremità di travi e colonne. E' dunque in questi punti che, una volta superata la soglia elastica, si concentrano le deformazioni anelastiche. Partendo da queste considerazioni, i primi modelli di trave considerano la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

Tali modelli vengono denominati *modelli a plasticità concentrata*.

5.2 LA PLASTICITA' CONCENTRATA

Il primo modello a plasticità concentrata fu proposto da Clough et al. (1965), noto come il "two component model". Esso consiste nell'accoppiamento in parallelo di due componenti, il primo elastico lineare, l'altro elastico perfettamente plastico, con deformazioni anelastiche concentrate nelle cerniere puntuali poste alle estremità di quest'ultimo.

Essendo i due elementi connessi in parallelo, la matrice di rigidezza del modello è ottenuta dalla somma delle matrici di rigidezza associate ai due elementi componenti.

L'elemento elastico perfettamente plastico, utilizzato per modellare lo snervamento, è caratterizzato da una matrice di rigidezza elastica sino all'attingimento del momento di snervamento della sezione d'estremità. A seguito della plasticizzazione di una o di entrambe le estremità, la matrice di rigidezza è modificata per tener conto della formazione delle cerniere plastiche in codeste sezioni.

L'elemento elastico lineare, utilizzato per modellare l'incrudimento post-elastico, è caratterizzato da una rigidezza flessionale pari ad una frazione p della rigidezza elastica EI dell'elemento complessivo.

L'elemento, pertanto, presenta un comportamento in termini di momento- rotazione bilineare, del tipo elastico lineare con incrudimento, con rigidezza del tratto incrudito pari a pEI ; di conseguenza l'elemento elastico perfettamente plastico presenta una rigidezza pari a qEI con $q = 1-p$.

Il modello proposto da Clough, viene in seguito adottato e sviluppato da Aoyama e Sugano (1967) e Takizawa (1976) che analizzano il comportamento di un elemento in c.a. attraverso l'adozione di tre elementi componenti in parallelo, noto come "three component model". Il modello consta di due elementi elasto-plastici che rappresentano, rispettivamente, la fessurazione del calcestruzzo e lo snervamento della sezione, mentre il terzo elemento, elasticolineare, è rappresentativo dell'incrudimento post-elastico.

Nel 1967 Giberson propose un nuovo modello a plasticità concentrata al fine di ottenere un comportamento ciclico più aderente alla realtà fisica del problema.

Il modello di Giberson, noto come "one component model", consiste nell'accoppiamento in serie di un elemento elastico e di un elemento rigido plastico, pertanto la matrice di rigidezza dell'elemento complessivo è ottenuta dall'inversione della matrice di flessibilità fornita, a sua volta, dalla somma delle matrici di flessibilità dei due elementi in serie.

L'elemento elastico rappresenta il comportamento elastico della trave sino al superamento della soglia elastica, assumendo una rigidezza costante pari ad EI . L'elemento rigido plastico, composto da un'asta rigida delimitata alle sue estremità da due molle rotazionali, è rappresentativo della fase anelastica.

Risulta chiaro che, anche in questo caso, le cerniere sono attivate solo dopo il superamento del momento di snervamento

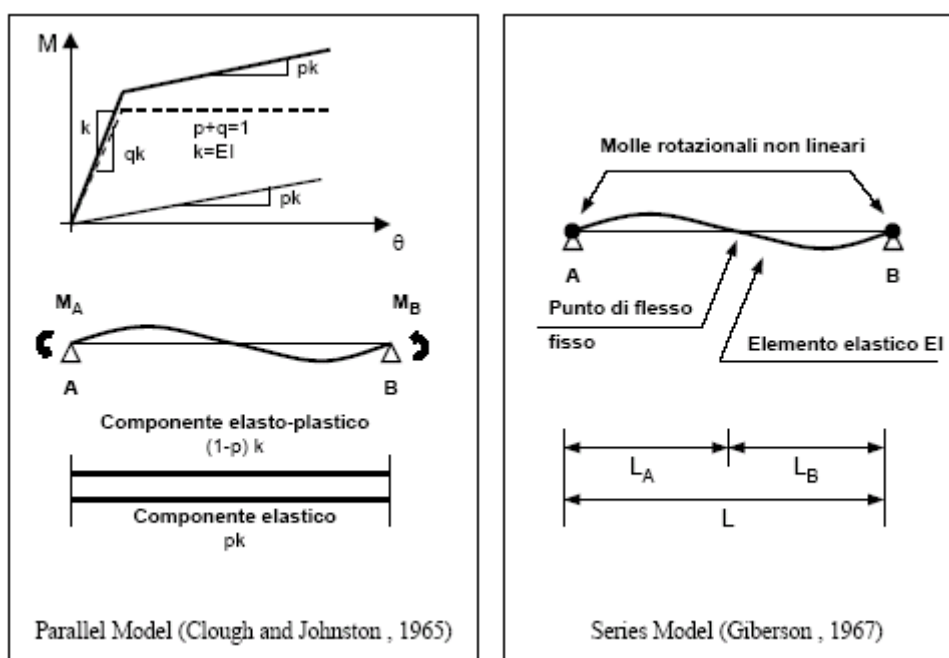
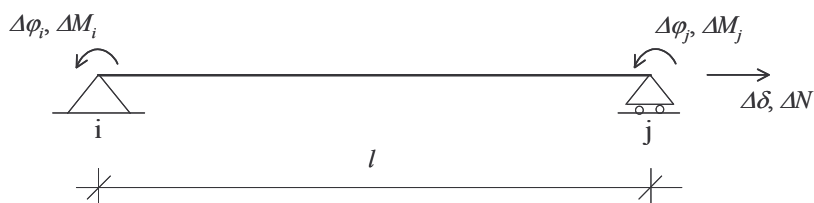


figura 14 – modelli one component e two component

La matrice di flessibilità dell'elemento rigido plastico si presenta, pertanto, diagonale dove f_i e f_j sono i coefficienti di flessibilità delle cerniere rotazionali alle estremità i e j , rispettivamente.



$$\mathbf{F}_{mT} = \begin{bmatrix} f_{ii} & f_{ij} & 0 \\ f_{ji} & f_{jj} & 0 \\ 0 & 0 & L/EA \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} L/3EJ & L/6EJ & 0 \\ L/6EJ & L/3EJ & 0 \\ 0 & 0 & L/EA \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1/K_{T,molla}(\theta_i) & 0 & 0 \\ 0 & 1/K_{T,molla}(\theta_j) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

e dove la matrice di deformabilità tangente dell'elemento è l' inverso della matrice di rigidità

La determinazione dei coefficienti ha in passato interessato molti studi. In particolare Otani e Sozen (1972) presentano un'esauriente discussione su tale questione. Al fine di evitare una dipendenza dei coefficienti f_{ij} dalla storia di carico si assume, di

mantenere fisso durante l'analisi, il punto di nullo del diagramma dei momenti (punto di flesso) coincidente, in genere, con la mezzeria dell'elemento.

Di conseguenza, nell'ipotesi di trascurare gli effetti dei carichi verticali, la distribuzione dei momenti risulta lineare e quindi l'elemento può essere riguardato come una trave a mensola, di luce dimezzata e caricata da una forza concentrata all'estremo libero.

La determinazione dei coefficienti della matrice di flessibilità è legata in maniera diretta alla distribuzione delle curvature lungo lo sviluppo dell'elemento, pertanto, la conoscenza della relazione momento- curvatura ne permette la loro individuazione.

La realtà fisica, caratterizzata dalla diffusione delle deformazioni anelastiche, viene semplificata concentrando le stesse in una cerniera plastica puntuale equivalente con comportamento momento rotazione bilineare, con rigidità post-elastica costante.

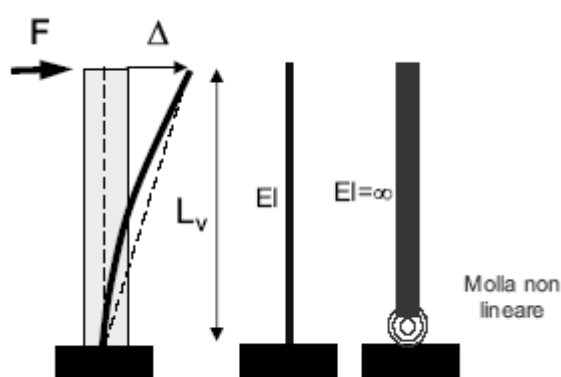


figura 15 – cerniera plastica puntuale modelli

Tale rigidità può ricavarsi dalla seguente relazione:

$$K_{sp} = (M_u - M_y) / \theta_{pl}$$

dove M_u è il momento ultimo, M_y il momento di snervamento. θ_{pl} rotazione plastica; tale rotazione può determinarsi dalla distribuzione delle curvature.

I principali vantaggi di tale modello sono soprattutto la sua semplicità e l'efficienza computazionale

Un vantaggio pratico del modello a plasticità concentrata "one component" è legato al fatto che tutti i risultati sperimentali si presentano nella forma forza- spostamento, o equivalentemente in curve momento-rotazione, il che permette un diretto adattamento dei parametri di selezione del modello. Attualmente molte, se non tutte, le relazioni di isteresi sono empiricamente sviluppate come modelli momento-rotazione direttamente dai corrispondenti dati sperimentali. Inoltre, le relazioni $M-\theta$ sperimentali risultano simili a quelle analitiche, e successivamente adattate a curve bilineari o trilineari. I parametri di queste curve, quali la rotazione di snervamento e la costante del rapporto di incrudimento possono stabilirsi empiricamente o quasi, adattandole alle curve sperimentali $M-\theta$.

L'approccio pragmatico delle curve adattate direttamente ai risultati finali di momento rotazione, provvede ad un miglior accordo totale, potendo considerare anche gli effetti di deformazioni plastiche a taglio e di aderenza, se questi, relativamente piccoli per elementi ben progettati, non sono modellati separatamente

I modelli semplificati, descritti in precedenza, per la flessione monoassiale ciclica delle travi sono stati applicati anche all'analisi di colonne di strutture in cemento armato. In questi modelli l'unica differenza, nel trattamento delle travi e delle colonne, è che il valore del momento monoassiale alle estremità della membratura è calcolato da un diagramma di interazione M-N (avente, di solito, forma standard), sulla base del valore dello sforzo assiale dovuto ai carichi gravitazionali.

Il modello utilizzato dunque prevede di definire la legge momento curvatura per ogni sezione di travi e pilastri da cui ricavare (come vedremo in seguito) la legge momento rotazione per determinare l'effettivo comportamento della struttura.

5.3 LEGGE MOMENTO CURVATURA

Nella definizione della legge momento curvatura è necessario tenere in conto il comportamento duttile degli elementi in cls., che risulta possibile solo se l'anelasticità è governata dall'acciaio in trazione. Per garantire ciò è necessario avere elementi inflessi non sovradimensionati in trazione e nei quali le zone compresse siano protette nei confronti della rottura del calcestruzzo e dell'instabilizzazione delle barre longitudinali tramite sistemi trasversali di staffe chiuse.

5.3.1 DUTTILITÀ

Prima di proseguire nella trattazione è necessario premettere alcune definizioni di carattere generale:

definiamo duttilità in curvatura (μ_χ): il rapporto tra la curvatura ultima ϕ_u e la curvatura allo snervamento ϕ_y ;

e la capacità di rotazione plastica (ϕ_π): come differenza tra la curvatura ultima ϕ_u e la curvatura allo snervamento ϕ_y .

Massimizzare i valori di queste grandezze significa massimizzare la curvatura ultima e minimizzare la curvatura allo snervamento.

Il valore della curvatura elastica, fissata la geometria della sezione e l'armatura presente nell'elemento, è pressoché una costante come può facilmente notarsi osservando i termini che compongono la formula che permette di calcolarla:

$$\phi_y = M_n / (E_c I_e)$$

dove

M_n momento di snervamento dell'acciaio; proprio perché deve essere l'acciaio a snervarsi l'armatura non deve essere sovrabbondante;

E_c modulo di elasticità trasversale;

I_e momento d'inerzia della sezione fessurata.

Il valore della curvatura ultima ϕ_u può invece variare al variare delle condizioni all'interno dell'elemento; la determinazione della curvatura ultima può essere fatta attraverso la seguente relazione:

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} / c_u$$

dove

ε_{cu} deformazione massima a compressione del calcestruzzo

c_u distanza dal lembo compresso dell'asse neutro, anche questo termine dipende sostanzialmente dalle condizioni geometriche dell'elemento.

Il parametro ε_{cu} dipende, invece, dalle condizioni costruttive e in particolar modo dal confinamento del calcestruzzo esercitato dalle staffe di contenimento poste nella zona critica. Il confinamento permette di accrescere sia la resistenza a compressione che la deformazione ultima del calcestruzzo come riportato nella Fig. 16

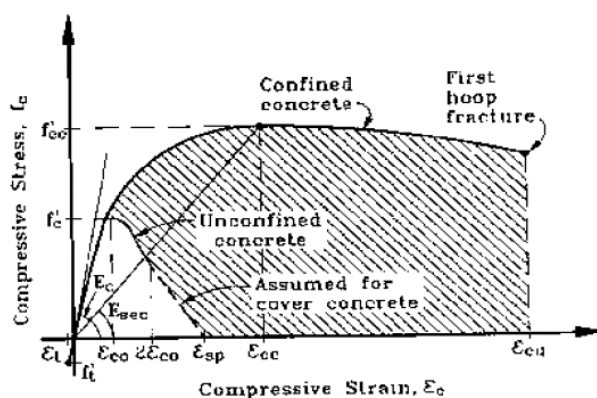


figura 16 - Diagramma sforzi deformazioni per calcestruzzo confinato

L'azione di confinamento esercitata dalle staffe si traduce in una pressione f_i indotta nel calcestruzzo; tale pressione, quando le spirali o le staffe raggiungono lo snervamento $f_{y,h}$, può essere espressa con la seguente relazione:

$$f_l = \frac{2 \cdot f_{y,h} \cdot A_{sp}}{D \cdot s}$$

dove

D=diametro della staffa; A_{sp} =area della staffa; s=passo.

La condizione migliore per ottenere un adeguato confinamento è la sezione circolare con spire circolari. Nelle sezioni rettangolari bisogna predisporre staffe a più braccia per trattenere adeguatamente le barre compresse che potrebbero essere soggette ad instabilità.

