

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale

Maria Ausilia Matarazzo

**VERIFICA SISMICA
DI UN EDIFICIO ESISTENTE IN C.A.
SECONDO LE NTC 08**

Tesi di laurea in Ingegneria edile

Relatori:

Prof. Ing. Aurelio Gherzi
Dott. Ing. Melina Bosco

Anno Accademico 2008-09

INDICE

Introduzione	7
Capitolo 1.....	9
PROBLEMATICHE	9
1. Introduzione.....	9
2. Problematiche di modellazione	11
2.1. Modellazione della struttura.....	11
2.2. Modellazione degli elementi non strutturali.	12
3. Tipi di analisi.....	21
Capitolo 2.....	23
CONOSCENZA E PROGETTO SIMULATO	23
1. Introduzione.....	23
2. La conoscenza	26
3. Il progetto simulato	28
3.1. Materiali e carichi unitari.....	29
3.2. Carichi, sforzi normali, sezioni e armature dei pilastri	30
3.3. Carichi, caratteristiche di sollecitazione ed armature nelle travi	33
4. Dati rilevati	35
4.1. Materiali	35
4.2. Dettagli costruttivi	35

Introduzione

La maggior parte delle strutture che costituiscono il patrimonio edilizio esistente è caratterizzata da una concezione strutturale non sismica; pertanto, le problematiche di valutazione della risposta sismica di tali edifici e di riduzione della vulnerabilità degli stessi costituiscono un aspetto fondamentale della ricerca in campo ingegneristico. Per questo motivo una parte delle normative sismiche vigenti in campo nazionale (OPCM 3431, 2005; Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008), europeo (Eurocodice 8) ed internazionale (FEMA 356) è dedicata alla valutazione delle prestazioni sismiche di edifici esistenti.

La valutazione delle prestazioni sismiche di un edificio esistente richiede accorgimenti in parte differenti da quelli adottati per edifici di nuova realizzazione.

In primo luogo, è necessario uno sforzo volto a raggiungere una buona conoscenza delle proprietà dell'edificio stesso. A tal proposito, è opportuno rimarcare come le costruzioni esistenti riflettano lo stato delle conoscenze al tempo della loro realizzazione. Esse possono, inoltre, presentare difetti di impostazione e realizzazione, degradi, danneggiamenti dovuti a precedenti sismi o possono essere state interessate da modificazioni significative a seguito di interventi strutturali difficilmente ricostruibili a posteriori.

Un altro aspetto cruciale nella valutazione delle prestazioni sismiche degli edifici esistenti è la verifica nei confronti di meccanismi di collasso di tipo fragile. Tali meccanismi sono, infatti, favoriti dall'assenza di accurati dettagli costruttivi quali, ad esempio, una buona staffatura dei pilastri o un buon confinamento dei nodi.

Infine, la valutazione delle prestazioni sismiche di edifici esistenti non può prescindere dalla verifica nei confronti di meccanismo di collasso di tipo duttile. A tal proposito, però, è necessario sottolineare come i tradizionali metodi di verifica lineari adottati per edifici di nuova realizzazione non siano immediatamente applicabili anche per edifici esistenti. Gli edifici di nuova realizzazione, infatti, sono progettati in accordo al criterio di gerarchia delle resistenze in modo da promuovere meccanismi di collasso globali. Pertanto, è possibile tener conto del comportamento non lineare della struttura e della sua duttilità riducendo le azioni sismiche di progetto mediante un valore appropriato del fattore di struttura. Nel caso di edifici esistenti, invece, il meccanismo di collasso non è noto a priori. Pertanto, non sono disponibili criteri oggettivi per la definizione del fattore di struttura ed è opportuno valutare in modo esplicito il danneggiamento della struttura in termini di spostamenti e rotazioni plastiche.

Nella presente tesi sono analizzate le prestazioni sismiche di un edificio esistente in cemento armato alla luce delle indicazioni delle più recenti normative in zona sismica. In particolare, nel primo capitolo della tesi sono evidenziate le problematiche generali inerenti la verifica sismica degli edifici esistenti. Nel secondo capitolo è descritto l'edificio oggetto di studio ed è condotto un progetto simulato dello stesso in accordo alle normative vigenti negli anni '60 e '70. Nel terzo capitolo sono condotte le verifiche strutturali con riferimento ai meccanismi di collasso di tipo fragile con particolare attenzione rivolta al comportamento dei nodi. Infine, nel quarto capitolo viene condotta la verifica con riferimento ai meccanismi di collasso di tipo duttile.

Capitolo 1

PROBLEMATICHE

1. Introduzione

Le problematiche legate alla valutazione degli edifici esistenti sono notevoli.

Nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti bisogna tener conto che la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione, possono essere stati utilizzati metodi di progettazione che non garantiscono una buona sicurezza, e materiali di scarsa qualità rispetto a quelli attualmente adottati (come l'utilizzo di barre lisce e di calcestruzzo con bassi valori di resistenza).

Nelle strutture possono essere presenti, ma non evidenti, difetti di impostazione e realizzazione (come la mancanza di staffe nei pilastri e ai nodi e difetti nella ripresa di getto) o degradi (come la carbonatazione del calcestruzzo e la corrosione dell'armatura). In alcuni casi la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, ad esempio terremoti, incendi, esplosioni, i cui effetti non sono completamente manifesti.

Inoltre l'assetto attuale delle strutture può non essere quello previsto originariamente, in quanto la struttura può essere stata interessata da modificazioni significative mediante interventi strutturali difficilmente ricostruibili a posteriori (quali sopraelevazioni o ampliamenti dell'edificio, cambi di destinazione d'uso con significative variazioni dei

carichi) che possono aver condizionato significativamente la risposta alle sollecitazioni sismiche.

A fronte di una elevata conoscenza richiesta, spesso non è disponibile alcuna documentazione sul progetto delle strutture e sulla loro realizzazione e reperire informazioni precise e affidabili risulta molto complesso.

Una limitata conoscenza della struttura determina problemi legati alla difficoltà di individuare con sufficiente accuratezza alcune caratteristiche strutturali quali la geometria, i dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali.

Disporre, quindi, della documentazione tecnica dell'edificio, progetto originario con dettagli costruttivi completi e certificati di prova originali, è molto importante per raggiungere una accurata conoscenza dell'edificio. In assenza di documentazione, è necessario conoscere l'anno di costruzione per poter reperire tutte le informazioni possibili sulla normativa, sui metodi di progettazione e sulle tecniche costruttive locali all'epoca della costruzione dell'edificio. Sulla base di queste informazioni è possibile fare un "progetto simulato" dell'edificio definendo sezioni, quantità e disposizione delle armature adottate dal progettista. Il "progetto simulato" andrà poi confrontato con il rilievo e con i dati forniti da indagini in situ e in laboratorio.

Nel definire i modelli strutturali si dovrà tener conto che la geometria, i dettagli costruttivi, i materiali sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive, che la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali risente della omogeneità dei materiali all'interno della costruzione e del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e della loro affidabilità e infine che i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Pertanto, la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Si dovranno quindi utilizzare metodi di analisi e verifica dipendenti dalla completezza e affidabilità delle informazioni disponibili; inoltre nelle verifiche si dovranno utilizzare adeguati

coefficienti di sicurezza (fattori di confidenza), che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

2. Problematiche di modellazione

Per analizzare il comportamento della struttura occorre definire un modello per l'edificio. L'edificio non è costituito solo dalla struttura, ma anche da elementi non strutturali, occorre quindi definire quali elementi considerare, quali trascurare e definire uno schema geometrico.

2.1. Modellazione della struttura

La schematizzazione della struttura di un edificio multipiano con telaio tridimensionale è sicuramente la schematizzazione più completa.

Una struttura spaziale ad n piani con masse concentrate negli impalcati, indeformabili nel loro piano, è un sistema a $3n$ gradi di libertà, cioè con 3 gradi di libertà (una rotazione e due traslazioni) per ciascun piano. La struttura ha quindi $3n$ modi di oscillazione libera e ciascun modo implica contemporaneamente sia rotazione che entrambe le componenti di traslazione.

Se la struttura è dotata di due assi di simmetria, i modi di oscillazione sono disaccoppiati, cioè vi sono n modi che comportano solo la traslazione in una direzione, n modi che comportano solo la traslazione in direzione ortogonale ed n modi che comportano solamente la rotazione. In tali casi, poiché la struttura per effetto del sisma trasla, ma non ruota, può essere studiata con schema piano.

L'OPCM 3431 al punto 4.4 stabilisce che gli edifici regolari in pianta, i cui requisiti sono stabiliti al punto 4.3.1, possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale. Le NTC08 al punto 7.2.6 stabiliscono che il modello della struttura deve essere tridimensionale e non è citata la possibilità di poter utilizzare lo schema piano nel caso di edifici regolari. Tuttavia, poiché nel caso di regolarità in pianta la struttura per effetto del sisma ha comportamento disaccoppiato, lo schema piano è del tutto equivalente a quello tridimensionale.

Un'altra problematica che riguarda la modellazione delle strutture è legata all'ipotesi di impalcato rigido nel proprio piano. Tale ipotesi, verosimile nel caso di strutture con solaio in latero-cemento, può però cadere in difetto ad esempio nel caso in cui siano presenti nell'impalcato fori di notevole dimensione.

2.2. Modellazione degli elementi non strutturali.

L'osservazione dei danni subiti da edifici durante eventi sismici ha evidenziato come la presenza delle tamponature sia in grado di influenzare significativamente la risposta sismica degli edifici intelaiati.

Le tamponature contribuiscono in misura sostanziale all'incremento di rigidità e di resistenza della struttura, risultando in pratica indispensabili a impedire il crollo di edifici i cui elementi strutturali sono stati progettati per resistere soltanto alle azioni verticali o nel ridurre sensibilmente i danni alla struttura; tuttavia la loro presenza può anche essere causa di danni alla struttura.

Le tamponature assorbendo parte del sisma possono contribuire a ridurre a livello globale le sollecitazioni dell'azione sismica sulle strutture, ma si deve tenere conto anche dell'effetto locale che esse hanno sulle strutture, infatti le tamponature possono determinare azioni concentrate sulle strutture influenzandone sfavorevolmente il comportamento sismico.

Se le tamponature sono poco rigide e distribuite regolarmente assorbono parte del sisma, di conseguenza le sollecitazioni nelle aste si riducono globalmente della stessa aliquota, si ha però un incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale delle tamponature che comunque è minore della riduzione globale. In definitiva, in questo caso, le tamponature migliorano il comportamento sismico della struttura incrementandone la capacità portante e trascurarle è a vantaggio di sicurezza.

Se le tamponature sono molto rigide ed hanno una distribuzione irregolare in elevazione (come accade in presenza di un porticato) o in pianta possono causare asimmetrie e quindi condizionano sfavorevolmente la risposta sismica. In alcuni casi si può avere la formazione del cosiddetto meccanismo di "piano soffice".



Fig. 1.1. Meccanismo di piano soffice. (Foto P. Ricci e G.M. Verderame, Abruzzo 6/4/2009. Pettino (AQ)).



Fig. 1.2. Meccanismo di piano soffice. Particolare del danneggiamento subito dai pilastri del piano terra (Foto P. Ricci e G.M. Verderame, Abruzzo 6/4/2009. Pettino (AQ))

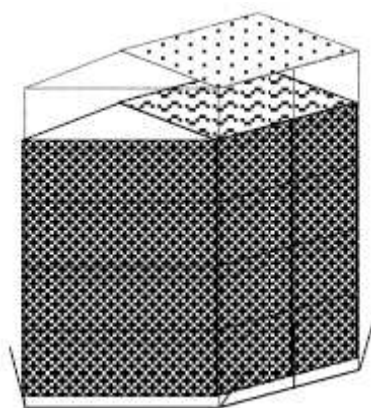


Fig. 1.3. Meccanismo di piano soffice. Il piano terra è scomparso, e la parte in elevazione si è praticamente poggiata sul suolo (Foto P. Ricci e G.M. Verderame, Abruzzo 6/4/2009. Pettino (AQ))

Il meccanismo di piano soffice si verifica nel caso in cui ci sono forti variazioni di rigidezza in elevazione, in tal caso l'edificio ha una rigidezza più debole in alcuni piani, dove i pilastri giungeranno rapidamente al collasso. Questo meccanismo si può facilmente individuare negli edifici in cui il piano terra, destinato a garage o ad attività commerciali, a differenza degli altri piani è molto più alto ed è caratterizzato da ampie aperture e da poche tamponature o addirittura da soli pilastri (Fig. 1.1 e Fig. 1.2).

L'immagine in Fig. 1.3 mostra il meccanismo di piano soffice in cui la struttura ai piani superiori si è mantenuta in buono stato mentre il piano terra non esiste più, si è sgretolato, e la parte in elevazione si è praticamente poggiata sul suolo.

Inoltre se vi sono pochi tompagni molto robusti, l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è maggiore della riduzione globale; pilastri e travi adiacenti a tali tompagni possono andare in crisi per livelli di azione sismica minori del previsto.

Occorre fare attenzione al comportamento dinamico e a quello inelastico che possono peggiorare ulteriormente la situazione. Infatti, la presenza di tamponature riduce il periodo proprio della struttura e ciò può comportare un incremento dell'azione sismica che anticipa la rottura dei pilastri. Nel caso di comportamento inelastico le tamponature si rompono per comportamento fragile e l'aliquota di azione sismica portata dalle tamponature si scarica istantaneamente sulla struttura determinando azioni concentrate sui pilastri che possono portare alla rottura fragile dei pilastri stessi. In definitiva, le tamponature peggiorano il comportamento sismico della struttura e non è corretto trascurarle nello schematizzare la struttura.

Pertanto, analizzare il comportamento di un edificio in cemento armato considerando nello schema strutturale solo il telaio in cemento armato è una semplificazione che può portare a una valutazione non corretta del comportamento effettivo dell'edificio sottoposto a severi carichi sismici, nella maggior parte dei casi non a favore di sicurezza.

La tamponatura può contrastare l'avvicinamento dei vertici della maglia nella quale è inserita, mentre non esplica alcuna azione nel caso di allontanamento.

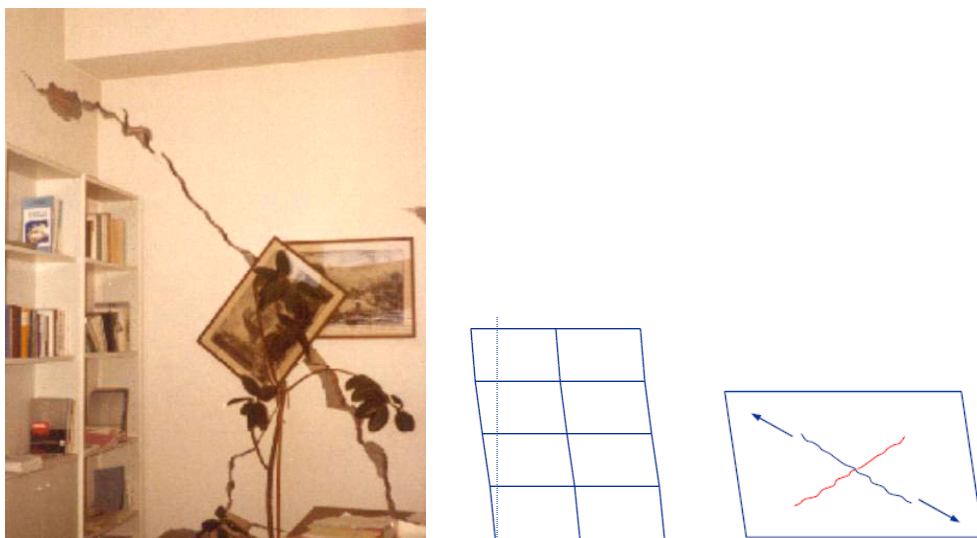


Fig. 1.4. Danni ai tramezzi per azione sismica nel loro piano con formazione di lesioni diagonali (Foto A. Ghersi, Irpinia 1980, Napoli, Facoltà di Ingegneria)

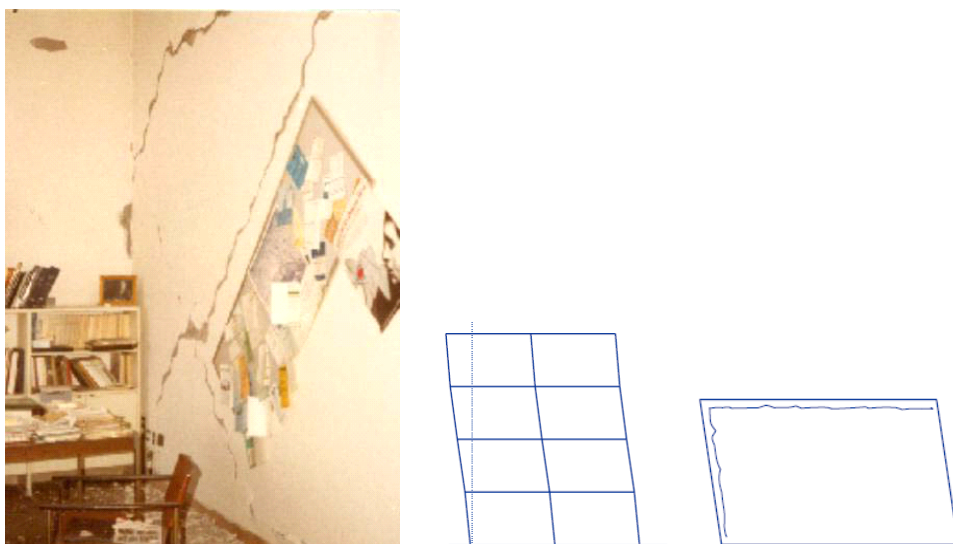


Fig. 1.5. Danni ai tramezzi per azione sismica nel loro piano con formazione di lesioni diagonali incrociate e distacco dei tramezzi dagli elementi strutturali (Foto A. Gheresi, Irpinia 1980, Napoli, Facoltà di Ingegneria)

Si può infatti notare che in seguito ai terremoti, quando l'azione sismica è nel piano del telaio, le tamponature presentano le tipiche lesioni diagonali solo lungo una diagonale, lungo l'altra diagonale la tamponatura contrasta l'avvicinamento dei vertici della maglia (Fig. 1.4). In alcuni casi le tamponature presentano lesioni diagonali incrociate (Fig. 1.5 e Fig. 1.6) e questo si verifica quando il sisma agisce sia verso destra che verso sinistra, causando una volta la lesione lungo una diagonale e un'altra volta lungo l'altra diagonale. Se il sisma agisce nel piano del telaio e le tamponature non sono adeguatamente ammortate alla maglia del telaio, si può avere anche il distacco delle tamponature dagli elementi strutturali (Fig. 1.5, Fig. 1.6 e Fig. 1.7). L'espulsione fuori piano delle tamponature si può verificare se l'azione sismica è ortogonale al loro piano (Fig. 1.8 e Fig. 1.9).

La valutazione dell'effettivo contributo di un tompagno inserito in una maglia di un telaio è molto complessa.

Il tompagno può essere considerato come una lastra collegata ai nodi della struttura, ma è problematico tenere conto della unilateralità del vincolo.



Fig. 1.6. Danneggiamento delle tamponature: sono evidenti le tipiche lesioni diagonali e il distacco dagli elementi strutturali (Foto P. Ricci e G.M. Verdereame, Abruzzo 6/4/2009)



Fig. 1.7. Distacco delle tamponature dagli elementi strutturali (Foto G. Gaeta, Santa Venerina 2002)

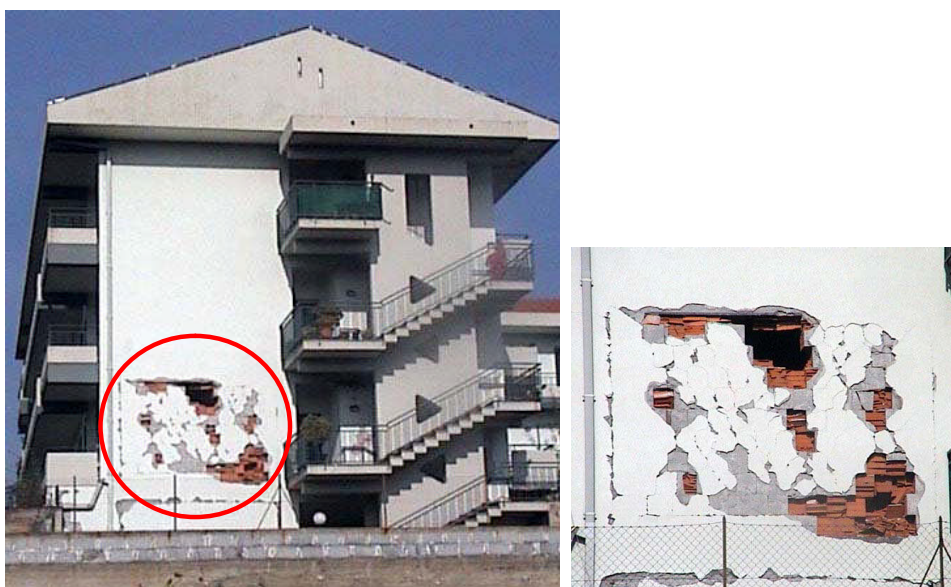


Fig. 1.8. Espulsione delle pareti di tamponamento per azioni ortogonali al loro piano (Foto G. Gaeta, Santa Venerina 2002)



Fig. 1.9. Espulsione delle pareti di tamponamento per azioni ortogonali al loro piano (Foto G. Gaeta, Santa Venerina 2002)

Più semplicemente nelle applicazioni pratiche, in maniera sufficientemente approssimata, il tompagno può essere schematizzato come una coppia di pendoli che collegano i nodi diagonalmente opposti; tali pendoli, contrastano solo l'avvicinamento dei relativi estremi e quindi per azioni orizzontali è attivo solo uno dei due pendoli.

Si considera quindi il funzionamento di un puntone diagonale equivalente (Fig. 1.10), cioè un puntone fittizio di muratura idealmente collegato con cerniere nei nodi dei telai.

Tale puntone deve avere lo spessore t della muratura e larghezza s uguale ad $1/10$ della lunghezza della diagonale (Circ. 10-4-97, Allegato 2, punto 2). Si può considerare allora un sistema equivalente formato dalle travi e dai pilastri del telaio, nonché dai suddetti puntoni diagonali considerati incernierati alle estremità (Fig. 1.11).

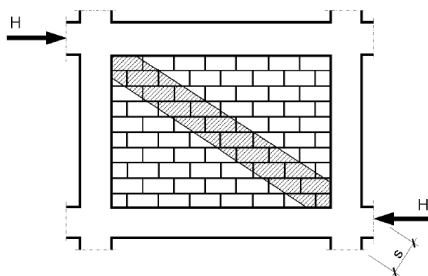


Fig. 1.10. Effetto delle tamponature considerando il funzionamento di un puntone diagonale equivalente.

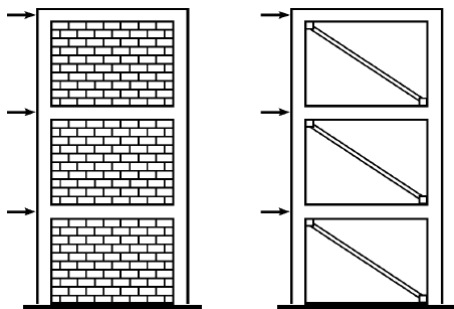


Fig. 1.11. Sistema equivalente formato da travi e da pilastri del telaio, nonché dai puntoni diagonali considerati incernierati alle estremità.

Per quanto riguarda gli effetti locali delle tamponature bisogna notare che l'azione del puntone di muratura determina una variazione dello sforzo normale nei pilastri dovuta alla componente verticale della forza diagonale. La componente verticale della forza diagonale del puntone provoca trazione in un pilastro, riducendone lo sforzo normale, e compressione nell'altro, aumentandone lo sforzo normale. La riduzione dello sforzo normale sul pilastro dovuta alla trazione può essere pericolosa perché generalmente determina una riduzione del momento resistente.

Inoltre, sebbene la muratura sia spesso modellata attraverso un puntone equivalente, essa ha un contatto diffuso con il telaio in cemento armato, e non trasmette la forza direttamente nel nodo, ma investe un certo tratto del pilastro e della trave in prossimità del nodo. Pertanto, è come se si avesse un carico distribuito applicato alle estremità di travi e pilastri in prossimità dei nodi. L'azione del pannello murario induce quindi sia nel pilastro che nella trave azioni taglienti di una certa entità.

Pertanto, nelle zone di estremità dei pilastri oltre alle variazioni di sforzo normale, si hanno variazioni del taglio e del momento flettente dovute alla componente orizzontale della forza diagonale. Analoghe variazioni del taglio e del momento flettente si hanno nelle travi.

La presenza di queste azioni è un ulteriore motivo della particolare attenzione che si deve avere nella staffatura dei nodi e dei tratti terminali delle travi e dei pilastri negli edifici in zona sismica.

Il caso di tompagni con aperture è ancora più complesso. La presenza di aperture per vani porta o finestra nei tompagni può determinare significative perdite di rigidezza locale con conseguente sovraccarico dei pilastri del piano interessato. Una modellazione abbastanza attendibile può essere ottenuta discretizzando il pannello murario mediante un insieme di lastre, con i problemi già citati relativi alla difficoltà di tener conto dell'unilateralità del vincolo. Ugualmente valido può essere lo schema di pendolo, purché la sezione venga opportunamente ridotta rispetto al caso del pannello non forato (Gherzi A., 1986). Poiché non ci sono precise indicazioni bibliografiche sull'entità di tale

riduzione, essa andrà effettuata sulla base dell'esperienza o di considerazioni semplificative.

Le incertezze evidenziate possono essere superate risolvendo più schemi limite che massimizzano e minimizzano il contributo delle tamponature: 1) adottando lo schema di pendolo, nel caso di pannelli pieni, 2) considerando i tompagni del tutto irrilevanti, nel caso di tompagni con aperture 3) considerando i tompagni con aperture equivalenti, a meno di modeste riduzioni, a pannelli pieni, utilizzando lo schema di pendolo con sezione trasversale ridotta per tenere conto delle aperture.

Nelle analisi svolte nella tesi, per semplicità, si è ritenuto di trascurare i tompagni. Negli edifici esistenti considerare tutti gli schemi limite comporterebbe una variazione nelle sollecitazioni, ma anche una elevata complicazione dei calcoli. Tale semplificazione non inficia il fine del lavoro svolto nella tesi, in cui si vuole esporre un approccio per la verifica degli edifici esistenti in cemento armato.

3. Tipi di analisi

La risposta della struttura all'azione sismica può essere valutata con diversi tipi di analisi:

- Analisi elastica lineare
- Analisi statica non lineare (analisi pushover)
- Analisi dinamica non lineare

L'analisi elastica lineare (modale o statica) può essere svolta in due modi:

- con fattore di struttura q
- con forze non ridotte cioè con fattore di struttura $q = 1$

Nell'analisi elastica lineare con fattore di struttura q (consentita solo per verifica per stato limite di salvaguardia della vita (SLV)) si calcolano le forze (modali o statiche) usando uno spettro ridotto mediante il fattore di struttura q e si confrontano le sollecitazioni indotte dall'azione sismica con le corrispondenti resistenze. Per calcolare le sollecitazioni su elementi fragili l'azione sismica è ridotta con il fattore di struttura $q = 1.5$, per calcolare le sollecitazioni su elementi duttili l'azione sismica è ridotta con fattore di struttura $q = 1.5 \div 3$, come pre-

scritto dall'OPCM 3431, punto 11.2.2.2. Tale fattore non è richiamato dalle NTC08 e quindi può essere utilizzato solo come regola applicativa. Oltre a fare la verifica vera e propria è possibile valutare il moltiplicatore dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata.

L'analisi elastica lineare con forze non ridotte è una approssimazione dell'analisi statica non lineare.

Nell'analisi elastica lineare con forze non ridotte la verifica va fatta in termini di deformazioni e non di caratteristiche di sollecitazione. In tal caso pur trattandosi di analisi lineare, si passa da un approccio basato sulle forze ad un approccio basato sugli spostamenti. Prima di effettuare tale analisi è necessario eseguire una verifica di applicabilità, che prevede il calcolo del rapporto tra il momento flettente (D = domanda) e il momento resistente (C = capacità), $\rho = D/C$. Questo tipo di analisi può essere utilizzata sia per verifiche per SLV che per verifiche per stato limite di collasso (SLC).

Nell'analisi statica non lineare si calcolano gli spostamenti della struttura soggetta a forze crescenti e si valutano gli spostamenti richiesti dal sisma e si controlla se sono inferiori a quelli di collasso.

L'analisi dinamica non lineare va effettuata con specifici accelerogrammi e richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione strutturale. Sebbene le elevate capacità di calcolo dei computer attuali consentano di affrontare anche calcoli molto onerosi come quelli richiesti da questo tipo di analisi, la sua complessità, e il conseguente rischio di errori, ne sconsigliano un utilizzo per opere ordinarie e per progettisti ordinari.

Si possono inoltre utilizzare metodi molto semplificati come quelli proposti dalle Linee guida della Basilicata, ma solo per fare dei ragionamenti di massima.

Capitolo 2

CONOSCENZA E PROGETTO SIMULATO

1. Introduzione

Per illustrare concretamente le problematiche che si incontrano nella verifica sismica di edifici esistenti, si riporta qui un esempio relativo ad un edificio che può essere considerato rappresentativo della produzione edilizia italiana degli anni '70, caratterizzata dallo sviluppo delle tipologie abitative condominiali. Si è preferito definire un esempio semplice ma si è cercato di includere in esso le problematiche che caratterizzano gli edifici reali dell'epoca.

La palazzina in esame (Fig. 2.1, Fig. 2.2, Fig. 2.3, Fig. 2.4), presenta una pianta pressoché rettangolare delle dimensioni di circa 27.00×13.00 m, con sei piani fuori terra tutti destinati ad abitazione, in misura di due alloggi per piano di circa 150 m², più una copertura a terrazzo praticabile. Il prospetto longitudinale è orientato lungo l'asse est-ovest, con l'accesso al corpo scala rivolto a nord; la distribuzione degli ambienti prevede per ogni unità immobiliare un ambiente soggiorno, una cucina, tre camere da letto, due servizi igienici ed un ripostiglio. Alle scale, del tipo a soletta rampante con dimensioni complessive di circa 3.00×5.00 m, è abbinato un ascensore a funi con vano di fine corsa disposto nel torrino scale, a livello del terrazzo; l'ascensore è stato ricavato forando i solai di competenza e risulta strutturalmente indipendente dalle strutture portanti.

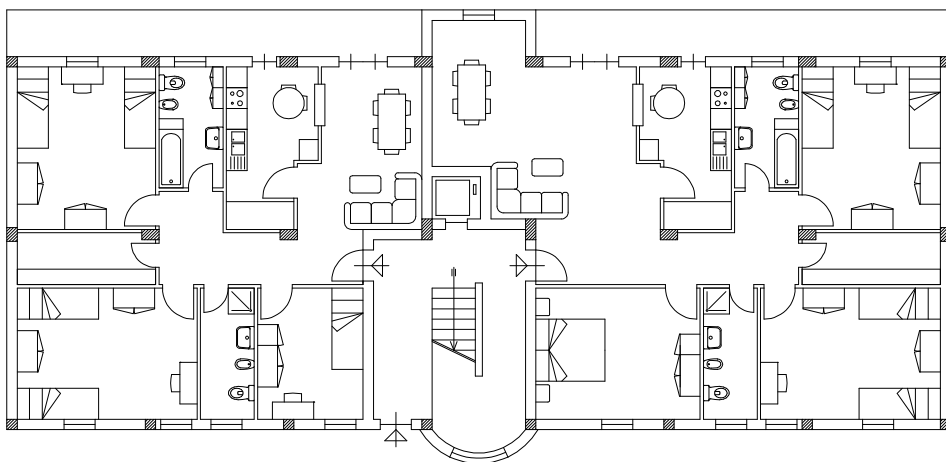


Fig. 2.1. Pianta piano terra

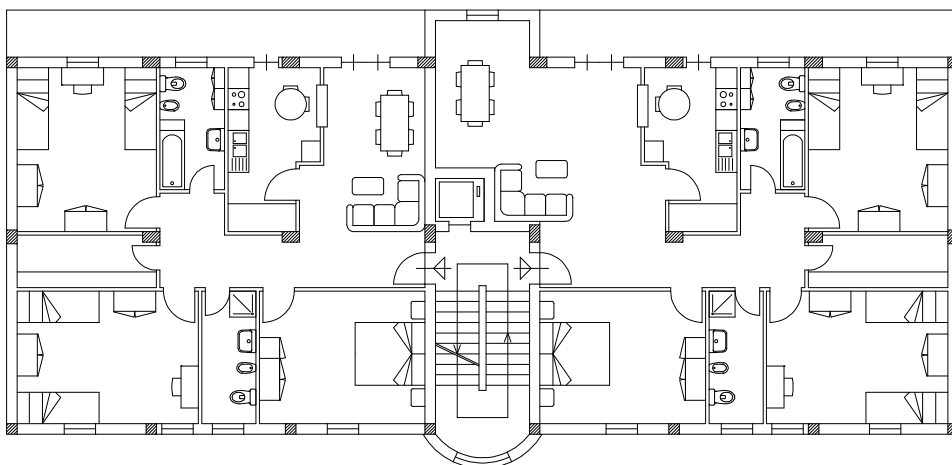


Fig. 2.2. Pianta piano tipo

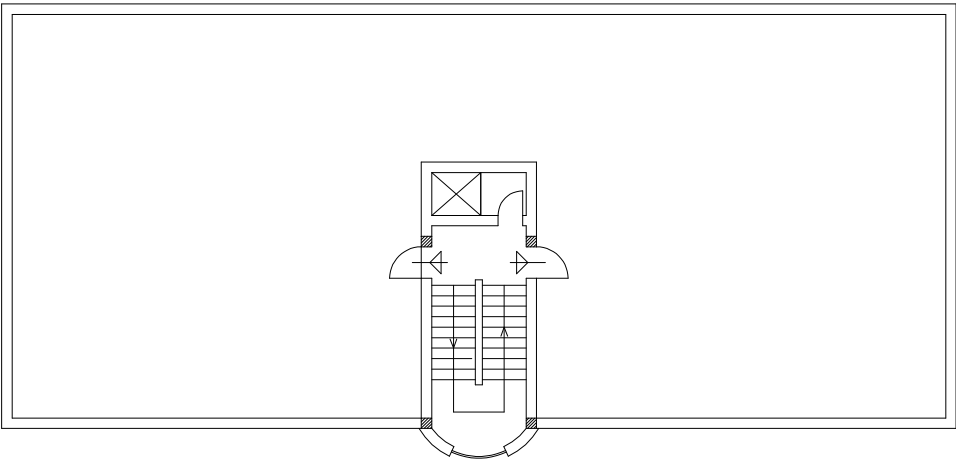


Fig. 2.3. Pianta copertura

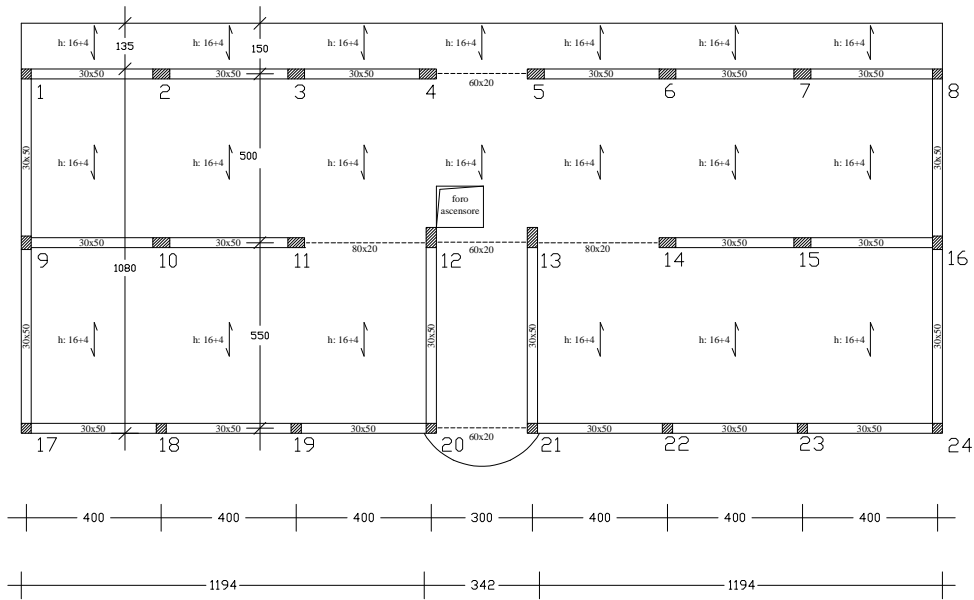


Fig. 2.4. Carpenteria piano terra

Tab. 2.1. Parametri di pericolosità sismica nella zona in cui sorge l'edificio

T_r [anni]	a_g / g	F_o	T_c^* [s]
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

Si è inoltre ipotizzato che l'edificio sia ubicato in una zona sismica caratterizzata dai parametri di pericolosità sismica elencati in Tab. 2.1 e su un terreno classificabile come suolo B.

2. La conoscenza

La caratterizzazione strutturale dell'edificio è stata condotta con riferimento alle norme vigenti ed in particolare al D.M. 14/1/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito NTC08), che prevede al punto 8.5.4 la determinazione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza in base ai quali valutare la capacità degli elementi strutturali. Tuttavia le NTC08 si limitano ad indicare i principi generali, senza definire operativamente la procedura da seguire. Si è quindi fatto ulteriore riferimento a norme consolidate, quali l'OPCM 3431, capitolo 11, e l'Eurocodice 8 (EC8), parte 3. Le prescrizioni di queste due norme sono molto simili e sono riepilogate in Tab. 2.2 e Tab. 2.3, che coincidono con le tabelle 11.1 e 11.2a dell'OPCM 3431.