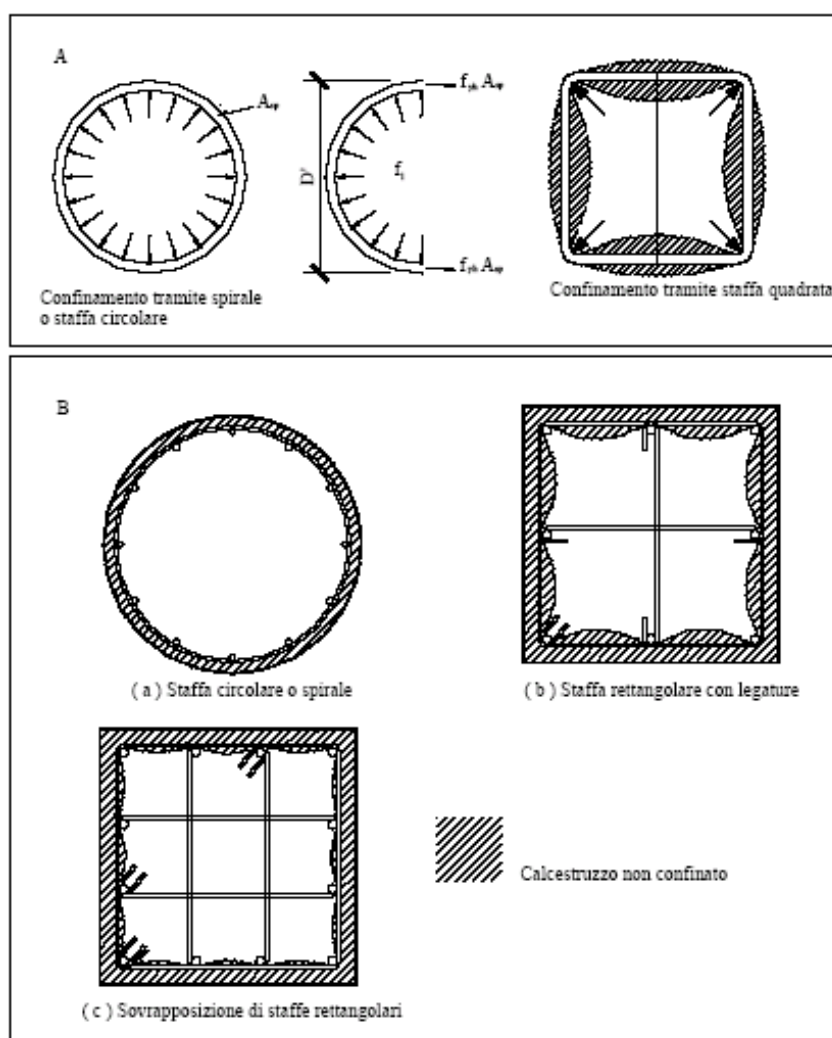


figura 17-A) Forza di confinamento delle staffe; B) Alcune tipologie di staffe

Sono state sviluppate differenti relazioni tra sforzi e deformazioni per il calcestruzzo confinato; molte di queste sono applicabili ad un ristretto campo di situazioni specifiche legate generalmente alla geometria della sezione. Tra le varie relazioni una è però applicabile a tutti i tipi di sezione e a tutti i livelli di confinamento; essa è definita dalla seguente relazione la cui nomenclatura fa riferimento alla Fig. 16:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

dove

$$f'_{cc} = f'_c \cdot \left(2.254 + \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c}} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

La f'_{cc} è la resistenza massima a compressione in funzione di un certo grado di confinamento effettivo f'_l ; il confinamento effettivo in relazione al confinamento per staffe circolari dell'Eq. (0.4); si può esprimere come:

$$f'_l = k_e \cdot f_l$$

dove

k_e coefficiente di effettivo confinamento,

che considera l'effettiva area di calcestruzzo confinato in rapporto all'area totale racchiusa dalla linea media della staffa di contenimento. Valori tipici di k_e sono:

- a) 0.95 per sezioni circolari;
- b) 0.75 per sezioni rettangolari;
- c) 0.6 per sezioni rettangolari di murature armate.

Valori usuali di ϵ_{cu} sono compresi tra 1.2% e 5% ossia dalle 4 alle 16 volte maggiori del valore normale utilizzato per il calcestruzzo non confinato.

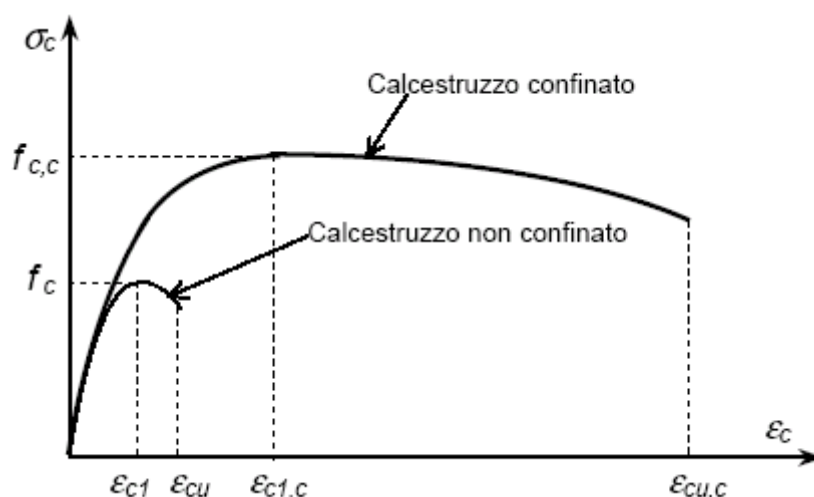


figura 18-confronto tra valori di ϵ_{cu} per cls confinato e non

La trattazione fin qui svolta quindi permette di affermare che un aumento della curvatura plastica e quindi della duttilità in curvatura sono ottenibili tramite un adeguato confinamento in grado di aumentare la deformazione ultima del calcestruzzo.

5.3.2 NODI TRAVE-PILASTRO

I nodi trave-pilastri, individuati dalla regione di sovrapposizione tra pilastri e travi ad essi concorrenti, costituiscono una zona particolarmente delicata per le strutture intelaiate in cemento armato. Infatti, se non correttamente progettati, possono facilmente divenire, in caso di violenti sismi, "zone critiche" della struttura a causa delle forti azioni taglianti, sia orizzontali che verticali, nate per effetto dei momenti che si sviluppano nei pilastri. Tali azioni possono essere anche di notevole intensità rispetto alle analoghe azioni che si sviluppano negli elementi concorrenti al nodo, come può notarsi nella seguente Fig. 19:

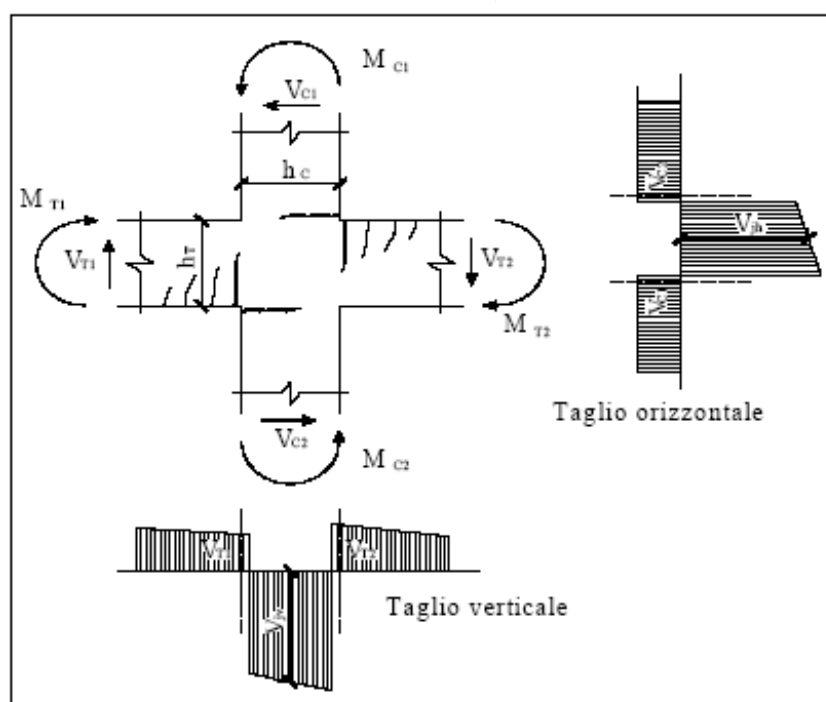


Fig. 19 Taglio all'interno del nodo

Sempre a causa della distribuzione dei momenti flettenti generata dall'azione sismica negli elementi convergenti al nodo, le armature longitudinali delle travi e dei pilastri che lo attraversano sono sottoposte a forti tensioni di trazione da un lato e

compressione dall'altro. Questa situazione comporta forti tensioni di aderenza tra la barra e il calcestruzzo; qualora si superasse l'aderenza massima si avrebbe lo scorrimento della barra con le relative conseguenze. Le tensioni all'interno delle barre passanti il nodo sono rappresentate in Fig. 20

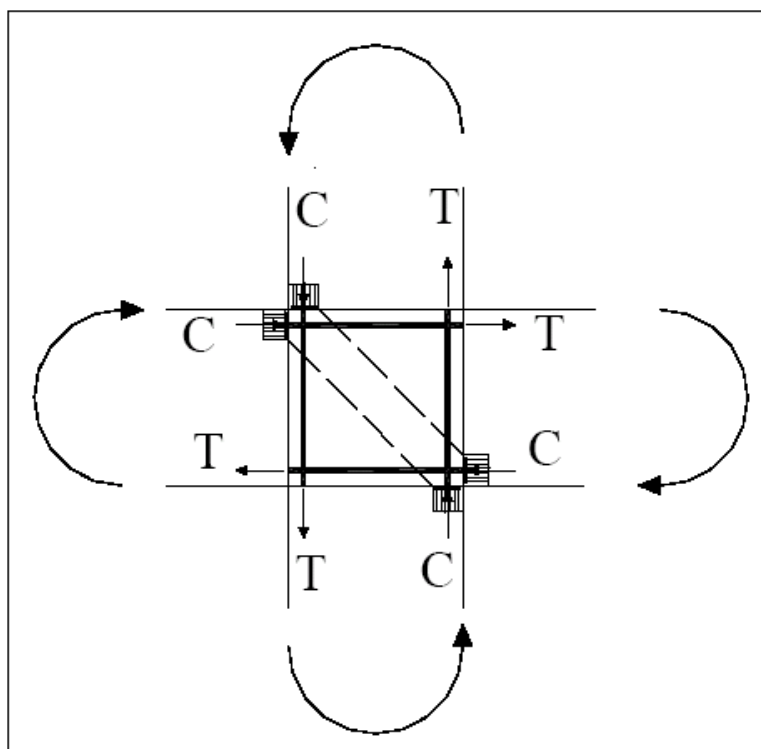


Fig. 20 Tensione all'interno delle barre passanti nel nodo

Lo scambio delle forze di taglio attraverso il nucleo del nodo trave-colonna può verificarsi attraverso uno dei seguenti meccanismi:

- a) *Meccanismo a puntone diagonale*: si manifesta quando in corrispondenza delle sezioni terminali delle travi si sviluppano fessure flessionali di piccola ampiezza, che in seguito all'inversione del momento si richiudono. Nel nodo si sviluppa così un puntone diagonale compresso per effetto della combinazione delle forze assiali di compressione delle travi, trasferite sulla zona di calcestruzzo compresso, e delle forze verticali delle zone compresse delle colonne.

b) *Meccanismo a fessurazione diagonale*: si sviluppa quando le fessure flessionali che si formano all'estremità delle travi sono di notevole ampiezza e quindi non possono chiudersi neanche nella successiva fase di inversione del momento. In questo caso non si sviluppa alcun puntone diagonale e le forze orizzontali di compressione dovute ai momenti flettenti sono assorbite principalmente dalle armature; si sviluppano così elevate tensioni di aderenza a cui si accompagna una inevitabile fessurazione diagonale del nodo.

In occasione di un evento sismico quindi il comportamento del nodo trave-pilastro è dominato da meccanismi di taglio e aderenza a cui non si associano comportamenti ciclici particolarmente dissipativi; in base alla filosofia che caratterizza la progettazione antisismica moderna tali comportamenti sono quindi da controllare per poter scongiurare l'inizio di un potenziale collasso strutturale. I criteri di base da seguire nella progettazione dei nodi per ottenere buone prestazioni possono essere riassunti in base alle indicazioni fornite da Paulay e Priestley (1992) :

- La resistenza del nodo deve garantire l'integrità del nodo e consentire lo sviluppo di un meccanismo di tipo globale con formazione di cerniere plastiche nelle travi. In questo modo si evita il danneggiamento di parti difficilmente riparabili e la formazione di meccanismi scarsamente dissipativi e poco duttili.
- il nodo deve essere visto come parte del pilastro e quindi la resistenza di quest'ultimo non deve essere compromessa dal degrado della zona nodale.
- la zona nodale deve inoltre rimanere in campo elastico in occasione di eventi sismici di modesta intensità.
- la deformazione del pannello nodale deve essere limitata per controllare lo spostamento dei piani della struttura.
- si deve evitare la congestione delle armature, per evitare problemi in fase costruttiva.

5.4 DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA SEZIONI IN CLS

È dunque possibile ipotizzare un comportamento duttile di sezioni in ca in presenza di staffe trasversali; è inoltre possibile ipotizzare un comportamento dell'elemento con zone di plasticità concentrata, se vengono correttamente rispettate le indicazioni di progettazione di nodo.

Alla luce di tali considerazioni è possibile ipotizzare un comportamento delle sezioni in cls descrivibile mediante un diagramma momento-curvatura (come riassunto in figura 20) che tenga conto degli effetti di confinamento)

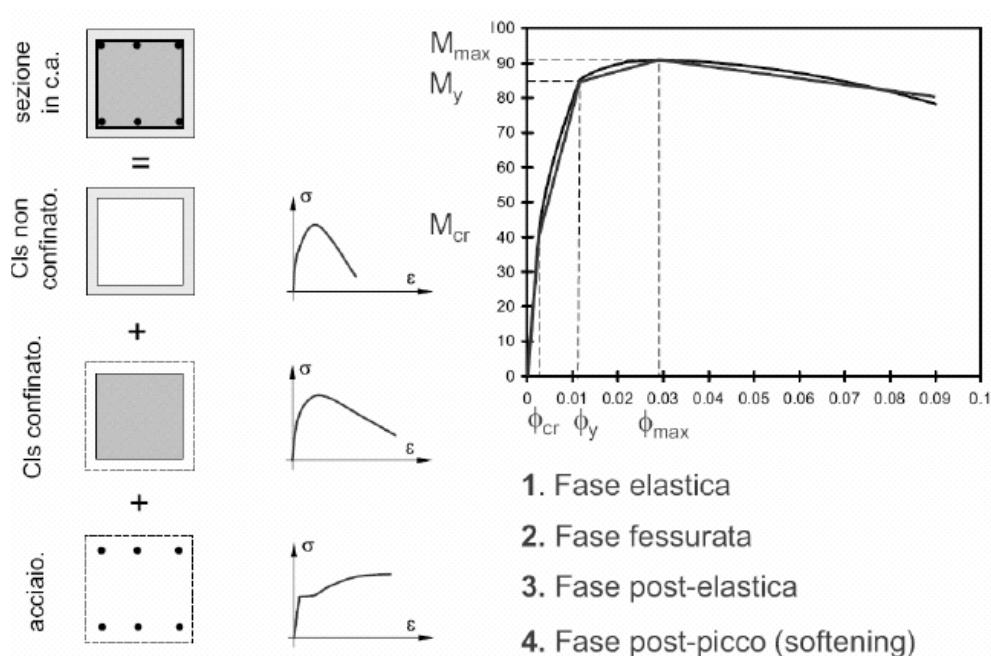


Fig. 20-diagramma momento-curvatura

un fattore che influenza notevolmente il diagrammi momento-rotazione oltre al confinamento è la presenza di sforzo assiale che riduce la duttilità ottenuta mediante il confinamento stesso, si hanno a parità di sezioni duttilità sempre più ridotte al crescere dello sforzo normale

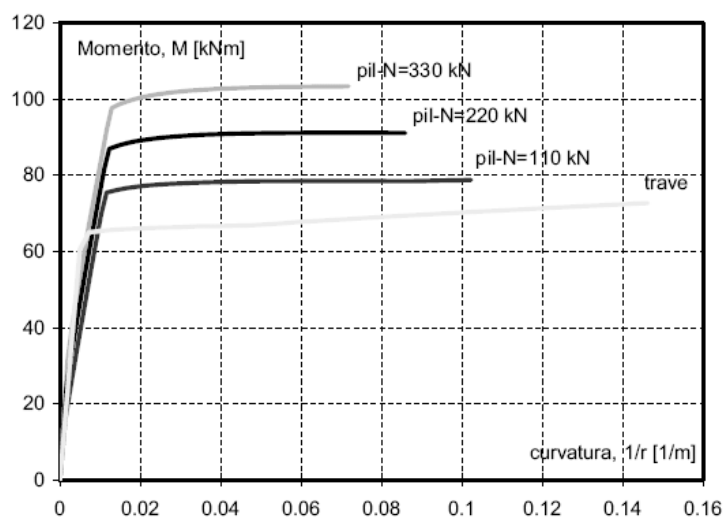
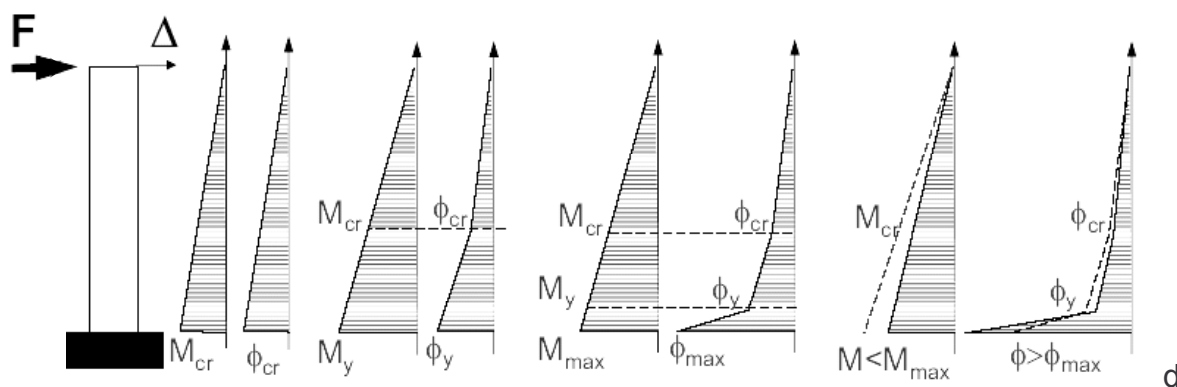
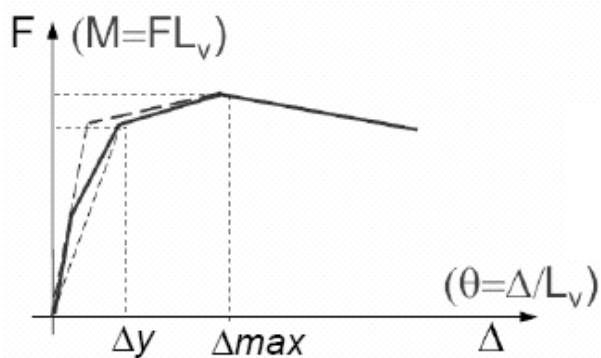