Si è ipotizzato che nel caso in studio non sia stato possibile entrare in possesso di alcuna documentazione progettuale. In queste situazioni è importante reperire tutte le informazioni possibili circa la normativa, le abitudini progettuali e le usanze costruttive locali all'epoca della costruzione dell'edificio. Sulla base di queste è possibile fare un "progetto simulato" dell'edificio, cioè definire le sezioni e soprattutto le armature che il progettista dell'epoca dovrebbe aver adottato. Questi valori faranno da guida e andranno confrontati con quelli forniti dal rilievo dei dettagli costruttivi e dalle prove sui materiali.

Tab. 2.2. Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi e valori dei fattori di confidenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in situ oppure <i>estese</i> prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in situ	Tutti	1.00

Nota: per il livello LC3 l'EC8 richiede che le proprietà dei materiali, in presenza dei certificati di prova originali siano determinate con *limitate* (anziché *estese*) prove in situ.

Tab. 2.3. Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)}
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro ...)	
Verifiche limitate	La qualità e disposizione delle armature è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La qualità e disposizione delle armature è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provino di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La qualità e disposizione delle armature è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provino di cls per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campione di armatura per piano dell'edificio

Nota: le percentuali indicate dall'EC8 per il rilievo dei dettagli costruttivi sono 20%, 50% e 80%, rispettivamente per verifiche limitate, estese ed esaustive.

In assenza di disegni costruttivi completi e di certificati di prova originali è probabilmente troppo oneroso raggiungere il grado di conoscenza LC3. Nel caso in esame si è quindi deciso di mirare ad ottenere un grado di conoscenza LC2.

Per ciò che concerne il rilievo dei dettagli costruttivi va osservato come la percentuale del 35% si debba ottenere considerando anche gli elementi ripetuti nella costruzione. Se più campate di trave hanno luce, vincoli, carichi e sezioni comparabili (e quindi sono sollecitate sostanzialmente alla stessa maniera) i risultati del rilievo pacometrico condotti su una di queste possono essere ritenuti validi anche per le altre ed è quindi corretto inserirle tutte nell'insieme degli elementi rilevati (raggiungendo più facilmente la percentuale richiesta). Ciò è vero in particolare se i risultati del rilievo risultano conformi con le previsioni fornite dal progetto simulato. Qualora vi siano invece forti differenze questa estensione di giudizio non appare corretta. Ancora più semplice è l'estensione dei risultati di una prova pacometrica su un pilastro ad altri pilastri aventi la stessa sezione, perché nella progettazione per soli carichi verticali è usuale che pilastri della stessa sezione abbiano anche la stessa armatura.

Per quanto riguarda le prove sui materiali, nelle note esplicative fornite dall'OPCM 3431, è specificato come il numero di prove distruttive possa essere ridotto fino al 50% se le prove non effettuate vengono sostituite con un numero più elevato (almeno il triplo) di prove non distruttive. Questa scelta sarà dettata ovviamente da considerazioni di convenienza economica: ove vi sono pilastri e travi direttamente in vista, non ricoperti da intonaco, è possibile effettuare prove sclerometriche a costi quasi nulli. Dove invece è presente un rivestimento (intonaco, piastrelle o carta da parati), che deve essere in ogni caso rimosso, il costo di ripristino può essere tale da rendere conveniente effettuare il minor numero di saggi, anche se del tipo più costoso.

3. Il progetto simulato

Come brevemente accennato sopra, in assenza di concrete informazioni progettuali si è effettuato un progetto simulato, col quale si possono a-

vere informazioni utili per la pianificazione delle prove (ad esempio per individuare gli elementi “simili tra loro” nella costruzione) e per i successivi calcoli di verifica.

Per effettuare il progetto simulato bisogna innanzitutto reperire le normative in uso ai tempi della progettazione dell'opera e, se possibile, ottenere ulteriori informazioni da progettisti e realizzatori che hanno operato in quel periodo storico, nonché dall'esame di progetti dell'epoca. Se non esistono informazioni specifiche sui materiali strutturali (calcestruzzo e acciaio) previsti dal progettista, anche per questi ci si rifarà alle consuetudini del periodo di costruzione.

È importante poi svolgere il progetto usando i modelli di calcolo adottati all'epoca. Per progetti che tengono conto dei soli carichi verticali, le travi erano in genere calcolate come travi continue o addirittura come singole campate con un momento flettente pari a $q l^2 / k$, dove k è un opportuno coefficiente; i pilastri erano dimensionati a solo sforzo normale, valutato in base alla loro area di influenza.

Nel caso in esame si è ipotizzato che l'edificio sia stato progettato negli anni '70, prima che la zona venisse considerata sismica, e quindi si sia tenuto conto solo dei carichi verticali. Si è quindi proceduto al progetto simulato seguendo i criteri innanzi indicati.

3.1. Materiali e carichi unitari

Sulla base delle normative e delle consuetudini costruttive degli anni '70, si è ritenuto che il progettista abbia utilizzato un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ MPa ed un acciaio FeB38k controllato in stabilimento. Utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, si useranno nel progetto simulato i valori seguenti.

Tensione ammissibile per il calcestruzzo: $\bar{\sigma}_c = 8.5$ MPa.

Tensione ammissibile per l'acciaio: $\bar{\sigma}_s = 215$ MPa.

Coefficiente di omogeneizzazione: $n = 15$.

I carichi unitari sono stati definiti in base ad una sommaria ispezione dell'edificio (per quanto riguarda i carichi permanenti) e delle indicazioni delle normative dell'epoca (per quanto riguarda i carichi variabili, allora indicati come sovraccarichi accidentali). I valori assunti sono riportati in Tab. 2.4 per solai, sbalzi, travi e tamponature.

Tab. 2.4. Carichi unitari

Elemento	g_k	q_k	$g_k + q_k$
Solaio (kN/m ²)	5.00	2.00	7.00
Sbalzo (kN/m ²)	4.00	4.00	8.00
Trave (kN/m)	3.50	-	3.50
Tamponature (kN/m)	7.00	-	7.00

Si noti che si sono indicati i valori caratteristici, conformemente al criterio di verifica dell'epoca (metodo delle tensioni ammissibili).

3.2. Carichi, sforzi normali, sezioni e armature dei pilastri

Per ogni pilastro è stato valutato il carico in base all'area di influenza; a questo valore è stato aggiunto il peso proprio del pilastro stimato come $n/100$ del peso portato, dove n indica il numero di piani (in questo caso

Tab. 2.5. Carichi sui pilastri

Pilastrata	Piano	Scarico al piano [kN]
1	6	81.5
	1-5	113.0
9	6	110.0
	1-5	150.3
17	6	57.5
	1-5	89.0
2,3,4	6	139.9
	1-5	169.6
10,11,12	6	178.1
	1-5	178.1
18,19,20	6	90.8
	1-5	118.8

$n = 6$). Nella tabella 2.5 è riportato, per ogni pilastro e ad ogni piano, il valore dello scarico a ciascun piano. Si noti che sui pilastri dell'ultimo piano grava meno peso in quanto sono assenti le tamponature.

Conoscendo il carico agente su ciascun pilastro è possibile calcolare lo sforzo normale a ciascun piano e quindi determinare l'area di calcestruzzo e le armature necessarie. La normativa dell'epoca prevedeva che nei pilastri soggetti a solo sforzo normale il calcestruzzo lavorasse ad una tensione non superiore al 70% di quella ammissibile e che la percentuale ρ di armatura fosse non inferiore allo 0.003 dell'area di calcestruzzo effettiva ed allo 0.006 dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria.

L'area di calcestruzzo necessaria è quindi determinata come

$$A_{c,nec} = \frac{N}{(1 + n \rho) 0.7 \bar{\sigma}_c} \quad (2.1)$$

e l'armatura totale necessaria come il maggiore tra i valori

$$A_s = 0.003 A_c \text{ e } A_s = 0.006 A_{c,nec} \quad (2.2)$$

Nelle Tab. 2.6a e Tab. 2.6b sono riportate le sezioni e le armature progettate per ciascun pilastro ad ogni piano. Le indicazioni sono riferite a metà edificio, essendo l'altra metà identica per la simmetria. Per le staffe si è ipotizzato di avere $\varnothing 6/20$ ovunque.

Tab. 2.6a. Sezioni e armature ottenute per i pilastri col progetto simulato

Progetto simulato									
Pilastro	Piano	$A_{c,nec}$	b	h	A_c	$A_{s,nec}$	n	\varnothing	A_s
1	6	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	300	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	4	474	30	30	900	2.8	4	12	4.5
	3	648	30	30	900	3.9	4	12	4.5
	2	823	30	30	900	4.9	4	14	6.2
	1	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2

Tab. 2.6b. Sezioni e armature ottenute per i pilastri col progetto simulato

Progetto simulato

Pilastro	Piano	$A_{c,nec}$	b	h	A_c	$A_{s,nec}$	n	\varnothing	A_s
9	6	170	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	401	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	4	633	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	3	865	30	30	900	5.2	4	14	6.2
	2	1097	30	40	1200	6.6	6	14	9.2
	1	1328	30	50	1500	8.0	6	14	9.2
17	6	89	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	226	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	4	363	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	3	500	30	30	900	3.0	4	12	4.5
	2	638	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	1	775	30	30	900	4.6	4	14	6.2
2,3,4	6	216	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	477	30	30	900	2.9	4	12	4.5
	4	739	30	30	900	4.4	4	12	4.5
	3	1000	40	30	1200	6.0	6	14	9.2
	2	1262	50	30	1500	7.6	6	14	9.2
	1	1523	60	30	1800	9.1	6	14	9.2
10,11,12	6	275	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	549	30	30	900	3.3	4	12	4.5
	4	824	30	30	900	4.9	4	14	6.2
	3	1098	40	30	1200	6.6	6	14	9.2
	2	1373	50	30	1500	8.2	6	14	9.2
	1	1648	60	30	1800	9.9	6	16	12.1
18,19,20	6	140	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	5	323	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	4	506	30	30	900	3.0	4	12	4.5
	3	690	30	30	900	4.1	4	12	4.5
	2	873	30	30	900	5.2	4	14	6.2
	1	1056	40	30	1200	6.3	6	14	9.2

Tab. 2.7. Carico sulle travi [kN/m]

Piano	Trave 1-2-3-4	Trave 9-10-11-12	Trave 17-18-19-20	Trave 1-9-17
6	33.0	42.0	21.0	7.0
1-5	40.0	42.0	28.0	14.0

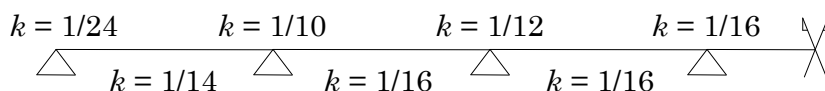


Fig. 2.5. Coefficienti usati per stimare il momento flettente nelle travi longitudinali

3.3. Carichi, caratteristiche di sollecitazione ed armature nelle travi

Per ogni trave è stato valutato il carico agente, in base all'area di solaio e sbalzo portato dalla trave stessa. I valori ottenuti sono riportati in Tab. 2.7.

Il momento flettente sollecitante è stato stimato con l'espressione

$$M = \frac{ql^2}{k} \quad (2.3)$$

con k dipendente dalla posizione nello schema di trave continua, secondo quanto mostrato in Fig. 2.5. In alternativa, si sarebbe potuto valutare i momenti agli appoggi ed in mezzzeria risolvendo lo schema di trave continua.

Le armature sono state calcolate in base ai momenti citati applicando la formula

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s} \quad (2.4)$$

nella quale si è assunto $d = 46$ cm per le travi emergenti (perché da una prima ispezione la sezione di tali travi è risultata essere 30×50) e $d = 16$ cm per la campata 11-12, a spessore. I valori dei momenti flettenti e delle armature previste sono riportati in Tab. 2.8. come staffe si sono

previsti Ø6/25 in mezzeria delle travi emergenti, infittiti a Ø6/15 in prossimità degli appoggi, e Ø6/20 in mezzeria delle travi a spessore, infittiti a Ø6/10 in prossimità degli appoggi.

Tab. 2.8. Momento flettente [kNm] e armatura nelle travi

Trave	Piano		I (M ⁻)	(M ⁺)	II (M ⁻)	(M ⁺)	III (M ⁻)	(M ⁺)	IV (M ⁻)
1-2-3-4	6	<i>M</i>	-22.0	+37.7	-52.8	+33.0	-44.0	+33.0	-33.0
		sup	2Ø14		4Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
	1-5	<i>M</i>	-26.7	+45.7	-64.0	+40.0	-53.3	+40.0	-40.0
		sup	3Ø14		5Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
9-10-11-12	6	<i>M</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	3Ø14		5Ø14		7.6Ø18*		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18
	1-5	<i>M</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	3Ø14		5Ø14		7.6Ø18*		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18
17-18-19-20	6	<i>M</i>	-14.0	+24.0	-33.6	+21.0	-28.0	+21.0	-21.0
		sup	2Ø14		3Ø14		2Ø14		2Ø14
		inf	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14
	1-5	<i>M</i>	-18.7	+32.0	-44.8	+28.0	-37.3	+28.0	-28.0
		sup	2Ø14		4Ø14		3Ø14		2Ø14
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
1-9-17	6	<i>M</i>	-8.8	+15.1	-24.2	+10.9	-7.3		
		sup	2Ø14		2Ø14		2Ø14		
		inf	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14		
	1-5	<i>M</i>	-17.6	+30.3	-48.3	+21.9	-14.6		
		sup	2Ø14		4Ø14		2Ø14		
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	2Ø14	2Ø14		

* 7.6Ø18 è calcolata come barre equivalenti a 7Ø18 + 1Ø14.

4. Dati rilevati

4.1. Materiali

Poiché si deve raggiungere un livello di conoscenza LC2 e non si è in possesso di nessuna documentazione progettuale o di certificati di prova originali, si devono fare delle verifiche estese (Tab. 2.2 e Tab. 2.3). Nel caso di verifiche estese è previsto, per ogni tipo di elemento primario, trave e pilastro, il prelievo di 2 provini di calcestruzzo per 300 m² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio. Si fa un prelievo di 18 carote di calcestruzzo, e di 6 barre di acciaio.

I valori ottenuti dalle prove sono:

- per il calcestruzzo $f_{cm} = 28$ MPa
- per l'acciaio si trovano barre ad aderenza migliorata e $f_{ym} = 420$ MPa corrispondente a FeB44K).

4.2. Dettagli costruttivi

Sono state rilevate le dimensioni dei pilastri ovunque (tranne alcuni punti un cui ciò risultava particolarmente difficile). Sono stati fatti controlli pacometrici al pilastro 9, I, V e VI ordine, al pilastro 11, a tutti gli ordini, al pilastro 5 (simmetrico del 4), II, III e IV ordine, al pilastro 17, I ordine. I valori rilevati sono riportati in Tab. 2.9.

Sono stati fatti saggi al pilastro 11, a tutti gli ordini e al pilastro 17, I ordine. Per questi sono state prelevate barre in prossimità di metà altezza (zona dove il momento flettente dovrebbe essere nullo o minimo). Sono state prelevate carote dal pilastro 11, a tutti gli ordini.

Il rilievo ed i saggi hanno mostrato una buona concordanza con i valori forniti dal progetto simulato. Solo al pilastro 17, I ordine, è stata riscontrata una sezione maggiore del previsto (30×40 anziché 30×30), mentre al pilastro 11, V ordine, sono stati riscontrati 4Ø14 anziché 4Ø12.

Anche i rilievi effettuati sulle travi hanno mostrato una sufficiente concordanza con le previsioni del progetto simulato.

Tab. 2.9. Sezioni e armature progettate e rilevate per i pilastri

piano	pilastro 1				pilastro 9				pilastro 17			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12			30×30	4Ø12		
3	30×30	4Ø12			30×30	4Ø14			30×30	4Ø12		
2	30×30	4Ø14			30×40	6Ø14			30×30	4Ø12		
1	30×40	6Ø14			30×50	6Ø14	30×50	6Ø14	30×30	4Ø14	40×30	6Ø14

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s	Sez.	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
3	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	30×30	4Ø12		
2	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	30×30	4Ø14		
1	60×30	6Ø14			60×30	6Ø14	60×30	6Ø14	40×30	6Ø14		

Capitolo 3

VERIFICA DEI MECCANISMI A ROTTURA FRAGILE

1. Introduzione

L'evidenza sperimentale, danneggiamenti e crolli di edifici in cemento armato in seguito ai terremoti (Fig. 3.1, Fig. 3.2, Fig. 3.3, Fig. 3.4), conferma che una delle cause principali di crollo durante un sisma è costituita da meccanismi di collasso fragile. Infatti gli edifici crollano per rottura a taglio dei pilastri, per rottura dei nodi, per scorrimento tra la sommità del pilastro e la trave in corrispondenza della ripresa di getto, con sfilamento o con scorrimento e tranciamento delle barre, mentre raramente si riscontra la formazione di cerniere plastiche alle estremità di colonne e travi.

Il primo problema da affrontare in un edificio esistente è quindi il collasso fragile.

2. Tipi di analisi

Il meccanismo di collasso fragile avviene generalmente quando tutta la struttura è ancora in campo lineare e si può verificare per sisma con valori di accelerazione di picco al suolo, a_g , bassi.

Quindi, per valutare questi meccanismi è sufficiente una analisi elastica lineare. È inutile pensare di fare subito delle analisi non lineari quali l'analisi statica non lineare (pushover) e l'analisi dinamica non li-



Fig. 3.1: Crollo dovuto a rottura dei nodi (Foto A. Gheresi, Irpinia 1980, Sant'Angelo dei Lombardi)

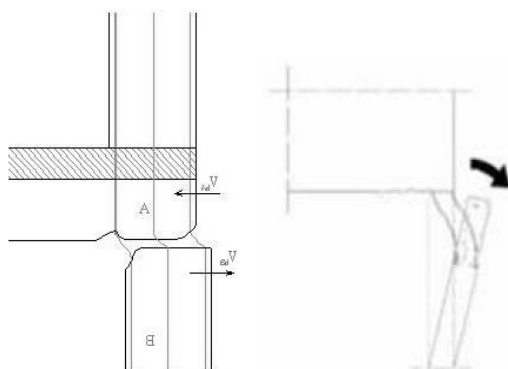


Fig. 3.2: Scorrimento tra la sommità del pilastro e la trave in corrispondenza della ripresa di getto con sfilamento delle barre (Foto A. Gheresi, Irpinia 1980, Lioni, Edificio del Banco di Napoli)



Fig. 3.3: Espulsione di blocchi di calcestruzzo e scorrimento lungo la lesione
(Foto G. Gaeta, Santa Venerina 2002)



Fig. 3.4: Rottura diagonale della muratura e propagazione come lesione a taglio
del pilastro (Foto G. Gaeta, Santa Venerina 2002)

neare; solo dopo aver ridotto il rischio di rotture fragili mediante interventi essenziali di miglioramento quali la cerchiatura dei nodi, la stafatura efficace dei pilastri e la cucitura tra pilastri e travi, si valuterà il comportamento non lineare e la duttilità delle sezioni.

Poiché nell'eseguire l'analisi elastica lineare si fa una semplificazione dell'effettivo comportamento della struttura, si utilizza un fattore

di struttura q , che tiene conto del modello semplificato e dei margini di sicurezza che questo comporta.

Nell'analisi elastica lineare con fattore di struttura q , per i meccanismi a rottura fragile, si calcolano le sollecitazioni indotte dall'azione sismica ridotta mediante il fattore di struttura $q = 1.5$ (nel caso di meccanismi a collasso duttile l'azione sismica è ridotta per $q = 1.5 \div 3$) e si confrontano con le corrispondenti resistenze.

Per eseguire l'analisi elastica lineare bisogna quindi:

- usare una modellazione che tenga conto in maniera corretta della rigidità degli elementi strutturali, commisurata al livello di sollecitazione che porta alle rotture fragili,
- tenere conto degli elementi non strutturali, tramezzi e tamponature, che hanno un ruolo rilevante per basse azioni sismiche.

3. Modellazione

L'edificio oggetto di studio è simmetrico rispetto all'asse y e leggermente asimmetrico rispetto all'asse x , ma questa irregolarità è contenuta, può considerarsi regolare in pianta, quindi i modi di oscillazione della struttura sono disaccoppiati e la struttura per effetto del sisma trasla e non ruota.

Pertanto si ritiene opportuno studiare, al posto di un modello tridimensionale, uno schema piano e fare delle analisi disaccoppiate nelle due direzioni principali. Infatti in questo caso un'analisi tridimensionale dà gli stessi risultati di una analisi piana.

Lo schema piano analizzato è costituito da tutti i telai paralleli ad una direzione, collegati da pendoli inestensibili e soggetti all'intera azione sismica, il cosiddetto “treno di telai”. Inoltre si analizza metà struttura perché l'edificio è simmetrico rispetto all'asse y e le campate centrali dei telai longitudinali sono costituite da travi a spessore schematizzabili con pendoli inestensibili che trasmettono l'intera azione sismica (Fig. 3.5).

Poiché nei telai trasversali centrali e nel tratto 12-4 del telaio 20-12-4 non ci sono travi che collegano i pilastri, nella schematizzazione, oltre agli elementi strutturali realmente presenti, si sono inseriti una

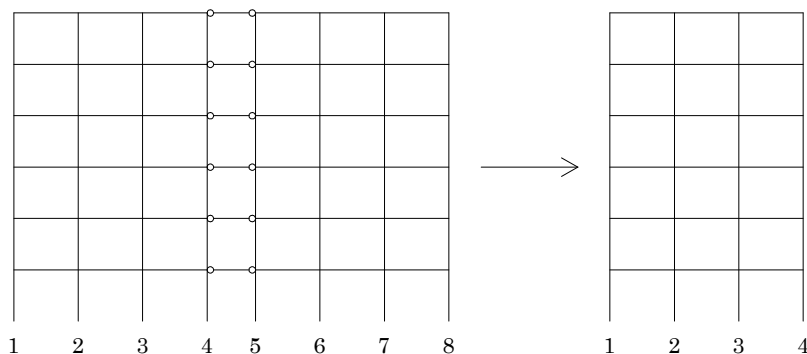


Fig. 3.5: Schema di un telaio longitudinale

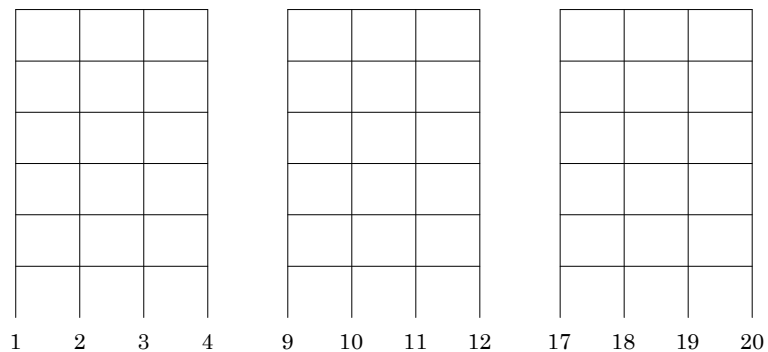


Fig. 3.6: Schema del treno di telai longitudinali

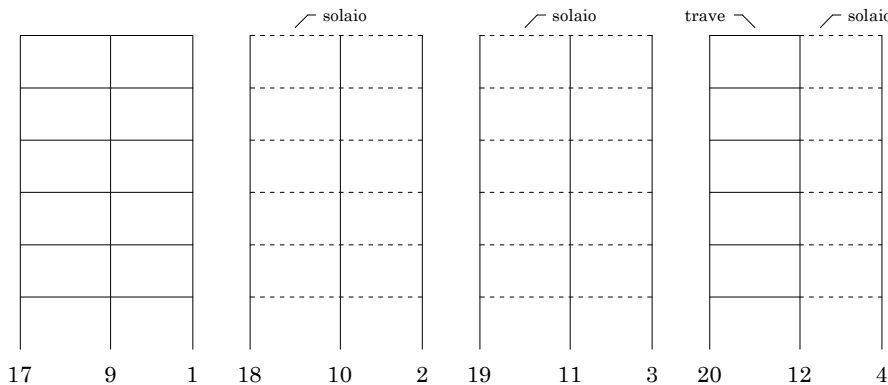


Fig. 3.7: Schema del treno di telai trasversali

serie di travi fittizie che simulano l'irrigidimento, dovuto ai travetti di solaio in corrispondenza dei pilastri.

In conclusione gli schemi con cui è stata studiata la struttura sono rappresentati in Fig. 3.6 e in Fig. 3.7.

Nel modello si è trascurato il minimo collegamento tra i piani dovuto alla soletta rampante della scala.

Inoltre, poiché considerare tutti gli schemi limite comporterebbe una variazione nelle sollecitazioni, ma anche una elevata complicazione dei calcoli, nell'analisi sono state trascurate le tamponature in modo da semplificare il modello di calcolo. Tale semplificazione non inficia il lavoro svolto nella tesi, in cui si vuole esporre un approccio per la verifica degli edifici esistenti.

4. Analisi modale

Le sollecitazioni dovute all'azione sismica vengono valutate mediante l'analisi modale.

Per gli edifici esistenti, l'analisi modale si applica con le stesse modalità utilizzate per gli edifici nuovi. Si procede con:

- determinazione delle masse di piano con combinazione di carico sismica $g_k + \psi_2 q_k$
- definizione dello spettro di risposta elastico per stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- effettuazione dell'analisi modale con spettro elastico ($q = 1$) o se si preferisce con spettro scalato con $q = 1.5$

4.1. Determinazione delle masse di piano

Per determinare le masse di piano si devono valutare i carichi unitari in presenza di sisma.

Poiché la valutazione della sicurezza per edifici esistenti deve essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLU), la verifica deve essere effettuata per combinazione di carico sismica $g_k + \psi_2 q_k$ (NTC08, punto 3.2.4). In tale combinazione si considerano i carichi verticali permanenti e una aliquota ψ_2 dei carichi variabili (valore quasi permanente dei carichi variabili).

I valori dei coefficienti ψ_2 (riportati in Tab. 3.1) sono forniti, insieme a ψ_0 e ψ_1 , dalla normativa in funzione delle categorie d'uso degli ambienti (NTC08, Tab. 2.5.I). Tali categorie sono descritte in dettaglio in Tab. 3.1.II delle NTC08, che fornisce anche i valori dei carichi variabili (i cui valori di interesse per il caso in esame sono riportati in Tab. 3.2).

In Tab. 3.3 sono riportati i carichi unitari definiti.

Tab. 3.1. Valori dei coefficienti ψ_{2j} per le diverse destinazioni d'uso, secondo le NTC08.

Categoria/Azione variabile	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Tab. 3.2. Valori dei carichi variabili per le diverse destinazioni d'uso degli ambienti, secondo le NTC08.

Cat.	Ambienti	q_k
A	Ambienti ad uso residenziale Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2.00
C2	Ambienti suscettibili di affollamento Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	4.00

Tab. 3.3. Carichi unitari

Elemento	g_k	q_k	In assenza di sisma $g_k + q_k$	In presenza di sisma $g_k + \psi_2 q_k$
Solaio (kN/m ²)	5.00	2.00	7.00	5.60
Sbalzo (kN/m ²)	4.00	4.00	8.00	6.40
Trave (kN/m)	3.50	-	3.50	3.50
Tamponature (kN/m)	7.00	-	7.00	7.00
Pilastro 30×30	6.75	-	6.75	6.75

Tab. 3.4. Pesi e masse degli impalcati

Elementi	Impalcato 6			Impalcato 1-5		
	Carichi unitari	Quantità	Peso [kN]	Carichi unitari	Quantità	Peso [kN]
Solaio	5.60 kN/m ²	283.50 m ²	1587.6	5.60 kN/m ²	283.50 m ²	1587.6
Sbalzo	6.40 kN/m ²	40.50 m ²	259.2	6.40 kN/m ²	40.50 m ²	259.2
Trave	3.50 kN/m	113.00 m	395.5	3.50 kN/m	113.00 m	395.5
Tompagno	7.00 kN/m	44.50 m	311.5	7.00 kN/m	89.00 m	623.0
Pilastrini	6.75 kN	24/2	81.0	8.36 kN	24/2	200.7
TOTALE	-	-	2634.8	-	-	3066.0
Massa di Piano [t]	268.6			312.5		

Le masse di piano possono essere valutate in funzione della superficie degli impalcati. In Tab. 3.4 sono riportati l'analisi dei pesi e le masse di piano degli impalcati.

Il peso dei pilastri all'ultimo impalcato è stato valutato come metà del peso di un pilastro 30×30 per i 24 pilastri presenti in ciascun piano

$$6.75 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 24 = 81 \text{ kN} \quad (3.1)$$

negli altri impalcati è stato valutato come media dei pesi di tutti i pilastri per i 24 pilastri presenti in ciascun piano

$$8.36 \text{ kN} \times 24 = 200.7 \text{ kN} \quad (3.2)$$

Inoltre poiché si analizza metà struttura i valori delle masse di piano da utilizzare per eseguire l'analisi modale sono quelli riportati in Tab. 3.4 ridotti della metà:

$$\text{Massa di piano Impalcato 6:} \quad \frac{263.6 \text{ t}}{2} = 131.8 \text{ t}$$

$$\text{Massa di piano Impalcato 1-5:} \quad \frac{307.6 \text{ t}}{2} = 153.8 \text{ t}$$

4.2. Definizione dello spettro di risposta elastico per stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La valutazione della sicurezza per edifici esistenti deve essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLU), le verifiche possono essere eseguite rispetto alla salvaguardia della vita umana (SLV) o in alternativa, alla condizione di collasso (SLC) come previsto dalle NTC08, punto 8.3.

La costruzione è di tipo ordinaria pertanto la vita nominale, V_N , come stabilito in Tab. 2.4.I delle NTC08, in funzione dei tipi di costruzione, riportata in Tab. 3.5, è $V_N = 50$ anni; inoltre appartiene alla classe II (normale affollamento, assenza di contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali).

Il periodo di riferimento per valutare l'azione sismica è quindi $V_R = 50$, ed è ottenuto dalla relazione

Tab. 3.5. Vita nominale V_N per i diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

$$V_R = V_N C_U \quad (3.3)$$

dove C_U è il coefficiente d'uso, il cui valore è definito al variare della classe d'uso, secondo la Tab. 2.4.II delle NTC08, riportata in Tab. 3.6.

Per la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita SLV si deve fare riferimento ad una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R , (NTC08, punto 3.2.1). In corrispondenza alla probabilità di superamento P_{V_R} in un assegnato tempo V_R si trova il periodo di ritorno dell'evento sismico, T_R , dalla relazione

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (3.4)$$

I valori così calcolati sono riportati in Tab. 3.7.

Per l'edificio in esame, ubicato a Messina in piazza Cairoli, in zona sismica caratterizzata dai parametri di pericolosità sismica elencati in Tab. 3.8, in zona pianeggiante di categoria topografica T1, su un terreno classificabile come suolo B, si sono calcolati, utilizzando le espressioni indicate in normativa, i valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico per $T_R = 475$ anni (SLV), che sono riportati in Tab. 3.9.

Tab. 3.6. Valori del coefficiente d'uso C_U al variare delle classi d'uso

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tab. 3.7. Valori della probabilità di superamento e del periodo di ritorno di un evento sismico al variare degli stati limite

Stati Limite		Probabilità di superamento P_{V_R}	Periodo di ritorno T_R (per $V_R = 50$ anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Tab. 3.8. Parametri di pericolosità sismica nella zona in cui sorge l’edificio

T_r [anni]	a_g/g	F_o	T_C^* [s]
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

Tab. 3.9. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_R = 475$ anni (SLV), Messina, Piazza Cairoli.

Categoria suolo	Accelerazione orizzontale	S	F_o	T_B	T_C	T_D
B	0.250 g	1.159	2.41	0.162 s	0.486 s	2.6 s

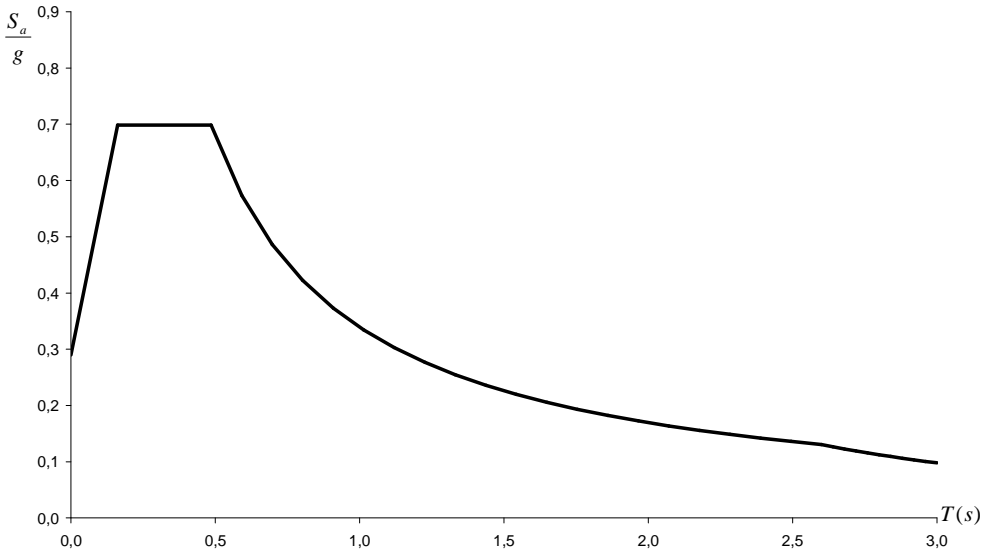


Fig. 3.8. Spettro di risposta elastico, secondo NTC08: stato limite ultimo (SLV), accelerazioni orizzontali, $\xi = 5\%$

Lo spettro di risposta elastico, per smorzamento pari al 5% è riportato in Fig. 3.8.

4.3. Risultati dell'analisi modale

L'analisi modale è stata eseguita con azione sismica non ridotta, cioè con fattore di struttura $q = 1$, con accelerazione di picco al suolo $a_g = 0.25$, valutando sia l'effetto del sisma in direzione x che del sisma in direzione y . Tale analisi è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo TELRET, e i risultati ottenuti sono riportati nell'Allegato 2.

Con l'analisi modale le massime sollecitazioni trovate per i singoli modi di vibrazione sono combinate come radice quadrata della somma dei quadrati. Poiché i risultati ottenuti dall'involuppo dei primi tre modi di vibrazione sono senza segno, per convenzione, si è assunto il segno coincidente con quello del primo modo.

Si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni ottenute mediante analisi modale (Fig. 3.9, Fig. 3.10, Fig. 3.11, Fig. 3.12, Fig. 3.13, Fig. 3.14).

Osservando i diagrammi si possono fare delle osservazioni sul comportamento della struttura sottoposta a sisma.

I momenti flettenti e i tagli si ripartiscono in maniera proporzionale alle rigidezze cioè in base a come sono orientati i pilastri e in base alla rigidezza delle travi, se travi emergenti o travi a spessore.

La resistenza all'azione sismica è affidata agli elementi più rigidi cioè ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti (Fig. 3.15a). I pilastri rigidi accoppiati ad una trave a spessore (Fig. 3.15b) forniscono un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo, grazie al collegamento rigido con la fondazione che si ha alla base. Se ad un pilastro convergono due travi basta una sola trave emergente a conferire una adeguata rigidezza al pilastro.

I pilastri allungati in direzione ortogonale al sisma hanno inerzia minima e danno contributo in prima approssimazione trascurabile, in particolare i pilastri allungati in direzione ortogonale al sisma ed accoppiati a travi emergenti (Fig. 3.16a) hanno rigidezza limitata a tutti i piani, mentre pilastri allungati in direzione ortogonale al sisma ed accoppiati a travi a spessore (Fig. 3.16b) hanno rigidezza trascurabile a

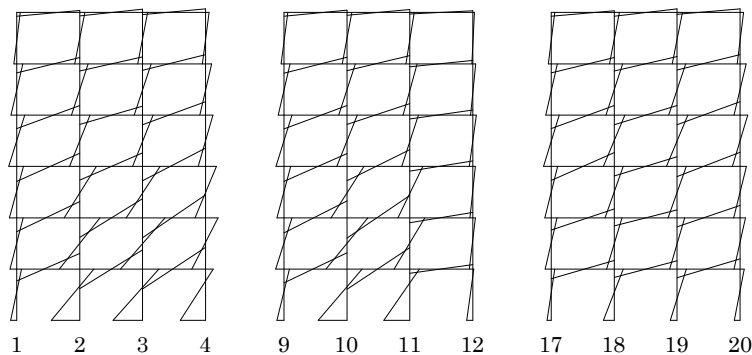


Fig. 3.9. Diagramma del momento flettente per sisma in direzione x

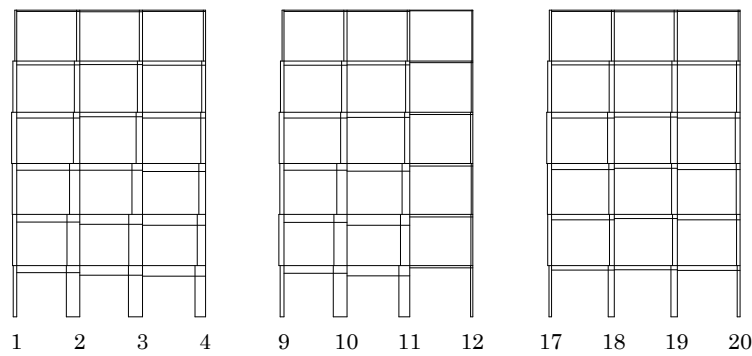


Fig. 3.10. Diagramma del taglio per sisma in direzione x

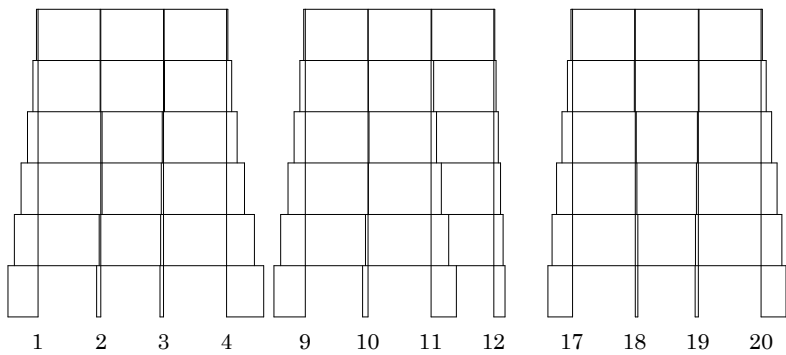


Fig. 3.11. Diagramma del sforzo normale per sisma in direzione x

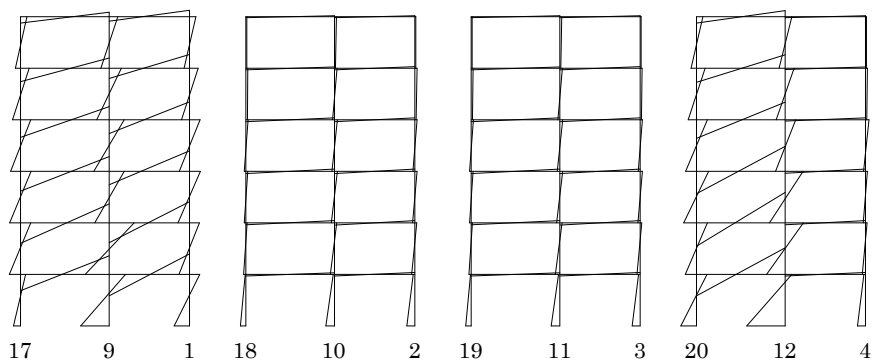


Fig. 3.12. Diagramma del momento flettente per sisma in direzione y

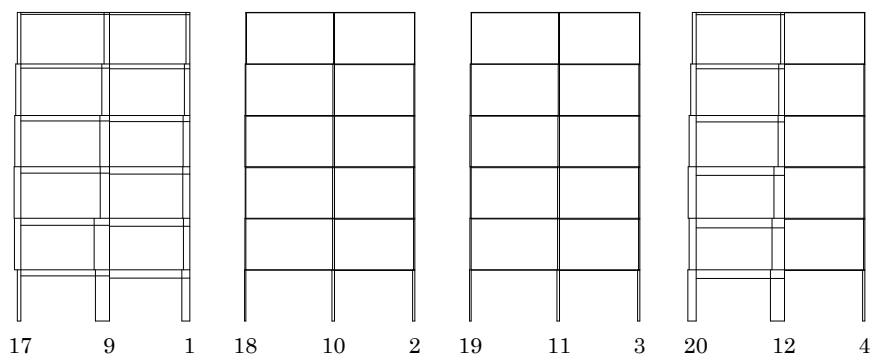


Fig. 3.13. Diagramma del taglio per sisma in direzione y

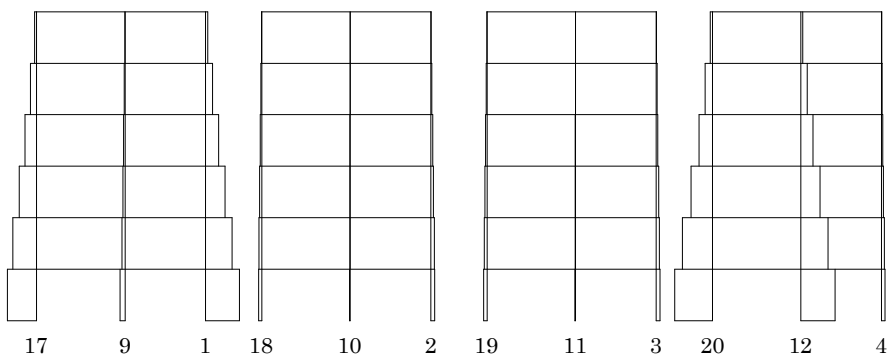


Fig. 3.14. Diagramma del sforzo normale per sisma in direzione y

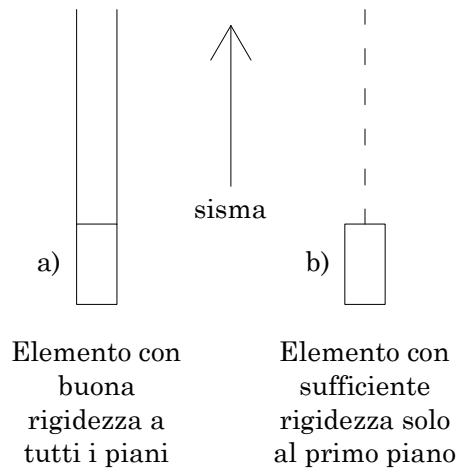


Fig. 3.15. Contributo dei pilastri rigidi alla rigidezza della struttura

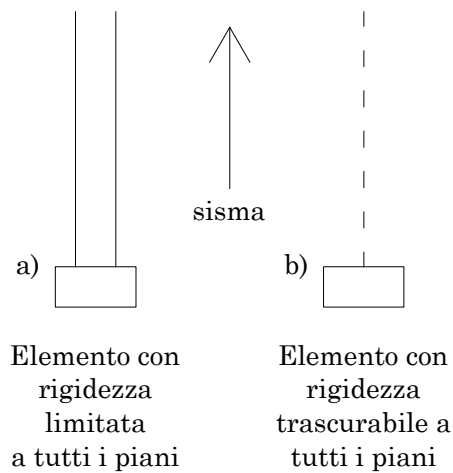


Fig. 3.16. Contributo dei pilastri con inerzia minima alla rigidezza della struttura.

tutti i piani.

Le travi progettate per soli carichi verticali non sono sufficienti a conferire una adeguata resistenza e rigidezza ad azioni orizzontali in entrambe le direzioni, in quanto tali travi sono disposte solo in una direzione e nei telai perimetrali in quella ortogonale. Se i carichi verticali

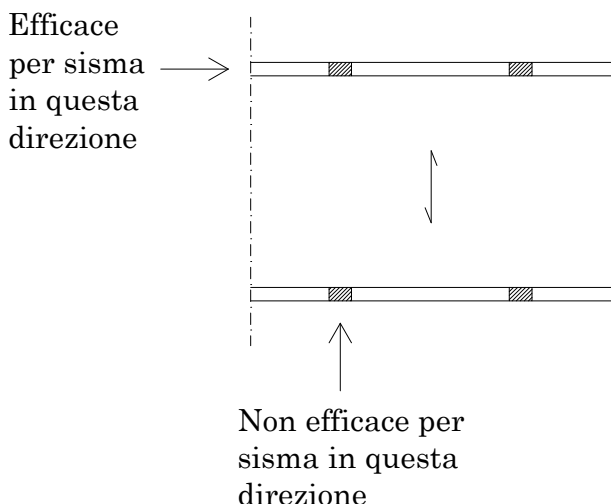


Fig. 3.17. Stralcio di una pianta carpenteria di una struttura progettata per soli carichi verticali

sono portati solo da travi in direzione longitudinale (Fig. 3.17), la struttura assorbe bene l'azione sismica in direzione longitudinale, ma nella direzione trasversale possono mancare elementi idonei ad assorbire l'azione sismica.

Si può notare infatti che i pilastri 2, 3 e 4 del telaio 1-2-3-4 e i pilastri 10 e 11 del telaio 9-10-11-12 per sisma in direzione x , poiché sono allungati nella direzione x , quella del sisma, e collegati a travi emergenti, hanno sollecitazioni più elevate rispetto ai pilastri 9 e 12 del telaio 9-10-11-12, allungati in direzione y , ortogonale a quella del sisma, e quindi con minore inerzia.

I pilastri 10 e 2 del telaio 18-10-2, i pilastri 11 e 3 del telaio 19-11-3 e il pilastro 4 del telaio 20-12-4 per sisma in direzione y hanno sollecitazioni molto basse.

La trave a spessore 11-12 del telaio 9-10-11-12 ha sollecitazioni molto basse rispetto alle altre travi in direzione x che sono tutte emergenti.

Inoltre al piano terra i pilastri 30x30 del telaio 17-18-19-20 hanno sollecitazioni più basse dei pilastri 30x60 del telaio 1-2-3-4, in quanto questi ultimi sono più rigidi rispetto ai pilastri 30x30.

Per i telai trasversali, per sisma in direzione y , si nota che le sollecitazioni maggiori sono nelle travi 17-9-1 e nella trave 20-12 del telaio 20-12-4, negli altri telai, 18-10-2, 19-11-3 e nel tratto 12-4 del telaio 20-12-4, le sollecitazioni sono molto piccole in quanto in questi ultimi telai non ci sono vere e proprie travi che collegano i pilastri, ma delle travi fittizie che sono state inserite nella schematizzazione per simulare l'irrigidimento dovuto ai travetti di solaio in corrispondenza dei pilastri.

Inoltre si può notare dai diagrammi del momento flettente e del taglio che le sollecitazioni dovute al sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali mentre si riducono di molto ai piani superiori.

5. Pilastri

5.1. Valutazione delle sollecitazioni per verifica a taglio dei pilastri

Nei pilastri i tagli di calcolo, ottenuti dall'analisi modale con $q = 1$, possono essere molto alti, sono però limitati dal possibile innescio di cerniere plastiche agli estremi e quindi dal massimo momento flettente che può agire sul pilastro, pari al momento resistente, M_{Rd} .

Pertanto il taglio in base a cui verificare la sezione è il minore tra quello fornito dal calcolo, V_{Ed} , e quello determinato in condizione di equilibrio pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate, V_{Edmax} (Fig. 3.18).

Infatti:

$$- \text{ se } M_{Ed} < M_{Rd}$$

la sezione non si è plasticizzata

$$V_{Ed} < V_{Ed \max} \quad (3.5)$$

e si usa il taglio di calcolo, V_{Ed}

$$- \text{ se } M_{Ed} > M_{Rd}$$

la sezione si è già plasticizzata e non si raggiunge il taglio di calcolo V_{Ed}

$$V_{Ed} > V_{Ed \max} \quad (3.6)$$

quindi si usa il taglio, V_{Edmax} .

Calcolo di M_{Rd} e V_{Edmax} per i pilastri.

Il momento di plasticizzazione agli estremi del pilastro, M_{Rd} , è stato calcolato con la formula approssimata del momento resistente di una sezione rettangolare con armatura simmetrica ($A_s = A'_s$) (Gherzi A., Muratore M., 2004):

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left(1 - \left| \frac{N_{Ed} + 0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right) \quad (3.7)$$

dove

N_{Ed} è lo sforzo normale sollecitante ed è stato valutato per soli carichi verticali, trascurando lo sforzo normale da sisma. La variazione dello sforzo normale dovuta al sisma (come si può vedere nei diagrammi delle sollecitazioni in Fig. 3.9, Fig. 3.10, Fig. 3.11, Fig. 3.12, Fig. 3.13, Fig. 3.14) è piuttosto modesta nei pilastri interni mentre è significativa nei pilastri esterni, pertanto per i pilastri esterni si dovrebbe considerare anche lo sforzo normale dovuto al sisma, ma quest'ultimo è limitato superiormente dal taglio che può essere trasferito dalle travi.

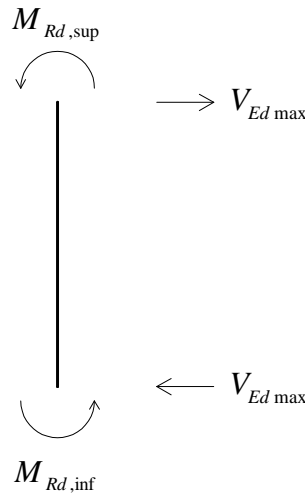


Fig. 3.18. Schema del pilastro con cerniere plastiche alle estremità

$N_{c,max} = A_c \alpha f_c$ è il massimo sforzo normale che può essere portato dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armature

$N_{s,max} = A_{s,tot} f_y$ è il massimo sforzo normale che può essere portato dalle armature

$M_{c,max} = 0.12 A_c h f_c$ è il massimo momento flettente che può essere portato dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armature

$M_{s,max} = 0.5 A_{s,tot} (h - 2c) f_y$ è il massimo momento flettente che può essere portato dalle armature

$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 \frac{N_{s,max}}{N_{c,max}}}$$

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo

$A_{s,tot} = 2 A_s$ è l'area totale delle armature perché le armature sono simmetriche $A_s = A'_s$

h è l'altezza della sezione

c è il copriferro.

Nel calcolo del momento resistente, mentre per edifici nuovi si utilizza la resistenza di calcolo:

- $f_c = f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c = 11.02$ MPa per la massima resistenza cilindrica a compressione, per calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa
- $f_y = f_{yd} = 373.9$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio, per acciaio FeB44k

per edifici esistenti, poiché la stima del taglio deve essere cautelativa nell'ipotesi che la sezione sia più armata o che i materiali presentino una resistenza maggiore di quanto previsto, si utilizza la resistenza media, trovata in base alle prove sperimentali, moltiplicata per il fattore di confidenza:

- $f_c = f_{cm} \times FC = 28 \times 1.2 = 33.6$ MPa per la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2
- $f_y = f_{ym} \times FC = 420 \times 1.2 = 504$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2)

Il momento resistente è stato calcolato considerando solo lo sforzo normale da carichi verticali.

$V_{Ed\max}$ è stato calcolato in condizione di equilibrio pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate, cioè con il pilastro sollecitato dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, M_{Rd} , (Fig. 3.18) mediante la seguente relazione

$$V_{Ed\max} = \frac{M_{Rd,\sup} + M_{Rd,\inf}}{h} \quad (3.8)$$

Il valore di h è l'altezza netta del pilastro da filo trave a filo trave e non in asse al nodo perché il massimo M_{Rd} si raggiunge a filo trave, in asse al nodo M_{Rd} decresce rapidamente. Il valore di h è riferito a filo trave per tutti i pilastri con riferimento alla trave emergente, anche quando nel nodo convergono travi di diversa altezza, emergenti e a spessore.

5.2. Verifica a taglio dei pilastri

La verifica di resistenza del pilastro a taglio è soddisfatta se il taglio resistente, V_{Rd} , è non inferiore al taglio agente:

$$V_{Rd} \geq \min(V_{Ed}, V_{Ed\max}) \quad (3.9)$$

La resistenza a taglio, V_{Rd} , è la minore tra i valori V_{Rcd} (resistenza a taglio di una sezione dotata di adeguata armatura a taglio, cioè il taglio che manda in crisi il calcestruzzo) e V_{Rsd} (resistenza dell'armatura a taglio, cioè il taglio che porta a snervamento l'armatura).

V_{Rsd} e V_{Rcd} sono calcolate con le seguenti espressioni (secondo NTC08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_y (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (3.10)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_c \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.11)$$

dove

$d = h - c$ è l'altezza utile della sezione

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive

b_w è la larghezza minima della sezione

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse del pilastro

f'_c è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
($f'_c = 0,5 f_c$)

α_c è il coeff. maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_c$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_c$
1,25	per $0,25 f_c \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_c$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_c)$	per $0,5 f_c \leq \sigma_{cp} \leq f_c$

Per edifici esistenti si utilizzano i valori di $\cot \theta$ per bassa duttilità

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (3.12)$$

e che massimizzano il $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$, tale valore in tutti i pilastri dell'esempio è

$$\cot \theta = 2.5 \quad (3.13)$$

che rende massimo V_{Rsd} .

Poiché nei pilastri l'armatura trasversale è costituita solo dalle staffe, l'angolo α , di inclinazione dell'armatura a taglio, è pari a 90° , quindi si ha

$$\sin \alpha = 1 \quad (3.14)$$

$$\cot \alpha = 0 \quad (3.15)$$

Inoltre sono state previste ovunque staffe $\varnothing 6/20$, i cui valori della resistenza a taglio sono riportati per ciascun tipo di pilastro, nel caso di $\cot \theta = 2.5$, in Tab. 3.10.

Nel calcolo del taglio resistente per la verifica dei pilastri, mentre per edifici nuovi si utilizza la resistenza di calcolo:

- $f_c = f_{cd} = 11.02$ MPa per la massima resistenza cilindrica a compressione, per calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa
- $f_y = f_{yd} = 373.9$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio, per acciaio FeB44k

per edifici esistenti, poiché la stima del taglio deve essere cautelativa nell'ipotesi che la sezione resista meno di quanto previsto, si utilizza la resistenza media, trovata in base alle prove sperimentali, diviso per un fattore di sicurezza parziale γ_M e diviso per il fattore di confidenza

Tab. 3.10. Resistenza a taglio dei pilastri

Pilastro	staffe	A_{sw}	b	h	V_{Rsd}
30×30	Ø6/20	2.83	30	30	50.34
40×30	Ø6/20	2.83	40	30	50.34
50×30	Ø6/20	2.83	50	30	50.34
60×30	Ø6/20	2.83	60	30	50.34
30×40	Ø6/20	2.83	30	40	69.70
30×50	Ø6/20	2.83	30	50	89.06
30×60	Ø6/20	2.83	30	60	108.43

- $f_c = \alpha f_{cm} / \gamma_M / FC = 0.85 \times 28 / 1.5 / 1.2 = 13.22$ MPa per la massima resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare la resistenza dell'elemento fragile ($\alpha = 0.85$ per tenere conto della riduzione di resistenza sotto carichi di lunga durata)
- $f_y = f_{ym} / \gamma_M / FC = 420 / 1.15 / 1.2 = 304.3$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare la resistenza dell'elemento fragile

con

$\gamma_M = \gamma_C = 1.5$ per il calcestruzzo (NTC08 punto 4.1.2.1.1.1)

$\gamma_M = \gamma_S = 1.15$ per l'acciaio (NTC08 punto 4.1.2.1.1.3)

In conclusione la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \geq \min(V_{Ed \max}, V_{Ed}) \quad (3.16)$$

Se si ha rottura a taglio del pilastro si può calcolare, anche se in maniera non rigorosa, il valore di α_g che porta al limite la sezione più sollecitata mediante la seguente proporzione

$$\frac{\alpha_g}{g} (= 0.25) : V_{Ed} = x : \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (3.17)$$

x che si calcola da questa proporzione è proprio il valore di α_g/g che porta a rottura il pilastro.

Si riportano per i pilastri più significativi, pilastro 3 (Tab. 3.11 e Tab. 3.12), pilastro 9 (Tab. 3.13 e Tab. 3.14), pilastro 18 (Tab. 3.15 e Tab. 3.16), i valori da utilizzare per la verifica a taglio (colonne 2, 3, 4, 5 e 6) e, in colonna 7, ok se la verifica è soddisfatta per $\alpha_g = 0.25$ g, in caso

Tab. 3.11. Pilastro 3, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	79.92	45.6	33.77	50.34	174.56	ok
5	133.92	61.54	45.58	50.34	192.85	ok
4	163.27	75.99	56.29	50.34	200.04	0.077
3	269.97	139.98	103.69	69.70	276.98	0.065
2	352.49	206.84	153.22	89.06	353.92	0.063
1	361.81	286.12	211.94	108.43	430.86	0.075

Tab. 3.12. Pilastro 3, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	9.37	45.60	33.77	50.34	174.56	ok
5	21.76	61.54	45.58	50.34	192.85	ok
4	25.49	75.99	56.29	50.34	200.04	ok
3	27.67	120.58	89.32	50.34	266.72	ok
2	33.58	138.81	102.82	50.34	333.41	ok
1	52.05	157.20	116.44	50.34	400.09	0.242

contrario i valori di a_g/g che portano a rottura il pilastro.

5.3. Analisi dei risultati

Il problema della rottura a taglio del pilastro è un problema diffuso in tutta la struttura.

La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 9, II ordine, per sisma in direzione y . La rottura a taglio avviene per $a_g = 0.046 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per $a_g = 0.069 g$ (molto lontano da $a_g = 0.250 g$ che è il valore per il quale si vuole verificare la struttura).

Per sisma in direzione x la sezione più vulnerabile è quella del pilastro 3, II ordine, e la rottura avviene per $a_g = 0.063 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per $a_g = 0.094 g$ anche questa ben lontana da $a_g = 0.250 g$.

Molte altre sezioni arrivano alla rottura a taglio per accelerazioni un po' maggiori, ma sempre piccole rispetto ad $a_g = 0.250 g$.

Tab. 3.13. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	53.68	43.95	32.55	50.34	172.76	ok
5	94.12	59.70	44.22	50.34	190.66	ok
4	127.53	74.04	54.85	50.34	200.04	0.099
3	109.42	95.97	71.09	50.34	200.04	0.115
2	129.93	130.97	97.01	50.34	266.72	0.097
1	98.67	149.14	110.47	50.34	333.41	0.128

Tab. 3.14. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	133.68	43.95	32.55	50.34	172.76	ok
5	191.37	59.70	44.22	50.34	190.66	ok
4	236.75	74.04	54.85	50.34	200.04	0.053
3	227.38	95.97	71.09	50.34	200.04	0.055
2	379.98	154.54	114.47	69.70	276.98	0.046
1	348.22	224.97	166.64	89.06	353.92	0.064

Per sisma in direzione y , nei pilastri 18 e 19 non si ha rottura a taglio, nei pilastri 2, 3, 4, 10, 11 la rottura a taglio si ha al I ordine e accelerazioni molto prossime ad $a_g = 0.250 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per valori più grandi di $a_g = 0.250 g$. Questo comportamento è giustificato dal fatto che questi pilastri non sono collegati da travi in direzione y e pertanto sono poco sollecitati dal sisma in questa direzione. Gli altri pilastri 1, 9, 12, 17 e 20, collegati da travi in direzione y e pertanto i grado di sopportare l'azione sismica, vanno a rottura per accelerazioni molto basse ben lontane da $a_g = 0.250 g$ e sempre ai piani inferiori, che sono i più sollecitati.

Per sisma in direzione x la situazione è più uniforme, tutti i pilastri vanno a rottura a taglio, i pilastri 1, 4, 9, 12, 17, 20, che sono i pilastri di estremità dei telai, meno sollecitati dal sisma, vanno a rottura per accelerazioni superiori ad $a_g = 0.100 g$, mentre i piastri 2, 3, 10, 11, 18, 19, che sono i pilastri interni dei telai, più sollecitati, vanno a rottura

Tab. 3.15. Pilastro 18, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	79.43	41.73	30.91	50.34	170.36	ok
5	133.34	54.40	40.30	50.34	184.46	ok
4	170.50	66.20	49.04	50.34	198.55	ok
3	144.39	77.12	57.13	50.34	200.04	0.087
2	120.51	96.15	71.23	50.34	200.04	0.104
1	158.45	151.18	111.99	69.70	276.98	0.110

Tab. 3.16. Pilastro 18, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	M_{Rd}	$V_{Ed \max}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	a_g / g
6	-8.56	41.73	30.91	50.34	170.36	ok
5	20.74	54.40	40.30	50.34	184.46	ok
4	24.61	66.20	49.04	50.34	198.55	ok
3	23.46	77.12	57.13	50.34	200.04	ok
2	24.67	96.15	71.23	50.34	200.04	ok
1	38.18	128.57	95.24	50.34	266.72	ok

per accelerazioni inferiori ad $a_g = 0.100 g$, anche in questo caso la rottura si ha sempre ai piani inferiori, quelli più sollecitati.

6. Travi

6.1. Valutazione delle sollecitazioni per verifica a taglio delle travi

Come nel caso dei pilastri, i tagli di calcolo, ottenuti dall'analisi modale, possono essere molto alti, il valore del taglio che può sollecitare le travi è però limitato dal possibile innesco di cerniere plastiche agli estremi e quindi dal massimo momento flettente che può agire sulla trave, pari al momento resistente, M_{Rd} .

Pertanto il taglio in base a cui verificare la sezione è il minore tra quello fornito dal calcolo, e quello determinato in condizione di equili-

brio a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità

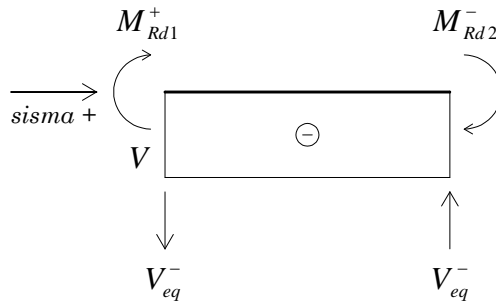


Fig. 3.19. Schema della trave sottoposta a sisma positivo

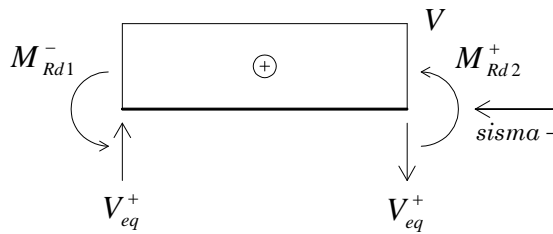


Fig. 3.20. Schema della trave sottoposta a sisma negativo

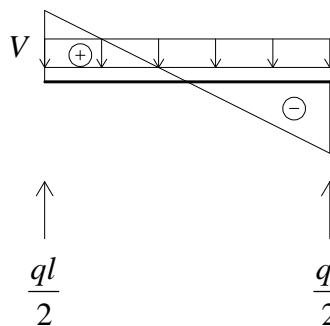


Fig. 3.21. Schema della trave sottoposta a soli carichi verticali

della trave.

Il taglio in condizioni di equilibrio viene determinato pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate. Nel caso di sisma positivo (da sinistra verso destra) (Fig. 3.19), la sezione di sinistra si plasticizza con momento flettente positivo (M_{Rd}^+) e quella di destra con momento flettente negativo (M_{Rd}^-). Con sisma in verso opposto (Fig. 3.20) accade il contrario.

Si calcola, pertanto:

- il taglio ottenuto dall'analisi modale, V_{Ed}
- il taglio provocato dai carichi verticali agenti nella combinazione di carico sismica $q = g_k + \psi_2 q_k$ che varia linearmente, con valore massimo (Fig. 3.21) pari a

$$V_{q_{sism}} = \frac{ql}{2} \quad (3.18)$$

che è positivo al primo estremo e negativo nel secondo estremo

- il taglio provocato dal sisma positivo (da sinistra verso destra) (Fig. 3.19), che è costante lungo la campata e pari a

$$V_{eq}^- = \frac{M_{Rd1}^+ + M_{Rd2}^-}{l} \quad (3.19)$$

ed ha valore negativo

- il taglio provocato dal sisma negativo (da destra verso sinistra) (Fig. 3.20), che è costante lungo la campata e pari a

$$V_{eq}^+ = \frac{M_{Rd1}^- + M_{Rd2}^+}{l} \quad (3.20)$$

ed ha valore positivo

La luce l della trave è la luce netta da filo pilastro a filo pilastro.

M_{Rd} è stato calcolato, in modo approssimato, con la seguente espressione:

$$M_{Rd} = 0.9 d A_s f_y \quad (3.21)$$

dove

$0.9 d$ è l'altezza utile della sezione

A_s è l'area dell'armatura tesa

Tab. 3.17. Campata 1-2, valori per il calcolo del taglio sollecitante delle travi per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	V_{eq}^+	V_{eq}^-
1 - 2	6	64.24	64.24	128.48	64.24	36.71	55.06
1 - 2	5	96.36	64.24	160.60	64.24	45.89	60.24
1 - 2	4	96.36	64.24	160.60	64.24	45.89	60.24
1 - 2	3	96.36	64.24	160.60	64.24	45.89	60.24
1 - 2	2	96.36	64.24	160.60	64.24	45.89	60.24
1 - 2	1	96.36	64.24	160.60	64.24	45.89	60.24

Tab. 3.18. Campata 18-19, valori per il calcolo del taglio sollecitante delle travi per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	V_{eq}^+	V_{eq}^-
18 - 19	6	96.36	64.24	64.24	64.24	45.89	36.71
18 - 19	5	128.48	64.24	96.36	64.24	55.06	45.89
18 - 19	4	128.48	64.24	96.36	64.24	55.06	45.89
18 - 19	3	128.48	64.24	96.36	64.24	55.06	45.89
18 - 19	2	128.48	64.24	96.36	64.24	55.06	45.89
18 - 19	1	128.48	64.24	96.36	64.24	55.06	45.89

$f_y = f_{ym} \times FC$ è la tensione di snervamento dell'acciaio.

I valori così calcolati sono riportati in Tab. 3.17 per le travi 1-2, in Tab. 3.18 per le travi 18-19, in Tab. 3.19 per le travi 17-9 e in Tab. 3.20 per le travi 9-1.

Nel caso di sisma positivo (sisma +), quindi, il taglio ai due estremi delle travi è pari a

$$V_1^+ = V_{q\text{ sisma}} - \min(V_{Ed}, V_{eq}^-) \quad (3.22)$$

$$V_2^+ = V_{q\text{ sisma}} + \min(V_{Ed}, V_{eq}^-) \quad (3.23)$$

nel caso di sisma negativo (sisma -), invece il taglio ai due estremi delle travi è pari a

Tab. 3.19. Campata 17-9, valori per il calcolo del taglio sollecitante delle travi per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	V_{eq}^+	V_{eq}^-
17 - 9	6	64.24	64.24	64.24	64.24	25.70	25.70
17 - 9	5	64.24	64.24	128.48	64.24	25.70	38.54
17 - 9	4	64.24	64.24	128.48	64.24	25.70	38.54
17 - 9	3	64.24	64.24	128.48	64.24	25.70	38.54
17 - 9	2	64.24	64.24	128.48	64.24	25.70	38.54
17 - 9	1	64.24	64.24	128.48	64.24	25.70	38.54

Tab. 3.20. Campata 9-1, valori per il calcolo del taglio sollecitante delle travi per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	V_{eq}^+	V_{eq}^-
9 - 1	6	64.24	64.24	64.24	64.24	28.55	28.55
9 - 1	5	128.48	64.24	64.24	64.24	42.83	28.55
9 - 1	4	128.48	64.24	64.24	64.24	42.83	28.55
9 - 1	3	128.48	64.24	64.24	64.24	42.83	28.55
9 - 1	2	128.48	64.24	64.24	64.24	42.83	28.55
9 - 1	1	128.48	64.24	64.24	64.24	42.83	28.55

$$V_1^- = V_{q\text{ sisma}} + \min(V_{Ed}, V_{eq}^+) \quad (3.24)$$

$$V_2^- = V_{q\text{ sisma}} - \min(V_{Ed}, V_{eq}^+) \quad (3.25)$$

Per ciascun estremo si valuta quindi

$$V_{ed1} = \max(V_1^- + V_1^+) \quad (3.26)$$

$$V_{ed2} = \max(V_2^- + V_2^+) \quad (3.27)$$

I valori ottenuti sono riportati in Tab. 3.21 per le travi 1-2, in Tab. 3.22 per le travi 18-19, in Tab. 3.23 per le travi 17-9 e in Tab. 3.24 per le travi 9-1.

Tab. 3.21. Campata 1-2, riepilogo dei tagli sollecitanti delle travi
per sisma in direzione x

Campata	Piano	$V_{q\ sisma}$	V_{Ed}	V_{eq}^+	V_{eq}^-	V_{ed1}	V_{ed2}
1 - 2	6	50.60	34.46	36.71	55.06	85.06	85.06
1 - 2	5	64.60	96.36	45.89	60.24	110.49	128.84
1 - 2	4	64.60	143.97	45.89	60.24	110.49	128.84
1 - 2	3	64.60	173.99	45.89	60.24	110.49	128.84
1 - 2	2	64.60	188.68	45.89	60.24	110.49	128.84
1 - 2	1	64.60	172.50	45.89	60.24	110.49	128.84

Tab. 3.22. Campata 18-19, riepilogo dei tagli sollecitanti delle travi
per sisma in direzione x

Campata	Piano	$V_{q\ sisma}$	V_{Ed}	V_{eq}^+	V_{eq}^-	V_{ed1}	V_{ed2}
18 - 19	6	35.00	44.20	45.89	36.71	79.20	71.71
18 - 19	5	49.00	90.07	55.06	45.89	104.06	94.89
18 - 19	4	49.00	118.87	55.06	45.89	104.06	94.89
18 - 19	3	49.00	120.45	55.06	45.89	104.06	94.89
18 - 19	2	49.00	100.29	55.06	45.89	104.06	94.89
18 - 19	1	49.00	105.06	55.06	45.89	104.06	94.89

Tab. 3.23. Campata 17-9, riepilogo dei tagli sollecitanti delle travi
per sisma in direzione y

Campata	Piano	$V_{q\ sisma}$	V_{Ed}	V_{eq}^+	V_{eq}^-	V_{ed1}	V_{ed2}
17 - 9	6	17.33	48.93	25.70	25.70	43.02	43.02
17 - 9	5	36.58	106.70	25.70	38.54	62.27	75.12
17 - 9	4	36.58	139.25	25.70	38.54	62.27	75.12
17 - 9	3	36.58	155.94	25.70	38.54	62.27	75.12
17 - 9	2	36.58	178.64	25.70	38.54	62.27	75.12
17 - 9	1	36.58	157.22	25.70	38.54	62.27	75.12

Tab. 3.24. Campata 9-1, riepilogo dei tagli sollecitanti delle travi
per sisma in direzione y

Campata	Piano	$V_{q\ sisma}$	V_{Ed}	V_{eq}^+	V_{eq}^-	V_{ed1}	V_{ed2}
9 - 1	6	15.75	53.09	28.55	28.55	44.30	44.30
9 - 1	5	33.25	119.52	42.83	28.55	76.08	61.80
9 - 1	4	33.25	157.57	42.83	28.55	76.08	61.80
9 - 1	3	33.25	177.96	42.83	28.55	76.08	61.80
9 - 1	2	33.25	203.55	42.83	28.55	76.08	61.80
9 - 1	1	33.25	209.18	42.83	28.55	76.08	61.80

6.2. Verifica a taglio delle travi

La verifica di resistenza a taglio della trave è soddisfatta se il taglio resistente a ciascun estremo è non inferiore al taglio agente:

$$V_{Rd_i} \geq V_{Ed_i} \quad (3.28)$$

La resistenza a taglio, V_{Rd} , è la minore tra il valore della resistenza a taglio di una sezione dotata di adeguata armatura a taglio (cioè il taglio che manda in crisi il calcestruzzo), V_{Rcd} , e il valore della resistenza dell'armatura a taglio (cioè il taglio che porta snervamento l'armatura).

L'armatura longitudinale utilizzata in questo edificio, come era in uso negli anni '70, è costituita da barre sagomate, pertanto l'armatura resistente a taglio è costituita non solo dalle staffe, ma anche dalla parte inclinata delle barre delle armature longitudinali e quindi la resistenza dell'armatura è la somma dei due termini ($V_{Rsd} + V_{Rdsag}$).

Pertanto:

$$V_{Rd} = \min((V_{Rsd} + V_{Rdsag}), V_{Rcd}) \quad (3.29)$$

V_{Rsd} e V_{Rcd} sono calcolate con le espressioni (3.10) e (3.11) già utilizzate per la verifica a taglio dei pilastri.

Se si ha rottura a taglio della trave si può calcolare, anche se in maniera non rigorosa, il valore di a_g che porta al limite la sezione più sollecitata mediante una proporzione:

$$\frac{a_g}{g} (= 0.25) : V_{Ed} = x : (V_{Rd} - V_{q_{sism}}) \quad (3.30)$$

x che si calcola da questa proporzione è proprio il valore di a_g che porta a rottura la trave.

Si riportano per le travi 1-2 (Tab. 3.25), per le travi 18-19 (Tab. 3.26), per le travi 17-9 (Tab. 3.27), per le travi 9-1 (Tab. 3.28), i valori da utilizzare per la verifica a taglio (colonne 3, 4, 5, 6, 7) e, in colonna 8, ok se la verifica è soddisfatta per $a_g = 0.25$ g, nel caso di rottura, i valori di a_g/g che portano a rottura la trave.

Poiché per le travi considerate l'armatura a taglio (staffe e sagomati) è uguale alle due estremità, i valori dei tagli resistenti agli estremi 1 e 2 sono uguali.

Tab. 3.25. Campata 1-2, verifica a taglio delle travi per sisma in direzione x

Campata	Piano	V_{ed1}	V_{ed2}	V_{Rsd}	V_{Rdsag}	V_{Rcd}	a_g / g est. 1	a_g / g est. 2
1 - 2	6	85.06	85.06	71.25	66.26	283.14	ok	ok
1 - 2	5	110.49	128.84	89.06	132.51	283.14	ok	ok
1 - 2	4	110.49	128.84	89.06	132.51	283.14	ok	ok
1 - 2	3	110.49	128.84	89.06	132.51	283.14	ok	ok
1 - 2	2	110.49	128.84	89.06	132.51	283.14	ok	ok
1 - 2	1	110.49	128.84	89.06	132.51	283.14	ok	ok

Tab. 3.26. Campata 18-19, verifica a taglio delle travi per sisma in direzione x

Campata	Piano	V_{ed1}	V_{ed2}	V_{Rsd}	V_{Rdsag}	V_{Rcd}	a_g / g est. 1	a_g / g est. 2
18 - 19	6	79.20	71.71	71.25	0.00	283.14	0.205	0.205
18 - 19	5	104.06	94.89	71.25	66.26	283.14	ok	ok
18 - 19	4	104.06	94.89	71.25	66.26	283.14	ok	ok
18 - 19	3	104.06	94.89	71.25	66.26	283.14	ok	ok
18 - 19	2	104.06	94.89	71.25	66.26	283.14	ok	ok
18 - 19	1	104.06	94.89	71.25	66.26	283.14	ok	ok

Tab. 3.27. Campata 17-9, verifica a taglio delle travi per sisma in direzione y

Campata	Piano	V_{ed1}	V_{ed2}	V_{Rsd}	V_{Rdsag}	V_{Rcd}	a_g / g est. 1	a_g / g est. 2
17 - 9	6	43.02	43.02	71.25	0.00	283.14	ok	ok
17 - 9	5	62.27	75.12	71.25	66.26	283.14	ok	ok
17 - 9	4	62.27	75.12	71.25	66.26	283.14	ok	ok
17 - 9	3	62.27	75.12	71.25	66.26	283.14	ok	ok
17 - 9	2	62.27	75.12	71.25	66.26	283.14	ok	ok
17 - 9	1	62.27	75.12	71.25	66.26	283.14	ok	ok

Tab. 3.28. Campata 9-1, verifica a taglio delle travi per sisma in direzione y

Campata	Piano	V_{ed1}	V_{ed2}	V_{Rsd}	V_{Rdsag}	V_{Rcd}	a_g / g est. 1	a_g / g est. 2
9 - 1	6	44.30	44.30	71.25	0.00	283.14	ok	ok
9 - 1	5	76.08	61.80	71.25	0.00	283.14	0.079	ok
9 - 1	4	76.08	61.80	71.25	0.00	283.14	0.060	ok
9 - 1	3	76.08	61.80	71.25	0.00	283.14	0.053	ok
9 - 1	2	76.08	61.80	71.25	0.00	283.14	0.047	ok
9 - 1	1	76.08	61.80	71.25	0.00	283.14	0.045	ok

6.3. Analisi dei risultati

La verifica è soddisfatta per i valori di $a_g \geq 0.25 g$. La situazione delle travi è migliore rispetto a quella dei pilastri.