Fig. 20-Influenza Sforzo normale diagramma momento-curvatura

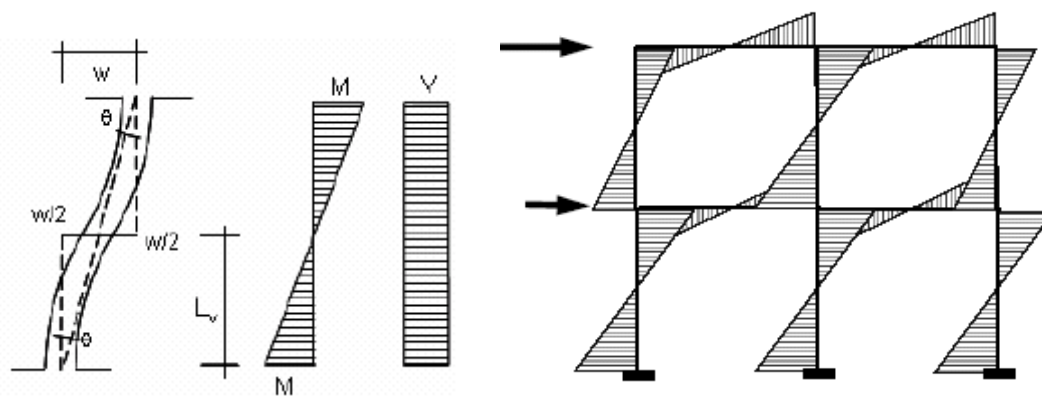
Sulla base del diagramma momento curvatura dalla distribuzione dei momenti si può risalire alla distribuzione delle rotazioni



a queste è possibile risalire agli spostamenti in sommità integrando le curvature e dunque si risale alle rotazioni intese come spostamenti diviso la luce di taglio L_v



come sopra ricordato la luce di taglio L_v coincide con la altezza h del pilastro nel caso di elemento isolato e di $0,5 h$ nel caso di telaio poiché risulta lineare la distribuzione dei momenti e quindi l'elemento può essere riguardato come una trave a mensola, di luce L_v e caricata da una forza concentrata all'estremo libero.



5.5 MOMENTI E CURVATURE CARATTERISTICHE

Assumendo quindi un diagramma momento-curvatura trilineare caratterizzato da tre coppie di parametri:

- $M_y \phi_y$ momento e curvatura al limite elastico
- $M_{max} \phi_{max}$ momento e curvatura di picco
- $M_u \phi_u$ momento e curvatura al limite ultimo

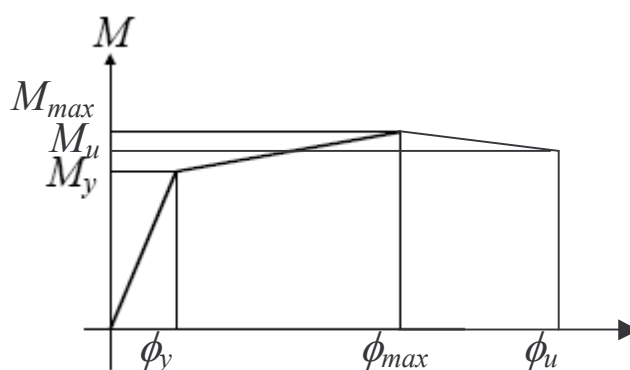
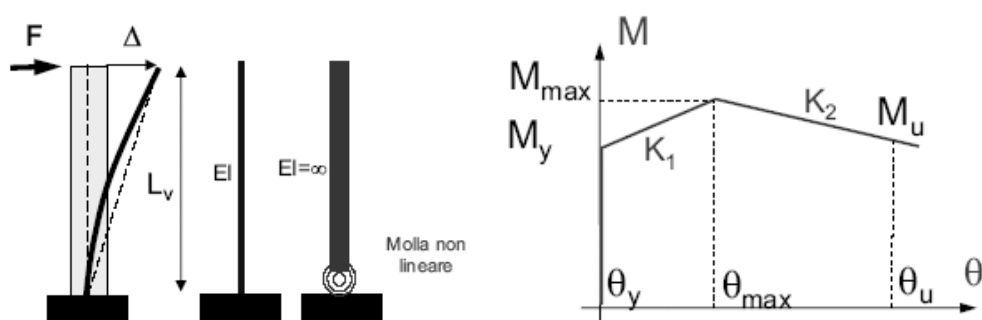


Fig. 22-Momenti e curvature caratteristici

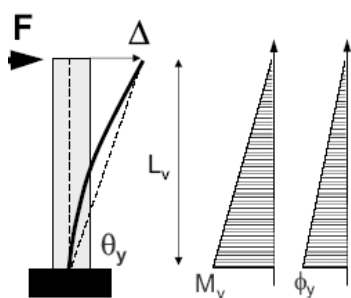
è possibile sulla base di quanto sopra riportato determinare le rotazioni al limite elastico, al picco e al limite ultimo che caratterizzano il modello di elemento composto da una parte elastica e da una parte a comportamento plastico



dove il legame momento-rotazione della molla a comportamento rigido in campo elastico è così definito:

$$K_1 = (M_{\max} - M_y) / (\theta_{\max} - \theta_y) \quad K_2 = (M_u - M_{\max}) / (\theta_u - \theta_{\max})$$

Di conseguenza la **rotazione al limite elastico** θ_y (snervamento) risulta pari a :



$$\theta_y = \phi_y L_v / 3$$

Essendo $\theta_y = \Delta / L_v$, $\Delta_y = F_y L_v^3 / 3EJ$, e sostituendo con $\phi_y = M_y / EJ = F_y L_v / EJ$

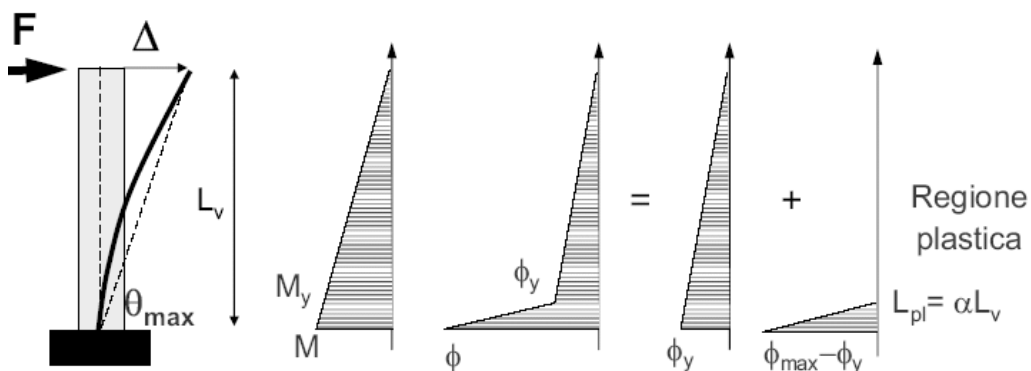
La rotazione allo snervamento così valutata tiene conto della deformabilità flessionale a questa va aggiunta la componente deformativi, tagliante e di scorrimento delle barre di armatura. Esse vengono individuate in funzione dei parametri di dimensione, e armatura della sezione facendo riferimento alla definizione fornita dall'ordinanza 3274;

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Fig. 23-Valutazione dei tre contributi Opcm 3274

dove h è l'altezza della sezione e d_b il diametro delle barre longitudinali f_y e f_c sono le resistenze caratteristiche di acciaio e calcestruzzo.

La **rotazione di picco** θ_{max} risulta pari a :



$$\theta_{max} = \theta_y + \theta_{p,max}$$

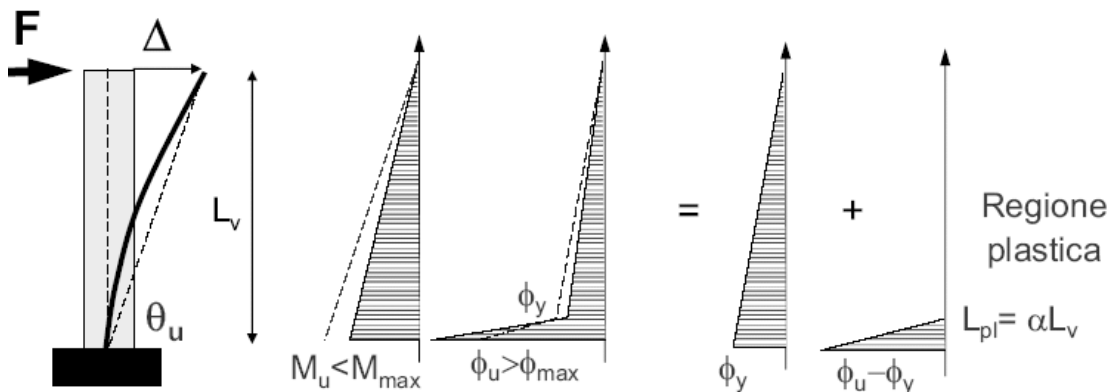
dove $\theta_{p,max}$ risulta essere la rotazione plastica in corrispondenza del momento di picco definita come:

$$\theta_{p,max} = 0.5(\phi_{max} - \phi_y)L_{pl} (1 - 0.5L_{pl}/L_v)$$

L_{pl} rappresenta la lunghezza del tratto plasticizzato e si definisce come:

$$L_{pl} = \alpha L_v \text{ dove } \alpha = (M_{max} - M_y) / M_{max}$$

Infine la **rotazione ultima** θ_u risulta pari a :



$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u}$$

dove $\theta_{p,u}$ risulta essere la rotazione plastica in corrispondenza del momento ultimo definita come

$$\theta_{p,u} = 0.5(\phi_u - \phi_y)L_{pl} (1 - 0.5L_{pl}/L_v)$$

L_{pl} rappresenta la lunghezza del tratto plasticizzato e si definisce come:

$$L_{pl} = \alpha L_v \text{ dove } \alpha = (M_{max} - M_y) / M_{max}$$

Sulla base dei parametri di rotazione è dunque possibile costruire un diagramma momenti-curvature ,o forze spostamenti (correlati semplicemente dalla lunghezza di taglio) il cui andamento è di seguito riportato.

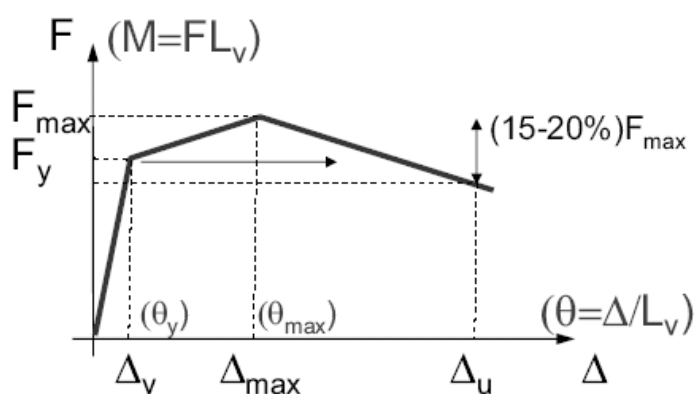


Fig. 23-diagramma forze spostamenti

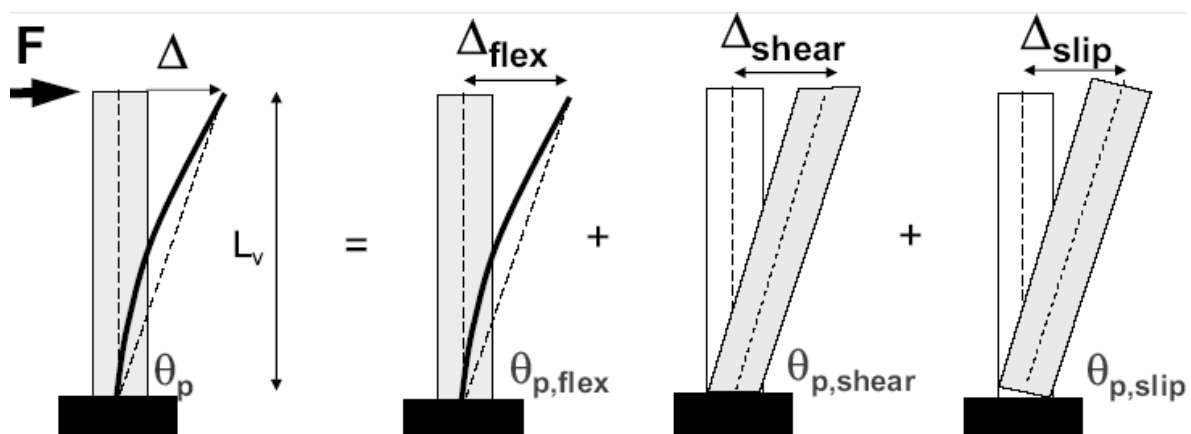
Anche nel caso della rotazione ultima così valutata si tiene conto della sola deformabilità flessionale a questa va aggiunta la componente deformativa tagliante e di scorrimento delle barre di armatura come nel caso della rotazione al limite elastico.

In genere, i contributi aggiuntivi (taglianti e di scorrimento barre) sono valutati aumentando la lunghezza della regione plastica, L_{pl} .

La OPCM 3274-3431 propone in particolare una lunghezza di cerniera plastica per la sola condizione "ultima", ossia:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}}$$

dove h è l'altezza della sezione e d_b il diametro delle barre longitudinali f_y e f_c sono le resistenze caratteristiche di acciaio e calcestruzzo



5.6 MODELLAZIONE NON LINEARE

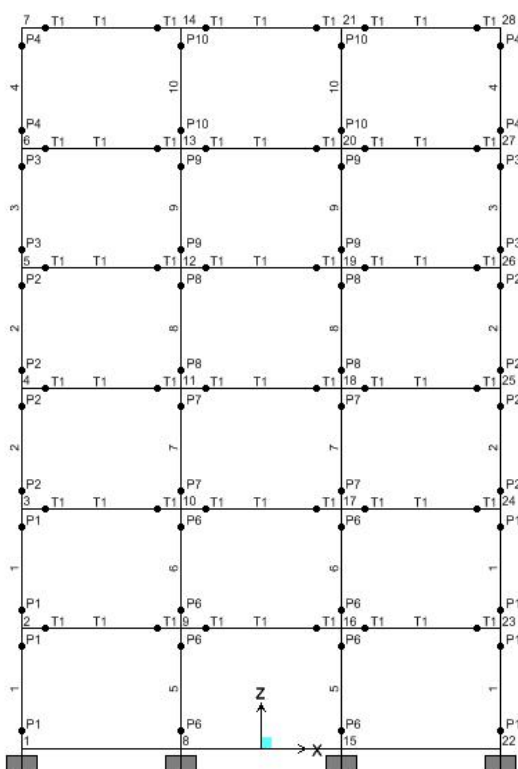
La caratterizzazione meccanica della molla rotazionale non lineare, dipende in definitiva da una serie di parametri:

Geometrici: dimensioni della sezione (B e H), luce di taglio (L_v ,) diametro delle barre (dbl), ecc.