Per le travi in direzione x l'unica sezione in cui si ha rottura a taglio è nella trave 18-19, VI ordine, in cui la rottura avviene per $a_g = 0.205 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per $a_g = 0.308 g$.

In direzione y , si ha rottura a taglio al primo estremo delle travi 9-1 a tutti gli ordini tranne al VI, la sezione più vulnerabile è al I ordine in cui la rottura a taglio avviene per $a_g = 0.045 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per $a_g = 0.068 g$ (molto lontano da $a_g = 0.250 g$). Non si verifica rottura a taglio nelle travi 17-9 e 20-12. In tutte le altre travi in direzione y non è stata fatta la verifica perché sono travi fittizie che simulano i travetti.

7. Nodi trave-pilastro

Il nodo è la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La normativa distingue i nodi in:

- nodi interamente confinati (Fig. 3.22a), quando in ognuna delle quattro facce verticali del pilastro si innesta una trave, inoltre su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i $3/4$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza;
- nodi non interamente confinati (Fig. 3.22b e Fig. 3.22c), quando non appartengono alla categoria precedente.

Una delle cause principali di crollo durante un sisma è costituita dalla rottura a taglio dei nodi, particolarmente a rischio sono i nodi d'angolo (Fig. 3.1, Fig. 3.23, Fig. 3.24) e i nodi perimetrali (Fig. 3.25, Fig. 3.26, Fig. 3.27) perché nei nodi interni le travi circostanti esercitano un'azione di confinamento che riduce il rischio di rottura.

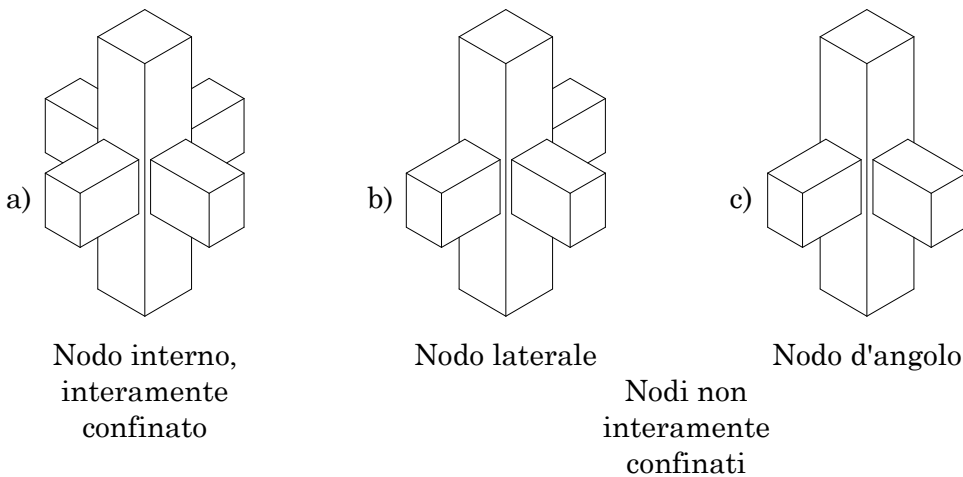


Fig. 3.22. Tipi di nodi



Fig. 3.23: Danneggiamento del nodo d'angolo con svergolamento delle barre longitudinali del pilastro ed espulsione del copriferro, si evidenzia la mancanza di staffe (Foto P. Ricci e G.M. Verderame, Abruzzo 6/4/2009)



Fig. 3.24: Rottura a taglio del nodo d'angolo con formazione di fessura diagonale e svergolamento della barra longitudinale del pilastro, si evidenzia l'assenza di staffe nel nodo e nell'estremità superiore del pilastro (Foto P. Ricci e G.M. Verderame, Abruzzo 6/4/2009)



Fig. 3.25: Danneggiamento del nodo trave-pilastro a causa degli elevati sforzi assiali e di taglio (Sicilia 1990, Augusta)

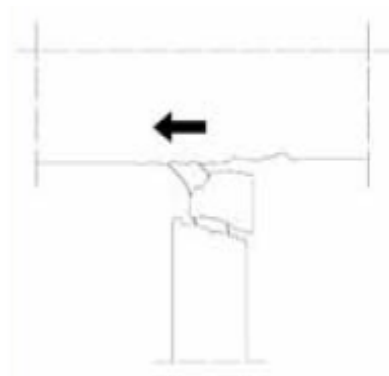


Fig. 3.26: Collasso del nodo trave- pilastro perimetrale esterno, rottura causata dalle elevate sollecitazioni da taglio (Molise 2002, San Giuliano di Puglia)

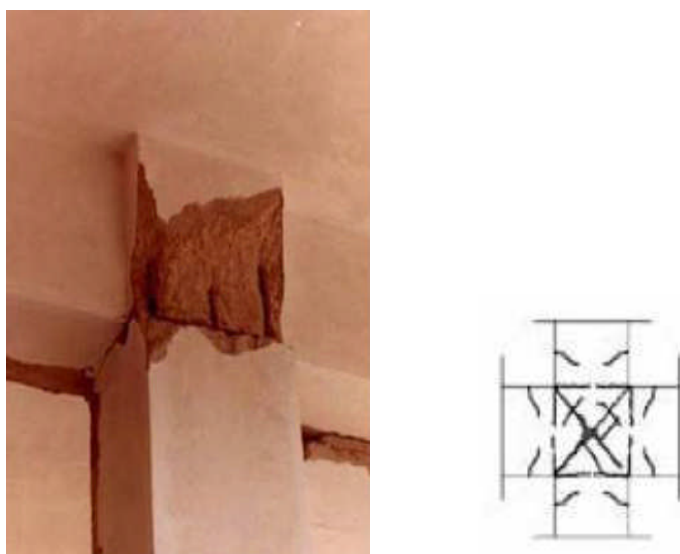


Fig. 3.27: Danneggiamento del nodo trave-pilastro perimetrale interno con espulsione del copriferro a causa delle sollecitazioni flessionali (Irpinia 1980)

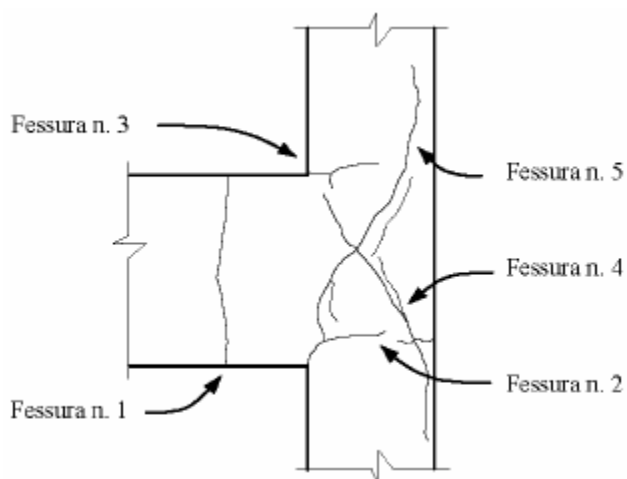


Fig. 3.28: Quadro fessurativo di un nodo trave-pilastro

Nella Fig 3.28 è rappresentato il quadro fessurativo di un nodo trave pilastro realizzato in laboratorio (Braga F.,2001): la fessura n. 1 è dovuta alla formazione di una cerniera plastica sulla trave, le fessure

n. 2 e n. 3 sono dovute alla formazione di cerniere plastiche sul pilastro, le fessure n. 4 e n. 5 sono dovute al collasso fragile del nodo e conseguente chiusura delle fessure da momento flettente

L'OPCM 3431 prevede che la verifica di resistenza a taglio sia eseguita solo per i nodi non interamente confinati

Le condizioni geometriche che nella normativa definiscono il confinamento dei nodi sono tanto restrittive da non poter essere quasi mai rispettate, bisogna quindi pensare al comportamento fisico della struttura e dare alle definizioni sopra citate il giusto peso. Ad esempio, un pilastro rettangolare è soggetto ad un taglio modesto nel piano di minor rigidezza; se in tale piano esso è racchiuso tra due travi emergenti non si riesce ad immaginare una rottura a taglio del nodo anche se le travi lo coprono solo per una parte ridotta della sua larghezza. (A. Gherzi 2009)

7.1. Valutazione delle sollecitazioni per verifica a taglio dei nodi

Le azioni che agiscono nel nodo sono trasmesse dalle travi e dai pilastri che concorrono al nodo. Più precisamente, i pilastri inferiori e superiori, trasmettono al nodo il taglio V_c e lo sforzo normale N_c , le travi trasmettono i momenti flettenti, M_t (Fig. 3.29).

Per valutare il taglio agente nel nodo, analizzando la parte superiore del nodo, bisogna tenere presente che ad esso viene trasmesso il taglio V_c dal pilastro superiore e contemporaneamente i momenti flettenti delle travi che generano tensioni di trazione nell'armatura e compressione nel calcestruzzo.

Allo stato limite ultimo l'armatura è snervata e quindi, nella parte superiore del nodo (nell'ipotesi di sisma agente da sinistra verso destra) la risultante delle tensioni di trazione da sinistra vale $A_{s1} f_{yd}$, da destra, per l'equilibrio con le tensioni dell'armatura snervata della parte inferiore del nodo $A_{s2} f_{yd}$, la risultante delle tensione di compressione sul calcestruzzo vale $A_{s2} f_{yd}$. Pertanto, se l'armatura è snervata, la risultante delle tensioni generate dai momenti flettenti delle travi è

$$(A_{s1} + A_{s2}) f_y \quad (3.31)$$

Se l'armatura non è snervata, la risultante delle tensioni generate dai momenti flettenti della trave di destra e di sinistra è valutata con la seguente espressione

$$\frac{|M_1| + |M_2|}{0.9d} \quad (3.32)$$

Nel calcolo del taglio agente, quindi, le tensioni generate dai momenti flettenti delle travi sono valutate come il minimo tra le tensioni calcolate con la (3.31) e le tensioni calcolate con la (3.32).

Le risultanti delle tensioni di trazione provenienti da destra e da sinistra nella parte superiore del nodo hanno verso opposto al taglio V_c .

La forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo vale quindi

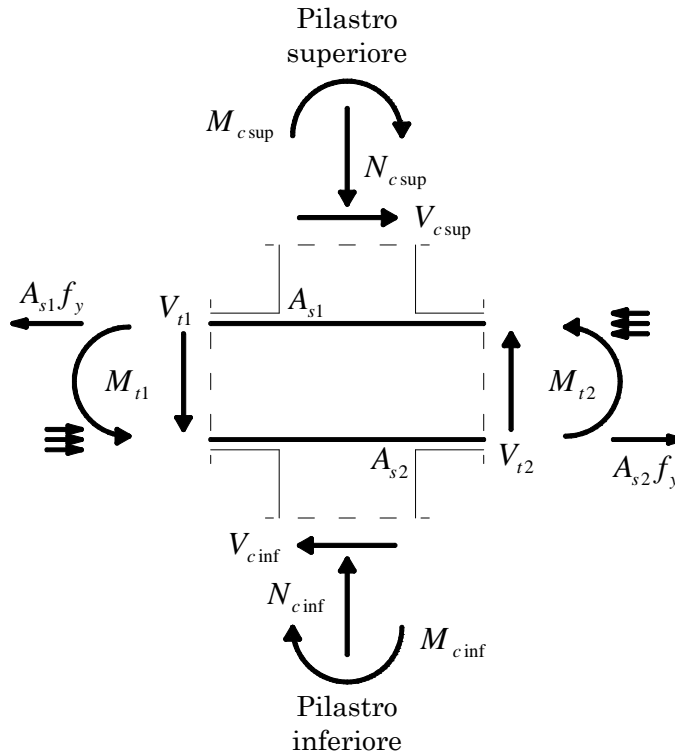


Fig. 3.29. Azioni nel nodo, per sisma agente da sinistra verso destra

$$V_j = V_c - \min \left\{ \begin{array}{l} (A_{s1} + A_{s2}) f_y \\ \frac{|M_1| + |M_2|}{0.9d} \end{array} \right. \quad (3.33)$$

$f_y = f_{ym} \times FC = 420 \times 1.2 = 504$ MPa è la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare la resistenza dell'elemento fragile

M_1 e M_2 sono i momenti flettenti ai due estremi della trave dovuti al sisma che portano alla crisi il nodo e sono pertanto valutati con la seguente espressione

$$\frac{a_g M_{Ed}}{0.25 g} \quad (3.34)$$

Tab. 3.29. Nodi del pilastro 17, valori per il calcolo del taglio agente nei nodi per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	$V_{Ed \max}$	a_g comp	a_g traz	$A_{s2} f_y$	M_{Ed2}	$M/0.9d$ comp	$M/0.9d$ traz	V_{jcomp}	V_{jtraz}
6	90.14	28.46	0.25	0.07	155.23	156.87	378.91	109.13	126.78	83.17
5	127.02	35.98	0.25	0.04	155.23	334.20	807.25	122.70	119.25	103.39
4	155.92	43.11	0.21	0.03	155.23	436.32	897.93	139.12	112.12	118.54
3	166.72	49.85	0.10	0.11	155.23	493.98	467.73	505.91	105.38	105.38
2	164.68	56.18	0.03	0.12	155.23	513.49	143.88	610.23	124.77	99.05
1	94.53	68.84	0.01	0.11	155.23	404.55	50.81	414.32	45.90	115.15

Tab. 3.30. Nodi del pilastro 1, valori per il calcolo del taglio agente nei nodi per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	$V_{Ed \max}$	a_g comp	a_g traz	$A_{s1} f_y$	M_{Ed2}	$M/0.9d$ comp	$M/0.9d$ traz	V_{jcomp}	V_{jtraz}
6	91.30	29.92	0.25	0.07	155.23	-157.75	381.04	100.59	125.31	76.49
5	130.40	38.74	0.25	0.02	155.23	-341.56	825.02	79.20	116.49	66.68
4	160.66	47.01	0.16	0.02	155.23	-449.26	681.49	104.18	108.23	88.75
3	174.05	54.70	0.05	0.25	155.23	-512.28	237.58	1237.39	121.81	100.53
2	158.93	68.56	0.01	0.25	155.23	-525.77	66.04	1269.98	57.77	86.67
1	198.72	107.48	0.03	0.25	155.23	-509.17	132.83	1229.88	111.37	47.75

V_c è il minimo tra il taglio valutato con l'accelerazione sismica che porta alla crisi il nodo e il valore limite del taglio ottenuto dall'equilibrio quando entrambi gli estremi del pilastro sono plasticizzati

$$V_c = \min \left(\frac{a_g V_{Ed}}{0.25 g}, V_{Ed \max} \right) \quad (3.35)$$

Le verifiche dei nodi sono state eseguite, a titolo esemplificativo, per i nodi d'angolo dei pilastri 17 e 1 per sisma in direzione y . In tali nodi è presente solo una trave: quella di destra al nodo 17, quella di sinistra al nodo 1.

I valori per il calcolo del taglio agente per i nodi dei pilastri 17 e 1 sono riportati rispettivamente in Tab. 3.29, Tab. 3.30.

7.2. Verifica a taglio dei nodi

L'effetto delle azioni sul nodo può essere valutato ragionando sullo stato tensionale da esse indotto (o con un modello di tiranti e puntoni). Lo sforzo normale N_c trasmesso dal pilastro sovrastante ed il taglio V_j generano rispettivamente tensioni normali σ e tensioni tangenziali τ che si possono determinare dividendo le azioni per l'area efficace del nodo

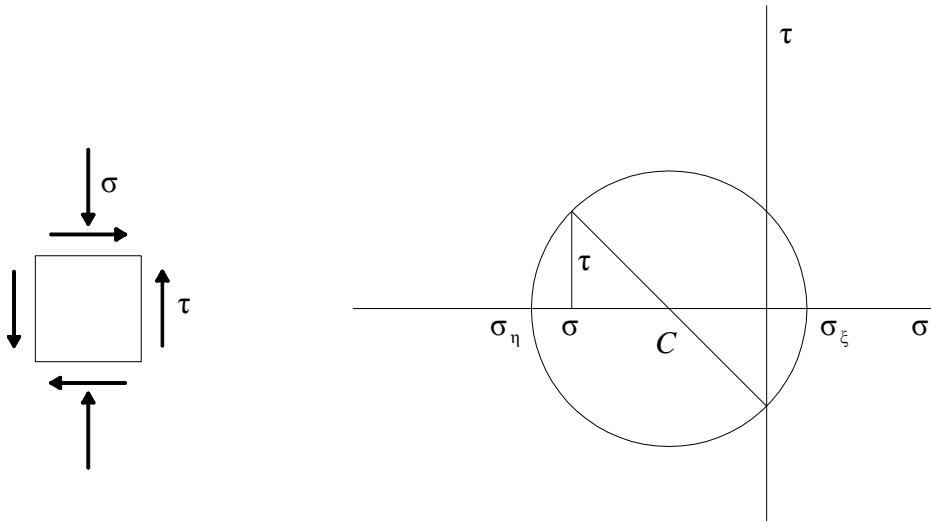


Fig. 3.30. Stato tensionale indotto nel nodo in assenza di staffe

$$\sigma = \frac{N_c}{b_j h_{jc}} \quad (3.36)$$

$$\tau = \frac{V_j}{b_j h_{jc}} \quad (3.37)$$

in cui

b_j è la larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra la larghezza della sezione del pilastro e la larghezza della sezione della trave;
- la minore tra la larghezza della sezione del pilastro e la larghezza della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

$h_{jc} = h_c - 2c$ è la distanza tra le armature esterne del pilastro

Costruendo il cerchio di Mohr si ha lo stato tensionale in qualsiasi giacitura del nodo (Fig. 3.30). Le tensioni principali di compressione e di trazione valgono rispettivamente

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \quad (3.38)$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \quad (3.39)$$

Imponendo che la tensione principale di compressione σ_η non superi il valore ηf_c

$$\sigma_\eta < \eta f_c \quad (3.40)$$

si ha

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\eta f_c}} \quad (3.41)$$

e quindi

$$V_{jRcomp} = \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}} \quad (3.42)$$

dove

$v = \frac{N}{b h f_c}$ è la forza assiale nel pilastro superiore normalizzata rispetto

alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, f_c

$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{cm}}{250} \right)$ è un coefficiente riduttivo che tiene conto della con-

temporanea presenza di compressione e trazione nelle direzioni ortogonali con

$\alpha_j = 0.60$ per nodo interno

$\alpha_j = 0.48$ per nodo esterno

$f_c = \alpha f_{cm} / \gamma_M / FC = 0.85 \times 28 / 1.5 / 1.2 = 13.22$ MPa è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare la resistenza dell'elemento fragile ($\alpha = 0.85$ per tenere conto della riduzione di resistenza sotto carichi di lunga durata)

N è lo sforzo normale sollecitante ottenuto dall'analisi in situazione sismica, considerando sia lo sforzo normale sollecitante valutato per soli carichi verticali, N_q , sia lo sforzo normale sollecitante dovuto al sisma

che porta alla crisi il nodo, $\frac{a_g |N_{sisma}|}{0.25 g}$.

Pertanto N è stato calcolato, nel caso di compressione con l'espressione

$$N = N_q + \frac{a_g |N_{sisma}|}{0.25 g} \quad (3.43)$$

nel caso di trazione con l'espressione

$$N = N_q - \frac{a_g |N_{sisma}|}{0.25 g} \quad (3.44)$$

N_{sisma} è lo sforzo normale calcolato mediante l'analisi modale in cui le sollecitazioni sono state valutate con spettro scalato con accelerazioni di picco al suolo $a_g = 0.25 g$

a_g è l'accelerazione di picco al suolo per la quale si verifica la crisi del nodo.

Analogamente imponendo che la tensione principale di trazione σ_ξ non superi la resistenza a trazione f_{ct}

$$\sigma_\xi < f_{ct} \quad (3.45)$$

si ha

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{ct}}} \quad (3.46)$$

e quindi

$$V_{jRtraz} = \eta f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}} \quad (3.47)$$

dove

$f_{ct} = 0.3 \sqrt{f_{cd}}$ è la resistenza a trazione del calcestruzzo

Tab. 3.31. Nodi del pilastro 17, valori per il calcolo del taglio resistente nei nodi per sisma in direzione y

Piano	N_{sisma} $a_g=0.25 g$	N_q	a_g comp	a_g traz	σ_c comp	σ_c traz	V_{jRcomp}	V_{jRtraz}
6	48.93	50.5	0.25	0.07	1.105	0.405	333.52	84.30
5	155.02	132.5	0.25	0.04	3.195	1.210	244.81	104.57
4	288.42	214.5	0.21	0.03	5.114	1.960	113.22	120.41
3	430.76	296.5	0.10	0.11	5.171	1.265	106.87	105.81
2	586.68	378.5	0.03	0.12	4.962	0.998	128.64	99.64
1	724.02	460.5	0.01	0.11	5.535	1.706	49.76	115.28

Tab. 3.32. Nodi del pilastro 1, valori per il calcolo del taglio resistente nei nodi per sisma in direzione y

Piano	N_{sisma} $a_g=0.25 g$	N_q	a_g comp	a_g traz	σ_c comp	σ_c traz	V_{jRcomp}	V_{jRtraz}
6	-53.09	66.1	0.25	0.07	1.324	0.145	325.34	76.62
5	-171.81	163.7	0.25	0.02	3.728	-0.090	216.42	68.96
4	-322.33	261.3	0.16	0.02	5.152	0.654	108.93	91.06
3	-484.21	358.9	0.05	0.25	5.021	2.955	122.88	138.65
2	-661.75	456.5	0.01	0.25	5.455	4.690	66.71	165.74
1	-844.48	556.4	0.03	0.25	5.397	3.877	111.45	223.47

In Tab. 3.31 e Tab. 3.32 si riportano per i nodi dei pilastri 17 e 1 i valori per il calcolo del taglio resistente.

La verifica di resistenza a taglio dei nodi è soddisfatta se il taglio agente nel nodo è inferiore al taglio resistente

$$V_{jR} \geq V_j \quad (3.48)$$

dove

V_j è il taglio agente

V_{jR} è il taglio resistente

Se nel nodo fossero presenti staffe di confinamento si dovrebbe eseguire la verifica a trazione del nodo in presenza di specifiche armature orizzontali, ma poiché negli anni '70 non si mettevano staffe ai nodi,

Tab. 3.33. Nodi del pilastro 17, verifica a taglio dei nodi
per sisma in direzione y

Piano	V_{jcomp}	V_{jtaz}	V_{jRcomp}	V_{jRtaz}	α_g comp	α_g taz	Verifica comp	Verifica taz
6	49.66	49.66	333.52	72.57	0.25	0.07	ok	no
5	42.13	42.13	244.81	63.20	0.25	0.04	ok	no
4	35.00	35.00	35.01	35.79	0.21	0.03	no	no
3	28.27	28.27	29.08	28.71	0.10	0.11	no	no
2	44.52	21.94	49.67	22.05	0.03	0.12	no	no
1	74.71	9.28	75.07	9.65	0.01	0.11	no	no

Tab. 3.34. Nodi del pilastro 1, verifica a taglio dei nodi
per sisma in direzione y

Piano	V_{jcomp}	V_{jtaz}	V_{jRcomp}	V_{jRtaz}	α_g comp	α_g taz	Verifica comp	Verifica taz
6	48.20	48.20	325.34	76.62	0.25	0.07	ok	no
5	39.37	39.37	216.42	68.96	0.25	0.02	ok	no
4	31.11	31.11	31.16	78.67	0.16	0.02	no	no
3	25.90	23.41	28.90	128.31	0.05	0.25	no	ok
2	70.49	9.55	71.92	166.16	0.01	0.25	no	ok
1	51.88	29.37	60.40	219.64	0.03	0.25	no	ok

questa verifica non viene eseguita.

In Tab. 3.33 e Tab. 3.34 si riportano per i nodi dei pilastri 17 e 1 i valori da utilizzare per la verifica, nelle colonne 2 e 3 il taglio agente per compressione e per trazione, nelle colonne 4 e 5 il taglio resistente per compressione e per trazione, nelle colonne 6, 7 i valori di a_g/g che portano a rottura il nodo se $a_g < 0.25 g$, o 0.25 se il nodo va a rottura per $a_g \geq 0.25 g$, e nelle colonne 8 e 9 ok se la verifica è soddisfatta per $a_g = 0.25 g$, no se la verifica non è soddisfatta per $a_g = 0.25 g$.

7.3. Analisi dei risultati

La verifica è soddisfatta per i valori di $a_g \geq 0.25 g$ sia per compressione che per trazione.

Per il pilastro 17, a_g del taglio limite per resistenza a compressione è maggiore di 0.25 g solo ai nodi del piano 5 e 6, a_g del taglio limite per resistenza a trazione è minore di 0.25 g a tutti i piani. Per il pilastro 1, a_g del taglio limite per resistenza a compressione è maggiore di 0.25 g solo ai nodi del piano 5 e 6, a_g del taglio limite per resistenza a trazione è maggiore di 0.25 g solo ai nodi del piano 1, 2 e 3. In tutti gli altri nodi si raggiungono valori di a_g molto bassi, addirittura in alcuni casi si ottiene $a_g = 0.01 g$. Pertanto i nodi dei pilastri analizzati non soddisfano la verifica.

7.4. Verifica a scorrimento pilastro-nodo

Questo meccanismo di rottura non è trattato dalle normative italiane, ma è evidente analizzando molti edifici crollati in seguito ai terremoti (Fig. 3.2, Fig. 3.3 Fig. 3.31).

Solo l'Eurocodice 8, parte 1, punto 5.5.3.4.4, parla di una verifica simile, la verifica a scorrimento tra parete e impalcato. Le formule proposte in tale caso possono estendersi con opportune modifiche al caso di verifica a scorrimento pilastro-nodo, anche se attualmente non ci sono ricerche adeguate in grado di fornire specifiche indicazioni applicative in merito.

La verifica a scorrimento pilastro-nodo è soddisfatta se il taglio sollecitante il nodo è inferiore alla resistenza allo scorrimento, $V_{Rd,s}$:



Fig. 3.31: Scorrimento tra la sommità del pilastro e la trave in corrispondenza della ripresa di getto (Sicilia 1990, Augusta)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (3.49)$$

il valore di $V_{Rd,S}$ può essere assunto come segue:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (3.50)$$

dove

V_{dd} è il contributo alla resistenza dovuto alle barre verticali

V_{id} è il contributo alla resistenza di eventuali barre inclinate (che nel caso di nodo trave-pilastro non sono presenti)

V_{fd} è la resistenza per attrito

con

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_c \times f_y} \\ 0.25 \times f_y \times \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (3.51)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \times \left[\left(\sum A_{sj} \times f_y + N_{Ed} \right) \times \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta \times f_c \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{array} \right. \quad (3.52)$$

dove

A_{sj} è l'area dell'armatura longitudinale dei pilastri

$f_c = \alpha f_{cm} / \gamma_M / FC = 0.85 \times 28 / 1.5 / 1.2 = 13.22$ MPa è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare la resistenza dell'elemento fragile

$f_y = f_{ym} / \gamma_M / FC = 420 / 1.15 / 1.2 = 304.3$ MPa è la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare la resistenza dell'elemento fragile

μ_f è il coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo, che può essere assunto pari a

$\mu_f = 0.6$ per superfici lisce

$\mu_f = 0.7$ per superfici scabre

N_{Ed} è lo sforzo assiale sollecitante ottenuto dall'analisi in situazione sismica, considerando sia lo sforzo normale sollecitante valutato per soli carichi verticali, N_q , sia lo sforzo normale sollecitante di trazione dovuto

al sisma che porta alla crisi il nodo, $\frac{a_g |N_{sisma}|}{0.25 g}$, pertanto N_{Ed} è stato cal-

colato con l'espressione

$$N_{Ed} = N_q - \frac{a_g |N_{sisma}|}{0.25 g} \quad (3.53)$$

N_{sisma} è lo sforzo normale calcolato mediante l'analisi modale in cui le sollecitazioni sono state valutate con spettro scalato con accelerazioni di picco al suolo $a_g = 0.25 g$, per la quale si verifica la crisi del nodo

M_{Ed} è il momento sollecitante assunto pari al massimo valore che può essere trasmesso che è quello resistente, ed è calcolato con l'espressione (3.7)

ξ è la distanza normalizzata dell'asse neutro dal bordo compresso. Essa è stata determinata ipotizzando una distribuzione di tensioni f_c costanti nell'81% della porzione di calcestruzzo compresso, pertanto

$$\xi = \max \left(\frac{N_{Ed}}{0.81 b f_c}, 0 \right) \quad (3.54)$$

z è il braccio della coppia interna assunto pari a $0.9 h$

l_w è la lunghezza della sezione di una parete (che nel caso di scorrimento pilastro-nodo non è presente)

b_{wo} nel caso di verifica a scorrimento pilastro-nodo è la larghezza della sezione del pilastro

Tab. 3.35. Nodo del pilastro 17, valori per la verifica del nodo per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	$V_{Ed\max}$	V_{dd1}	V_{dd2}	V_{fd1}	V_{fd2}	$V_{Rd,S}$	α_g	
6	90.14	28.46	37.01	34.42	85.51	0.52	34.94	0.25	ok
5	127.02	35.98	37.01	34.42	108.42	1.77	36.19	0.21	no
4	155.92	43.11	37.01	34.42	132.18	9.08	43.50	0.16	no
3	166.72	49.85	37.01	34.42	159.03	23.85	58.27	0.13	no
2	164.68	56.18	37.01	34.42	177.17	22.22	56.64	0.13	no
1	94.53	68.84	50.78	46.85	217.28	22.30	69.15	0.14	no

La verifica a scorrimento dei nodi è stata eseguita, a titolo esemplificativo, per i nodi d'angolo del pilastro 17 per sisma in direzione y .

In Tab. 3.35 si riportano, per i nodi del pilastro 17, i valori da utilizzare per la verifica (colonne 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8), i valori di α_g/g che portano a rottura il nodo se $\alpha_g < 0.25 g$, o 0.25 se il nodo va a rottura per $\alpha_g \geq 0.25 g$ (colonna 9), e in colonna 10, ok se la verifica è soddisfatta per $\alpha_g = 0.25 g$, no se la verifica non è soddisfatta per $\alpha_g = 0.25 g$.

7.5. Analisi dei risultati

La verifica è soddisfatta per i valori di $\alpha_g \geq 0.25 g$.

Per i nodi del pilastro 17, per sisma in direzione y , la verifica è soddisfatta solo per il nodo al piano 6. In tutti gli altri nodi si ha rottura per scorrimento perché i valori di α_g sono minori di 0.25 g .

Capitolo 4

VERIFICA DEI MECCANISMI A COLLASSO DUTTILE

1. Introduzione

Per valutare la reale risposta sismica di un edificio nel caso di sisma severo è necessario abbandonare l'ipotesi di comportamento elastico del sistema ed esplorare le risorse plastiche. La duttilità della struttura (e quindi delle sezioni di travi e pilastri) consente, prima di giungere a rottura, di sopportare rilevanti deformazioni oltre il limite elastico.

Pertanto dopo aver verificato gli elementi fragili della struttura e aver eventualmente adottato tutti i rimedi per evitare le rotture di tipo fragile, mediante staffatura aggiuntiva agli estremi dei pilastri, cerchiature dei nodi, cuciture tra travi e pilastri, ecc., è possibile analizzare il comportamento duttile mediante vari metodi di analisi.

Tra i possibili metodi, alcuni sono esplicitamente indicati dalla normativa ed assumono valore legale, mentre altri possono essere usati come riferimento:

- analisi lineare semplificata secondo le Linee guida Basilicata
- analisi lineare (statica o modale) con fattore di struttura
- analisi lineare (statica o modale) senza fattore di struttura e con verifica delle deformazioni
- analisi statica non lineare
- analisi dinamica non lineare

Alcuni di questi metodi tengono conto in modo esplicito del comportamento non lineare, altri lo fanno in modo semplificato.

2. Analisi lineare con fattore di struttura

L'analisi lineare con fattore di struttura è cautelativa, la verifica non è soddisfatta anche se una sola sezione non verifica, infatti la verifica si ferma quando si forma la prima cerniera, cioè quando va in crisi la prima sezione.

È consentito applicare tale analisi solo per stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

2.1. Verifica dei pilastri

Nell'analisi elastica lineare con fattore di struttura q , per i meccanismi a collasso duttile, si calcolano le sollecitazioni indotte dall'azione sismica ridotta mediante il fattore di struttura $q = 1.5 \div 3$ (nel caso di meccanismi a rottura fragile l'azione sismica è ridotta per $q = 1.5$) e si confrontano con le corrispondenti resistenze. La normativa dice di scegliere $q = 1.5 \div 3$ sulla base della regolarità e dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche, ma non specifica però in che modo scegliere. Nel caso in esame si è scelto di eseguire l'analisi con $q = 1$ e di scalare i risultati ottenuti con $q = 1.5 \div 3$.

Il momento resistente, M_{Rd} , è qui valutato in corrispondenza dello sforzo normale da carichi verticali in combinazione di carico sismico ($q = g_k + \psi_2 q_k$) trascurando lo sforzo normale da sisma mediante la seguente espressione

$$M_{Rd} = (M_{c,\max} + M_{s,\max}) \left(1 - \left| \frac{N_{Rd} + 0.48 N_{c,\max}}{0.48 N_{c,\max} + N_{s,\max}} \right|^m \right) \quad (4.1)$$

Poiché la verifica si basa sulla singola sezione trascurare il ΔN da sisma generalmente determina un errore.

Per la verifica dei meccanismi a collasso duttile negli edifici esistenti, poiché la resistenza media, trovata in base alle prove sperimentali, a causa della dispersione dei risultati delle prove è ben più grande del valore caratteristico e poiché la stima del taglio deve essere cautela-

tiva nell'ipotesi che la sezione resista meno di quanto previsto, si utilizzano le resistenze medie diviso per il fattore di confidenza e senza riduzione per il coefficiente parziale γ_M :

- $f_c = f_{cm} / FC = 28 / 1.2 = 19.83$ MPa per la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2, nel caso di meccanismo di rottura duttile
- $f_y = f_{ym} / FC = 420 / 1.2 = 350$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2, nel caso di meccanismo di rottura duttile

Inoltre le armature che interessano nel calcolo del momento resistente sono solo le armature sul lato esterno.

Per ciascun pilastro si calcolano, per entrambe le direzioni, i valori delle sollecitazioni da sisma. Tali valori sono calcolati per semplicità per $a_g = 1 g$. In virtù della linearità del metodo posso ottenere le sollecitazioni per altri valori di a_g scalando i risultati.

Si può così valutare il valore di a_g di collasso mediante la proporzione

$$\frac{a_g}{g} (=1) : \max(M_{\sup}, M_{\inf}) = a_{g,pl} : M_{Rd} \quad (4.2)$$

e quindi

$$a_{g,pl} = \frac{M_{Rd}}{\max(M_{\sup}, M_{\inf})} \quad (4.3)$$

Si riportano, a titolo esemplificativo, in Tab. 4.1, Tab. 4.2, Tab. 4.3, Tab. 4.4, Tab. 4.5 e Tab. 4.6, rispettivamente per i pilastri 9, 12 e 19 per sisma in direzione x e per sisma in direzione y , i valori per il calcolo dell'accelerazione di collasso tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali.

Calcolando il momento resistente tenendo conto dello sforzo normale da sisma ($+N_{sisma}$) per sisma positivo e ($-N_{sisma}$) per sisma negativo) e valutando il valore di a_g di collasso con l'espressione (4.3) si ottengono i

Tab. 4.1. Pilastro 9, valori per il calcolo dell'accelerazione di collasso tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	372.52	314.92	94.6	2.26	33.53	0.090
5	625.32	580.28	227.7	2.26	47.88	0.077
4	810.88	822.08	360.8	2.26	59.87	0.073
3	685.72	715.56	493.9	3.08	75.44	0.105
2	814.72	848.60	629.3	4.62	102.51	0.121
1	541.60	721.52	766.9	4.62	118.32	0.164

Tab. 4.2. Pilastro 9, valori per il calcolo del momento resistente tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	879.76	831.36	94.6	2.26	33.53	0.038
5	1235.64	1214.08	227.7	2.26	47.88	0.039
4	1516.80	1513.84	360.8	2.26	59.87	0.039
3	1499.84	1411.28	493.9	3.08	75.44	0.050
2	2479.64	2384.96	629.3	3.08	123.94	0.050
1	1627.68	2831.56	766.9	3.08	182.96	0.065

Tab. 4.3. Pilastro 12, valori per il calcolo dell'accelerazione di collasso tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	183.68	86.16	144.0	2.26	39.12	0.213
5	293.88	205.92	288.0	2.26	53.61	0.182
4	354.32	345.24	432.0	3.08	71.34	0.201
3	256.48	297.16	578.2	4.62	99.06	0.333
2	252.52	338.44	726.7	4.62	115.57	0.341
1	111.24	595.40	877.4	6.03	142.68	0.240

Tab. 4.4. Pilastro 12, valori per il calcolo del momento resistente tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	668.36	580.32	144.0	2.26	39.12	0.059
5	921.08	885.28	288.0	2.26	53.61	0.058
4	1055.96	939.04	432.0	3.08	71.34	0.068
3	1801.48	1559.88	578.2	3.08	119.21	0.066
2	1823.04	2197.28	726.7	3.08	178.20	0.081
1	676.08	3804.68	877.4	4.02	264.64	0.070

Tab. 4.5. Pilastro 19, valori per il calcolo del momento resistente tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	526.36	494.96	76.8	2.26	31.43	0.060
5	865.32	846.40	181.6	2.26	43.17	0.050
4	1094.68	1093.20	286.4	2.26	53.46	0.049
3	920.48	932.44	391.2	2.26	62.27	0.067
2	778.88	774.04	496.0	3.08	75.57	0.097
1	938.44	1110.36	603.0	3.08	121.55	0.109

Tab. 4.6. Pilastro 19, valori per il calcolo del momento resistente tenendo conto solo dello sforzo normale da carichi verticali, per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_q	A_s	M_{Rd} (N_q)	$a_{g,pl}$
6	94.60	89.04	76.8	2.26	31.43	0.332
5	199.72	141.72	181.6	2.26	43.17	0.216
4	211.52	168.60	286.4	2.26	53.46	0.253
3	182.92	174.40	391.2	2.26	62.27	0.340
2	124.36	226.92	496.0	3.08	75.57	0.333
1	75.52	549.88	603.0	4.62	100.77	0.183

risultati riportati in Tab. 4.7, Tab. 4.8, Tab. 4.9, Tab. 4.10, Tab. 4.11 e Tab. 4.12.