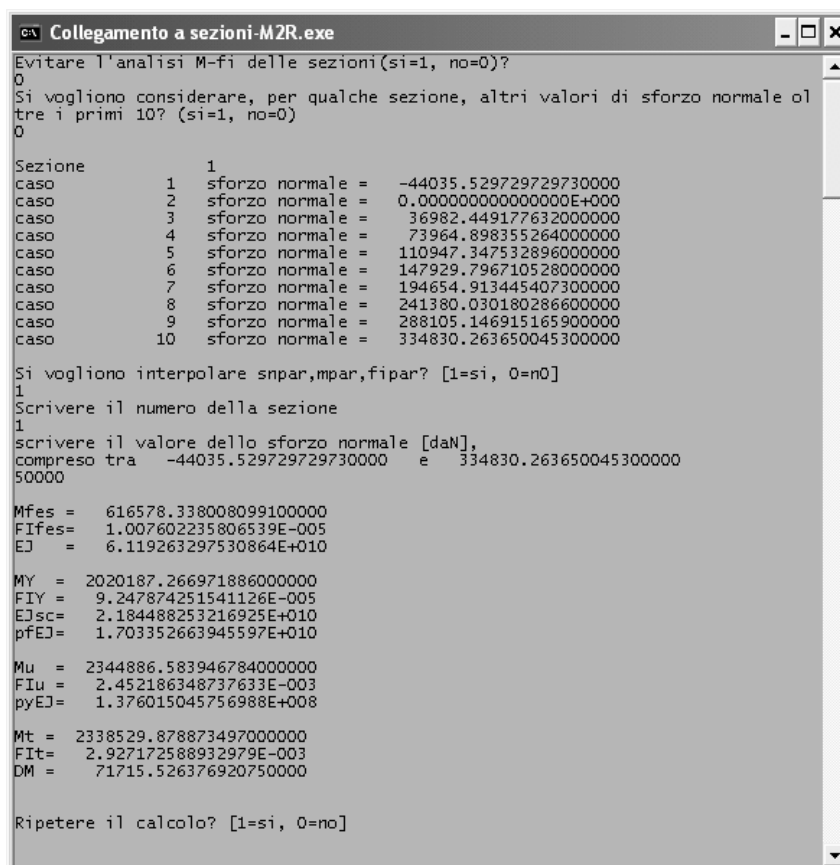
Meccanici : resistenze dei materiali, resistenze flessionali, curvature flessionali, ecc.

Sulla base della definizione di questi parametri è stato possibile definire per ogni sezione di pilastri e travi dei tre telai T1,T2,T3, i valori di momento e rotazione ricavandoli dalle curvature in corrispondenza di questi tre punti: M_y (snervamento) M_{max} (momento massimo) e M_u (momento ultimo).

Così facendo per ogni telaio è stato implementato un modello ad elementi finiti non lineare in cui ogni elemento beam è costituito da un elemento finito del tipo descritto precedentemente, alle cui estremità è posizionata una cerniera plastica.



Ogni sezione è stata caratterizzata in termini di diagramma momento curvatura mediante software appositamente sviluppato di cui si riporta esempio e dove si ottengono i valori di curvatura in funzione dei parametri assegnati, tenendo conto anche del contributo del confinamento e dell'influenza dello sforzo normale.



```
CA Collegamento a sezioni-M2R.exe
Evitare l'analisi M-fi delle sezioni (si=1, no=0)?
0
Si vogliono considerare, per qualche sezione, altri valori di sforzo normale o i
tre i primi 10? (si=1, no=0)
0

Sezione          1
caso             1  sforzo normale = -44035.529729729730000
caso             2  sforzo normale = 0.000000000000000E+000
caso             3  sforzo normale = 36982.449177632000000
caso             4  sforzo normale = 73964.898355264000000
caso             5  sforzo normale = 110947.347532896000000
caso             6  sforzo normale = 147929.796710528000000
caso             7  sforzo normale = 194654.913445407300000
caso             8  sforzo normale = 241380.030180286600000
caso             9  sforzo normale = 288105.146915165900000
caso            10  sforzo normale = 334830.263650045300000

Si vogliono interpolare snpar,mpar,fipar? [1=si, 0=no]
1
Scrivere il numero della sezione
1
scrivere il valore dello sforzo normale [daN],
compreso tra -44035.529729729730000 e 334830.263650045300000
50000

Mfes = 616578.338008099100000
FIfes= 1.007602235806539E-005
EJ = 6.119263297530864E+010

MY = 2020187.266971886000000
FIY = 9.247874251541126E-005
EJsc= 2.184488253216925E+010
pfEJ= 1.703352663945597E+010

Mu = 2344886.583946784000000
FIu = 2.452186348737633E-003
pyEJ= 1.376015045756988E+008

Mt = 2338529.878873497000000
FIt = 2.927172588932979E-003
DM = 71715.526376920750000

Ripetere il calcolo? [1=si, 0=no]
```

il software assume come input i seguenti valori:

modulo elastico acc. [daN/cm ²]	es =	2100000.
tensione di snervamento acc. [daN/cm ²]	fy =	4300.
dilatazione di incrudimento acc.	epsh =	0.01
dilatazione relativa a max tensione acc.	epsu =	0.10
tensione max acc. [daN/cm ²]	fu =	5500.
tensione max cls. non confinato [daN/cm ²]	fcil =	250.

Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari

dilatazione relativa a max tensione cls.	epcil =	0.0035
modulo elastico iniziale cls. [daN/cm ²]	ec =	311000.
tensione max a trazione cls. [daN/cm ²]	fctr =	25

il calcolo restituisce i valori di momento e curvatura tenendo conto anche del confinamento e dell'influenza dello sforzo normale:

- $M_y \phi_y$ momento e curvatura al limite elastico
- $M_{max} \phi_{max}$ momento e curvatura di picco
- $M_u \phi_u$ momento e curvatura al limite ultimo

Da questi parametri è poi possibile ricavare, sezione per sezione, il valore delle curvature e delle corrispondenti rotazioni per poter caratterizzare tutte le aste dei tre telai in termini di cerniere plastiche secondo il modello descritto precedentemente:

<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">GEOMETRIA</td></tr> <tr><td>Lv</td><td style="text-align: right;">150</td></tr> <tr><td>b</td><td style="text-align: right;">30</td></tr> <tr><td>h</td><td style="text-align: right;">30</td></tr> <tr><td>c</td><td style="text-align: right;">3</td></tr> <tr><td>As</td><td style="text-align: right;">9.42</td></tr> <tr><td>A's</td><td style="text-align: right;">9.42</td></tr> <tr><td>ρ</td><td style="text-align: right;">0.01162963</td></tr> <tr><td>ρ'</td><td style="text-align: right;">0.01162963</td></tr> </table>	GEOMETRIA		Lv	150	b	30	h	30	c	3	As	9.42	A's	9.42	ρ	0.01162963	ρ'	0.01162963	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="4">FERRI</td></tr> <tr><td>Numero</td><td>Diam</td><td>Numero</td><td>Diam</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">3</td><td style="text-align: center;">20 +</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">3</td><td style="text-align: center;">20 +</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> </table>	FERRI				Numero	Diam	Numero	Diam	3	20 +	0	0	3	20 +	0	0
GEOMETRIA																																			
Lv	150																																		
b	30																																		
h	30																																		
c	3																																		
As	9.42																																		
A's	9.42																																		
ρ	0.01162963																																		
ρ'	0.01162963																																		
FERRI																																			
Numero	Diam	Numero	Diam																																
3	20 +	0	0																																
3	20 +	0	0																																
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">ACCIAIO</td></tr> <tr><td>fy</td><td style="text-align: right;">4400</td></tr> <tr><td>Es</td><td style="text-align: right;">2100000</td></tr> <tr><td>εy</td><td style="text-align: right;">0.00209</td></tr> </table>	ACCIAIO		fy	4400	Es	2100000	εy	0.00209	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">CLS</td></tr> <tr><td>fc</td><td style="text-align: right;">250</td></tr> <tr><td>Ec</td><td style="text-align: right;">3E+05</td></tr> <tr><td>εCU</td><td style="text-align: right;">0.004</td></tr> <tr><td>fct</td><td style="text-align: right;">33</td></tr> </table>	CLS		fc	250	Ec	3E+05	εCU	0.004	fct	33																
ACCIAIO																																			
fy	4400																																		
Es	2100000																																		
εy	0.00209																																		
CLS																																			
fc	250																																		
Ec	3E+05																																		
εCU	0.004																																		
fct	33																																		
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">MOMENTI</td></tr> <tr><td>Mu=</td><td style="text-align: right;">1380728</td></tr> <tr><td>Mmax=</td><td style="text-align: right;">1381314</td></tr> <tr><td>My=</td><td style="text-align: right;">1126804</td></tr> </table>	MOMENTI		Mu=	1380728	Mmax=	1381314	My=	1126804	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td colspan="2">CURVATURA</td></tr> <tr><td>χu=</td><td style="text-align: right;">4.43E-03</td></tr> <tr><td>χmax=</td><td style="text-align: right;">4.36E-03</td></tr> <tr><td>χy=</td><td style="text-align: right;">1.19E-04</td></tr> <tr><td colspan="2">ROTAZIONI</td></tr> <tr><td>Lpl max</td><td>θu= 1.42E-01</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">27.64</td><td>θmax= 5.32E-02</td></tr> <tr><td>Lpl ultimo=</td><td>θy= 5.96E-03</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">62.34</td><td></td></tr> </table>	CURVATURA		χu=	4.43E-03	χmax=	4.36E-03	χy=	1.19E-04	ROTAZIONI		Lpl max	θu= 1.42E-01	27.64	θmax= 5.32E-02	Lpl ultimo=	θy= 5.96E-03	62.34									
MOMENTI																																			
Mu=	1380728																																		
Mmax=	1381314																																		
My=	1126804																																		
CURVATURA																																			
χu=	4.43E-03																																		
χmax=	4.36E-03																																		
χy=	1.19E-04																																		
ROTAZIONI																																			
Lpl max	θu= 1.42E-01																																		
27.64	θmax= 5.32E-02																																		
Lpl ultimo=	θy= 5.96E-03																																		
62.34																																			

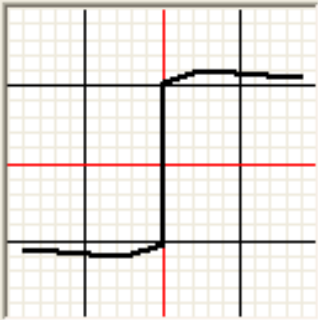
Anche se è possibile assegnare un numero indefinito di "zone" inelastiche, nei telai presentati, ed in generale in tutti gli edifici a telaio, le possibili cerniere plastiche sono localizzate all'inizio e alla fine di ogni elemento "asta" (con l'ipotesi di elementi trave e pilastri realizzati con un unico elemento finito). pertanto, viene passato al codice di calcolo "l'ordine" di monitorare i possibili meccanismi plastici nei nodi indicati.

Il diagramma Momento-Curvatura: è introdotto nel modello di calcolo ad elementi finiti non lineare. in forma adimensionale nella forma M/M_y (momento/momento di snervamento) e R/R_y (rotazione/rotazione di snervamento).

Frame Hinge Property Data for T1 - M3

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-1.0377	-29.2156
D-	-1.0377	-29.2156
C-	-1.1415	-8.2681
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.1415	8.2681
D	1.0377	29.2156
E	1.0377	29.2156



Hinge is Rigid Plastic
 Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

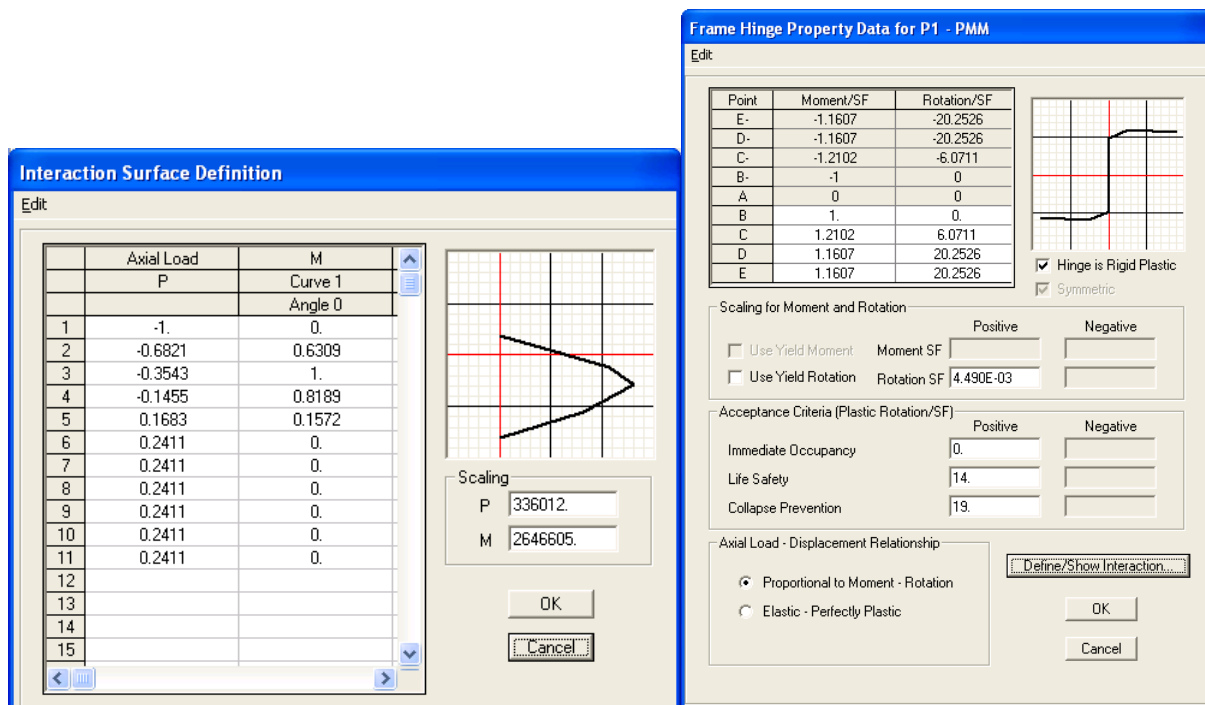
	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 1841568.	1841568.
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF 4.600E-03	4.600E-03

come si vede nelle travi sono state assegnate cerniere dal comportamento a solo momento flettente.

Ogni nodo controllato invece sui Pilastri è assegnato come Cerniera Plastica denominata PMM, nella quale l'entrata nel campo plastico è dovuta al raggiungimento delle caratteristiche di sollecitazioni tali da lambire il dominio di

Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari

interazione PMM (Sforzo normale - Momento flettente), assegnato in base alla caratteristica della sezione.



è stato così possibile caratterizzare ogni asta del modello ad elementi finiti dei tre telai

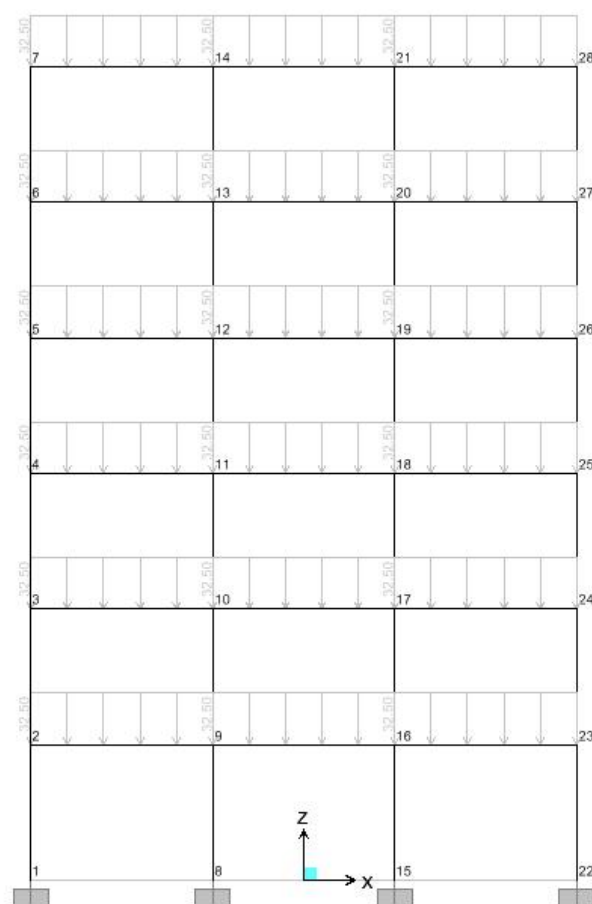
Nell'allegato 1 si riportano per i tre diversi telai i parametri riassuntivi di ognuno degli elementi finiti introdotti nel calcolo, in termini di dimensioni geometriche, meccaniche, e di caratterizzazione delle cerniere plastiche.

6 ANALISI E CONFRONTO DEI TELAI-STUDIO

6.1 CARICHI APPLICATI

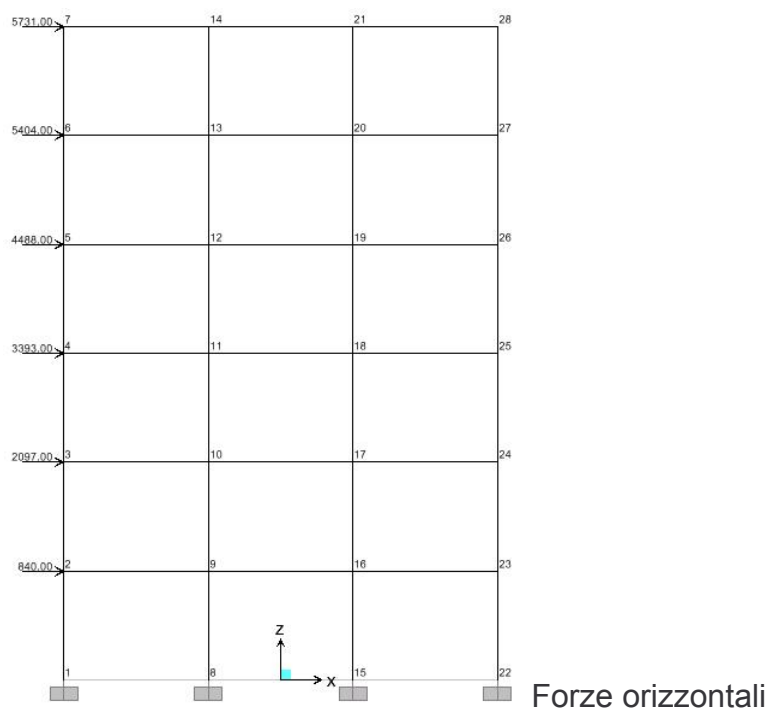
Si sono dunque eseguite le analisi statiche non lineari applicando ai tre telai, oltre alle forze verticali combinate secondo le prescrizioni dell'OPCM un set di forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare delle tre strutture:

Telaio T1

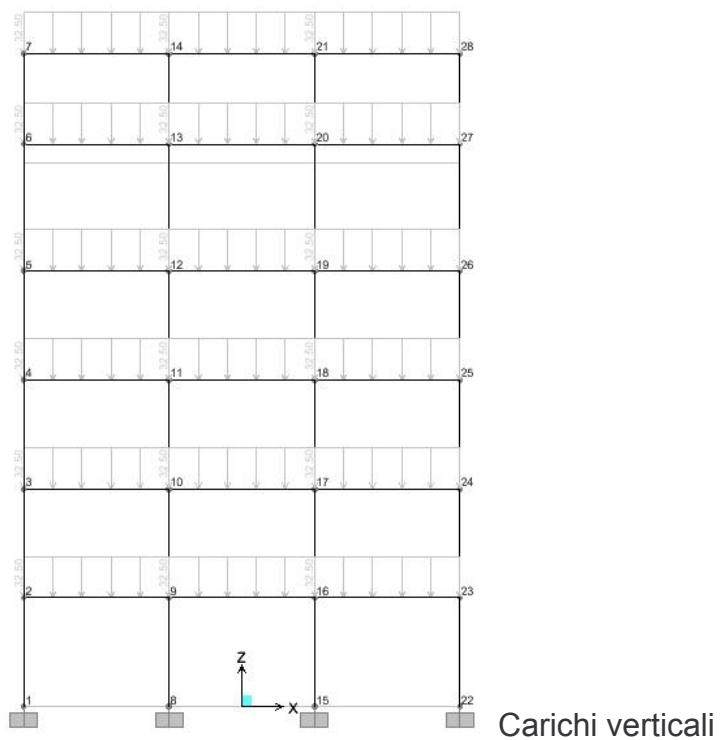


Carichi verticali

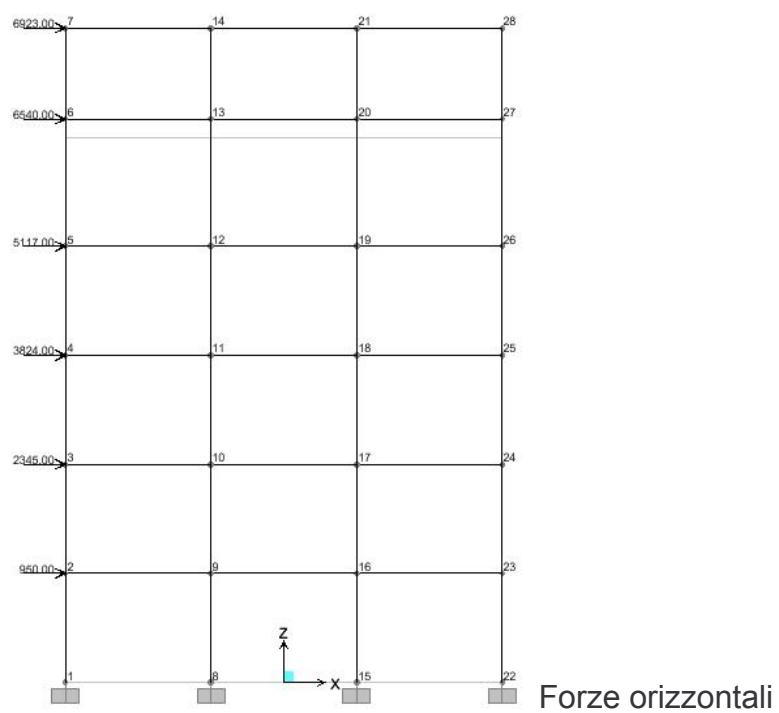
Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari



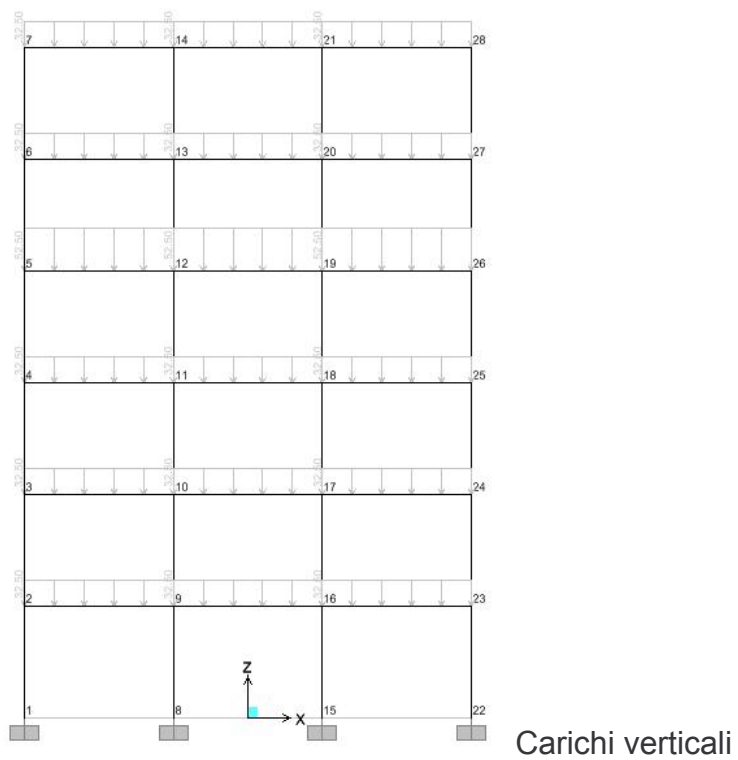
Telaio T2



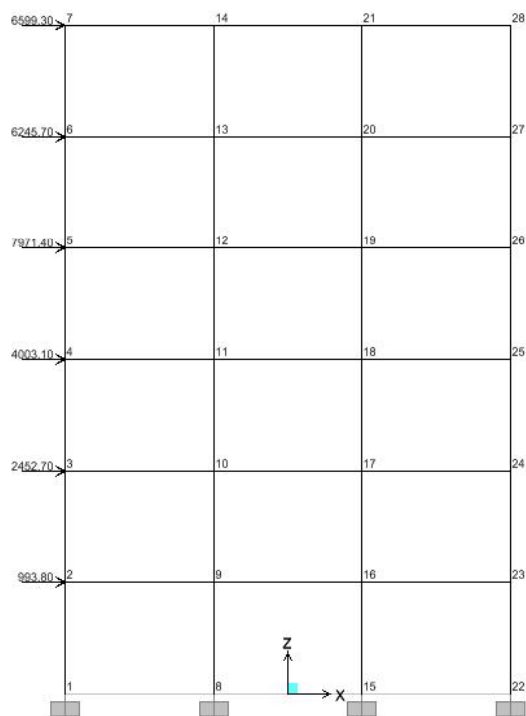
Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari



Telaio T3



Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari



Forze orizzontali

6.2 ANALISI DI PUSH OVER

L'analisi è proseguita per ognuno dei tre telai incrementando progressivamente il carico orizzontale e monitorando la successiva formazione di cerniere plastiche nelle diverse membrature

Come ci si augurava la formazione delle cerniere avviene in maniera progressiva a partire dalle travate e si propaga ai pilastri in maniera tale da rispettare i criteri di capacity design.

Si sono poi monitorati con maggior attenzione i valori del Taglio alla Base in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica; questi valori sono stati confrontati con i valori di taglio alla base di progetto riportati al capitolo 4 allo scopo di verificare la correttezza della progettazione eseguita; in tutti e tre i casi (come evidenziato in seguito) occorre osservare che il taglio alla base di progetto è minore ma decisamente vicino al valore del taglio alla base di prima plasticizzazione.

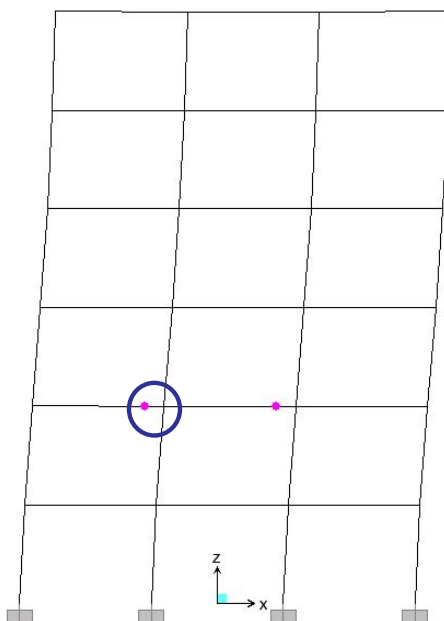
Questa situazione rispecchia la bontà della progettazione eseguita mantenendo il valore di plasticizzazione ben al di sopra del valore di calcolo utilizzato, il fatto che tali valori non siano superiori più del 10-15% permette di affermare che non si sono create strutture iper resistenti e dunque che i risultati ottenuti non sono falsati da fenomeni di sovreresistenza.

Infine si sono evidenziati i valori di collasso per ognuno dei tre telai, identificando la situazione di collasso con il superamento da parte di una qualsiasi sezione del valore di rotazione ultimo.

Durante l'analisi non lineare si sono naturalmente registrati gli spostamenti del punto di controllo identificato con il baricentro del piano di copertura, diagrammando così per ognuno dei tre telai la curva di capacità (Spostamento- Taglio alla Base)

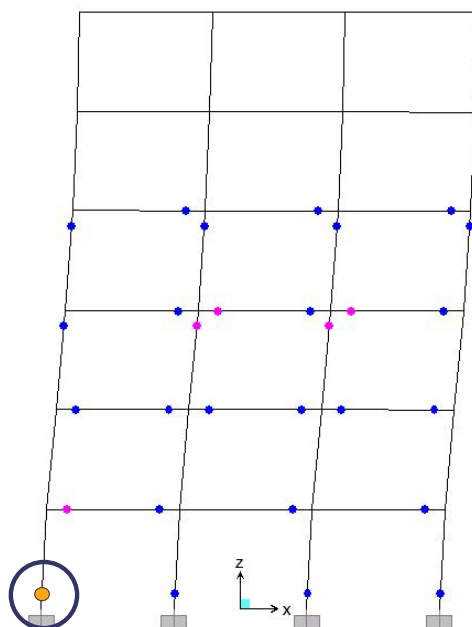
Di seguito vengono riportati gli step dell'analisi non lineare svolta relativi alla formazione della prima cerniera plastica, della situazione di collasso e delle curve di capacità per i tre telai

Telaio T1



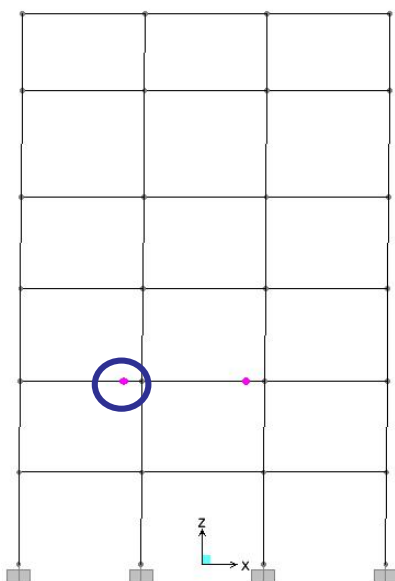
formazione della prima cerniera plastica

con $T_b = 28856$ daN (T di progetto = 22422 DaN)



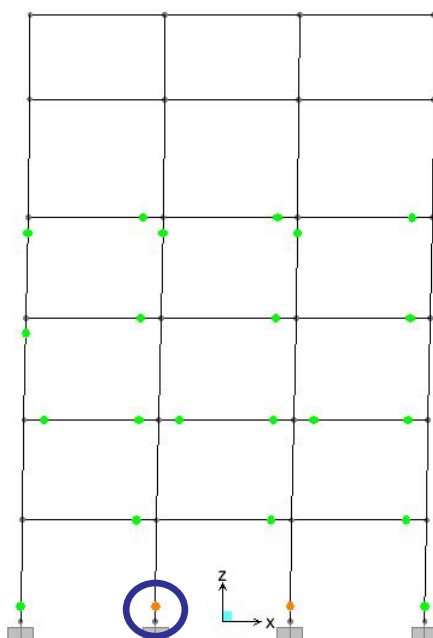
collasso per $T_b = 47946$ daN

Telaio T2



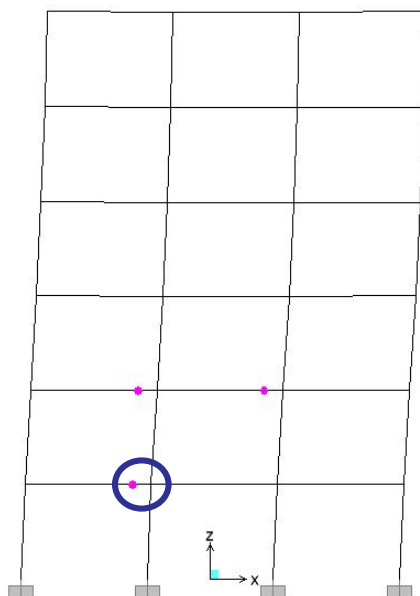
formazione della prima cerniera plastica

con $T_b = 28719$ daN (T di progetto = 26740 DaN)