Confrontando i valori di $a_{g,pl}$ ottenuti trascurando lo sforzo normale da sisma (colonna 7 delle Tab. 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6) e i valori di $a_{g,pl}$ ottenuti tenendo conto dello sforzo normale da sisma (colonna 7 delle Tab. 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12) si può notare che in qualche caso le differenze sono rilevanti, ma nel complesso non incidono molto perché il pilastro che ha il valore di $a_{g,pl}$ più basso è posto centralmente all'edificio e quindi è interessato da una modesta variazione di N da sisma.

Tab. 4.7. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	372.52	314.92	-153.60	94.6	31.98	0.086	35.20	0.095
5	625.32	580.28	-547.68	227.7	43.97	0.070	52.27	0.084
4	810.88	822.08	-1110.44	360.8	53.64	0.065	66.60	0.081
3	685.72	715.56	-1760.72	493.9	64.01	0.089	85.32	0.119
2	814.72	848.60	-2488.28	629.3	83.69	0.099	118.75	0.140
1	541.60	721.52	-3183.24	766.9	86.85	0.120	142.56	0.198

Tab. 4.8. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	879.76	831.36	-17.80	94.6	33.45	0.038	33.61	0.038
5	1235.64	1214.08	-68.08	227.7	47.62	0.039	48.14	0.039
4	1516.80	1513.84	-136.00	360.8	59.44	0.039	60.31	0.040
3	1499.84	1411.28	-213.84	493.9	74.77	0.050	76.11	0.051
2	2479.64	2384.96	-300.28	629.3	122.60	0.049	125.27	0.051
1	1627.68	2831.56	-485.44	766.9	179.34	0.063	186.57	0.066

Tab. 4.9. Pilastro 12, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	183.68	86.16	80.64	144.0	41.09	0.224	37.30	0.203
5	293.88	205.92	239.80	288.0	57.75	0.196	49.80	0.169
4	354.32	345.24	460.16	432.0	77.76	0.219	64.93	0.183
3	256.48	297.16	697.48	578.2	114.20	0.384	83.54	0.281
2	252.52	338.44	927.92	726.7	135.81	0.401	94.68	0.280
1	111.24	595.40	1124.80	877.4	160.64	0.270	124.51	0.209

Tab. 4.10. Pilastro 12, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	668.36	580.32	191.68	144.0	40.39	0.060	37.92	0.057
5	921.08	885.28	636.04	288.0	57.09	0.062	50.36	0.055
4	1055.96	939.04	1195.80	432.0	76.96	0.073	65.73	0.062
3	1801.48	1559.88	1898.32	578.2	131.13	0.073	107.40	0.060
2	1823.04	2197.28	2682.28	726.7	203.65	0.093	152.94	0.070
1	676.08	3804.68	3386.28	877.4	297.95	0.078	231.47	0.061

Tab. 4.11. Pilastro 19, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	526.36	494.96	65.68	76.8	31.90	0.061	30.97	0.059
5	865.32	846.40	91.04	181.6	43.65	0.050	42.70	0.049
4	1094.68	1093.20	-98.76	286.4	53.03	0.048	53.91	0.049
3	920.48	932.44	-168.52	391.2	61.41	0.066	63.14	0.068
2	778.88	774.04	-268.76	496.0	73.95	0.095	77.17	0.099
1	938.44	1110.36	-314.88	603.0	118.36	0.107	124.74	0.112

Tab. 4.12. Pilastro 19, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	M_{sup}	M_{inf}	N_{sisma}	N_q	M_{Rd} sisma+	$a_{g,pl}$ sisma+	M_{Rd} sisma-	$a_{g,pl}$ sisma-
6	94.60	89.04	-33.64	76.8	30.15	0.319	32.81	0.347
5	199.72	141.72	-84.12	181.6	41.32	0.207	45.15	0.226
4	211.52	168.60	-148.48	286.4	50.17	0.237	57.00	0.270
3	182.92	174.40	-217.00	391.2	56.78	0.310	68.02	0.372
2	124.36	226.92	-281.68	496.0	69.72	0.307	81.08	0.357
1	75.52	549.88	-330.16	603.0	96.69	0.176	104.82	0.191

2.2. Analisi dei risultati

In direzione x i valori di a_g sono quasi sempre modesti, tranne per il pilastro 12 che è collegato alla struttura mediante travi a spessore e quindi è poco cimentato dal sisma.

In direzione y i valori di a_g sono modesti nei pilastri collegati con travi, mentre sono elevati nei pilastri non collegati da travi in quanto sollecitati pochissimo dal sisma.

Il valore minimo di a_g , per sisma in direzione x , è $a_g = 0.049 g$ al quarto piano del pilastro 19. Poiché l'analisi è stata fatta per $q = 1$, bisogna moltiplicare per q e si ottiene $a_g = 0.074$ per $q = 1.5$, $a_g = 0.146$ per $q = 3.0$. In direzione y , il valore minimo è $a_g = 0.038 g$ al sesto piano del pilastro 9, moltiplicando per q si ottiene $a_g = 0.057 g$ per $q = 1.5$, $a_g = 0.114 g$ per $q = 3.0$.

In conclusione, si può ritenere che il moltiplicatore di collasso è compreso tra $0.057 g \leq a_g \leq 0.114 g$. Poiché la struttura è regolare un valore di q prossimo a 3 è ragionevole, per cui può essere considerato valido il limite superiore e quindi $a_g = 0.114 g$.

2.3. Verifica delle travi

Anche per le travi si può calcolare il valore dell'accelerazione di plasticizzazione tenendo conto per ciascun estremo del momento sollecitante da sisma, M_{Ed} , ottenuto con l'analisi modale per $a_g = 1 g$, del momento provocato dai carichi verticali agenti nella combinazione di carico sismi-

ca $q = g_k + \psi_2 q_k$, M_q , e del momento resistente, M_{Rd} , calcolato in modo approssimato con l'espressione

$$M_{Rd} = 0.9 d A_s f_y \quad (4.4)$$

dove

$0.9 d$ è l'altezza utile della sezione

A_s è l'area dell'armatura tesa

$f_y = f_{ym} / \text{FC}$ è la tensione di snervamento dell'acciaio

Uguagliando momento sollecitante e momento resistente si ottiene

$$M_q + \alpha_{g,pl} M_{Ed} = M_{Rd} \quad (4.5)$$

Tab. 4.13. Campata 1-2, estremo 1, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Ed1}	M_{q1}	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	$a_{g,pl}$ est 1 -	$a_{g,pl}$ est 1 +
1 - 2	6	359.68	-16.87	-44.6	44.6	0.077	0.171
1 - 2	5	904.68	-21.53	-66.9	44.6	0.050	0.073
1 - 2	4	1342.48	-21.53	-66.9	44.6	0.034	0.049
1 - 2	3	1477.12	-21.53	-66.9	44.6	0.031	0.045
1 - 2	2	1395.20	-21.53	-66.9	44.6	0.033	0.047
1 - 2	1	1200.68	-21.53	-66.9	44.6	0.038	0.055

Tab. 4.14. Campata 1-2, estremo 2, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Ed2}	M_{q2}	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	$a_{g,pl}$ est 2 -	$a_{g,pl}$ est 2 +
1 - 2	6	-193.96	-40.48	-89.2	44.6	0.251	0.439
1 - 2	5	-637.16	-51.68	-111.5	44.6	0.094	0.151
1 - 2	4	-961.04	-51.68	-111.5	44.6	0.062	0.100
1 - 2	3	-1306.96	-51.68	-111.5	44.6	0.046	0.074
1 - 2	2	-1623.76	-51.68	-111.5	44.6	0.037	0.059
1 - 2	1	-1559.44	-51.68	-111.5	44.6	0.038	0.062

Tab. 4.15. Campata 3-4, estremo 1, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Ed1}	M_{q1}	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	$a_{g,pl}$ est 1 -	$a_{g,pl}$ est 1 +
3 - 4	6	203.92	-33.73	-89.2	44.6	0.272	0.384
3 - 4	5	651.96	-43.07	-89.2	44.6	0.071	0.134
3 - 4	4	970.68	-43.07	-89.2	44.6	0.048	0.090
3 - 4	3	1439.24	-43.07	-89.2	44.6	0.032	0.061
3 - 4	2	1986.12	-43.07	-89.2	44.6	0.023	0.044
3 - 4	1	1979.24	-43.07	-89.2	44.6	0.023	0.044

Tab. 4.16. Campata 3-4, estremo 2, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{Ed2}	M_{q2}	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	$a_{g,pl}$ est 2 -	$a_{g,pl}$ est 2 +
3 - 4	6	-366.44	-25.30	-66.9	44.6	0.114	0.191
3 - 4	5	-919.60	-32.30	-66.9	44.6	0.038	0.084
3 - 4	4	-1328.16	-32.30	-66.9	44.6	0.026	0.058
3 - 4	3	-1814.80	-32.30	-66.9	44.6	0.019	0.042
3 - 4	2	-2285.92	-32.30	-66.9	44.6	0.015	0.034
3 - 4	1	-2175.72	-32.30	-66.9	44.6	0.016	0.035

Tab. 4.17. Campata 17-9, estremo 1, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Ed1}	M_{q1}	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	$a_{g,pl}$ est 1 -	$a_{g,pl}$ est 1 +
17 - 9	6	627.48	-7.94	-44.6	44.6	0.058	0.084
17 - 9	5	1336.80	-16.76	-44.6	44.6	0.021	0.046
17 - 9	4	1745.28	-16.76	-44.6	44.6	0.016	0.035
17 - 9	3	1975.92	-16.76	-44.6	44.6	0.014	0.031
17 - 9	2	2053.96	-16.76	-44.6	44.6	0.014	0.030
17 - 9	1	1618.20	-16.76	-44.6	44.6	0.017	0.038

Tab. 4.18. Campata 17-9, estremo 2, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Ed2}	M_{q2}	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	$a_{g,pl}$ est 2 -	$a_{g,pl}$ est 2 +
17 - 9	6	-449.16	-21.75	-44.6	44.6	0.051	0.148
17 - 9	5	-1010.72	-45.93	-89.2	44.6	0.043	0.090
17 - 9	4	-1318.20	-45.93	-89.2	44.6	0.033	0.069
17 - 9	3	-1454.88	-45.93	-89.2	44.6	0.030	0.062
17 - 9	2	-187.32	-45.93	-89.2	44.6	0.023	0.048
17 - 9	1	-1840.64	-45.93	-89.2	44.6	0.024	0.049

Tab. 4.19. Campata 20-12, estremo 1, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Ed1}	M_{q1}	M_{Rd1}^-	M_{Rd1}^+	$a_{g,pl}$ est 1 -	$a_{g,pl}$ est 1 +
20 - 12	6	632.72	-7.94	-44.6	44.6	0.058	0.083
20 - 12	5	1382.72	-16.76	-44.6	44.6	0.020	0.044
20 - 12	4	1836.40	-16.76	-44.6	44.6	0.015	0.033
20 - 12	3	2232.88	-16.76	-44.6	44.6	0.012	0.027
20 - 12	2	2323.52	-16.76	-44.6	44.6	0.012	0.026
20 - 12	1	2141.44	-16.76	-44.6	44.6	0.013	0.029

Tab. 4.20. Campata 20-12, estremo 2, valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{Ed2}	M_{q2}	M_{Rd2}^-	M_{Rd2}^+	$a_{g,pl}$ est 2 -	$a_{g,pl}$ est 2 +
20 - 12	6	-599.04	-7.94	-44.6	44.6	0.061	0.088
20 - 12	5	-1354.28	-16.76	-44.6	44.6	0.021	0.045
20 - 12	4	-1750.84	-16.76	-44.6	44.6	0.016	0.035
20 - 12	3	-2487.44	-16.76	-44.6	44.6	0.011	0.025
20 - 12	2	-3029.12	-16.76	-44.6	44.6	0.009	0.020
20 - 12	1	-2632.52	-16.76	-44.6	44.6	0.011	0.023

Si riportano, a titolo esemplificativo, in Tab. 4.13, Tab. 4.14, Tab. 4.15, Tab. 4.16, Tab. 4.17, Tab. 4.18, Tab. 4.19 e Tab. 4.20, rispettivamente per le travi 1 – 2, 3 – 4, 17 – 9 e 20 – 12, i valori per il calcolo dell'accelerazione di plasticizzazione per i due estremi delle travi, considerando sia il sisma positivo che il sisma negativo, e i valori dell'accelerazione trovati.

2.4. Analisi dei risultati

In direzione x , il valore minimo di a_g che porta alla plasticizzazione della trave è uguale a 0.015 g al secondo piano della campata 3-4, moltiplicando per q si ottiene $a_g = 0.0225\text{ g}$ per $q = 1.5$ e $a_g = 0.045\text{ g}$ per $q = 3.0$. In direzione y , il valore minimo di a_g è $a_g = 0.009\text{ g}$ al secondo piano della campata 20-12 e moltiplicando per q si ottiene $a_g = 0.0135\text{ g}$ per $q = 1.5$ e $a_g = 0.027\text{ g}$ per $q = 3.0$.

In conclusione, si può ritenere che il moltiplicatore di collasso è compreso tra $0.0135\text{ g} \leq a_g \leq 0.027\text{ g}$. Poiché la struttura è regolare può essere considerato valido il limite superiore e quindi $a_g = 0.027\text{ g}$. Tale valore è cautelativo perché spesso la resistenza delle travi è maggiore per il contributo delle fasce piene e dell'armatura del solaio.

3. Analisi lineare semplificata secondo le Linee guida Basilicata

L'analisi semplificata con secondo le Linee guida Basilicata proviene da un documento tecnico (Dolce et al, 2005) redatto su richiesta del Centro di competenza regionale sul Rischio Sismico (CRiS) della Basilicata per determinare il programma triennale di interventi per la messa in sicurezza delle opere strategiche, e non ha carattere vincolante nel territorio italiano.

Poiché negli edifici esistenti si possono riscontrare le più diverse situazioni concrete ed è impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi, l'OPCM 3431 prevede che quanto previsto al capitolo 11 può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista. Inoltre le NTC08 al punto 8.2 prevedono l'impiego di metodi di analisi e verifica in base alla completezza e all'affidabilità delle informazioni disponibili.

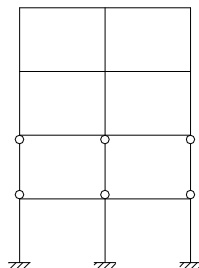


Fig. 4.1. Meccanismo di collasso di piano

Negli edifici esistenti la conoscenza di una struttura non è mai totale, ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi e ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali, spesso il livello d'informazione è molto contenuto e conseguentemente l'esecuzione di un'analisi raffinata, molto sensibile ai dati in ingresso, risulta poco condivisibile, pertanto le ipotesi di base del metodo, spesse volte verificate negli edifici esistenti, ne fanno un possibile modello di riferimento.

Il metodo proposto si basa sull'ipotesi che il meccanismo di collasso più probabile per un edificio progettato per soli carichi verticali sia un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo a travi forti – pilastri deboli che coinvolge prevalentemente i pilastri di un solo piano, con formazione di cerniere plastiche alle loro estremità (Fig. 4.1).

Mentre nel caso dell'analisi lineare con fattore di struttura q l'analisi si ferma quando un solo elemento raggiunge il momento resistente, M_{Rd} , e quindi quando si forma la prima cerniera, nel caso dell'analisi secondo le Linee guida della Basilicata si deve considerare il contributo di tutti i pilastri per ciascun piano e quindi si ammette la formazione di cerniere in più sezioni.

In tal modo per dissipare l'energia del terremoto vengono coinvolti solo un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano e, in particolare, i pilastri. La presenza di elevati sforzi di compressione determina nella struttura una ridotta duttilità disponibile e una limitata capacità dissipativa d'insieme. Infatti se i valori dello sforzo normale sono bassi, rispetto alla resistenza è favorito un comportamento relativamente duttile dei pilastri, mentre se i valori sono alti si possono veri-

ficare rotture fragili per schiacciamento e un collasso anticipato della struttura.

L'assumere il meccanismo di collasso di piano, come quello più probabile, consente di semplificare l'analisi in quanto la valutazione della resistenza al collasso può essere effettuata indipendentemente per ciascun piano e richiede solo la conoscenza dei momenti resistenti dei pilastri, pertanto ci si può limitare a fare il rilievo delle sole armature e a determinare le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo ai soli pilastri facendo per le travi solo un rilievo geometrico.

Gli errori di stima dovuti alla non perfetta corrispondenza del modello alla realtà sono comunque in favore di sicurezza, infatti la resistenza che scaturisce dall'ipotesi di meccanismo di pilastro debole – trave forte fornisce sicuramente un limite inferiore alla effettiva capacità resistente e duttile di una struttura intelaiata.

Nella procedura proposta dalle linee guida Basilicata è possibile valutare sia l'ipotesi di funzionamento della costruzione trascurando il contributo degli elementi non strutturali che l'ipotesi di tenere conto di questo contributo. Anche in questo caso come nel caso di meccanismo di rottura fragile si è ritenuto, per i motivi esposti nel par 2.2 del cap. 1, di trascurare il contributo delle tamponature. Si è pertanto utilizzato il modello di comportamento in assenza di tamponature.

3.1. Valutazione del taglio di piano resistente

Per quanto detto in precedenza, si analizza la struttura mediante un meccanismo di piano, prendendo in esame solo i pilastri e definendo le condizioni di vincolo alle estremità superiore e inferiore in base alle caratteristiche geometriche delle travi (assenti, a spessore, emergenti) nelle due direzioni ortogonali principali.

Si valuta quindi il taglio resistente complessivo di ciascun piano, per ognuna delle due direzioni, tenendo conto delle effettive capacità duttili che i singoli pilastri possono sviluppare, per confrontarlo con il taglio di piano corrispondente ad una prefissata α_g .

Il taglio resistente di ogni pilastro, nell'ipotesi di meccanismo duttile per flessione, per ciascuna direzione è dato dalla seguente espressione

$$V_{Rd\ pil} = \frac{M_{Rd}}{\alpha_{pil} h_{pil}} \quad (4.6)$$

dove

$h_{pil} = 3.20$ m è l'altezza del pilastro, al piano in esame, considerata come altezza di interpiano. h può assumere valori diversi dall'altezza di interpiano, in una o in entrambe le direzioni, in presenza di pilastri con altezze inferiori, perché tozzi o perché inclusi in tamponature particolarmente rigide o resistenti che non chiudono a tutta altezza la maglia di telaio

$\alpha_{pil} h_{pil}$ è il punto in cui si localizza il punto di flesso della deformata del pilastro, cioè dove si ha il momento nullo; nel caso in cui è uguale il momento resistente alle due estremità del pilastro $\alpha_{pil} = 0.5$. Valori superiori, indicativamente fino a 0.8, possono essere assunti per tenere conto sia dei momenti resistenti diversi alle due estremità del pilastro, sia di condizioni di vincolo diverse. Un esempio può essere il caso di travi emergenti inferiormente e a spessore superiormente, in tal caso infatti lo sviluppo di una cerniera plastica ad una estremità potrebbe essere fortemente anticipato rispetto a quello dell'estremità opposta, determinando una condizione di collasso prima che si sviluppi completamente la cerniera superiore e, dunque, con punto di flesso localizzato non a metà altezza.

M_{Rd} è il momento resistente del pilastro soggetto a presso-flessione qui valutato in corrispondenza dello sforzo normale da carichi verticali mediante l'espressione (4.1)

Per la verifica dei meccanismi a collasso duttile negli edifici esistenti, poiché la resistenza media, trovata in base alle prove sperimentali, a causa della dispersione dei risultati delle prove è ben più grande del valore caratteristico e poiché la stima del taglio deve essere cautelativa nell'ipotesi che la sezione resista meno di quanto previsto, si utilizza la resistenza media diviso per il fattore di confidenza

- $f_c = f_{cm} / FC = 28 / 1.2 = 19.83$ MPa per la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2, nel caso di meccanismo di rottura duttile

- $f_y = f_{ym} / FC = 420 / 1.2 = 350$ MPa per la tensione di snervamento dell'acciaio per valutare i momenti di plasticizzazione, con livello di conoscenza LC2, nel caso di meccanismo di rottura duttile

Il taglio di collasso di ciascun pilastro viene calcolato incrementando il taglio resistente, mediante un coefficiente di duttilità α_{DUTT} che tiene conto delle effettive capacità duttili, sia della struttura nel suo insieme sia dei singoli pilastri del piano in esame

$$V_{i,coll} = \alpha_{DUTT} V_{Rd\ pil} \quad (4.7)$$

dove

α_{DUTT} è il coefficiente di duttilità del singolo pilastro

$V_{Rd\ pil}$ è il taglio resistente del singolo pilastro

Nell'analisi del modello privo di tamponature il coefficiente di duttilità è innanzi tutto funzione della capacità duttile dei pilastri del piano in esame e nella direzione considerata. Si parte da un valore pari a 3 per ciascun pilastro e si applica una riduzione, nella direzione considerata, in funzione del meccanismo di rottura. Se si può manifestare una rottura per taglio prima di una rottura per flessione, il coefficiente di duttilità del pilastro in esame per quella direzione si assume pari a 1

$$\alpha_{DUT,pil} = 1 \quad (4.8)$$

nel caso di meccanismo flessionale, poiché la duttilità si riduce in funzione dello sforzo assiale, il coefficiente di duttilità è pari a

$$\alpha_{DUT,pil} = 3 \left(0.2 + \left(1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \right)^{1.2} / 1.11 \right) \leq 3 \quad (4.9)$$

in cui

σ_c è la tensione di compressione agente sul pilastro in esame, determinata considerando la sola sezione di calcestruzzo ed assegnando i carichi competenti al pilastro per aree di influenza, e calcolata con seguente espressione

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c} \quad (4.10)$$

$f_c = f_{cm}$ è la resistenza cilindrica media a compressione

N_q rappresenta lo sforzo normale agente sul pilastro nella combinazione di carico sismica ($g_k + 0.3 q_k$), valutato per soli carichi verticali e trascurando lo sforzo normale da sisma perché in alcuni piastri il sisma produce compressione e in altri trazione e globalmente gli errori tendono a bilanciarsi.

A titolo esemplificativo si riportano in Tab. 4.21, Tab. 4.22 e Tab. 4.23 i valori per il calcolo del coefficiente di duttilità rispettivamente per il pilastro 3, per il pilastro 9 e per il pilastro 18.

Il coefficiente di duttilità varia da pilastro a pilastro e il valore del coefficiente di duttilità di ciascun piano, per ciascuna delle due direzioni, viene calcolato come media pesata dei coefficienti α_{DUTT} dei singoli pilastri, con pesi proporzionali al taglio resistente di ogni pilastro. Tale valore è ulteriormente corretto per tenere conto di irregolarità strutturali

Tab. 4.21. Pilastro 3, valori per il calcolo del coefficiente di duttilità α_{DUTT}

Piano	N_q	b	h	A_c	α_{DUTT}
6	108.0	30	30	900	3.000
5	244.0	30	30	900	2.992
4	380.0	30	30	900	2.821
3	518.2	30	40	1200	2.811
2	658.7	30	50	1500	2.802
1	801.4	30	60	1800	2.796

Tab. 4.22. Pilastro 9, valori per il calcolo del coefficiente di duttilità α_{DUTT}

Piano	N_q	b	h	A_c	α_{DUTT}
6	94.6	30	30	900	3.000
5	227.7	30	30	900	3.000
4	360.8	30	30	900	2.845
3	493.9	30	30	900	2.680
2	629.3	40	30	1200	2.707
1	766.9	50	30	1500	2.722

Tab. 4.23. Pilastro 18, valori per il calcolo del coefficiente di duttilità α_{DUTT}

Piano	N_q	b	h	A_c	α_{DUTT}
6	76.8	30	30	900	3.000
5	181.6	30	30	900	3.000
4	286.4	30	30	900	2.938
3	391.2	30	30	900	2.807
2	496.0	30	30	900	2.678
1	603.0	30	40	1200	2.732

che influenzano la duttilità di piano, e quindi il comportamento globale della struttura, quali la presenza di un potenziale piano soffice, irregolarità di resistenze in elevazione tra piani successivi, irregolarità di forma geometrica della struttura, irregolarità di rigidezza e/o massa in pianta.

Il coefficiente di duttilità di piano nella direzione considerata si calcola quindi con la seguente espressione

$$\alpha_{DUTT,j} = \sum_i \left(\alpha_{DUTT,pil,i,j} \frac{V_{Rd,pil,i,j}}{V_j} \right) (p_{1,j} p_2 p_3) \geq 1 \quad (4.11)$$

dove

$\alpha_{DUTT,pil,i,j}$ è il coefficiente di duttilità del pilastro i al pilano j

$V_{Rd,pil,i,j}$ è il taglio resistente del pilastro i al piano j

V_j è il taglio resistente al piano j (somma dei contributi dei singoli pilastri)

con

$$p_{1,j} = \min(p_{1a,j}, p_{1b,j}) \quad (4.12)$$

I coefficienti riduttivi p_k sono:

- coefficiente riduttivo per la presenza di piano soffice: $p_{1a,j}$

La presenza di piano soffice (in cui sono assenti, o quasi, tamponature e tramezzature efficaci in una certa direzione in un piano, mentre sono presenti agli altri piani) determina notevole richiesta di duttilità concentrata al piano soffice, nella direzione considerata. Pertanto, si assume $p_{1a,j} = 1/1.4$, in presenza di piano soffice, e

$p_{1a,j} = 1$ in tutti gli altri casi (coerentemente con quanto previsto dall'OPCM 3134 al punto 5.6.2, che prevede l'incremento delle sollecitazioni del 40%)

- coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di resistenza tra piani successivi: $p_{1b,j}$

L'irregolarità di resistenza tra piani successivi in particolare un eccessivo aumento del rapporto tra capacità e domanda in termini di taglio di piano procedendo dal basso verso l'alto viene valutata mediante il rapporto, R_j , tra taglio resistente/taglio agente del piano j -esimo e taglio resistente/taglio agente del piano $(j+1)$ -esimo per una determinata direzione

$$R_j = \frac{V_j / V_{ag,j}}{V_{j+1} / V_{ag,j+1}} \quad (4.13)$$

Pertanto

$$p_j = 0.6 + 0.4 R_i \geq 0.8 \text{ se } R_i < 1 \quad (4.14)$$

$$p_j = 1 \text{ se } R_i \geq 1 \quad (4.15)$$

- coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di rigidezza o di massa in pianta: p_2

Le irregolarità di rigidezza e/o resistenza in pianta, quali ad esempio quelle determinate da una distribuzione disuniforme in pianta delle tamponature o di muri inseriti nelle maglie strutturali ai piani bassi, o alla presenza di corpi scala, nuclei ascensori o setti strutturali in c.a. in posizione eccentrica vengono valutate mediante un fattore riduttivo p_2 , da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, che assume i seguenti valori

$p_2 = 1.00$ per situazioni regolari

$p_2 = 0.95$ per situazioni mediamente irregolari

$p_2 = 0.90$ per situazioni fortemente irregolari

- coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di forma geometrica: p_3

La irregolarità di forma in pianta (pianta non compatta, non simmetrica)e/o in elevazione (rastremazioni in elevazioni) vengono valutate mediante un fattore riduttivo p_3 da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, che assume i seguenti valori

$p_3 = 1.00$ per situazioni regolari
 $p_3 = 0.95$ per situazioni mediamente irregolari
 $p_3 = 0.90$ per situazioni fortemente irregolari

La valutazione del grado di irregolarità di forma in pianta e in elevazione è basata sui criteri di regolarità previste dall'OPCM 3431 al

Tab. 4.24. Pilastro 3, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	319.68	108.0	3.000	35.08	21.92	65.77
5	535.68	244.0	2.992	49.48	30.92	92.51
4	653.08	380.0	2.821	61.40	38.38	108.28
3	1079.88	518.2	2.811	113.17	70.73	198.80
2	1409.96	658.7	2.802	169.60	103.00	297.06
1	1447.24	801.4	2.796	236.96	148.10	414.03

Tab. 4.25. Pilastro 3, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	37.48	108.0	3.000	35.08	21.92	65.77
5	87.04	244.0	2.992	49.48	30.92	92.51
4	101.96	380.0	2.821	61.40	38.38	108.28
3	110.68	518.2	2.811	94.69	59.18	166.34
2	134.32	658.7	2.802	110.62	69.14	193.74
1	208.20	801.4	2.796	126.70	79.19	221.37

Tab. 4.26. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	214.72	94.6	3.000	33.53	20.95	62.86
5	376.48	227.7	3.000	47.88	29.92	89.77
4	510.12	360.8	2.845	59.87	37.42	106.47
3	437.68	493.9	2.680	75.44	47.15	126.37
2	519.72	629.3	2.707	102.51	64.07	173.45
1	394.68	766.9	2.722	118.32	73.95	201.29

punto 4.3.1.

Per ciascun pilastro si calcolano, per entrambe le direzioni, i valori delle sollecitazioni da sisma per $a_g = 1\text{ g}$, il coefficiente di duttilità α_{DUTT} , il momento resistente, M_{Rd} , il taglio resistente, V_{Rd} e il taglio di collasso V_{coll} . Tali valori da utilizzare per la verifica di resistenza sono riportati

Tab. 4.27. Pilastro 9, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	534.72	94.6	3.000	33.53	20.95	62.86
5	765.48	227.7	3.000	47.88	29.92	89.77
4	947.00	360.8	2.845	59.87	37.42	106.47
3	909.52	493.9	2.680	75.44	47.15	126.37
2	1519.92	629.3	2.707	123.94	77.46	209.71
1	1392.88	766.9	2.722	182.96	114.35	311.25

Tab. 4.28. Pilastro 18, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	317.72	76.8	3.000	31.34	19.65	58.94
5	533.36	181.6	3.000	43.17	26.98	80.94
4	682.00	286.4	2.938	53.46	33.41	98.19
3	577.56	391.2	2.807	62.27	38.92	109.27
2	482.04	496.0	2.678	75.57	47.23	126.47
1	633.80	603.0	2.732	121.55	75.97	207.52

Tab. 4.29. Pilastro 18, valori per la verifica del pilastro per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	N_q	α_{DUTT}	M_{Rd}	V_{Rd}	V_{coll}
6	-34.24	76.8	3.000	31.43	19.65	58.94
5	82.96	181.6	3.000	43.17	26.98	80.94
4	98.44	286.4	2.938	53.46	33.41	98.19
3	93.84	391.2	2.807	62.27	38.92	109.27
2	98.68	496.0	2.678	75.57	47.23	126.47

1	152.72	603.0	2.732	100.77	62.98	172.04
---	--------	-------	-------	--------	-------	--------

per il pilastro 3 in Tab. 4.24 e Tab. 4.25, per il pilastro 9 in Tab. 4.26 e Tab. 4.27, e per il pilastro 18 in Tab. 4.28 e Tab. 4.29.

Noto il taglio sollecitante di ciascun pilastro per $a_g/g = 1$, si calcola quindi per ciascun piano, per entrambe le direzioni, il taglio da sisma di piano, $V_{sisma,j}$, il taglio resistente di piano, $V_{Rd,j}$, il taglio di collasso di piano, $V_{coll,j}$, tutti come somma dei contributi dei singoli pilastri

$$V_{sisma,j} = \sum_i V_{i,sisma} \quad (4.16)$$

$$V_{Rd,j} = \sum_i V_{i,Rd} \quad (4.17)$$

$$V_{coll,j} = \sum_i V_{i,coll} \quad (4.18)$$

Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi, p_k , nel caso in esame non sono presenti piani soffici e la costruzione è regolare in pianta e in elevazione quindi si ha:

$$p_{1a,j} = 1$$

$$p_2 = 1$$

$$p_3 = 1$$

il valore di $p_{1b,j}$ è riportato in Tab. 4.30.

Si può pertanto calcolare, per ciascun piano e per entrambe le direzioni, il valore di $a_{g,coll}$ che porta al collasso di piano mediante la proporzione

$$\frac{a_g}{g} (=1) : V_{sisma,j} = a_{g,coll} : (V_{coll,j} p_{1b}) \quad (4.19)$$

e quindi

$$a_{g,coll} = \frac{V_{coll,j} p_{1b}}{V_{sisma,j}} \quad (4.20)$$

In Tab. 4.30 sono riportati, per sisma in direzione x , per ciascun piano i valori per la verifica di collasso di piano.

Analizzando i risultati si vede che il 1° piano porta $a_{g,coll}$ maggiori rispetto a quelli degli altri piani, e inoltre che il valore minimo

dell'accelerazione di picco al suolo che porta al collasso è $a_{g,coll} = 0.189 g$ al 5° piano per sisma in direzione x . Procedendo in modo analogo per si-

Tab. 4.30. Valori di piano per il calcolo dell'accelerazione di collasso plastico, per sisma in direzione x

Piano	V_{Ed}	V_{res}	V_{coll}	p_{1b}	$a_{g,coll}$
6	2978.24	255.53	766.58	1.000	0.257
5	5141.48	353.60	1053.64	0.921	0.189
4	6543.56	447.61	1276.81	0.998	0.195
3	7644.96	658.34	1837.31	1.000	0.240
2	8668.60	902.69	2488.32	1.000	0.287
1	9167.32	1259.91	3478.54	1.000	0.379

Tab. 4.31. Valori di piano per il calcolo dell'accelerazione di collasso plastico, per sisma in direzione y

Piano	V_{Ed}	V_{res}	V_{coll}	p_{1b}	$a_{g,coll}$
6	2215.08	255.53	766.58	1.000	0.346
5	3572.52	353.60	1053.64	0.943	0.278
4	4323.92	447.61	1276.81	1.000	0.295
3	4956.96	611.11	1705.27	1.000	0.344
2	5734.76	766.35	2106.94	1.000	0.367
1	6175.04	1016.57	2799.46	1.000	0.453

sma in direzione y si otterrebbero i risultati della Tab. 4.31.

L'applicazione di questo metodo per sisma in direzione y richiede ulteriori considerazioni. Infatti, mentre i pilastri in direzione x (vedi par 2.1 del cap.4) sono effettivamente plasticizzati in testa e al piede per valori di a_g/g inferiori a quelli ottenuti in Tab. 4.30, nel caso di analisi in direzione y i pilastri si plasticizzano per valori di a_g/g superiori a quelli ottenuti in Tab. 4.31.

I pilastri non collegati da travi non sono plasticizzati e non possono raggiungere il valore del taglio massimo, pertanto non è corretto considerare il contributo plastico di tali pilastri e nel calcolo si dovrebbero

escludere. Ma poiché pur non portando il taglio massimo riescono a portare il taglio elastico da sisma, si può tener conto del contributo elastico considerando come taglio di collasso di piano il taglio di collasso, V_{coll} , dei

Tab. 4.32. Valori di piano del taglio da sisma, per sisma in direzione y

	Totale da sisma	Pilastr con travi	Pilastr senza travi
Piano	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}
6	2215.08	2018.96	196.12
5	3572.52	2886.40	686.12
4	4323.92	3510.72	813.20
3	4956.96	4089.36	867.60
2	5734.76	4749.36	985.40
1	6175.04	4769.84	1405.20

pilastr con travi e il taglio da sisma, V_{Ed} , dei pilastr senza travi corrispondente al valore di a_g che porta al meccanismo di collasso. In Tab. 4.32 sono riportati i valori di piano del taglio da sisma.

Per calcolare il valore di a_g che porta al collasso è necessario procedere iterativamente: si azzerà inizialmente il contributo dei pilastr senza trave, e quindi il taglio resistente totale è dato solo dal taglio di collasso dei pilastr con travi (i cui valori sono riportati in Tab. 4.33). Pertanto nell'ipotesi che la resistenza sia fornita solo dai pilastr collegati da travi emergenti, è possibile determinare il valore di \bar{a}_g che determina il meccanismo al generico piano.

Tab. 4.33. Valori di piano per il calcolo dell'accelerazione di collasso con il solo contributo del taglio di collasso dei pilastr con travi, per sisma in direzione y

	Pilastr senza travi			Pilastr con travi		Totale		
Piano	V_{Ed}	a_g	$V(a_g)$	V_{res}	V_{coll}	V_{coll}	$p1b$	$a_{g,coll}$
6	196.12	0.000	0.00	101.56	304.69	304.69	1.000	0.138

5	686.12	0.000	0.00	139.86	417.44	417.44	0.943	0.110
4	813.20	0.000	0.00	176.48	509.78	509.78	1.000	0.118
3	867.60	0.000	0.00	231.89	646.60	646.60	1.000	0.130
2	985.40	0.000	0.00	320.01	875.23	875.23	1.000	0.153
1	1405.20	0.000	0.00	474.70	1301.07	1301.07	1.000	0.211

Tab. 4.34. Valori di piano alla prima iterazione per sisma in direzione y

	Pilastrici senza travi			Pilastrici con travi		Totale		
Piano	V_{Ed}	a_g	$V(a_g)$	V_{res}	V_{coll}	V_{coll}	$p1b$	$a_{g,coll}$
6	196.12	0.138	27.06	101.56	304.69	304.69	1.000	0.150
5	686.12	0.110	75.47	139.86	417.44	417.44	0.943	0.130
4	813.20	0.118	95.96	176.48	509.78	509.78	1.000	0.140
3	867.60	0.130	112.79	231.89	646.60	646.60	1.000	0.153
2	985.40	0.153	150.77	320.01	875.23	875.23	1.000	0.179
1	1405.20	0.211	296.50	474.70	1301.07	1301.07	1.000	0.259

Tab. 4.35. Valori di piano all'ultima iterazione per sisma in direzione y

	Pilastrici senza travi			Pilastrici con travi		Totale		
Piano	V_{Ed}	a_g	$V(a_g)$	V_{res}	V_{coll}	V_{coll}	$p1b$	$a_{g,coll}$
6	196.12	0.151	29.60	101.56	304.69	304.69	1.000	0.151
5	686.12	0.135	92.33	139.86	417.44	417.44	0.943	0.135
4	813.20	0.145	118.05	176.48	509.78	509.78	1.000	0.145
3	867.60	0.158	137.16	231.89	646.60	646.60	1.000	0.158
2	985.40	0.184	181.57	320.01	875.23	875.23	1.000	0.184
1	1405.20	0.273	383.06	474.70	1301.07	1301.07	1.000	0.273

All' iterazione successiva (Tab. 4.34) il taglio di piano resistente è invece dato dal taglio di collasso dei pilastrici con trave (colonna 6) e dall'aliquota di taglio da sisma corrispondente al valore \bar{a}_g nei pilastrici senza travi. Si continua iterativamente fino a quando i valori di $a_{g,coll}$ corrispondenti a due iterazioni successive coincidono (Tab. 4.35).

Il minimo valore dell'accelerazione di collasso si ha al quinto piano per sisma in direzione y . Quindi si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia $a_g = 0.135$ raggiunto per sisma in direzione y .

3.2. Analisi dei risultati

Analizzando i risultati si può notare che i valori di a_g ottenuti, sia in direzione x che in direzione y , sono più alti di quelli trovati nel caso di analisi con fattore di struttura $q = 1.5 \div 3$.

4. Analisi lineare con forze non ridotte

4.1. Applicabilità dell'analisi lineare con forze non ridotte

Nell'analisi elastica lineare con forze non ridotte la verifica va fatta in termini di deformazioni e non di caratteristiche di sollecitazione. Questo tipo di analisi può essere utilizzata sia per verifiche per SLV che per verifiche per stato limite di collasso (SLC).

Per verificare l'applicabilità di questo metodo, formulato nell'OPCM 3431, è richiesto di calcolare il momento resistente (C = capacità) e il momento flettente sollecitante (D = domanda) e successivamente di calcolare il rapporto $\rho = D / C$.

Il momento resistente deve essere calcolato utilizzando le resistenze medie, f_{cm} e f_{ym} , non divise per il fattore di confidenza né per il coefficiente di sicurezza parziale. Nell'esempio M_{Rd} è stato valutato con lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali. Il momento flettente sollecitante è quello fornito dall'analisi della struttura in combinazione di carico sismica, per un assegnato a_g mediante l'analisi modale.

Se i valori dei ρ fossero tutti uguali, la struttura passerebbe allo stesso istante dal campo elastico al campo plastico e pertanto l'analisi elastica lineare rappresenterebbe in modo perfetto il comportamento della struttura fino al collasso. Se invece i valori di ρ fossero molto dispersi, allora il comportamento della struttura sarebbe marcatamente non lineare e l'analisi lineare non riuscirebbe a fornire risultati attendibili.

Per questo motivo per l'applicabilità dell'analisi lineare la normativa richiede che sia $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$; inoltre vanno considerate solo le sezioni effettivamente coinvolte nel processo dissipativo che sono quelle in cui $\rho > 2$; non avrebbe senso verificare sezioni non significative per le sollecitazioni sismiche, quali le sezioni di mezzzeria di travi e pilastri e le sezioni di estremità di travi a spessore.

Se il rapporto $\rho = D / C$ è

- $\rho < 1$ il comportamento è elastico
- $1 < \rho < 2$ la sezione è poco plasticizzata e non viene considerata
- $\rho > 2$ la sezione è plasticizzata, e quindi bisogna considerarla nella valutazione del rapporto $\rho_{\max} / \rho_{\min}$.

Pertanto l'analisi lineare è applicabile se, in tutte le sezioni in cui $\rho > 2$, il rapporto

$$\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$$

Se dall'analisi dell'applicabilità si trova $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$ per $a_g = 0.25$, allora l'analisi lineare è applicabile fino ad $a_g = 0.25$; se l'analisi non risulta applicabile è possibile trovare per quale valore di a_g il rapporto $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ rimane inferiore a 2.5, e quindi fino quale valore di a_g è possibile eseguire l'analisi lineare.

I risultati ottenuti sono validi se a_g di collasso è inferiore a quella a_g che individua la soglia di applicabilità dell'analisi lineare.

Il momento sollecitante da sisma del pilastro (per $a_g = 1 g$) è valutato come il massimo momento tra il momento in testa e al piede da sisma calcolati con $a_g = 1 g$ mediante l'analisi modale.

L'applicabilità deve essere verificata sia per i pilastri che per le travi, spesso però si ritiene che il meccanismo di collasso coinvolga solo i pilastri e pertanto si può fare riferimento solo alle sezioni dei pilastri.

Si procede provando con $a_g = 0.250 g$ e si ottengono i valori riportati in Tab. 4.36a, Tab. 4.36b, Tab. 4.36c.

Tab. 4.36a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.250$, per sisma in direzione x

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($a_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($a_g = 0.25$)	D / C	ρ
1	6	359.68	34.59	89.92	2.60	2.600

1	5	617.84	45.94	154.46	3.36	3.362
1	4	813.76	56.26	203.44	3.62	3.616
1	3	739.76	65.53	184.94	2.82	2.822
1	2	701.32	81.04	175.33	2.16	2.164
1	1	610.92	108.51	152.73	1.41	
2	6	522.36	39.59	130.59	3.30	3.299
2	5	862.80	54.51	215.70	3.96	3.957
2	4	1053.92	67.39	263.48	3.91	3.910
2	3	1705.36	124.31	426.34	3.43	3.430

Tab. 4.36b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.250$, per sisma in direzione x

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($a_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($a_g = 0.25$)	D / C	ρ
2	2	2065.80	185.12	516.45	2.79	2.790
2	1	2890.52	257.47	722.63	2.81	2.807
3	6	527.16	39.59	131.79	3.33	3.329
3	5	866.32	54.51	216.58	3.97	3.973
3	4	1062.32	67.39	265.58	3.94	3.941
3	3	1786.56	124.31	446.64	3.59	3.593
3	2	2262.52	185.12	565.63	3.06	3.055
3	1	2986.04	257.47	746.51	2.90	2.899
4	6	366.44	39.59	91.61	2.31	2.314
4	5	627.08	54.51	156.77	2.88	2.876
4	4	772.12	67.39	193.03	2.86	2.864
4	3	1121.60	124.31	280.40	2.26	2.256
4	2	1387.28	185.12	346.82	1.87	
4	1	2561.68	257.47	640.42	2.49	2.487
9	6	372.52	38.01	93.13	2.45	2.450
9	5	625.32	52.83	156.33	2.96	2.959
9	4	822.08	65.70	205.52	3.13	3.128
9	3	715.56	83.85	178.89	2.13	2.134
9	2	848.60	114.20	212.15	1.86	
9	1	721.52	130.94	180.38	1.38	
10	6	512.08	43.73	128.02	2.93	2.927

10	5	866.16	58.90	216.54	3.68	3.676
10	4	1065.32	79.11	266.33	3.37	3.366
10	3	1742.76	131.12	435.69	3.32	3.323
10	2	2133.60	194.88	533.40	2.74	2.737
10	1	2925.52	290.08	731.38	2.52	2.521
11	6	449.48	43.73	112.37	2.57	2.569
11	5	724.88	58.90	181.22	3.08	3.077
11	4	879.44	79.11	219.86	2.78	2.779
11	3	1324.00	131.12	331.00	2.52	2.524
11	2	1588.52	194.88	397.13	2.04	2.038

Tab. 4.36c. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.250$, per sisma in direzione x

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($a_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($a_g = 0.25$)	D / C	ρ
11	1	2654.00	290.08	663.50	2.29	2.287
12	6	183.68	43.73	45.92	1.05	
12	5	293.88	58.90	73.47	1.25	
12	4	354.32	79.11	88.58	1.12	
12	3	297.16	110.26	74.29	0.67	elastico
12	2	338.44	127.79	84.61	0.66	elastico
12	1	595.40	158.16	148.85	0.94	elastico
17	6	355.32	32.68	88.83	2.72	2.718
17	5	614.68	42.42	153.67	3.62	3.622
17	4	791.04	51.44	197.76	3.84	3.844
17	3	655.84	59.73	163.96	2.75	2.745
17	2	622.04	67.26	155.51	2.31	2.312
17	1	436.48	81.34	109.12	1.34	
18	6	524.04	35.88	131.01	3.65	3.651
18	5	862.88	47.91	215.72	4.50	4.502
18	4	1092.00	58.75	273.00	4.65	4.647
18	3	930.32	68.36	232.58	3.40	3.402
18	2	774.92	84.00	193.73	2.31	2.306
18	1	1103.52	133.81	275.88	2.06	2.062
19	6	526.36	35.88	131.59	3.67	3.667

19	5	865.32	47.91	216.33	4.52	4.515
19	4	1094.68	58.75	273.67	4.66	4.658
19	3	932.44	68.36	233.11	3.41	3.410
19	2	778.88	84.00	194.72	2.32	2.318
19	1	1110.36	133.81	277.59	2.07	2.075
20	6	358.60	35.88	89.65	2.50	2.498
20	5	618.00	47.91	154.50	3.22	3.225
20	4	794.64	58.75	198.66	3.38	3.382
20	3	661.44	68.36	165.36	2.42	2.419
20	2	607.36	84.00	151.84	1.81	
20	1	570.60	112.19	142.65	1.27	

Esaminando tutte le sezioni in cui $\rho > 2$ si ha:

$$\rho_{\min} = 2.038$$

$$\rho_{\max} = 4.658$$

$$\rho_{\min} / \rho_{\max} = 2.286$$

il rapporto $\rho_{\min} / \rho_{\max} < 2.5$, quindi è accettabile, ma si deve verificare cosa succede in direzione y . In direzione y per $a_g = 0.250 g$ si trova

$$\rho_{\min} = 2.133$$

$$\rho_{\max} = 5.848$$

$$\rho_{\min} / \rho_{\max} = 2.741$$

poiché $\rho_{\min} / \rho_{\max} > 2.5$ l'analisi lineare per $a_g = 0.250 g$ non è applicabile, si trova quindi il valore di a_g per il quale l'analisi è applicabile, tale valore è $a_g = 0.234 g$, per questo valore si ottengono i valori riportati in Tab. 4.37a, Tab. 4.37b, Tab. 4.37c.

Esaminando tutte le sezioni in cui $\rho > 2$ si ha:

$$\rho_{\min} = 2.638$$

$$\rho_{\max} = 5.473$$

$$\rho_{\min} / \rho_{\max} = 2.075$$

il rapporto $\rho_{\min} / \rho_{\max} < 2.5$, quindi è accettabile.

Tab. 4.37a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.234$, per sisma in direzione y

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($a_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($a_g = 0.234$)	D / C	ρ
17	6	627.48	32.68	146.83	4.49	4.493

17	5	842.12	42.42	197.06	4.64	4.645
17	4	1016.96	51.44	237.97	4.63	4.626
17	3	1084.44	59.73	253.76	4.25	4.249
17	2	1106.48	67.26	258.92	3.85	3.849
17	1	694.12	81.34	162.42	2.00	
9	6	879.76	38.01	205.86	5.42	5.416
9	5	1235.64	52.83	289.14	5.47	5.473
9	4	1516.80	65.70	354.93	5.40	5.402
9	3	1499.84	83.85	350.96	4.19	4.186
9	2	2479.64	136.58	580.24	4.25	4.248
9	1	2831.56	200.39	662.59	3.31	3.306

Tab. 4.37b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.234$, per sisma in direzione y

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($a_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($a_g = 0.234$)	D / C	ρ
1	6	631.00	34.59	147.65	4.27	4.269
1	5	861.72	45.94	201.64	4.39	4.389
1	4	1046.00	56.26	244.76	4.35	4.350
1	3	1135.32	65.53	265.66	4.05	4.054
1	2	1037.20	81.04	242.70	3.00	2.995
1	1	1537.20	128.69	359.70	2.80	2.795
18	6	94.60	35.88	22.14	0.62	elastico
18	5	199.72	47.91	46.73	0.98	elastico
18	4	211.52	58.75	49.50	0.84	elastico
18	3	182.92	68.36	42.80	0.63	elastico
18	2	226.92	84.00	53.10	0.63	elastico
18	1	549.88	112.19	128.67	1.15	
10	6	188.92	43.73	44.21	1.01	
10	5	273.24	58.90	63.94	1.09	
10	4	300.96	79.11	70.42	0.89	elastico
10	3	309.96	110.26	72.53	0.66	elastico
10	2	418.00	127.79	97.81	0.77	elastico
10	1	834.16	158.16	195.19	1.23	
2	6	102.92	39.59	24.08	0.61	elastico

2	5	206.52	54.51	48.33	0.89	elastico
2	4	215.72	67.39	50.48	0.75	elastico
2	3	224.48	105.37	52.53	0.50	elastico
2	2	327.40	122.20	76.61	0.63	elastico
2	1	802.04	13920	187.68	1.35	
19	6	94.60	35.88	22.14	0.62	elastico
19	5	199.72	47.91	46.73	0.98	elastico
19	4	211.52	58.75	49.50	0.84	elastico
19	3	182.92	68.36	42.80	0.63	elastico
19	2	226.92	84.00	53.10	0.63	elastico
19	1	549.88	112.19	128.67	1.15	
11	6	188.92	43.73	44.21	1.01	

Tab. 4.37c. Valori per il calcolo dei ρ per $\alpha_g = 0.234$, per sisma in direzione y

Pilastro	Piano	M_{sisma} ($\alpha_g = 1$)	M_{res}	M_{sisma} ($\alpha_g = 0.234$)	D / C	ρ
11	5	273.24	58.90	63.94	1.09	
11	4	300.96	79.11	70.42	0.89	elastico
11	3	309.96	110.26	72.53	0.66	elastico
11	2	418.00	127.79	97.81	0.77	elastico
11	1	834.16	158.16	195.19	1.23	
3	6	102.92	39.59	24.08	0.61	elastico
3	5	206.52	54.51	48.33	0.89	elastico
3	4	215.72	67.39	50.48	0.75	elastico
3	3	224.48	105.37	52.53	0.50	elastico
3	2	327.40	122.20	76.61	0.63	elastico
3	1	802.04	139.20	187.68	1.35	
20	6	632.72	35.88	148.06	4.13	4.126
20	5	871.04	47.91	203.82	4.25	4.254
20	4	1081.16	58.75	252.99	4.31	4.306
20	3	1258.08	68.36	294.39	4.31	4.306
20	2	1099.04	84.00	257.18	3.06	3.062
20	1	1558.96	133.81	364.80	2.73	2.726
12	6	668.36	43.73	156.40	3.58	3.576

12	5	921.08	58.90	215.53	3.66	3.659
12	4	1055.96	7911	247.09	3.12	3.123
12	3	1801.48	131.12	421.55	3.22	3.215
12	2	2197.28	194.88	514.16	2.64	2.638
12	1	3804.68	290.08	890.30	3.07	3.069
4	6	92.76	39.59	21.71	0.55	elastico
4	5	197.64	54.51	46.25	0.85	elastico
4	4	204.00	67.39	47.74	0.71	elastico
4	3	219.44	105.37	51.35	0.49	elastico
4	2	324.36	122.20	75.90	0.62	elastico
4	1	800.88	139.20	187.41	1.35	

Se si pensa che il meccanismo di collasso coinvolga solo i pilastri ci si può fermare altrimenti si deve verificare cosa succede per le travi.

In questo esempio si analizzano anche le travi. Per le travi, per $a_g = 0.250 g$ in direzione x si trova

$$\rho_{\min} = 2.101$$

$$\rho_{\max} = 12.053$$

$$\rho_{\min} / \rho_{\max} = 5.737$$

pertanto per tale valore l'analisi lineare non è applicabile, si trova quindi il valore di a_g per il quale l'analisi è applicabile, tale valore è $a_g = 0.104 g$, per questo valore si ottengono i valori riportati in Tab. 4.38a, Tab. 4.38b, Tab. 4.38c e Tab. 4.39a, Tab. 4.39b, Tab. 4.39c.

Tab. 4.38a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 1, per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{sisma1} ($a_g = 1g$)	M_{res1}	M_{sisma1} ($a_g = 0.104g$)	D / C estremo 1	ρ_1
1 - 2	6	359.68	70.40	37.41	0.53	elastico
1 - 2	5	904.68	75.07	94.09	1.25	
1 - 2	4	1342.48	75.07	139.62	1.86	
1 - 2	3	1477.12	75.07	153.62	2.05	2.046
1 - 2	2	1395.20	75.07	145.10	1.93	
1 - 2	1	1200.68	75.07	124.87	1.66	

2 - 3	6	339.00	94.01	35.26	0.38	elastico
2 - 3	5	703.56	105.21	73.17	0.70	elastico
2 - 3	4	910.24	105.21	94.66	0.90	elastico
2 - 3	3	1370.96	105.21	142.58	1.36	
2 - 3	2	1968.24	105.21	204.70	1.95	
2 - 3	1	1951.96	105.21	203.00	1.93	
3 - 4	6	203.92	87.27	21.21	0.24	elastico
3 - 4	5	651.96	96.60	67.80	0.70	elastico
3 - 4	4	970.68	96.60	100.95	1.05	
3 - 4	3	1439.24	96.60	149.68	1.55	
3 - 4	2	1986.12	96.60	206.56	2.14	2.138
3 - 4	1	1979.24	96.60	205.84	2.13	2.131

Tab. 4.38b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 1, per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{sisma1} ($a_g = 1g$)	M_{res1}	M_{sisma1} ($a_g = 0.104g$)	D / C estremo 1	ρ_1
9 - 10	6	372.52	76.40	38.74	0.51	elastico
9 - 10	5	922.76	76.40	95.97	1.26	
9 - 10	4	1357.04	76.40	141.13	1.85	
9 - 10	3	1479.16	76.40	153.83	2.01	2.014
9 - 10	2	1519.08	76.40	157.98	2.07	2.068
9 - 10	1	1388.28	76.40	144.38	1.89	
10 - 11	6	270.48	108.41	28.13	0.26	elastico
10 - 11	5	673.20	108.41	70.01	0.65	elastico
10 - 11	4	917.96	108.41	95.47	0.88	elastico
10 - 11	3	1426.04	108.41	148.31	1.37	
10 - 11	2	2031.64	108.41	211.29	1.95	
10 - 11	1	2011.76	108.41	209.22	1.93	
11 - 12	6	138.92	76.51	14.45	0.19	elastico
11 - 12	5	280.64	76.51	29.19	0.38	elastico
11 - 12	4	393.32	76.51	40.91	0.53	elastico
11 - 12	3	457.80	76.51	47.61	0.62	elastico
11 - 12	2	484.24	76.51	50.36	0.66	elastico

11 - 12	1	423.72	76.51	44.07	0.58	elastico
17 - 18	6	355.32	65.20	36.95	0.57	elastico
17 - 18	5	897.00	69.87	93.29	1.34	
17 - 18	4	1328.88	69.87	138.20	1.98	
17 - 18	3	1391.60	69.87	144.73	2.07	2.071
17 - 18	2	1217.52	69.87	126.62	1.81	
17 - 18	1	953.08	69.87	99.12	1.42	
18 - 19	6	355.20	81.53	36.94	0.45	elastico
18 - 19	5	722.04	92.73	75.09	0.81	elastico
18 - 19	4	952.60	92.73	99.07	1.07	
18 - 19	3	965.40	92.73	100.40	1.08	
18 - 19	2	803.36	92.73	83.55	0.90	elastico

Tab. 4.38c. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 1, per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{sisma1} ($a_g = 1g$)	M_{res1}	M_{sisma1} ($a_g=0.104g$)	D / C estremo 1	ρ_1
18 - 19	1	845.92	92.73	87.98	0.95	elastico
19 - 20	6	188.68	76.87	19.62	0.26	elastico
19 - 20	5	629.36	86.20	65.45	0.76	elastico
19 - 20	4	961.28	86.20	99.97	1.16	
19 - 20	3	1024.60	86.20	106.56	1.24	
19 - 20	2	901.16	86.20	93.72	1.09	
19 - 20	1	875.84	86.20	91.09	1.06	

Tab. 4.39a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 2, per sisma in direzione x

Campata	Piano	M_{sisma2} ($a_g = 1g$)	M_{res2}	M_{sisma2} ($a=0.104g$)	D / C estremo 2	ρ_2
1 - 2	6	-193.96	-66.59	-20.17	0.30	elastico
1 - 2	5	-637.16	-82.15	-66.26	0.81	elastico
1 - 2	4	-961.04	-82.15	-99.95	1.22	
1 - 2	3	-1306.96	-82.15	-135.92	1.65	

1 - 2	2	-1623.76	-82.15	-168.87	2.06	2.056
1 - 2	1	-1559.44	-82.15	-162.18	1.97	
2 - 3	6	-333.08	-73.33	-34.64	0.47	elastico
2 - 3	5	-697.32	-6400	-72.52	1.13	
2 - 3	4	-910.60	-64.00	-94.70	1.48	
2 - 3	3	-1337.16	-64.00	-139.06	2.17	2.173
2 - 3	2	-1908.20	-64.00	-198.45	3.10	3.101
2 - 3	1	-1907.80	-64.00	-198.41	3.10	3.100
3 - 4	6	-366.44	-55.00	-38.11	0.69	elastico
3 - 4	5	-919.60	-48.00	-95.64	1.99	
3 - 4	4	-1328.16	-48.00	-138.13	2.88	2.878
3 - 4	3	-1814.80	-48.00	-188.74	3.93	3.932
3 - 4	2	-2285.92	-48.00	-237.74	4.95	4.953

Tab. 4.39b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 2, per sisma in direzione x

Campata	Piano	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g = 1g$)	$M_{res\ 2}$	$M_{sisma\ 2}$ ($a=0.104g$)	D / C estremo 2	ρ_2
3 - 4	1	-2175.72	-48.00	-226.27	4.71	4.714
9 - 10	6	-241.88	-78.95	-25.16	0.32	elastico
9 - 10	5	-663.52	-78.95	-69.01	0.87	elastico
9 - 10	4	-970.96	-78.95	-100.98	1.28	
9 - 10	3	-1301.68	-78.95	-135.37	1.71	
9 - 10	2	-1673.48	-78.95	-174.04	2.20	2.204
9 - 10	1	-1637.12	-78.95	-170.26	2.16	2.156
10 - 11	6	-311.52	-71.23	-32.40	0.45	elastico
10 - 11	5	-824.04	-71.23	-85.70	1.20	
10 - 11	4	-1148.04	-71.23	-119.40	1.68	
10 - 11	3	-1663.84	-71.23	-173.04	2.43	2.429
10 - 11	2	-2217.20	-71.23	-230.59	3.24	3.237
10 - 11	1	-2137.44	-71.23	-222.29	3.12	3.121
11 - 12	6	-183.68	-58.04	-19.10	0.33	elastico
11 - 12	5	-358.64	-58.04	-37.30	0.64	elastico
11 - 12	4	-513.84	-58.04	-53.44	0.92	elastico

11 - 12	3	-555.48	-58.04	-57.77	1.00	elastico
11 - 12	2	-529.92	-58.04	-55.11	0.95	elastico
11 - 12	1	-445.24	-58.04	-46.30	0.80	elastico
17 - 18	6	-184.80	-52.30	-19.22	0.37	elastico
17 - 18	5	-622.00	-67.87	-64.69	0.95	elastico
17 - 18	4	-952.92	-67.87	-99.10	1.46	
17 - 18	3	-1015.68	-67.87	-105.63	1.56	
17 - 18	2	-893.08	-67.87	-92.88	1.37	
17 - 18	1	-845.04	-67.87	-87.88	1.29	
18 - 19	6	-352.00	-30.20	-36.61	1.21	
18 - 19	5	-719.08	-47.63	-74.78	1.57	
18 - 19	4	-949.40	-47.63	-98.74	2.07	2.073
18 - 19	3	-961.80	-47.63	-100.03	2.10	2.100

Tab. 4.39c. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.104$, estremo 2, per sisma in direzione x

Campata	Piano	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g = 1g$)	$M_{res\ 2}$	$M_{sisma\ 2}$ ($a=0.104g$)	D / C estremo 2	ρ_2
18 - 19	2	-801.20	-47.63	-83.32	1.75	
18 - 19	1	-835.12	-47.63	-86.85	1.82	
19 - 20	6	-358.60	-36.03	-37.29	1.03	
19 - 20	5	-903.52	-29.03	-93.97	3.24	3.236
19 - 20	4	-1335.96	-29.03	-138.94	4.79	4.786
19 - 20	3	-1399.72	-29.03	-145.57	5.01	5.014
19 - 20	2	-1219.36	-29.03	-126.81	4.37	4.368
19 - 20	1	-1026.12	-29.03	-106.72	3.68	3.676

In direzione y per $a_g = 0.250\ g$ si trova

$$\rho_{\min} = 2.552$$

$$\rho_{\max} = 20.595$$

$$\rho_{\min} / \rho_{\max} = 8.071$$

pertanto per tale valore l'analisi lineare non è applicabile, si trova quindi il valore di a_g per il quale l'analisi è applicabile, tale valore è

$a_g = 0.062$ g, per questo valore si ottengono i risultati riportati in Tab. 4.40a, Tab. 4.40b, Tab. 4.41a, Tab. 4.41b.

Tab. 4.40a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.062$, estremo 1, per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{sisma1} ($a_g = 1g$)	M_{res1}	M_{sisma1} ($a_g = 0.104g$)	D / C estremo 1	ρ_1
17 - 9	6	627.48	61.47	38.90	0.63	elastico
17 - 9	5	1336.80	70.30	82.88	1.18	
17 - 9	4	1745.28	70.30	108.21	1.54	
17 - 9	3	1975.92	70.30	122.51	1.74	
17 - 9	2	2053.96	70.30	127.35	1.81	
17 - 9	1	1618.20	70.30	100.33	1.43	
9 - 1	6	430.88	75.29	26.71	0.35	elastico

Tab. 4.40b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.062$, estremo 1, per sisma in direzione y

Campata	Piano	M_{sisma1} ($a_g = 1g$)	M_{res1}	M_{sisma1} ($a_g = 0.104g$)	D / C estremo 1	ρ_1
9 - 1	5	1024.24	99.46	63.50	0.64	elastico
9 - 1	4	1354.28	99.46	83.97	0.84	elastico
9 - 1	3	1510.08	99.46	93.62	0.94	elastico
9 - 1	2	1968.12	99.46	122.02	1.23	
9 - 1	1	2146.88	99.46	133.11	1.34	
20 - 12	6	632.72	61.47	39.23	0.64	elastico
20 - 12	5	1382.72	70.30	85.73	1.22	
20 - 12	4	1836.40	70.30	113.86	1.62	
20 - 12	3	2232.88	70.30	138.44	1.97	
20 - 12	2	2323.52	70.30	144.06	2.05	2.049
20 - 12	1	2141.44	70.30	132.77	1.89	

Tab. 4.41a. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.062$, estremo 2, per sisma in direzione y

Campata	Piano	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g = 1g$)	$M_{res\ 2}$	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g=0.104g$)	D / C estremo 2	ρ^2
17 - 9	6	-449.16	-31.78	-27.85	0.88	elastico
17 - 9	5	-1010.72	-61.14	-62.66	1.02	
17 - 9	4	-1318.20	-61.14	-81.73	1.34	
17 - 9	3	-1454.88	-61.14	-90.20	1.48	
17 - 9	2	-1876.32	-61.14	-116.33	1.90	
17 - 9	1	-1840.64	-61.14	-114.12	1.87	
9 - 1	6	-631.00	-46.97	-39.12	0.83	elastico
9 - 1	5	-1366.24	-39.68	-84.71	2.13	2.135
9 - 1	4	-1797.04	-39.68	-111.42	2.81	2.808
9 - 1	3	-2049.12	-39.68	-127.05	3.20	3.202
9 - 1	2	-2103.08	-39.68	-130.39	3.29	3.286
9 - 1	1	-2036.68	-39.68	-126.27	3.18	3.182
20 - 12	6	-599.04	-45.59	-37.14	0.81	elastico

Tab. 4.41b. Valori per il calcolo dei ρ per $a_g = 0.062$, estremo 2, per sisma in direzione y

Campata	Piano	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g = 1g$)	$M_{res\ 2}$	$M_{sisma\ 2}$ ($a_g=0.104g$)	D / C estremo 2	ρ^2
20 - 12	5	-1354.28	-36.77	-83.97	2.28	2.284
20 - 12	4	-1750.84	-36.77	-108.55	2.95	2.952
20 - 12	3	-2487.44	-36.77	-154.22	4.19	4.194
20 - 12	2	-3029.12	-36.77	-187.81	5.11	5.108
20 - 12	1	-2632.52	-36.77	-163.22	4.44	4.439

Riassumendo, se ci si fermasse all'analisi dei soli pilastri l'analisi risulterebbe applicabile per:

$a_g = 0.250\ g$ per i pilastri in direzione x

$a_g = 0.234\ g$ per i pilastri in direzione y

ma, poiché sono stati analizzati sia le travi che i pilastri l'analisi risulta applicabile per i valori più piccoli trovati che sono quelli delle travi:

$a_g = 0.104\ g$ per le travi e per i pilastri in direzione x

$a_g = 0.062 g$ per le travi e per i pilastri in direzione y .

4.2. Criteri di verifica e rotazione rispetto alla corda

Nel caso in cui l'analisi lineare con forze non ridotte sia applicabile, la verifica è condotta in termini di deformazione. Al fine di determinare la capacità di spostamento di interpiano nell' EC8 e nell'OPCM3431 è introdotto il concetto di rotazione alla corda.

Per effetto delle azioni presenti la struttura si deforma sia elasticamente che plasticamente. La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione di estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo. Tale sezione è posta ad una distanza pari alla luce di taglio $L_V = M/V$ (Fig. 4.2) dalle sezioni di estremità.

La rotazione alla corda è quindi somma di una rotazione elastica e di una rotazione plastica che si verifica se il momento all'estremità raggiunge M_{Rd}

$$\theta = \theta_{el} + \theta_{pl} \quad (4.21)$$

La rotazione alla corda θ è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio $\theta \approx \delta / L_V$, quindi lo spostamento dovuto alla rotazione θ è il seguente

$$\delta \approx \theta L_V \quad (4.22)$$

In virtù di ciò, lo spostamento d'interpiano u di una struttura intelaiata può essere determinato sommando allo spostamento rigido, δ_0 , dovuto alla rotazione dei nodi alla base del pilastro, gli spostamenti che derivano dalle rotazioni rispetto alla corda delle sezioni al piede ed in testa allo stesso pilastro (Fig. 4.2)

$$u = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2 \quad (4.23)$$

dove

δ_0 è lo spostamento rigido dovuto alla rotazione del nodo θ_0

δ_1 è lo spostamento dovuto alla rotazione rispetto alla corda delle sezioni al piede del pilastro

δ_2 è lo spostamento dovuto alla rotazione rispetto alla corda delle sezioni in testa al pilastro

Generalmente i momenti alle due estremità del pilastro sono simili per cui

$$L_{v1} = L_{v2} = \frac{h}{2} \quad (4.24)$$

inoltre le armature nel pilastro si mantengono costanti per cui

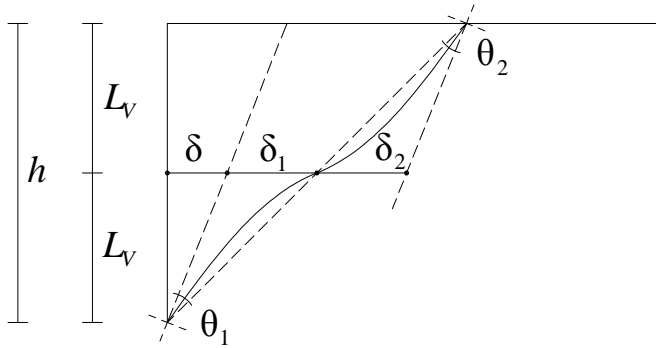


Fig. 4.2. Significato fisico della rotazione alla corda per i pilastri

$$\theta_1 \approx \theta_2 \quad (4.25)$$

Infine poiché le rotazioni del nodo, θ_0 , sono molto piccole nella stima della capacità di spostamento di interpiano si può trascurare (a vantaggio di sicurezza) lo spostamento δ_0 , e quindi

$$u = \theta \, 2 \, L_v = \theta \, h \quad (4.26)$$

Assegnato un valore limite alla rotazione rispetto alla corda, è quindi possibile definire un corrispondente spostamento limite di interpiano.

La relazione tra la rotazione alla corda e u permette quindi di esprimere la verifica non più in termini locali, ma valutando la struttura nel suo complesso.

Il ragionamento fatto per i pilastri si può estendere alle travi. In Fig. 4.3 è rappresentata la rotazione alla corda per le travi nel caso in cui non si considera il contributo dei carichi verticali.

Il valore limite della rotazione alla corda in condizioni di collasso, θ_u , può essere valutata con l'espressione riportata in Allegato 11.A dell'OPCM 3431

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} 1.25^{100 \rho_d} \quad (4.27)$$

dove

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari

$v = N / (A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c

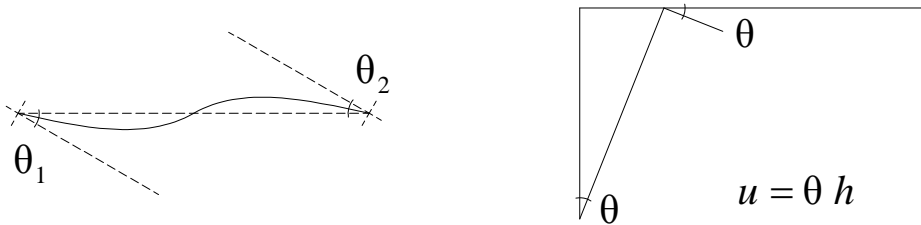


Fig. 4.3. Significato fisico della rotazione alla corda per le travi escludendo i carichi verticali

$\omega = A_s f_y / b h f_c$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in trazione

$\omega' = A_s' f_y / b h f_c$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in compressione

b è la base della sezione

h è l'altezza della sezione

$f_c = f_{cm} / FC$ è la resistenza a compressione del calcestruzzo

f_y è la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale

f_{yw} è la resistenza a snervamento dell'acciaio trasversale

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale

s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right)$$

b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato

b_i sono le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o da staffe presenti sup perimetro

L'espressione si deve moltiplicare:

per 0.85 negli elementi non dotati di adeguati dettagli antisismici

– per 0.75 in presenza di barre lisce o ancoraggi non sufficienti

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda per stato limite di SLV può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u , quindi θ_u si deve moltiplicare per 0.75.

Nel calcolo valore ultimo della rotazione alla corda lo sforzo normale incide molto, infatti, come si può vedere in Fig. 4.4 e in Tab. 4.42 e Tab. 4.43, all'aumentare dello sforzo normale, v aumenta e di conseguenza diminuiscono θ_u e lo spostamento δ , quindi lo sforzo normale è penalizzante in quanto un incremento provoca una minore possibilità di rotazione della struttura e quindi di spostamento, cioè riduce la duttilità. Per tale motivo i pilastri hanno valori minori di θ_u rispetto alle travi e quindi determinano spostamenti disponibili di interpiano minori di quelli necessari per la verifica.

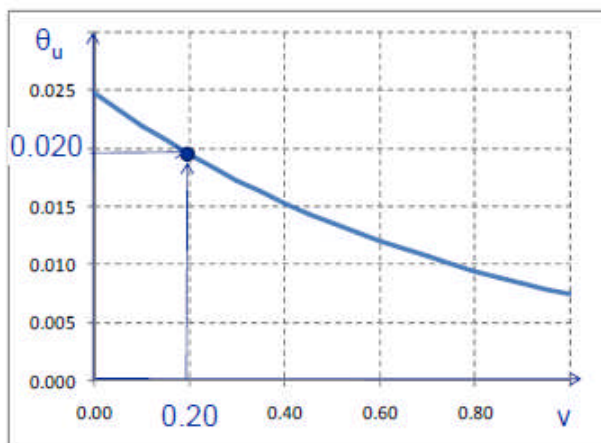


Fig. 4.4. Grafico in cui si evidenzia la relazione tra θ_u e lo sforzo assiale normalizzato, v

Per determinare la capacità di spostamento di piano è stato calcolato per tutti i pilastri di tutti i piani θ_u e successivamente lo spostamento limite corrispondente considerando solo lo sforzo normale da carichi verticali, N_q .