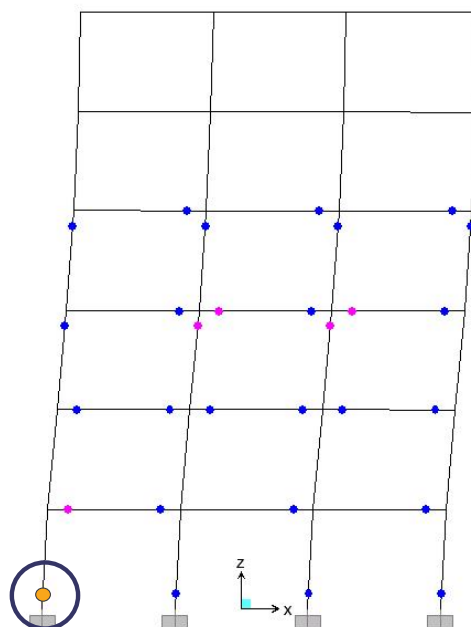
collasso per $T_b = 46149$ daN

Telaio T3



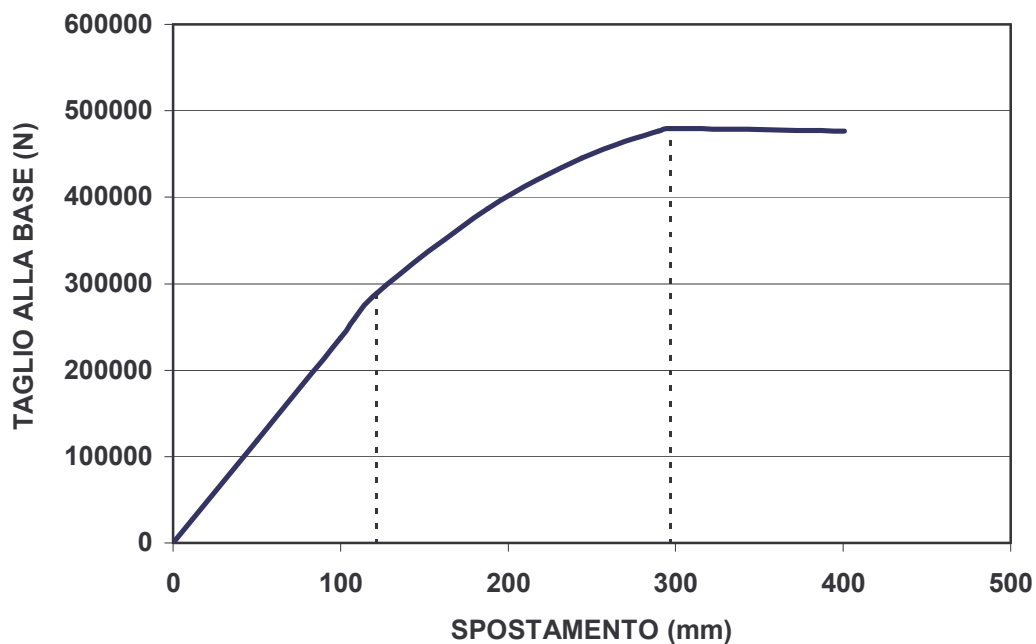
formazione della prima cerniera plastica

con $T_b = 29340$ daN (T di progetto = 29280 DaN)

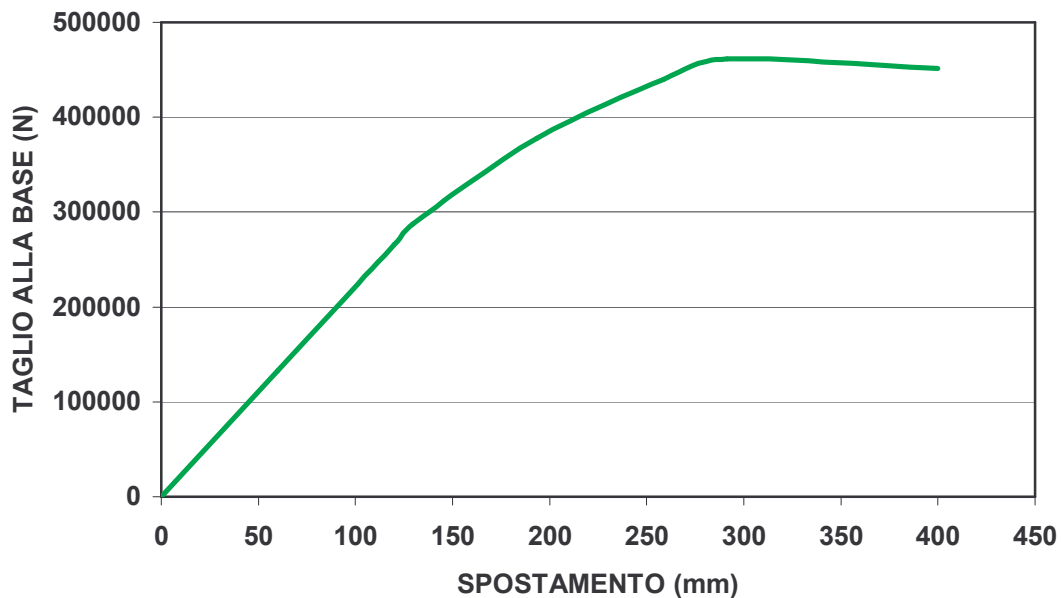


collasso per $T_b = 50650$ daN

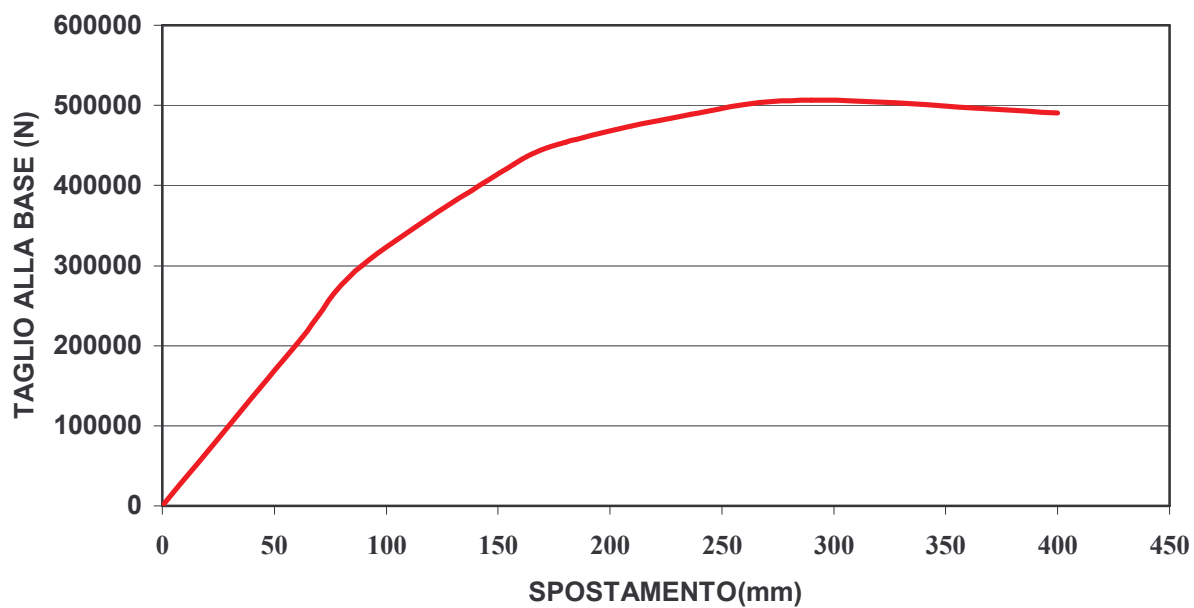
Curva di Capacità T1



Curva di Capacità T2

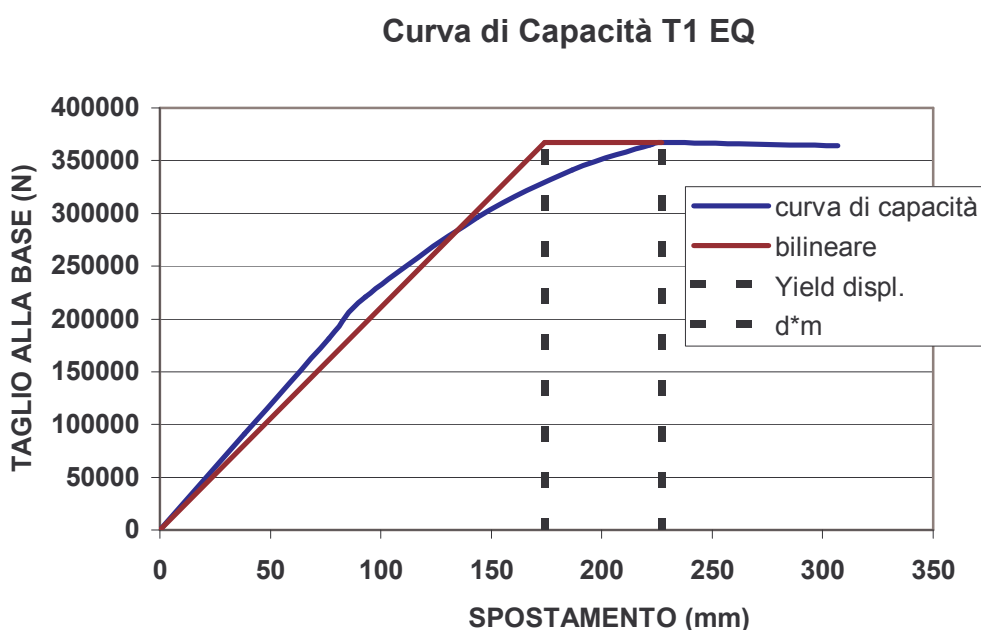


Curva di Capacità T3



6.3 CONFRONTO TRA I TRE TELAI

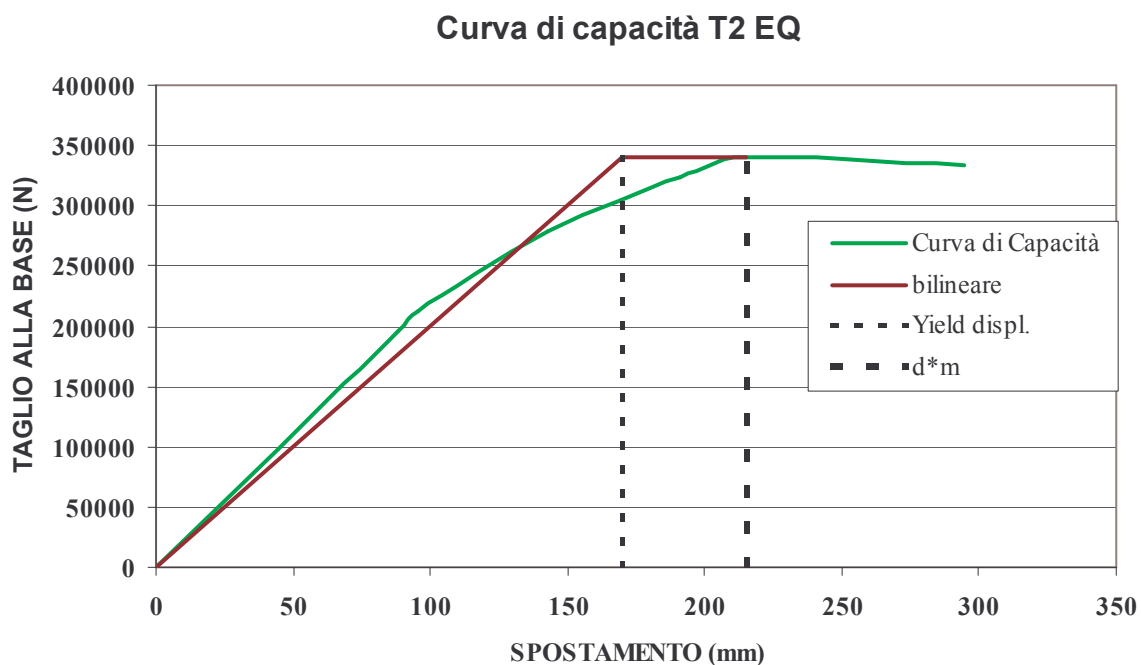
Determinate le curve di capacità dei tre telai si sono ottenute, mediante il procedimento descritto al capitolo 4, le curve di capacità dei sistemi ad un grado di libertà e le relative curve bilineari:



I parametri del sistema equivalente sono riportati nella seguente tabella, si riportano anche (in rosso) i valori ultimi relativi al telaio ottenuti dal sistema equivalente mediante l'applicazione del metodo dello spettro di capacità.

PARAMETRI SISTEMA EQUIVALENTE					
F_v^*	d_m^*	m^*	d_v^*	K_v^*	T^*
[N]	[mm]	[Tonn]	[mm]	[N/mm ²]	[s]
367017	227.19	179.94	174.21	2107	1.836

d^*e,max	q^*	d^*max	$dmax$	tang.	Vb
[m]		[m]	[mm]	[N/mm ²]	[N]
0.2520	1.240	215.96	282.13	-45	479467

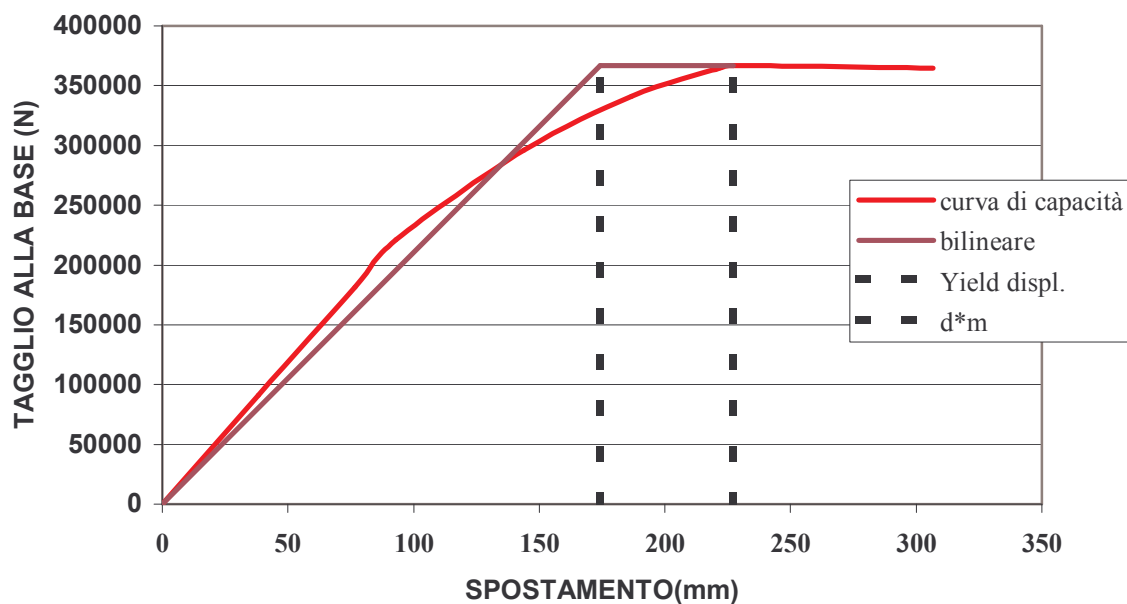


I parametri del sistema equivalente sono riportati nella seguente tabella, si riportano anche (in rosso) i valori ultimi relativi al telaio ottenuti dal sistema equivalente mediante l'applicazione del metodo dello spettro di capacità.

PARAMETRI SISTEMA EQUIVALENTE					
F_v^*	d_m^*	m^*	d_v^*	K_y^*	T^*
[N]	[mm]	[Tonn]	[mm]	[N/mm ²]	[s]
340116	214.86	168.38	170.09	2000	1.823

$d_{e,max}^*$	q^*	d_{max}^*	d_{max}	tang.	V_b
[m]		[m]	[mm]	[N/mm ²]	[N]
0.2500	1.249	212.37	288.16	-170	462069

Curva di capacità T3 EQ



I parametri del sistema equivalente sono riportati nella seguente tabella, si riportano anche (in rosso) i valori ultimi relativi al telaio ottenuti dal sistema equivalente mediante l'applicazione del metodo dello spettro di capacità.