A ciascun piano lo spostamento disponibile, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è pari al minimo spostamento ottenuto con riferimento ai pilastri di quel piano, u_{min} , (colonna 3 delle Tab. 4.42 e Tab. 4.43). Lo spostamento disponibile, u_{min} , è confrontato con lo spostamento di interpiano richiesto, u_{rel} , valutato mediante l'analisi modale

Tab. 4.42. Spostamento di interpiano richiesto, u_{rel} , e spostamento disponibile, u_{min} , per sisma in direzione x

Piano	u_{rel} $\alpha_g = 1\ g$	u_{min} per N_q	α_g per N_q
6	56.664	73.12	1.290
5	94.344	67.33	0.714
4	118.368	61.99	0.524
3	101.952	56.00	0.549
2	87.560	51.72	0.591
1	47.996	48.45	1.009

Tab. 4.43. Spostamento di interpiano richiesto, u_{rel} , e spostamento disponibile, u_{min} , per sisma in direzione y

Piano	u_{rel} $\alpha_g = 1\ g$	u_{min} per N_q	α_g per N_q
6	96.268	73.12	0.760
5	139.364	67.33	0.483
4	168.920	61.99	0.367
3	175.460	56.00	0.319
2	155.212	51.72	0.333
1	77.416	48.45	0.626

con $\alpha_g = 1\ g$ (colonna 2 delle Tab. 4.42 e Tab. 4.43).

Si può quindi calcolare l'accelerazione sopportabile dalla struttura, $a_{g\ sopp}$ mediante la proporzione

$$u_{rel} : a_g (=1g) = u_{min} : a_{g\ sopp} \quad (4.28)$$

quindi

$$a_{g\ sopp} = \frac{u_{min}}{u_{rel}} \quad (4.29)$$

è il minimo moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione ultima per ciascun piano.

Il procedimento è ancora una volta iterativo. Infatti, per effetto dell'azione sismica si ha una variazione dello sforzo normale nei pilastri che determina una riduzione del valore di θ_u e quindi dello spostamento limite d'interpiano. Ad esempio per prefissati valori di a_g si ottengono i valori dello spostamento disponibile, u_{min} , indicati in Tab. 4.44 e Tab. 4.45. Nel caso in esame la rotazione limite si raggiunge per $a_g = 0.394\ g$ in direzione x al piano 3, e per $a_g = 0.251\ g$ in direzione y al piano 2

$$a_g = 0.251\ g$$

raggiunto per sisma in direzione y .

Si deve però tenere conto del limite di applicabilità dell'analisi lineare precedentemente definito.

Tab. 4.44. Spostamento disponibile, u_{min} , per prefissati valori di a_g , per sisma in direzione x

Piano	u_{min} $a_g = 0.1\ g$	u_{min} $a_g = 0.2\ g$	u_{min} $a_g = 0.3\ g$	u_{min} $a_g = 0.4\ g$	u_{min} $a_g = 0.394\ g$
6	72.78	72.45	72.11	71.78	71.80
5	66.26	64.97	63.02	61.13	61.24
4	60.02	56.40	53.00	49.80	49.99
3	53.09	48.89	44.20	39.95	40.20
2	48.05	43.60	39.56	35.21	35.50
1	44.42	39.84	35.74	32.05	32.26

Tab. 4.45. Spostamento disponibile, u_{min} , per prefissati valori di a_g , per sisma in direzione y

Piano	u_{min} $a_g = 0.1 g$	u_{min} $a_g = 0.2 g$	u_{min} $a_g = 0.3 g$	u_{min} $a_g = 0.4 g$	u_{min} $a_g = 0.251 g$
6	72.32	71.53	70.75	69.98	71.13
5	64.92	62.59	60.35	58.19	61.44
4	57.88	54.05	50.47	47.12	52.19
3	51.61	47.57	43.84	39.10	45.63
2	47.17	42.51	35.85	30.24	38.97
1	43.97	39.90	34.24	29.16	37.04

Nel caso in esame il limite di applicabilità per le travi e per i pilastri in direzione x è $a_g = 0.104 g$, per le travi e per i pilastri in direzione y è $a_g = 0.062 g$, quindi fino a tali a_g i valori ottenuti sono attendibili.

5. Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi statica non lineare è un metodo di verifica strutturale basato sul controllo degli spostamenti (displacement based method) ed è stato recepito anche dalle recenti normative sismiche.

Il procedimento di verifica consiste nel confrontare la capacità di spostamento della struttura, con la richiesta di spostamento del sisma, cioè con lo spostamento massimo che la struttura subirà durante il sisma.

Tale metodo consente di verificare la capacità di una struttura di sopportare un terremoto confrontando la sua capacità deformativa e gli spostamenti richiesti dal sisma, senza dover eseguire complesse e onerose analisi dinamiche non lineari.

Tra i metodi statici non lineari proposti in letteratura "il metodo N2" (Fajfar & Gasperisc, 1996, Fajfar, 1999) è tra quelli che ha avuto più consenso nella comunità scientifica ed il suo uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche.

Il metodo N2 si articola in due fasi, in una prima fase si determina la curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta della

struttura all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico e che si ottiene applicando una opportuna distribuzione di forze ed incrementandole fino al collasso o al raggiungimento di uno stato limite assegnato. Nella seconda fase si individua sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica del telaio conseguente al PGA assegnato.

Il metodo N2 viene eseguito studiando un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom system) equivalente alla struttura a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree Of Freedom system) (Fig. 4.5); il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari "N" indica che il metodo è non lineare, "2" indica che utilizza 2 modelli di calcolo della struttura, il modello MDOF e il modello SDOF.

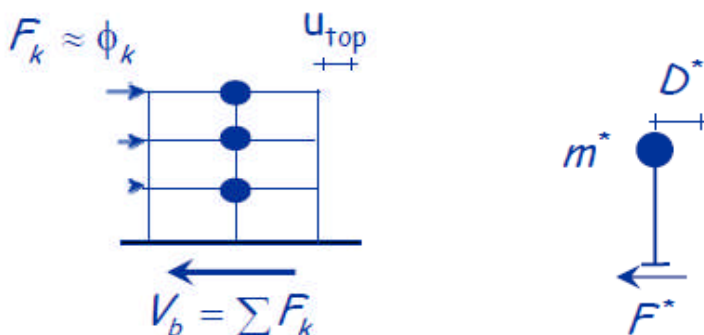


Fig. 4.5. Telaio multipiano (sistema MDOF) e oscillatore semplice (sistema SDOF)

5.1. Modellazione

L'analisi statica non lineare richiede una opportuna modellazione del comportamento della sezione. In questo caso è stato adottato un modello a plasticità concentrata, che prevede la formazione di cerniere plastiche concentrate in punti della struttura, negli estremi delle aste.

5.2. Costruzione della curva pushover e meccanismi di collasso

Poiché la struttura viene analizzata con un modello a non linearità concentrata, la capacità dell'elemento può essere descritta in termini di rotazioni plastiche. Si può così definire una curva momento-rotazione per

la generica cerniera plastica che regola la capacità della struttura nel suo complesso.

La curva di prestazione del sistema MDOF (curva pushover) si ottiene incrementando l'intensità delle forze orizzontali equivalenti al sisma controllando la plasticizzazione delle sezioni fino ad individuare la deformazione ultima e il corrispondente spostamento ultimo, cioè fino al collasso della struttura. Si procede con incrementi di carico a passo.

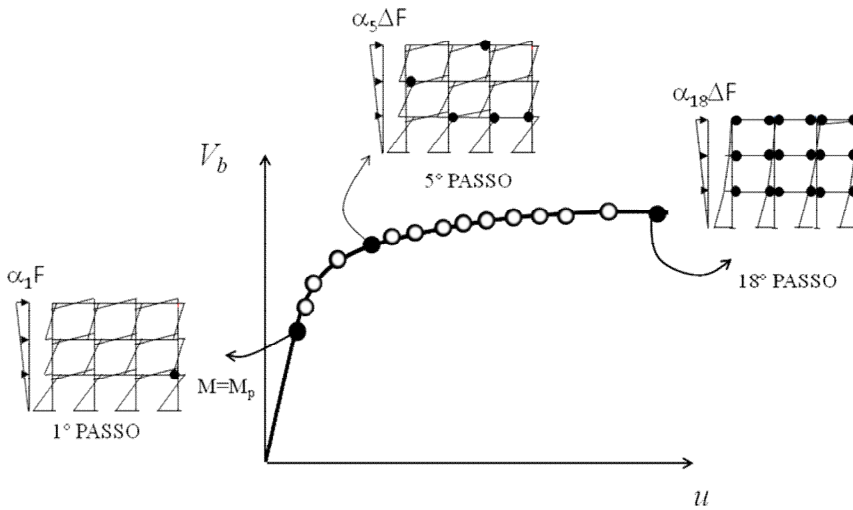


Fig. 4.6. Costruzione della curva di prestazione del sistema MDOF (curva pushover).

All'inizio del primo passo di carico la struttura non è ancora danneggiata dall'azione del sisma ed è sottoposta all'azione di forze sismiche di una determinata distribuzione. Il primo passo di carico termina in corrispondenza del moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla prima plasticizzazione, il secondo passo termina quando si forma la seconda cerniera plastica e così via fino a quando la struttura diventa labile (Fig. 4.6).

La curva di prestazione rappresenta la relazione tra il taglio alla base, V_b , e lo spostamento in testa, u_{top} (Fig. 4.7).

Il taglio alla base, V_b è dato da

$$V_b = \sum F_k \quad (4.30)$$

La distribuzione delle forze è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti Φ (in genere normalizzato imponendo che lo spostamento dell'ultimo piano sia uguale a 1) per le masse di piano m_i .

$$F_k = m_i \Phi \quad (4.31)$$

Il vettore Φ deve essere scelto in modo da descrivere in maniera realistica il comportamento dinamico della struttura. Se la risposta sismica è ben approssimata dal primo modo di vibrazione, il vettore Φ può coincidere con la deformata di tale modo, in caso contrario bisognerà utilizzare una diversa distribuzione di forze. È consigliabile comunque di utilizzare due distinte distribuzioni di forze, una distribuzione di forze affine al primo modo di vibrazione e una distribuzione di forze proporzionali alle masse.

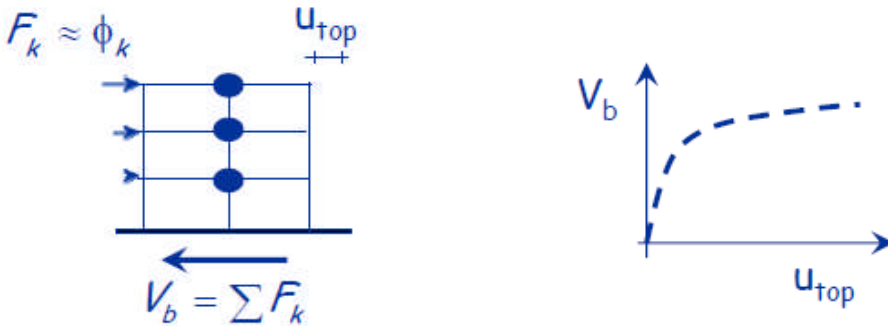


Fig. 4.7. Sistema MDOF e relativa curva di prestazione (curva pushover)

Dopo aver determinato la curva di prestazione del sistema MDOF si definisce la curva di capacità SDOF equivalente. La struttura reale con telaio multipiano, che si deforma elasticamente secondo una sua forma modale Φ , si assimila ad un oscillatore semplice con massa m^* pari a

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\Phi_n} \quad (4.32)$$

dove

m_i è la massa del piano i-esimo

Φ_i è la generica componente del vettore Φ , e quindi lo spostamento del piano i-esimo secondo il primo modo di vibrazione della struttura

Φ_n è lo spostamento dell'ultimo piano.

Si trasforma quindi la “curva di prestazione” del sistema MDOF nella “curva di capacità” del sistema SDOF equivalente (Fig. 4.8), che mette in relazione forze F^* e spostamenti D^*

$$F^* = \frac{V_b}{\Phi_n \Gamma} \quad (4.33)$$

$$D^* = \frac{D}{\Phi_n \Gamma} \quad (4.34)$$

dove

Γ è il fattore di partecipazione modale

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.35)$$

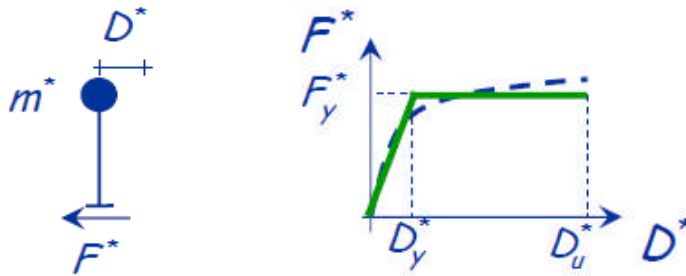


Fig. 4.8. Sistema SDOF e relativa curva di capacità (curva pushover)

La curva di capacità reale del sistema SDOF, ipotizzando un comportamento della struttura elastico - perfettamente plastico, viene sostituita con una bilatera equivalente, caratterizzata da una resistenza $V_{b,y}$ ed uno spostamento di snervamento D_y attraverso due relazioni di equivalenza.

L'OPCM 3431 stabilisce le seguenti condizioni di equivalenza: il taglio di plasticizzazione, $V_{b,y}$, della bilatera è posto uguale al massimo valore del taglio alla base riscontrato durante l'analisi incrementale, lo

spostamento al limite elastico si ottiene imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese rispettivamente dalla curva di capacità e dalla bilatera (Fig. 9). Tali prescrizioni non sono cogenti in quanto è consentito l'uso di criteri alternativi la cui affidabilità è comprovata da studi presenti in letteratura.

Il metodo proposto dalle norme FEMA 356 (2000) prevede altri criteri per la bilinearizzazione. In particolare la prima relazione stabilisce che la pendenza del tratto elastico della bilatera si determina imponendo che essa intersechi la curva di prestazione in corrispondenza di un taglio pari al 60% del taglio di snervamento, $V_{b,y}$; la seconda impone che le aree sottese dalla curva di capacità e dalla bilineare debbano essere uguali.

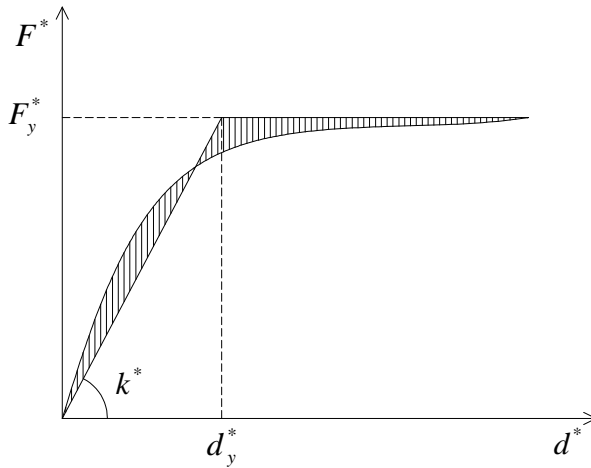


Fig. 4.9. Sistema bilineare equivalente secondo il criterio di uguaglianza delle aree (OPCM 3431)

La rigidezza dell'oscillatore semplice, k^* , si può determinare come pendenza del tratto elastico del legame bilineare, ed è pari a

$$k^* = \frac{V_{b,y}}{D_y} \quad (4.36)$$

Il periodo T corrispondente è quindi

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi\sqrt{\frac{m^* D_y}{V_{b,y}}} \quad (4.37)$$

5.3. Spostamento richiesto dal sisma (Metodo N2)

La richiesta da parte del sisma sulla struttura si ottiene dallo spettro di risposta elastico del terremoto di progetto (Fig. 10a). Per un sistema SDOF di periodo T^* , lo spostamento spettrale richiesto dal sisma (Fig. 10b) è pari a

$$S_{De}(T^*) = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} S_{ae}(T^*) \quad (4.38)$$

essendo S_{ae} è la pseudo accelerazione spettrale

Se il periodo della struttura, T^* , è sufficientemente alto, superiore a T_c (periodo di passaggio tra il campo a pseudo - accelerazione costante e

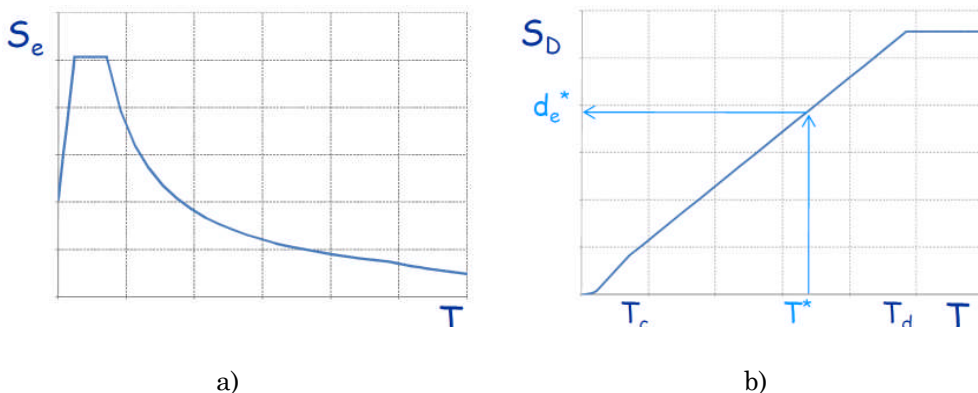


Fig. 4.10. Spettro di risposta elastico (spettro delle pseudo - accelerazioni) e spettro degli spostamenti

quello a pseudo - velocità costante), gli spostamenti elasto - plastici coincidono con quelli elastici, pertanto lo spostamento elasto - plastico richiesto potrà essere determinato direttamente dallo spettro di risposta elastico.

$$D_{e-p}^* = D_e^* = S_{De}(T^*) = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} S_{ae}(T^*) \quad \text{se} \quad T^* \geq T_C \quad (4.39)$$

T_C , viene calcolato secondo quanto stabilito dalle NTC08, punto 3.2.3.2.1, e nel caso in esame è stato determinato in Tab. 3.9.

Nei casi in cui il periodo T^* è basso, inferiore a T_C , gli spostamenti di una struttura che va in campo plastico sono maggiori di quelli che avrebbe se rimanesse in campo elastico e dipendono, oltre che dal periodo, dal rapporto q^* tra il taglio alla base che si avrebbe in caso di comportamento elastico, $S_{ae}(T^*)m^*$, e quello di plasticizzazione, F_y^* , cioè quello massimo che la struttura riesce a sopportare (corrispondente al tratto orizzontale della bilatera). In questo caso lo spostamento D^* si determina con la seguente relazione

$$D_{e-p}^* = \frac{D_e^*}{q} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq D_e^* \quad \text{se} \quad T^* < T_C \quad (4.40)$$

con

$$q^* = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (4.41)$$

Lo spostamento massimo effettivo, D , registrato all'ultimo piano del sistema MDOF, si determina invertendo la relazione (4.34)

$$D_t = \Phi_n \Gamma D_{e-p}^* \quad (4.42)$$

È possibile confrontare su uno stesso grafico la richiesta sismica e la curva di prestazione del sistema SDOF equivalente se si rappresenta lo spettro nel formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) che presenta in ordinate le pseudo accelerazioni spettrali, S_{ae} , e in ascisse gli spostamenti spettrali, S_{De} , (i periodi T sono rappresentati da rette uscenti radialmente dall'origine degli assi), e se si dividono le forze F^* della (4.33) per m^* in riferimento al sistema SDOF equivalente.

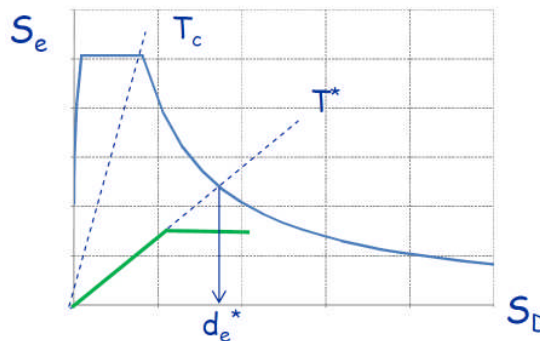


Fig. 4.11. Spettro elastico accelerazioni-spostamenti (ADRS)

Lo spettro di risposta elastico nel formato ADRS (spettro elastico accelerazioni - spostamenti) è riportato in Fig. 11, in tale grafico è riportata anche la curva di capacità bilinearizzata.

5.4. Verifica dell'edificio

La procedura descritta nel precedente paragrafo può essere applicata per determinare lo spostamento richiesto dal sisma per un qualunque prefissato valore di accelerazione di picco al suolo. Pertanto, è possibile rappresentare la curva pushover su un grafico avente in ascisse una doppia scala in termini di spostamenti e pga. Tale rappresentazione permette di correlare agevolmente ciascun punto della curva di prestazione e l'intensità del sisma che lo determina.

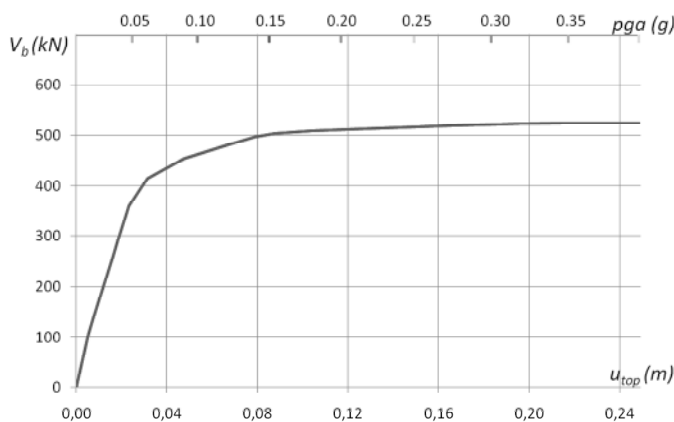


Fig. 4.12. Curva pushover in direzione x , considerando le travi plasticizzate

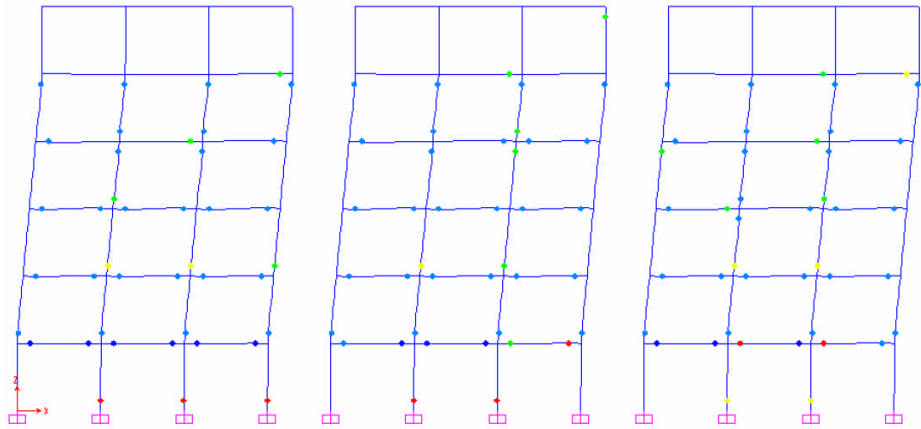


Fig. 4.13. Meccanismo di collasso in direzione x per travi plasticizzate

In Fig. 4.12, a scopo esemplificativo, è rappresentata la curva di prestazione ottenuta eseguendo un'analisi pushover con distribuzione di forze triangolare per il treno di telai in direzione x , considerando le travi plasticizzate.

Il meccanismo di collasso ottenuto è invece rappresentato in Fig. 4.13. La figura mostra come le cerniere plastiche siano diffuse a tutti i piani ad eccezione del piano terra e dell'ultimo piano.

Per determinare l'accelerazione di picco al suolo che la struttura può sopportare è condotto un confronto tra gli spostamenti d'interpiano corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita (riportati in Tab. 4.46), valutati in funzione della rotazione rispetto alla corda (assumendo uno sforzo normale sollecitante pari a quello da carichi verticali), e gli spostamenti d'interpiano che si verificano nella struttura, riportati in Tab. 4.47 per ogni step della pushover. Nelle medesime tabelle (colonne 8 e 9) sono anche riportati, per ciascun passo, i valori del taglio alla base e dello spostamento in testa.

Tab. 4.46. Spostamenti di interpiano allo SLV in funzione della rotazione alla corda in direzione x per travi plasticizzate

	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6	U_{top}	V_b
U_{limite}	48.5	51.7	56.0	62.0	67.3	73.1	0.227	523.64

Tab. 4.47. Risultati dell'analisi pushover in direzione x per travi plasticizzate

U_{rel} (mm)	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6	U_{top}	V_b
Step1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.0
Step 2	0.5	0.9	1.1	1.4	1.0	0.4	0.005	106.2
Step 3	2.3	4.6	5.3	5.5	3.8	1.8	0.023	359.4
Step 4	3.1	6.7	7.8	7.3	4.5	2.2	0.032	414.2
Step 5	4.1	9.8	12.9	12.2	6.2	2.4	0.048	454.3
Step 6	6.0	15.2	21.4	21.9	11.6	3.0	0.079	496.6
Step 7	6.5	16.7	23.5	24.3	13.5	3.0	0.087	502.3
Step 8	7.8	19.4	27.1	28.5	17.9	3.1	0.104	508.2
Step 9	9.8	25.0	34.1	36.2	26.0	3.1	0.134	513.4
Step 10	11.8	30.4	41.3	44.3	34.6	3.1	0.166	518.2
Step 11	13.5	35.8	48.3	52.0	42.8	3.1	0.196	522.2
Step 12	14.2	39.4	52.8	56.8	47.8	3.1	0.214	523.6
Step 13	14.2	47.0	60.4	64.4	55.4	3.1	0.245	523.6
Step 14	14.2	55.8	69.1	73.1	64.1	3.1	0.279	523.6
Step 15	14.2	67.2	80.6	84.6	75.6	3.1	0.325	523.6
Step 16	14.2	81.8	95.1	99.2	90.1	3.1	0.384	523.6
Step 17	14.2	89.3	102.6	106.7	97.6	3.1	0.414	523.6
Step 18	14.2	96.8	110.1	114.2	105.1	3.1	0.444	523.6
Step 19	14.2	104.3	117.6	121.7	112.6	3.1	0.474	523.6
Step 20	14.2	111.8	125.1	129.2	120.1	3.1	0.504	523.6
Step 21	14.2	119.3	132.6	136.7	127.6	3.1	0.534	523.6
Step 22	14.2	126.8	140.1	144.2	135.1	3.1	0.564	523.6
Step 23	14.2	134.3	147.6	151.7	142.6	3.1	0.594	523.6

Dal confronto tra gli spostamenti d'interpiano ed i corrispondenti valori limite si evince che al primo e all'ultimo piano non si raggiunge mai uno spostamento d'interpiano pari a quello limite. Al secondo interpiano lo spostamento limite (51.7 mm) si raggiunge tra il 13esimo ed il 14esimo step della pushover, al terzo (56.0 mm) ed al quarto (62.0 mm) interpiano si raggiunge tra il 12esimo ed il 13esimo step, mentre al

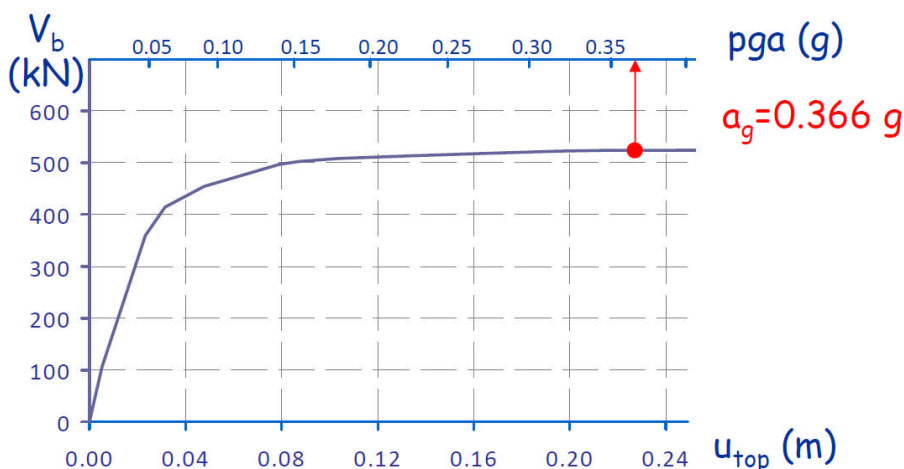


Fig. 4.14. Curva pushover in direzione x , considerando le travi plasticizzate

quinto interpiano (73.1 mm) si raggiunge tra il 14esimo ed il 15esimo step.

Procedendo per interpolazione lineare si può quindi agevolmente riscontrare che lo spostamento d'interpiano raggiunge il suo valore limite al terzo interpiano in occorrenza di uno spostamento in testa al telaio pari a 0.227 m. Tale spostamento è richiesto da un sisma con un'accelerazione di picco al suolo pari a 0.366 g (Fig. 4.14).

Ancora una volta, il procedimento descritto sarebbe a rigore iterativo. Infatti il valore dello spostamento d'interpiano limite dipende dall'entità delle variazioni dello sforzo normale nei pilastri dovute al sisma.

Il metodo descritto può essere anche applicato procedendo in modo inverso. Ad esempio, può essere preliminarmente prefissato il valore dell'accelerazione di picco al suolo per il quale si richiede che la struttura sia verificata; successivamente, dall'analisi della curva pushover, rappresentata mediante la doppia scala in ascissa, può essere determinato il valore del corrispondente spostamento in testa al telaio; infine, occorre verificare che gli spostamenti d'interpiano che si verificano nella struttura siano inferiori agli spostamenti limite.

In Fig. 4.15 e in Fig. 4.16 sono infine riportati il meccanismo di collasso e la curva pushover per il treno di telai in direzione y , consideran-

do travi e travetti plasticizzati. Anche per quanto riguarda i telai in questa direzione si riscontra un meccanismo di collasso prossimo a quello globale in virtù dell'insorgere della plasticizzazione alle estremità delle travi e alla base delle colonne del primo ordine. Procedendo in modo analogo a quanto fatto per i telai in direzione x è possibile mostrare che lo stato limite di salvaguardia della vita si raggiunge per un valore dell'accelerazione di picco al suolo pari a 0.215 g .

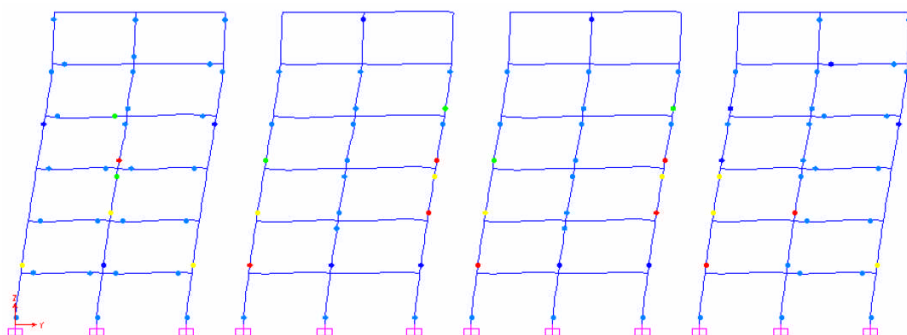


Fig. 4.15. Meccanismo di collasso in direzione y per travi e travetti plasticizzati

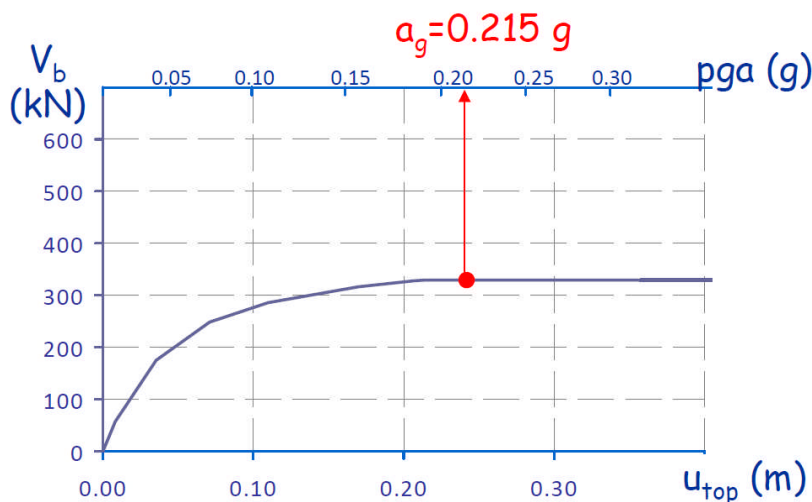


Fig. 4.16. Curva pushover in direzione y , considerando travi e travetti plasticizzati

5.5. Considerazioni sull'influenza della modellazione

L'analisi statica non lineare, rispetto all'analisi elastica, è molto più sensibile alle scelte effettuate in fase di modellazione strutturale, perché una schematizzazione non corretta della singola cerniera può alterare la sequenza delle plasticizzazioni e quindi il risultato finale.

Infatti eseguendo l'analisi statica non lineare con diverse modellazioni si ottengono risultati a volte completamente diversi.

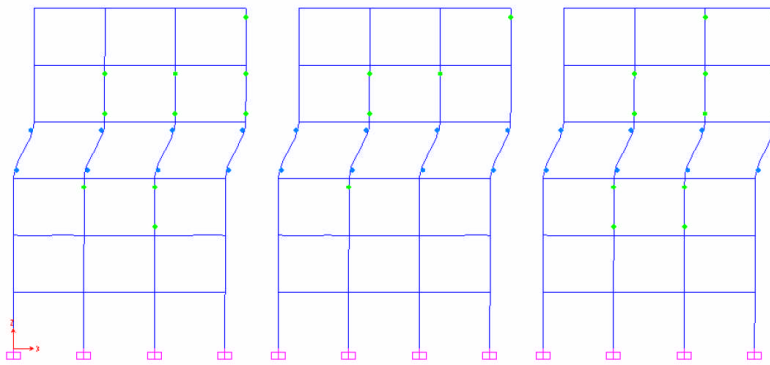


Fig. 4.17. Meccanismo di collasso in direzione x per travi infinitamente resistenti

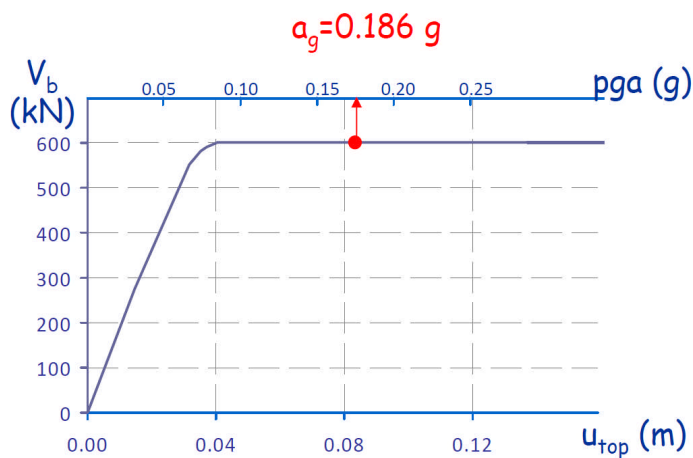


Fig. 4.18. Curva pushover in direzione y , considerando le travi infinitamente resistenti

Per mostrare l'influenza della modellazione, l'analisi pushover è stata ripetuta considerando in direzione x , le travi infinitamente resistenti. Tale modellazione scaturisce dalla possibilità che le travi abbiano una resistenza maggiore di quella ipotizzata per il contributo delle armature nel solaio e delle fasce piene.

Il meccanismo di collasso che si ottiene è riportato in Fig. 4.17, mentre la curva pushover e l'accelerazione corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita sono riportati in Fig. 4.18.

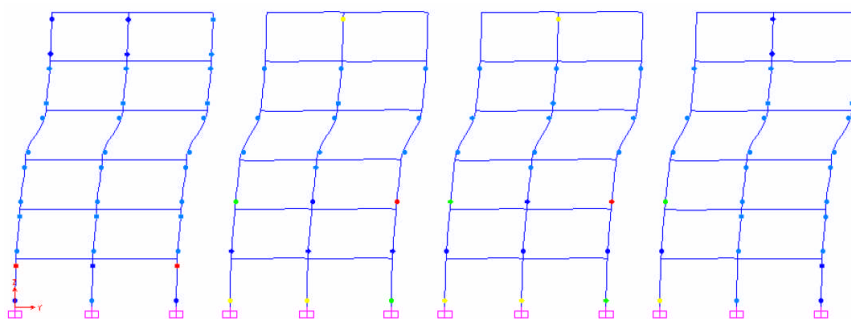


Fig. 4.19. Meccanismo di collasso in direzione y per travi plasticizzate e travetti no

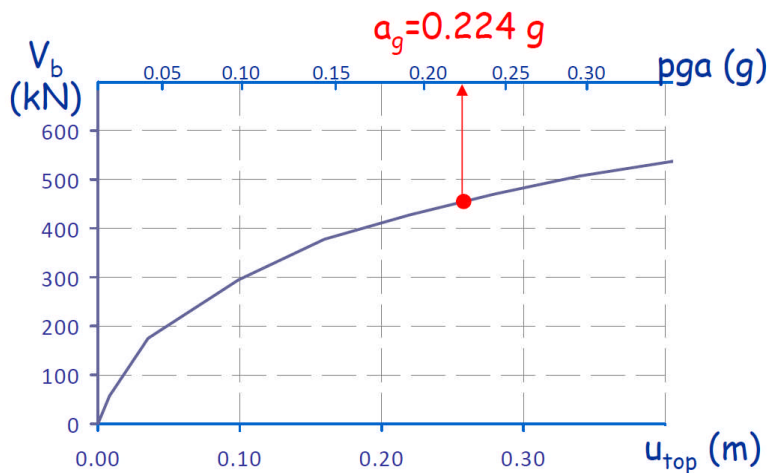


Fig. 4.20. Curva pushover in direzione y , considerando le travi plasticizzate e i travetti no

In questo caso il meccanismo di collasso è di piano e il valore di a_g/g è molto basso e tale da non comportare la verifica.

In modo analogo, per i telai in direzione y è stata assegnata resistenza infinita ai soli travetti (considerando le travi plasticizzate) ottenendo il meccanismo di collasso riportato in Fig. 19 e la curva pushover in Fig 20. In questo caso il meccanismo di collasso è un meccanismo di collasso prossimo a quello globale.