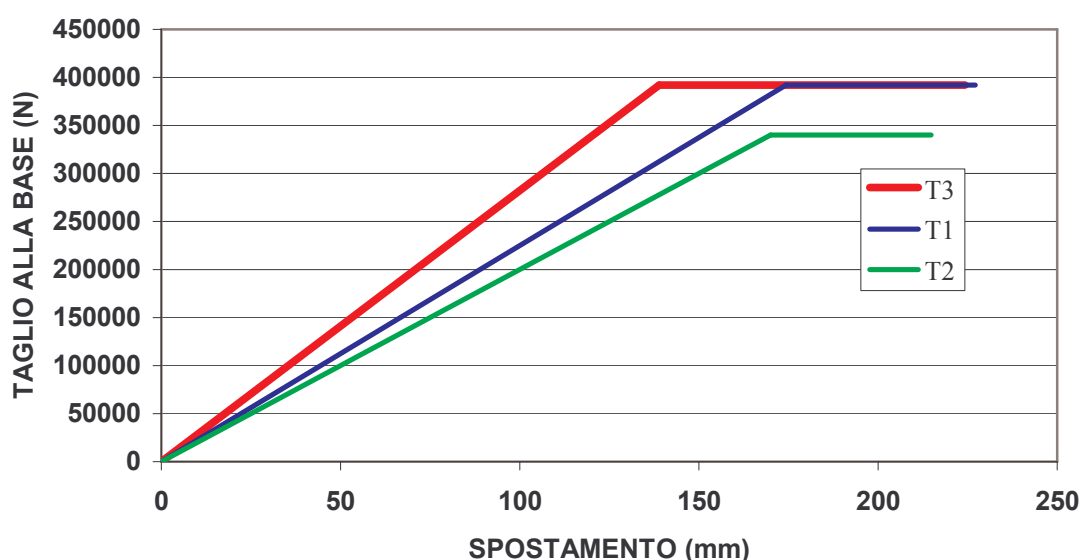
PARAMETRI DEL SISTEMA EQUIVALENTE					
F_y	d_m	m^*	d_y^*	K_y^*	T^*
[N]	[mm]	[Tonn]	[mm]	[N/mm ²]	[s]
391744	224.36	200.76	138.86	2821	1.676

$S_{de}(T^*)=d_{e,max}$	q^*	d_{max}	d_{max}	tang.	V_b
[m]		[m]	[mm]	[N/mm ²]	[N]
0.2155	1.542	215.46	278.58	-608	509502

Ottenute le caratteristiche dei tre telai in termini di curve di capacità equivalenti si procede al confronto tra T1, T2 e T3.

Al fine di stabilire se la progettazione effettuata sui telai T2 e T3 tenendo conto del fattore di irregolarità k_R risulta soddisfacente e sufficientemente cautelativa nei confronti di collasso anticipato, si confrontano i comportamenti in corrispondenza del limite elastico definito dall'oscillatore equivalente ed al collasso.

Confronto Curve BILINEARI Sistemi Equivalenti

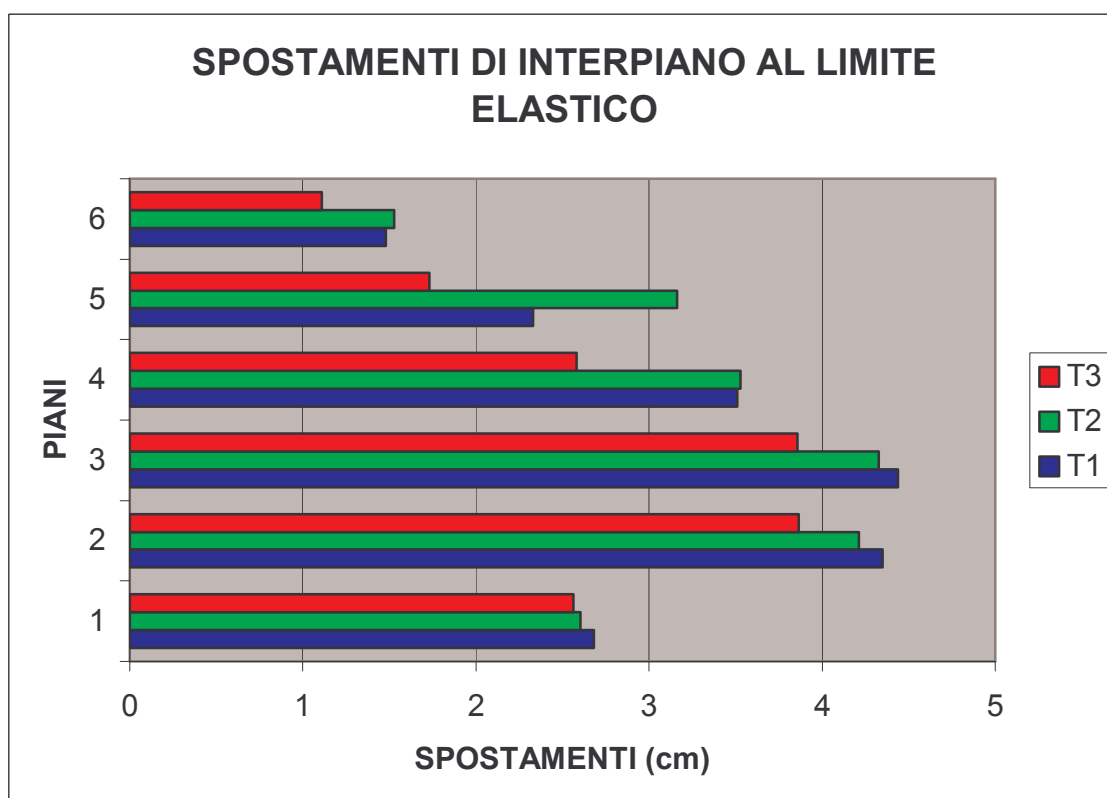


I risultati mostrano una discreta vicinanza dei dati per quanto riguarda lo spostamento ultimo. Infatti in termini di spostamento dei tre oscillatori equivalenti e degli spostamenti massimi in sommità dei tre telai si ha

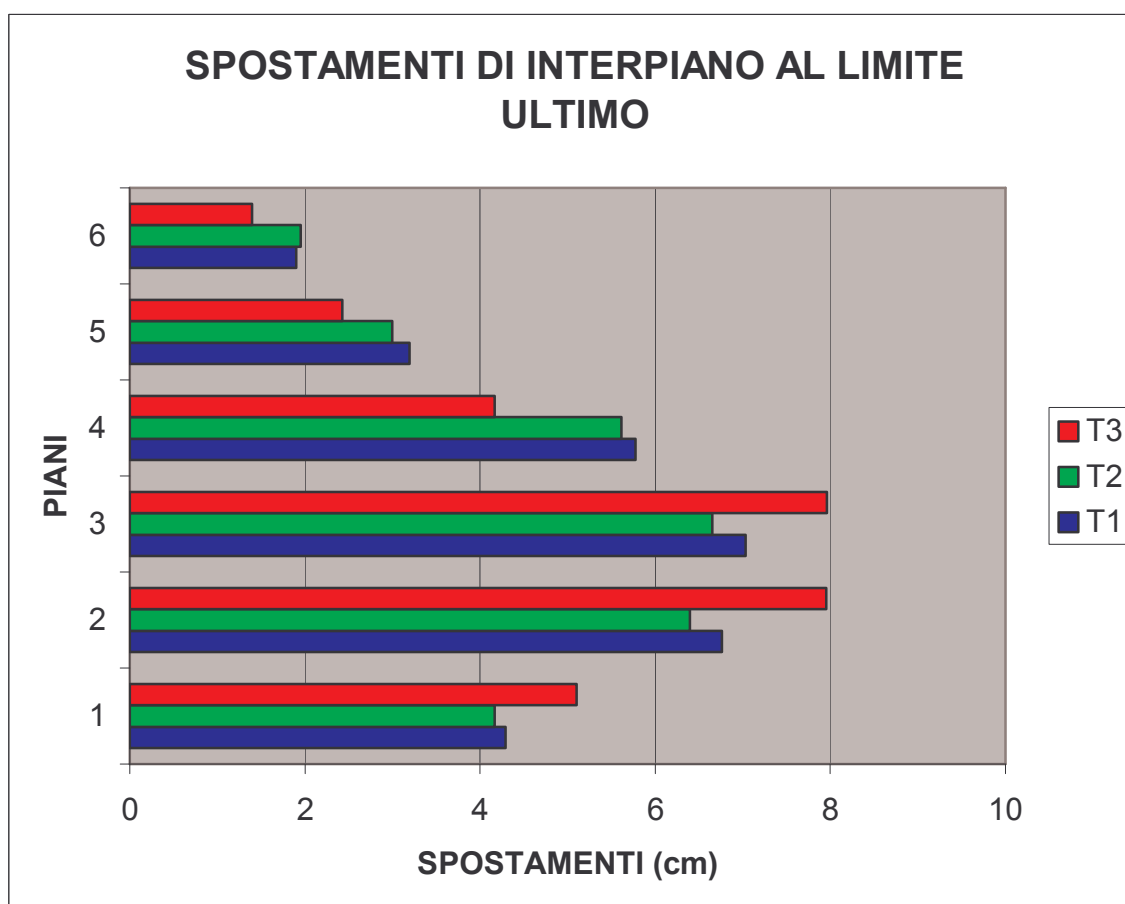
	T1	T2	T3
$d_m^*(mm)$	227	214	224
$d_{max}(mm)$	282	288	278

La vicinanza per quanto riguarda il limite di elasticità continua ad esserci per quanto riguarda T2 nei confronti di T1 mentre si può notare uno snervamento precoce di T3.

Per apprezzare e confrontare comunque il comportamento sia al limite elastico che al limite ultimo dei tre telai si è anche proceduto ad un confronto degli spostamenti di interpiano (che costituiscono un buon indice di danneggiamento) in corrispondenza degli spostamenti in sommità corrispondenti agli spostamenti al limite elastico e ultimo del sistema equivalente bilineare.



Gli spostamenti di interpiano in corrispondenza dello spostamento in sommità, corrispondente allo snervamento del sistema equivalente bilineare, mostrano un andamento simile per i primi piani mentre risultano differenziati per quanto riguarda il piano 5 specialmente per il telaio T2, questo risulta interpretabile alla luce della irregolarità di rigidezza presente al piano in oggetto, mentre se si osservano gli spostamenti di interpiano in corrispondenza dello spostamento in sommità corrispondente al collasso



da questo grafico si si nota come ci sia una maggior rispondenza tra gli spostamenti di interpiano.

Dunque sembra lecito affermare che l'introduzione del fattore di irregolarità K_R nella definizione di q preserva da un collasso precoce i telai che mostrano la presenza di irregolarità in elevazione; questo risultato dunque confermerebbe l'adeguatezza di tale fattore, essendo il comportamento al limite ultimo analogo per tutti e tre i telai studiati.

7 CONCLUSIONI

Nei criteri di progettazione antisismica riportati dalle norme più moderne (in particolare dall'ordinanza 3274), il metodo attraverso il quale vengono prese in considerazione le irregolarità strutturali è l'introduzione nella definizione dell'azione sismica di un parametro K_r detto "fattore di regolarità" e che riveste una notevole importanza nella progettazione di edifici intelaiati In C.A

Si sono progettate strutture regolari ed irregolari mediante spettro di progetto derivato dallo spettro elastico tenendo conto del fattore K_r L'irregolarità è stata ottenuta introducendo nel telaio "regolare" modifiche geometriche che portano ad una brusca variazione di rigidezza, e modifiche in termini di carichi, che portano ad una brusca variazione di massa sismicamente eccitabile.

Si è successivamente indagato il comportamento oltre il limite elastico di tali strutture mediante analisi di push-over per confrontarne la risposta in corrispondenza del collasso.

Le analisi statiche sono portate allo spostamento di target, valutato con il metodo N2 introdotto Ordinanza n. 3274.

Il confronto è effettuato in termini di spostamenti di interpiano e spostamenti massimi in sommità, dai risultati si evince che nei telai caratterizzati da irregolarità di massa e rigidezza, la protezione fornita dal fattore K_R risulta adeguata in quanto il danneggiamento riscontrato, espresso in termini di spostamento di interpiano, registra valori molto simili

8 BIBILOGRAFIA

- 1) Al-Ali, A.A.K., Krawinkler, H. 1998. Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures. Report No. 130. Stanford: Stanford University.
- 2) ATC40, 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Vol.1. Applied Technology Council
- 3) NEHRP, 2001. 2000 Edition, NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 1: Provisions (FEMA 368) & Part 2: Commentary (FEMA 369), Washington D.C. Building Seismic Safety Council.
- 4) EC8, 2001. Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardizations Eurocode8.
- 5) Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. Earthquake Spectra,16(3): 573-591.
- 6) IBC 2000. International Building Code. International Code Council.
- 7) Iorio P., Magliulo G., Ramasco, R., Realfonzo, R. 2003. Design of vertically irregular R/C frames. Atti delsimposio fib Concrete Structures in Seismic Regions, Atene, 6-9 maggio.
- 8) Magliulo, G., Ramasco, R. and Realfonzo, R. 2002a. Seismic behaviour of irregular in elevation plane frames. Atti della 12th ECEE, Londra, 9-13 settembre, paper n. 219.
- 9) Magliulo, G., Ramasco, R. and Realfonzo, R. 2002b. A critical review of seismic code provisions for verticallyirregular frames. Atti del Third European Workshop on the seismic behaviour of Irregular andComplex Structures, Firenze, 17-18 settembre.
- 10) NBC, 2003. National Building Code of Canada. National Research Council of Canada.
- 11) Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274, 2003. Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.
- 12) Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316, 2003. Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003.
- 13) SEAOC, 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seventh Edition (FEMA 178).Structural Engineers Association of California.
- 14) Valmundsson, E.V., Nau, J.M. 1997. Seismic response of building frames with vertical

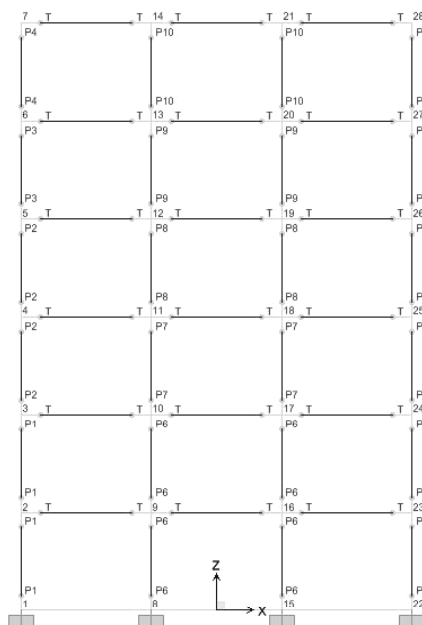
- structural irregularities. *Journal of Structural Engineering*, 123: 30-41.
- 15) P. Fajfar, "Structural analysis in earthquake engineering: a breakthrough of simplified non-linear methods", Proc. Of the 12th European Conf. on Earthquake Engineering, London, 2002.
 - 16) A.M. Avossa, M. Ferraioli, P. Malangone, "Valutazione del danneggiamento sismico di edifici in c.a. mediante metodi semplificati", XI Convegno ANIDIS, Genova, 2004.
 - 17) T. Albanesi, C. Nuti, I. Vanzi, "Procedure statiche nonlineari basate sull'analisi di spinta: rassegna critica", X Convegno ANIDIS, Potenza, 2001
 - 18) S.A. Freeman, "The capacity spectrum method as a tool for seismic design" Proc. of the 11th European Conf. On Earthquake Engineering, Paris, 1998.
 - 19) A.K. Chopra, R.K. Goel, "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 31, 561-582, 2002. S. Antoniou, R. Pinho, "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 643-661, 2004.
 - 20) P. Fajfar, "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 28, 979-993, 1999.
 - 21) P. Fajfar, P. Gasperic, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 25, 23-67, 1996.
 - 22) T. Vidic, P. Fajfar, M. Fischinger, "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 23, 502-521, 1994.

ALLEGATO 1

Analisi dell' irregolarità strutturale di Telai In C.A. Mediante metodi Non Lineari

Si riportano in allegato per i tre diversi telai i parametri riassuntivi di ognuno degli elementi finiti introdotti nel calcolo.

Telaio T1



Sezione T

GEOMETRIA Lv 200 b 30 h 40 c 3 As 12.56 A's 6.28 ρ 0.011315315 ρ' 0.005657658	FERRI <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Numero</th> <th style="text-align: left;">Diam</th> <th style="text-align: left;">Numero</th> <th style="text-align: left;">Diam</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>20 +</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20 +</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	Numero	Diam	Numero	Diam	4	20 +	0	0	2	20 +	0	0
Numero	Diam	Numero	Diam										
4	20 +	0	0										
2	20 +	0	0										
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209	CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33												
MOMENTI Mu= 1910970 Mmax= 2102067 My= 1841568	CURVATURA <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td style="text-align: right;">χu=</td> <td>3.67E-03</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">χmax=</td> <td>3.37E-03</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">χy=</td> <td>6.96E-05</td> </tr> </tbody> </table> ROTAZIONI Lpl max θu= 1.37E-01 24.79 θmax= 3.83E-02 Lpl ultimo= θy= 4.64E-03 69.04	χu=	3.67E-03	χmax=	3.37E-03	χy=	6.96E-05						
χu=	3.67E-03												
χmax=	3.37E-03												
χy=	6.96E-05												

Sezione p1

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.008486486 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 0 3 20 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2344886 Mmax= 2444886 My= 2020187		CURVATURA χu= 2.93E-03 χmax= 2.45E-03 χy= 9.25E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 9.52E-02 26.06 θmax= 2.81E-02 Lpl utimo= θy= 4.62E-03 64.04			

Sezione p2

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.00628 ρ' 0.00628		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1319514 Mmax= 1329279 My= 1155518		CURVATURA χu= 3.78E-03 χmax= 3.63E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.10E-01 19.61 θmax= 3.23E-02 Lpl utimo= θy= 5.02E-03 54.74			

Sezione p3

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.013083333 ρ' 0.013083333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2159218 Mmax= 2159379 My= 1722691		CURVATURA χu= 3.50E-03 χmax= 3.42E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.13E-01 30.33 θmax= 4.52E-02 Lpl utimo= θy= 5.01E-03 63.19			

Sezione p4

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 30 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.01162963 ρ' 0.01162963		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 0 3 20 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1380728 Mmax= 1381314 My= 1126804		CURVATURA χu= 4.43E-03 χmax= 4.36E-03 χy= 1.19E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.42E-01 27.64 θmax= 5.32E-02 Lpl utimo= θy= 5.96E-03 62.34			

Sezione p5

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.004073514 ρ' 0.004073514		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2307983 Mmax= 2387367 My= 2193796		CURVATURA χu= 2.20E-03 χmax= 6.77E-04 χy= 9.77E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.34E-02 12.16 θmax= 3.38E-03 Lpl utimo= θy= 4.88E-03 55.59			

Sezione p6

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.006364865 ρ' 0.006364865		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2876086 Mmax= 2903186 My= 2654354		CURVATURA χu= 2.17E-03 χmax= 8.60E-04 χy= 9.93E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.95E-02 12.86 θmax= 4.68E-03 Lpl utimo= θy= 4.97E-03 64.04			

Sezione p7

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.008486486 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2431167 Mmax= 2444848 My= 2190668		CURVATURA χu= 2.36E-03 χmax= 1.33E-03 χy= 9.83E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 7.58E-02 15.59 θmax= 9.13E-03 Lpl utimo= θy= 4.91E-03 64.04			

Sezione p8

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.005431351 ρ' 0.005431351		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1857830 Mmax= 1910650 My= 1728513		CURVATURA χu= 2.41E-03 χmax= 1.34E-03 χy= 9.60E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.97E-02 14.30 θmax= 8.49E-03 Lpl utimo= θy= 4.80E-03 55.59			

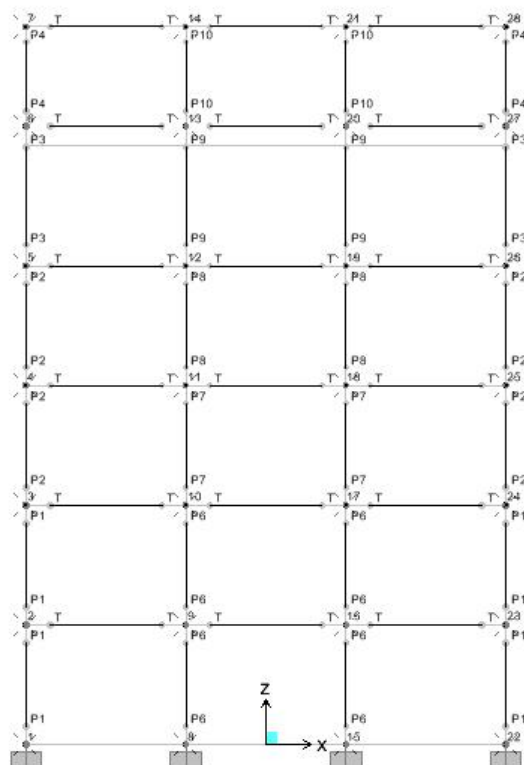
Sezione p9

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.0098125 ρ' 0.0098125		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1825958 Mmax= 1829884 My= 1537474		CURVATURA χu= 3.56E-03 χmax= 3.46E-03 χy= 1.04E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.15E-01 23.97 θmax= 3.70E-02 Lpl utimo= θy= 5.20E-03 63.19			

Sezione p10

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.00628 ρ' 0.00628		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1314276 Mmax= 1320851 My= 1145775		CURVATURA χu= 3.84E-03 χmax= 3.74E-03 χy= 9.98E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.12E-01 19.88 θmax= 3.38E-02 Lpl utimo= θy= 4.99E-03 54.74			

Telaio T2



Sezione T

GEOMETRIA Lv 200 b 30 h 40 c 3 As 12.56 A's 6.28 ρ 0.011315315 ρ' 0.005657658		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 0 2 20 + 0 0	
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33	
MOMENTI Mu= 1910970 Mmax= 2102067 My= 1841568		CURVATURA χu= 3.67E-03 χmax= 3.37E-03 χy= 6.96E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.37E-01 24.79 θmax= 3.83E-02 Lpl ultimo= θy= 4.64E-03 69.04	

Sezione p1

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 8.04 A's 8.04 ρ 0.007241802 ρ' 0.007241802		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 16 + 0 0 4 16 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1742577 Mmax= 1767172 My= 1559536		CURVATURA χu= 3.00E-03 χmax= 2.49E-03 χy= 8.98E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 8.79E-02 17.62 θmax= 1.99E-02 Lpl utimo= θy= 4.49E-03 55.59			

Sezione p2

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 8.04 A's 8.04 ρ 0.008373333 ρ' 0.008373333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 16 + 0 16 4 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1319514 Mmax= 1329279 My= 1155518		CURVATURA χu= 3.78E-03 χmax= 3.63E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.10E-01 19.61 θmax= 3.23E-02 Lpl utimo= θy= 5.02E-03 54.74			

Sezione p3

GEOMETRIA Lv 175 b 30 h 35 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.013083333 ρ' 0.013083333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2159218 Mmax= 2159379 My= 1722691		CURVATURA χu= 3.50E-03 χmax= 3.42E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.21E-01 35.39 θmax= 5.28E-02 Lpl utimo= θy= 5.84E-03 65.69			

Sezione p4

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 30 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.015506173 ρ' 0.015506173		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 0 4 20 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1768697 Mmax= 1772440 My= 1432093		CURVATURA χu= 4.32E-03 χmax= 3.94E-03 χy= 1.24E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.38E-01 28.80 θmax= 4.97E-02 Lpl utimo= θy= 6.20E-03 62.34			

Sezione p5

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 8.04 A's 8.04 ρ 0.005431351 ρ' 0.005431351		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 16 + 0 16 4 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2307983 Mmax= 2387367 My= 2193796		CURVATURA χu= 2.20E-03 χmax= 6.77E-04 χy= 9.77E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.34E-02 12.16 θmax= 3.38E-03 Lpl utimo= θy= 4.88E-03 55.59			

Sezione p6

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.008486486 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2876086 Mmax= 2903186 My= 2654354		CURVATURA χu= 2.17E-03 χmax= 8.60E-04 χy= 9.93E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.95E-02 12.86 θmax= 4.68E-03 Lpl utimo= θy= 4.97E-03 64.04			

Sezione p7

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.008486486 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2431167 Mmax= 2444848 My= 2190668		CURVATURA χu= 2.36E-03 χmax= 1.33E-03 χy= 9.83E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 7.58E-02 15.59 θmax= 9.13E-03 Lpl utimo= θy= 4.91E-03 64.04			

Sezione p8

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 8.04 A's 8.04 ρ 0.007241802 ρ' 0.007241802		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 16 + 0 16 4 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1857830 Mmax= 1910650 My= 1728513		CURVATURA χu= 2.41E-03 χmax= 1.34E-03 χy= 9.60E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.97E-02 14.30 θmax= 8.49E-03 Lpl utimo= θy= 4.80E-03 55.59			

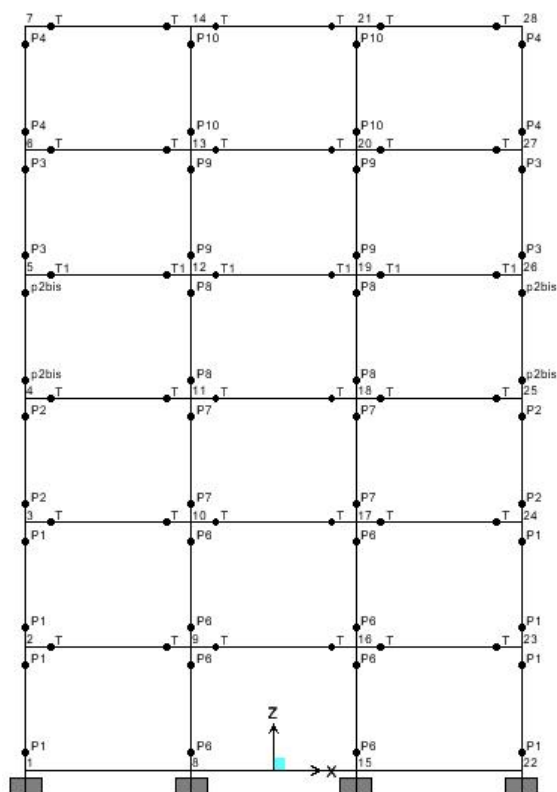
Sezione p9

GEOMETRIA Lv 175 b 30 h 35 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.013083333 ρ' 0.013083333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1825958 Mmax= 1829884 My= 1537474		CURVATURA χu= 3.56E-03 χmax= 3.46E-03 χy= 1.04E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.23E-01 27.96 θmax= 4.32E-02 Lpl utimo= θy= 6.07E-03 65.69			

Sezione p10

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 8.04 A's 8.04 ρ 0.008373333 ρ' 0.008373333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 16 + 0 16 4 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1314276 Mmax= 1320851 My= 1145775		CURVATURA χu= 3.84E-03 χmax= 3.74E-03 χy= 9.98E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.12E-01 19.88 θmax= 3.38E-02 Lpl utimo= θy= 4.99E-03 54.74			

Telaio T3



Sezione T

GEOMETRIA Lv 200 b 30 h 40 c 3 As 12.56 A's 6.28 ρ 0.011315315 ρ' 0.005657658	FERRI <table border="1"> <thead> <tr> <th>Numero</th> <th>Diam</th> <th>Numero</th> <th>Diam</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>20 +</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20 +</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	Numero	Diam	Numero	Diam	4	20 +	0	0	2	20 +	0	0
Numero	Diam	Numero	Diam										
4	20 +	0	0										
2	20 +	0	0										
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209	CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33												
MOMENTI Mu= 1910970 Mmax= 2102067 My= 1841568	CURVATURA χu= 3.67E-03 χmax= 3.37E-03 χy= 6.96E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.37E-01 24.79 θmax= 3.83E-02 Lpl ultimo= θy= 4.64E-03 69.04												

Sezione T1

GEOMETRIA Lv 200 b 30 h 40 c 3 As 15.70 A's 9.42 ρ 0.014144144 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 5 20 + 0 0 3 20 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2380714 Mmax= 2618786 My= 2291300		CURVATURA χu= 3.07E-03 χmax= 2.92E-03 χy= 8.31E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.14E-01 25.01 θmax= 3.33E-02 Lpl utimo= θy= 5.54E-03 69.04			

Sezione p1

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.005431351 ρ' 0.005431351		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 0 3 16 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1742577 Mmax= 1767172 My= 1559536		CURVATURA χu= 3.00E-03 χmax= 2.49E-03 χy= 8.98E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 8.79E-02 17.62 θmax= 1.99E-02 Lpl utimo= θy= 4.49E-03 55.59			

Sezione p2

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.00628 ρ' 0.00628		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1319514 Mmax= 1329279 My= 1155518		CURVATURA χu= 3.78E-03 χmax= 3.63E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.10E-01 19.61 θmax= 3.23E-02 Lpl utimo= θy= 5.02E-03 54.74			

Sezione p2bis

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.013083333 ρ' 0.013083333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2294025 Mmax= 2296558 My= 1912961		CURVATURA χu= 3.32E-03 χmax= 3.17E-03 χy= 1.08E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.07E-01 25.05 θmax= 3.52E-02 Lpl utimo= θy= 5.39E-03 63.19			

Sezione p3

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.013083333 ρ' 0.013083333		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2159218 Mmax= 2159379 My= 1722691		CURVATURA χu= 3.50E-03 χmax= 3.42E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.13E-01 30.33 θmax= 4.52E-02 Lpl utimo= θy= 5.01E-03 63.19			

Sezione p4

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 30 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.01162963 ρ' 0.01162963		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 0 3 20 + 0 0			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1768697 Mmax= 1772440 My= 1432093		CURVATURA χu= 4.32E-03 χmax= 3.94E-03 χy= 1.24E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.38E-01 28.80 θmax= 4.97E-02 Lpl utimo= θy= 6.20E-03 62.34			

Sezione p5

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.004073514 ρ' 0.004073514		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2307983 Mmax= 2387367 My= 2193796		CURVATURA χu= 2.20E-03 χmax= 6.77E-04 χy= 9.77E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.34E-02 12.16 θmax= 3.38E-03 Lpl utimo= θy= 4.88E-03 55.59			

Sezione p6

GEOMETRIA Lv 150 b 40 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.006364865 ρ' 0.006364865		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2876086 Mmax= 2903186 My= 2654354		CURVATURA χu= 2.17E-03 χmax= 8.60E-04 χy= 9.93E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 6.95E-02 12.86 θmax= 4.68E-03 Lpl utimo= θy= 4.97E-03 64.04			

Sezione p7

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.008486486 ρ' 0.008486486		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2431167 Mmax= 2444848 My= 2190668		CURVATURA χu= 2.36E-03 χmax= 1.33E-03 χy= 9.83E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 7.58E-02 15.59 θmax= 9.13E-03 Lpl utimo= θy= 4.91E-03 64.04			

Sezione p8

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 40 c 3 As 12.56 A's 12.56 ρ 0.011315315 ρ' 0.011315315		FERRI Numero Diam Numero Diam 4 20 + 0 16 4 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 2957330 Mmax= 2957330 My= 2622603		CURVATURA χu= 2.41E-03 χmax= 1.34E-03 χy= 1.00E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 7.74E-02 16.98 θmax= 9.95E-03 Lpl utimo= θy= 5.00E-03 64.04			

Sezione p9

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 9.42 A's 9.42 ρ 0.0098125 ρ' 0.0098125		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 20 + 0 16 3 20 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1825958 Mmax= 1829884 My= 1537474		CURVATURA χu= 3.56E-03 χmax= 3.46E-03 χy= 1.04E-04 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.15E-01 23.97 θmax= 3.70E-02 Lpl ultimo= θy= 5.20E-03 63.19			

Sezione p10

GEOMETRIA Lv 150 b 30 h 35 c 3 As 6.03 A's 6.03 ρ 0.00628 ρ' 0.00628		FERRI Numero Diam Numero Diam 3 16 + 0 16 3 16 + 0 16			
ACCIAIO fy 4400 Es 2100000 εy 0.00209		CLS fc 250 Ec 3E+05 εcu 0.004 fct 33			
MOMENTI Mu= 1314276 Mmax= 1320851 My= 1145775		CURVATURA χu= 3.84E-03 χmax= 3.74E-03 χy= 9.98E-05 ROTAZIONI Lpl max θu= 1.12E-01 19.88 θmax= 3.38E-02 Lpl ultimo= θy= 4.99E-03 54.74			