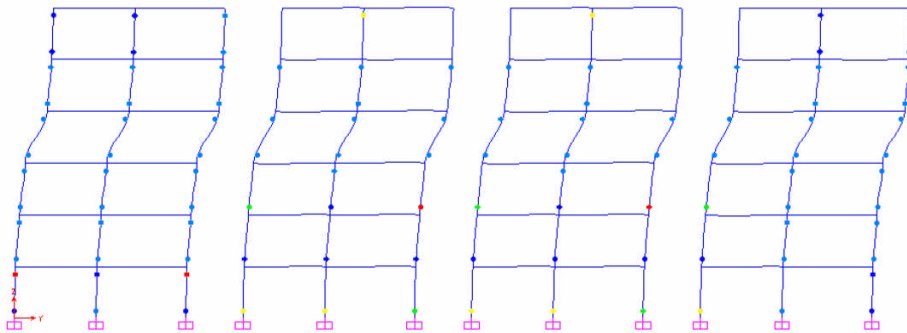


Fig. 4.21. Meccanismo di collasso in direzione y per travi e travetti infinitamente resistenti

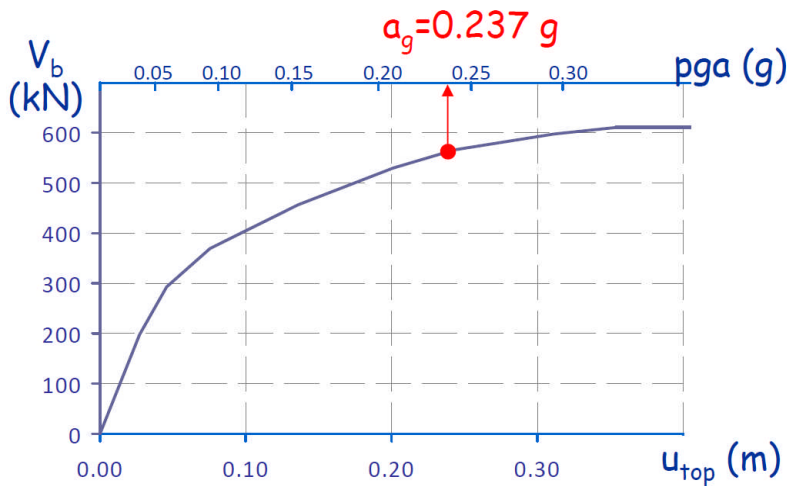


Fig. 4.22. Curva pushover in direzione y , considerando le travi e i travetti infinitamente resistenti

Ma se per i telai in direzione y si assegna resistenza infinita sia alle travi che ai travetti si ottiene il meccanismo di collasso riportato in Fig. 4.21 e la curva pushover in Fig 4.22. In quest'ultimo caso si riscontra un meccanismo di collasso di piano.

La differenza tra i risultati ottenuti con i diversi modelli mostra come questo tipo di analisi sia molto sensibile alla modellazione.

Conclusioni

Il presente lavoro analizza alla luce delle più recenti indicazioni normative le prestazioni simiche di un edificio, progettato per sostenere esclusivamente i carichi verticali, rappresentativo dell'edilizia italiana degli anni '70. La pianta dell'edificio è dotata di un asse di simmetria e presenta un corpo scala centrale. I telai resistenti sono orientati quasi esclusivamente in una direzione mentre nella direzione ortogonale sono presenti esclusivamente i telai perimetrali e quelli adiacenti alla scala.

Nella prima parte della tesi sono state discusse le problematiche di modellazione dell'edificio ed è stato condotto un progetto simulato dell'edificio per poterne definire la carpenteria ed i dettagli costruttivi. A tale scopo sono stati adottati i modelli di calcolo semplificati e le normative in uso ai tempi della progettazione dell'opera.

Successivamente sono state valutate le prestazioni sismiche dell'edificio eseguendo verifiche con riferimento ai meccanismi di collasso di tipo fragile e di tipo duttile.

Per quanto concerne i meccanismi di collasso di tipo fragile, si è evidenziato come l'assenza di una adeguata staffatura dei pilastri determini una crisi per taglio per valori di accelerazione di picco al suolo modesti. Inoltre, tale crisi si riscontra diffusamente per quasi tutti i pilastri. Le travi, invece, anche in virtù della pratica progettuale che prevedeva la disposizione di armature sagomate in prossimità degli appoggi, non presentano generalmente crisi a taglio. Accelerazioni di picco al suolo modeste determinano anche la crisi dei nodi. Inoltre, sulla base dei crolli osservati in occorrenza dei recenti terremoti verificatisi, è stato anche valutato il meccanismo di collasso con scorrimento, in corri-

spondenza della ripresa di getto, tra la testa del pilastro ed il nodo sebbene tale verifica non sia esplicitamente richiesta dalla normativa.

Infine, sono stati analizzati i meccanismi di collasso di tipo duttile confrontando i risultati ottenuti utilizzando diverse procedure di analisi più o meno semplificate. In generale, si evidenzia come i meccanismi di collasso duttili si manifestino per accelerazioni di picco al suolo maggiori di quelle che determinavano la crisi per meccanismi di tipo fragile. Inoltre, il confronto tra le diverse procedure di analisi mostra come un'analisi lineare con fattore di struttura (adottando un valore convenzionale del fattore di struttura non superiore a 3, come suggerito dall'OPCM 3431) sia estremamente penalizzante per la verifica di un edificio esistente. Viceversa, stime meno cautelative si ottengono se si utilizzano procedure di verifica che tengano conto del comportamento non lineare della struttura in modo esplicito (analisi statica non lineare) o quantomeno in modo meno convenzionale. In tale ambito è stata anche valutata l'influenza della modellazione strutturale sulla valutazione della risposta sismica della struttura in campo non lineare allo scopo di evidenziare come anche metodologie di analisi sofisticate siano soltanto un modello della realtà e, pertanto, richiedano un'analisi critica del progettista.

Bibliografia

1. Bosco M., Gheresi A., Marino E. M., *Una più semplice procedura per la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi non-lineare*, Workshop Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture, Salerno, 2007.
2. Bosco M., Gheresi A., Muratore M., Sciacca P., *Materiale didattico del corso di aggiornamento "Progettazione strutturale sulla base delle normative più recenti. Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.*, Catania 23-31 gennaio 2009.
3. Braga F., *Meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. di strutture non antisismiche*, Ingegneria sismica, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza - Matera 9-13 settembre 2001.
4. Calvi G. M., Magenes G., Pampanin S., *Studio sperimentale sulla risposta sismica di edifici in cemento armato progettati per soli carichi da gravità*, Ingegneria sismica, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza - Matera 9-13 settembre 2001.
5. Circolare 10 Aprile 1997, n. 65/AA.GG. Ministero Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*.
6. Colajanni P., Impollonia N., Papia M., *Valutazione probabilistica della risposta sismica di strutture intelaiate in c.a.: effetti delle incertezze nella modellazione dei tamponamenti*, III conferenza plenaria su: La

sicurezza delle strutture in c.a. sotto azioni sismiche con riferimento ai criteri progettuali di resistenza al collasso e di limitazione del danno dell'EC8, Roma, 2001.

7. Cosenza E., Magliulo G., Maddaloni G., *L'analisi statica non lineare (pushover) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica in italiana*, Atti del 15° congresso C.T.E. – Associazione dei tecnici della Prefabbricazione Edilizia, Bari 4-6 novembre 2004.
8. Cosenza E., Manfredi D., Polese M., *Modelli di danno nell'analisi push-over di edifici esistenti*, Ingegneria sismica, XI Congresso Nazionale “L'ingegneria Sismica in Italia”, Genova 25-29 gennaio 2004.
9. D.M. 14 Gennaio 2008 *Norme tecniche per le costruzioni*.
10. Dolce M., Masi A., Centro di competenza regionale sul rischio sismico della Regione Basilicata, *Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti*, ottobre 2005.
11. Dolce M., Moroni C., *La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante procedure VC (Vulnerabilità C.A.) e VM (Vulnerabilità murature)*, Atti di Dipartimento del DiSGG, Università degli studi della Basilicata, 2005.
12. Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance* European Committee for Standardization, ENV 1998-1.
13. Faella C., De Santo D., Martinelli E., Candela M., Nigro E., *Indagini conoscitive su alcuni edifici scolastici con struttura portante in c.a. per la valutazione della vulnerabilità sismica*, Atti del 15° congresso C.T.E. – Associazione dei tecnici della Prefabbricazione Edilizia, Bari 4-6 novembre 2004.
14. Faella C., De Santo D., Martinelli E., Nigro E., *Valutazione della vulnerabilità sismica e strategie di intervento su edifici scolastici con struttura portante in c.a.*, Atti del 15° congresso C.T.E. – Associazione dei tecnici della Prefabbricazione Edilizia, Bari 4-6 novembre 2004.

15. Gherzi A., *Edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a.*, CUEN, 1986.
16. Gherzi A., *Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario*, Dario Flaccovio Editore, 2005.
17. Gherzi A., Lenza P., *Edifici antisismici in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, 2009.
18. Gherzi A., Marino E. M., Neri F., *Proposta e validazione di un procedimento statico non lineare per la progettazione di strutture antisismiche ad elevata duttilità*, Ingegneria Sismica, Anno XXII, 2005
19. Gherzi A., Muratore M., *Verifica e progetto allo stato limite ultimo di pilastri in c.a. a sezione rettangolare: un metodo semplificativo*, Ingegneria sismica, Anno XXI, n. 3, 2004.
20. OPCM 3431 del 3/5/05, *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*.
21. Papia M., Cavalieri L., *Effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a.*, II conferenza plenaria su: La sicurezza delle strutture in c.a. sotto azioni sismiche con riferimento ai criteri progettuali di resistenza al collasso e di limitazione del danno dell'EC8, Firenze, 2000.
22. Papia M., Failla A., Cavalieri L., *Risposta sismica di telai tamponati in c.a.: modellazione e sperimentazione*, III conferenza plenaria su: La sicurezza delle strutture in c.a. sotto azioni sismiche con riferimento ai criteri progettuali di resistenza al collasso e di limitazione del danno dell'EC8, Roma, 2001.
23. Verderame G. M., Iervolino I., Ricci P., *Rapporto danni sugli edifici per evento sismico del 6 aprile 2009 ore 1.32 (UTC) – Aquilano $M_l=5.8$. Terremoto Abruzzi – aprile 2009*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II.
24. Vona M., Masi A., *Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il R.D. 2229/39*, Ingegneria sismica, XI Congresso Nazionale “L'ingegneria Sismica in Italia”, Genova 25-29 gennaio 2004.

- 25.Vona M., Masi A., *Vulnerabilità sismica di edifici in c.a. realizzati negli anni '70*, Ingegneria sismica, XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.

Allegato 1
TAVOLE

Allegato 2

DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE ALL'AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni dovute all'azione sismica sono state valutate mediante l'analisi modale. Per tale analisi si è utilizzato il programma TELRET, di cui si riporta nel seguito l'output.

Programma: TELRET 5.1 data: 07/12/2008 ora: 23:46
 File dati: G:\Aggiornamento professionale 05-08\2009 Spoleto-aggiornamento\3-
 EdiEsistCA\Analisi\TelX.txt

Edificio esistente - telai in direzione x

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
6	3.20
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.20

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce	piano	sez.	b	h	inerzia	piano	sez.	b	h	inerzia
	m			m	m	m4			m	m	m4
1 - 2	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
2 - 3	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
3 - 4	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
4 - 9	1.00	6	1	0.00	0.00	0.000000	5	1	0.00	0.00	0.000000
		4	1	0.00	0.00	0.000000	3	1	0.00	0.00	0.000000
		2	1	0.00	0.00	0.000000	1	1	0.00	0.00	0.000000
9 - 10	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
10 - 11	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
11 - 12	4.00	6	11	0.80	0.20	0.000533	5	11	0.80	0.20	0.000533
		4	11	0.80	0.20	0.000533	3	11	0.80	0.20	0.000533
		2	11	0.80	0.20	0.000533	1	11	0.80	0.20	0.000533

12 - 17	1.00	6	1	0.00	0.00	0.000000	5	1	0.00	0.00	0.000000
		4	1	0.00	0.00	0.000000	3	1	0.00	0.00	0.000000
		2	1	0.00	0.00	0.000000	1	1	0.00	0.00	0.000000
17 - 18	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
18 - 19	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
19 - 20	4.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano sez.	b		h		inerzia m4	piano sez.	b		h		inerzia m4
		m	m	m	m			m	m	m	m	
1	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675		
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	6	0.40	0.30	0.000900		
2	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600		
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400		
3	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600		
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400		
4	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600		
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400		
9	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675		
	2	6	0.40	0.30	0.000900	1	8	0.50	0.30	0.001125		
10	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600		
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400		
11	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600		
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400		
12	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675		

	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350
17	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	4	0.30	0.30	0.000675
18	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	5	0.30	0.40	0.001600
19	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	5	0.30	0.40	0.001600
20	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	6	0.40	0.30	0.000900

TABELLA DEI TIPI DI SEZIONE

sezione	forma	b m	h m	area m2	inerzia materiale m4	
1	R	0.00	0.00	0.0000	0.000000	1
2	R	0.20	0.20	0.0400	0.000133	1
3	R	0.30	0.50	0.1500	0.003125	1
4	R	0.30	0.30	0.0900	0.000675	1
5	R	0.30	0.40	0.1200	0.001600	1
6	R	0.40	0.30	0.1200	0.000900	1
7	R	0.30	0.50	0.1500	0.003125	1
8	R	0.50	0.30	0.1500	0.001125	1
9	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
10	R	0.60	0.30	0.1800	0.001350	1
11	R	0.80	0.20	0.1600	0.000533	1

Materiale	Modulo E [N/mm2]	Modulo G [N/mm2]	Coeff. di Poisson ni
1	28500	12955	0.10

Schema di carico n. 1 - ANALISI MODALE

MASSE DI PIANO

traverso massa (t)

6	131.800
5	153.800
4	153.800
3	153.800
2	153.800
1	153.800

SPETTRO DI PROGETTO PER SLU, DM 2008

$ag = 0.250 \text{ g}$ $q = 1.00$
 suolo = "B" categoria topografica = "T1"
 $Fo = 2.410$ $TC^* = 0.360$
 dati derivati:
 $s = 1.159$
 $TB = 0.16 \text{ s}$ $TC = 0.49 \text{ s}$ $TD = 2.60 \text{ s}$

ANALISI MODALE - modo 1

$T = 1.0641 \text{ s}$ $\omega^2 = 34.8657$ $p = 26.0889$
 Massa modale = 75.5587 %

ordinata spettrale $\beta = 0.3188$

traverso	def.modale	forze (kN)
6	0.050708	545.27
5	0.045949	576.57
4	0.036962	463.80
3	0.024636	309.13
2	0.013813	173.33
1	0.004814	60.40

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	118.659	11.138
5	107.522	21.029
4	86.493	28.844
3	57.649	25.326
2	32.323	21.059
1	11.264	11.264

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
----------	-------	---------	-------------	-------	---------	-------------

1	6	2.418	-1.342	5	2.390	-2.413
	4	2.262	-3.608	3	1.965	-3.539
	2	1.452	-2.483	1	0.709	-1.657
2	6	0.068	-0.521	5	0.052	-1.127
	4	0.040	-1.572	3	0.063	-2.594
	2	0.084	-3.717	1	0.061	-3.545
3	6	0.166	-0.495	5	0.181	-1.097
	4	0.190	-1.582	3	0.165	-2.405
	2	0.115	-3.386	1	0.058	-3.313
4	6	-1.990	-1.298	5	-1.960	-2.391
	4	-1.830	-3.473	3	-1.531	-4.504
	2	-1.117	-5.033	1	-0.591	-4.350
9	6	2.181	-1.213	5	2.146	-2.350
	4	2.008	-3.561	3	1.698	-3.472
	2	1.172	-2.757	1	0.595	-2.152
10	6	0.089	-0.673	5	0.091	-1.156
	4	0.098	-1.516	3	0.125	-2.491
	2	0.127	-3.601	1	0.080	-3.462
11	6	-1.210	-0.784	5	-1.196	-1.833
	4	-1.128	-2.730	3	-0.974	-3.817
	2	-0.738	-4.613	1	-0.402	-4.123
12	6	-0.714	-1.780	5	-0.694	-3.902
	4	-0.632	-6.438	3	-0.502	-7.001
	2	-0.346	-6.077	1	-0.175	-4.790
17	6	2.329	-1.383	5	2.302	-2.448
	4	2.179	-3.606	3	1.887	-3.804
	2	1.409	-3.213	1	0.771	-2.093
18	6	-0.144	-0.501	5	-0.164	-1.107
	4	-0.187	-1.604	3	-0.183	-1.706
	2	-0.142	-1.417	1	-0.064	-1.495
19	6	0.170	-0.482	5	0.189	-1.089
	4	0.210	-1.586	3	0.203	-1.686
	2	0.157	-1.404	1	0.074	-1.436
20	6	-2.163	-1.351	5	-2.135	-2.424
	4	-2.009	-3.580	3	-1.715	-3.780
	2	-1.232	-3.166	1	-0.588	-2.251

campata	piano	momento a sinistra (kNm)	momento a destra (kNm)	taglio a sinistra (kN)	taglio a destra (kN)
1 - 2	6	64.26	-27.70	-22.99	-22.99
1 - 2	5	187.01	-129.73	-79.19	-79.19
1 - 2	4	317.09	-226.41	-135.87	-135.87
1 - 2	3	367.17	-325.11	-173.07	-173.07
1 - 2	2	340.95	-395.89	-184.21	-184.21
1 - 2	1	283.82	-367.89	-162.93	-162.93
2 - 3	6	71.76	-70.59	-35.59	-35.59
2 - 3	5	153.50	-152.18	-76.42	-76.42
2 - 3	4	215.43	-215.89	-107.83	-107.83
2 - 3	3	341.60	-333.19	-168.70	-168.70
2 - 3	2	482.85	-468.13	-237.74	-237.74
2 - 3	1	463.21	-452.87	-229.02	-229.02
3 - 4	6	29.86	-65.60	-23.86	-23.86
3 - 4	5	132.66	-190.26	-80.73	-80.73
3 - 4	4	228.07	-312.26	-135.08	-135.08
3 - 4	3	358.15	-451.59	-202.43	-202.43
3 - 4	2	484.56	-557.90	-260.62	-260.62
3 - 4	1	467.13	-513.32	-245.11	-245.11
4 - 9	6	-----	-----	-----	-----
4 - 9	5	-----	-----	-----	-----
4 - 9	4	-----	-----	-----	-----
4 - 9	3	-----	-----	-----	-----
4 - 9	2	-----	-----	-----	-----
4 - 9	1	-----	-----	-----	-----
9 - 10	6	68.12	-44.06	-28.04	-28.04
9 - 10	5	192.16	-139.01	-82.79	-82.79
9 - 10	4	320.88	-229.79	-137.67	-137.67
9 - 10	3	367.64	-323.94	-172.90	-172.90
9 - 10	2	371.02	-408.60	-194.90	-194.90
9 - 10	1	328.65	-386.98	-178.91	-178.91
10 - 11	6	51.41	-56.38	-26.95	-26.95
10 - 11	5	141.65	-171.78	-78.36	-78.36
10 - 11	4	215.63	-269.69	-121.33	-121.33
10 - 11	3	355.13	-414.20	-192.33	-192.33
10 - 11	2	497.22	-542.29	-259.88	-259.88
10 - 11	1	475.86	-505.30	-245.29	-245.29
11 - 12	6	28.27	-35.83	-16.03	-16.03
11 - 12	5	60.38	-76.11	-34.12	-34.12
11 - 12	4	93.25	-121.43	-53.67	-53.67
11 - 12	3	113.92	-138.12	-63.01	-63.01
11 - 12	2	118.54	-129.66	-62.05	-62.05
11 - 12	1	100.37	-105.44	-51.45	-51.45
12 - 17	6	-----	-----	-----	-----
12 - 17	5	-----	-----	-----	-----

12 - 17	4	-----	-----	-----	-----
12 - 17	3	-----	-----	-----	-----
12 - 17	2	-----	-----	-----	-----
12 - 17	1	-----	-----	-----	-----
17 - 18	6	62.87	-23.63	-21.62	-21.62
17 - 18	5	184.89	-125.18	-77.52	-77.52
17 - 18	4	313.58	-224.44	-134.51	-134.51
17 - 18	3	345.66	-252.25	-149.48	-149.48
17 - 18	2	297.44	-217.48	-128.73	-128.73
17 - 18	1	225.08	-198.46	-105.88	-105.88
18 - 19	6	76.56	-75.69	-38.06	-38.06
18 - 19	5	158.86	-158.07	-79.23	-79.23
18 - 19	4	226.74	-225.94	-113.17	-113.17
18 - 19	3	239.95	-239.06	-119.75	-119.75
18 - 19	2	198.72	-198.14	-99.21	-99.21
18 - 19	1	201.68	-199.05	-100.18	-100.18
19 - 20	6	25.18	-63.91	-22.27	-22.27
19 - 20	5	127.28	-186.72	-78.50	-78.50
19 - 20	4	226.58	-315.38	-135.49	-135.49
19 - 20	3	254.48	-347.70	-150.55	-150.55
19 - 20	2	219.64	-298.09	-129.43	-129.43
19 - 20	1	206.03	-242.31	-112.08	-112.08

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
1	6	64.26	-51.38	36.14	22.99
1	5	135.63	-121.27	80.28	102.18
1	4	195.82	-196.65	122.65	238.05
1	3	170.52	-183.22	110.54	411.12
1	2	157.74	-167.67	101.69	595.33
1	1	116.15	-142.72	80.90	758.26
2	6	99.46	-92.18	59.89	12.60
2	5	191.05	-185.70	117.73	9.83
2	4	256.14	-243.84	156.24	-18.22
2	3	422.87	-390.89	254.30	-22.59
2	2	487.85	-497.38	307.88	30.95
2	1	333.71	-674.73	315.14	97.04
3	6	100.45	-93.21	60.52	-11.72
3	5	191.63	-185.80	117.95	-7.41
3	4	258.16	-248.26	158.26	19.84
3	3	443.07	-415.12	268.18	53.58
3	2	537.57	-541.63	337.25	76.45
3	1	378.37	-697.06	336.07	92.55

4	6	65.60	-52.46	36.89	-23.86
4	5	137.80	-124.79	82.06	-104.59
4	4	187.47	-175.07	113.29	-239.68
4	3	276.52	-261.43	168.11	-442.11
4	2	296.47	-334.48	197.17	-702.73
4	1	178.84	-597.30	242.54	-947.84
9	6	68.12	-54.45	38.30	28.04
9	5	137.71	-123.14	81.52	110.84
9	4	197.74	-198.81	123.92	248.50
9	3	168.83	-177.43	108.20	421.40
9	2	193.60	-203.30	124.03	616.30
9	1	125.36	-168.49	91.83	795.21
10	6	95.47	-89.65	57.85	-1.10
10	5	191.00	-186.68	118.03	-5.53
10	4	258.73	-247.00	158.04	-21.87
10	3	432.07	-400.44	260.16	-2.43
10	2	505.37	-513.10	318.27	62.54
10	1	349.74	-682.74	322.65	128.92
11	6	84.65	-72.03	48.96	-10.92
11	5	160.13	-149.35	96.71	-55.16
11	4	213.58	-200.51	129.40	-122.82
11	3	327.62	-304.94	197.67	-252.14
11	2	355.89	-383.15	230.95	-449.97
11	1	222.53	-619.14	263.02	-643.80
12	6	35.83	-10.31	14.42	-16.03
12	5	65.79	-35.30	31.59	-50.15
12	4	86.13	-79.37	51.72	-103.82
12	3	58.75	-73.57	41.35	-166.83
12	2	56.10	-81.88	43.12	-228.88
12	1	23.56	-138.75	50.72	-280.33
17	6	62.87	-50.06	35.29	21.62
17	5	134.83	-120.90	79.91	99.14
17	4	192.68	-190.29	119.68	233.65
17	3	155.37	-162.48	99.33	383.13
17	2	134.96	-148.43	88.56	511.86
17	1	76.65	-101.81	55.77	617.74
18	6	100.18	-92.90	60.34	16.44
18	5	191.14	-185.15	117.59	18.15
18	4	266.03	-264.80	165.89	-3.19
18	3	227.40	-230.88	143.21	-32.91
18	2	185.32	-184.39	115.54	-62.43
18	1	215.75	-258.36	148.16	-68.13
19	6	100.87	-93.57	60.76	-15.79
19	5	191.78	-185.80	118.00	-16.52
19	4	266.71	-265.50	166.32	5.80
19	3	228.04	-231.43	143.59	36.60
19	2	186.35	-185.96	116.35	66.82

19	1	219.11	-260.04	149.73	78.72
20	6	63.91	-51.01	35.91	-22.27
20	5	135.71	-121.80	80.47	-100.77
20	4	193.58	-191.19	120.24	-236.26
20	3	156.52	-163.90	100.13	-386.81
20	2	134.19	-145.19	87.30	-516.24
20	1	97.12	-133.21	71.98	-628.33

ANALISI MODALE - modo 2

T = 0.3729 s omega2 = 283.9341 p = -10.8628
 Massa modale = 13.0995 %

ordinata spettrale beta = 0.6983

traverso	def.modale	forze (kN)
6	0.045550	-446.74
5	0.015299	-175.09
4	-0.025194	288.34
3	-0.047046	538.43
2	-0.037587	430.17
1	-0.015135	173.22

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	-11.938	-7.928
5	-4.009	-10.612
4	6.603	-5.727
3	12.330	2.479
2	9.851	5.884
1	3.967	3.967

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
1	6	-0.566	0.747	5	-0.538	1.329
	4	-0.445	1.170	3	-0.292	0.277
	2	-0.135	-0.382	1	-0.028	-0.470
2	6	0.123	0.268	5	0.120	0.578
	4	0.104	0.511	3	0.075	0.032
	2	0.052	-0.747	1	0.030	-1.150

3	6	-0.090	0.246	5	-0.087	0.558
	4	-0.068	0.486	3	-0.035	0.033
	2	-0.012	-0.682	1	-0.002	-1.066
4	6	0.442	0.712	5	0.413	1.300
	4	0.317	1.155	3	0.161	0.111
	2	0.042	-1.029	1	-0.009	-1.426
9	6	-0.532	0.718	5	-0.503	1.326
	4	-0.409	1.167	3	-0.256	0.273
	2	-0.098	-0.505	1	-0.019	-0.643
10	6	0.065	0.274	5	0.064	0.527
	4	0.059	0.460	3	0.050	0.033
	2	0.042	-0.705	1	0.027	-1.114
11	6	0.207	0.458	5	0.193	1.016
	4	0.142	0.894	3	0.059	0.062
	2	-0.005	-0.953	1	-0.024	-1.352
12	6	0.201	1.429	5	0.188	2.475
	4	0.149	2.279	3	0.089	0.286
	2	0.041	-1.296	1	0.013	-1.582
17	6	-0.634	0.752	5	-0.607	1.332
	4	-0.513	1.177	3	-0.361	0.268
	2	-0.202	-0.536	1	-0.078	-0.592
18	6	0.080	0.274	5	0.078	0.583
	4	0.062	0.511	3	0.033	0.119
	2	0.008	-0.220	1	0.000	-0.465
19	6	-0.081	0.271	5	-0.079	0.581
	4	-0.063	0.509	3	-0.034	0.117
	2	-0.008	-0.225	1	0.001	-0.452
20	6	0.616	0.748	5	0.588	1.329
	4	0.494	1.174	3	0.342	0.264
	2	0.182	-0.532	1	0.058	-0.672

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a		taglio a	
		sinistra (kNm)	destra (kNm)	sinistra (kN)	destra (kN)
1 - 2	6	-55.43	34.10	22.38	22.38
1 - 2	5	-122.05	88.61	52.66	52.66
1 - 2	4	-108.62	79.30	46.98	46.98
1 - 2	3	-13.83	2.92	4.19	4.19
1 - 2	2	73.56	-89.79	-40.84	-40.84
1 - 2	1	94.98	-125.26	-55.06	-55.06

2 - 3	6	-41.88	40.90	20.70	20.70
2 - 3	5	-83.23	82.38	41.40	41.40
2 - 3	4	-72.96	71.83	36.20	36.20
2 - 3	3	-7.95	7.97	3.98	3.98
2 - 3	2	94.72	-91.82	-46.64	-46.64
2 - 3	1	148.77	-145.02	-73.45	-73.45
3 - 4	6	-35.84	56.61	23.11	23.11
3 - 4	5	-90.95	123.99	53.74	53.74
3 - 4	4	-81.86	111.65	48.38	48.38
3 - 4	3	-1.29	4.78	1.52	1.52
3 - 4	2	108.35	-123.83	-58.05	-58.05
3 - 4	1	158.19	-174.26	-83.11	-83.11
4 - 9	6	-----	-----	-----	-----
4 - 9	5	-----	-----	-----	-----
4 - 9	4	-----	-----	-----	-----
4 - 9	3	-----	-----	-----	-----
4 - 9	2	-----	-----	-----	-----
4 - 9	1	-----	-----	-----	-----
9 - 10	6	-56.17	36.39	23.14	23.14
9 - 10	5	-122.58	87.00	52.39	52.39
9 - 10	4	-108.82	77.32	46.54	46.54
9 - 10	3	-15.52	4.82	5.08	5.08
9 - 10	2	81.02	-89.92	-42.73	-42.73
9 - 10	1	108.44	-129.40	-59.46	-59.46
10 - 11	6	-40.06	48.28	22.08	22.08
10 - 11	5	-87.84	109.61	49.36	49.36
10 - 11	4	-78.01	97.35	43.84	43.84
10 - 11	3	-5.41	6.73	3.04	3.04
10 - 11	2	103.66	-114.74	-54.60	-54.60
10 - 11	1	157.74	-168.32	-81.52	-81.52
11 - 12	6	-17.86	25.24	10.77	10.77
11 - 12	5	-34.28	45.37	19.91	19.91
11 - 12	4	-30.87	41.39	18.06	18.06
11 - 12	3	-2.95	4.64	1.90	1.90
11 - 12	2	24.60	-27.20	-12.95	-12.95
11 - 12	1	32.78	-34.53	-16.83	-16.83
12 - 17	6	-----	-----	-----	-----
12 - 17	5	-----	-----	-----	-----
12 - 17	4	-----	-----	-----	-----
12 - 17	3	-----	-----	-----	-----
12 - 17	2	-----	-----	-----	-----
12 - 17	1	-----	-----	-----	-----
17 - 18	6	-55.28	33.98	22.32	22.32
17 - 18	5	-121.75	88.42	52.54	52.54
17 - 18	4	-108.35	78.73	46.77	46.77
17 - 18	3	-16.01	9.35	6.34	6.34

17 - 18	2	64.57	-50.47	-28.76	-28.76
17 - 18	1	76.09	-70.42	-36.63	-36.63
18 - 19	6	-41.79	41.68	20.87	20.87
18 - 19	5	-83.08	82.98	41.51	41.51
18 - 19	4	-72.41	72.31	36.18	36.18
18 - 19	3	-18.04	17.95	9.00	9.00
18 - 19	2	29.07	-29.31	-14.60	-14.60
18 - 19	1	61.55	-60.96	-30.63	-30.63
19 - 20	6	-34.18	55.40	22.39	22.39
19 - 20	5	-88.67	121.97	52.66	52.66
19 - 20	4	-78.99	108.58	46.89	46.89
19 - 20	3	-9.62	16.18	6.45	6.45
19 - 20	2	50.10	-63.78	-28.47	-28.47
19 - 20	1	72.04	-81.84	-38.47	-38.47

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
1	6	-55.43	48.44	-32.46	-22.38
1	5	-73.61	75.52	-46.60	-75.05
1	4	-33.10	43.83	-24.04	-122.03
1	3	30.01	-22.08	16.28	-126.21
1	2	51.48	-50.43	31.85	-85.38
1	1	44.55	-52.08	30.20	-30.31
2	6	-75.98	72.26	-46.33	1.69
2	5	-99.58	100.38	-62.49	12.95
2	4	-51.87	57.64	-34.22	23.73
2	3	46.78	-24.58	22.30	23.94
2	2	159.93	-137.51	92.95	29.74
2	1	136.52	-247.11	119.88	48.12
3	6	-76.74	72.98	-46.79	-2.42
3	5	-100.35	101.22	-62.99	-14.75
3	4	-52.47	57.93	-34.50	-26.93
3	3	48.67	-28.31	24.06	-24.47
3	2	171.86	-150.50	100.74	-13.06
3	1	152.71	-255.20	127.47	-3.39
4	6	-56.61	49.53	-33.17	23.11
4	5	-74.46	76.21	-47.08	76.85
4	4	-35.44	48.00	-26.08	125.23
4	3	43.23	-10.74	16.86	126.74
4	2	113.09	-90.98	63.77	68.70
4	1	83.28	-220.49	94.93	-14.42
9	6	-56.17	48.86	-32.82	-23.14
9	5	-73.71	75.62	-46.67	-75.54

9	4	-33.21	43.96	-24.11	-122.07
9	3	28.44	-19.09	14.85	-127.16
9	2	61.93	-59.71	38.01	-84.42
9	1	48.73	-61.62	34.49	-24.96
10	6	-76.45	73.41	-46.83	1.06
10	5	-101.43	102.23	-63.64	4.09
10	4	-53.10	58.24	-34.80	6.79
10	3	48.01	-27.00	23.44	8.83
10	2	166.58	-143.79	96.99	20.70
10	1	143.35	-250.52	123.08	42.75
11	6	-66.14	59.44	-39.24	11.31
11	5	-84.45	85.91	-53.24	40.76
11	4	-42.30	52.30	-29.56	66.54
11	3	42.62	-13.67	17.59	67.67
11	2	125.67	-103.49	71.61	26.03
11	1	97.62	-227.65	101.65	-38.66
12	6	-25.24	12.66	-11.84	10.77
12	5	-32.70	35.06	-21.18	30.68
12	4	-6.32	30.29	-11.44	48.75
12	3	25.64	-0.29	8.10	50.65
12	2	26.91	-21.18	15.03	37.70
12	1	13.35	-51.39	20.23	20.87
17	6	-55.28	48.30	-32.37	-22.32
17	5	-73.45	75.31	-46.49	-74.86
17	4	-33.03	43.95	-24.06	-121.62
17	3	27.95	-18.27	14.44	-127.96
17	2	46.30	-45.63	28.73	-99.20
17	1	30.46	-37.59	21.27	-62.57
18	6	-75.77	72.05	-46.19	1.45
18	5	-99.44	100.31	-62.42	12.47
18	4	-50.83	55.55	-33.24	23.06
18	3	28.16	-24.09	16.33	20.40
18	2	55.45	-52.50	33.73	6.24
18	1	79.47	-92.73	53.81	0.24
19	6	-75.86	72.13	-46.25	-1.53
19	5	-99.52	100.39	-62.47	-12.67
19	4	-50.91	55.62	-33.29	-23.39
19	3	28.05	-23.94	16.25	-20.84
19	2	55.48	-52.76	33.82	-6.96
19	1	80.24	-93.11	54.17	0.88
20	6	-55.40	48.42	-32.44	22.39
20	5	-73.55	75.42	-46.55	75.06
20	4	-33.16	44.09	-24.14	121.95
20	3	27.90	-18.33	14.45	128.40
20	2	45.45	-43.77	27.88	99.93
20	1	38.07	-48.84	27.16	61.46

ANALISI MODALE - modo 3

T = 0.2273 s omega2 = 764.2790 p = -6.1702
 Massa modale = 4.2263 %

ordinata spettrale beta = 0.6983

traverso	def.modale	forze (kN)
6	-0.042574	237.17
5	0.024497	-159.25
4	0.046260	-300.72
3	-0.013591	88.35
2	-0.039770	258.54
1	-0.021029	136.70

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	2.354	3.709
5	-1.355	1.204
4	-2.558	-3.310
3	0.752	-1.448
2	2.199	1.036
1	1.163	1.163

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
1	6	0.099	-0.321	5	0.083	-0.364
	4	0.048	0.148	3	0.022	0.305
	2	0.019	0.019	1	0.015	-0.115
2	6	-0.020	-0.115	5	-0.015	-0.150
	4	-0.004	0.055	3	0.003	0.205
	2	0.004	-0.017	1	0.003	-0.294
3	6	0.023	-0.114	5	0.017	-0.150
	4	0.006	0.059	3	-0.001	0.188
	2	0.000	-0.014	1	0.001	-0.268
4	6	-0.094	-0.321	5	-0.078	-0.362
	4	-0.043	0.140	3	-0.017	0.388
	2	-0.016	-0.022	1	-0.014	-0.373
9	6	0.096	-0.322	5	0.081	-0.368

	4	0.047	0.153	3	0.021	0.315
	2	0.017	-0.003	1	0.014	-0.156
10	6	-0.010	-0.101	5	-0.008	-0.130
	4	-0.003	0.039	3	0.000	0.178
	2	0.002	-0.013	1	0.003	-0.283
11	6	-0.040	-0.225	5	-0.034	-0.285
	4	-0.019	0.119	3	-0.007	0.331
	2	-0.009	-0.019	1	-0.010	-0.349
12	6	-0.043	-0.789	5	-0.035	-0.760
	4	-0.021	0.366	3	-0.010	0.734
	2	-0.007	-0.012	1	-0.005	-0.414
17	6	0.101	-0.321	5	0.086	-0.364
	4	0.051	0.144	3	0.025	0.328
	2	0.020	0.010	1	0.015	-0.145
18	6	-0.019	-0.115	5	-0.014	-0.151
	4	-0.003	0.059	3	0.004	0.137
	2	0.002	0.012	1	0.001	-0.122
19	6	0.020	-0.115	5	0.015	-0.151
	4	0.003	0.059	3	-0.003	0.138
	2	-0.002	0.012	1	0.000	-0.117
20	6	-0.098	-0.321	5	-0.083	-0.363
	4	-0.048	0.145	3	-0.022	0.328
	2	-0.016	0.012	1	-0.012	-0.169

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a		taglio a	
		sinistra (kNm)	destra (kNm)	sinistra (kN)	destra (kN)
1 - 2	6	29.72	-20.53	-12.56	-12.56
1 - 2	5	35.80	-26.29	-15.52	-15.52
1 - 2	4	-17.34	13.22	7.64	7.64
1 - 2	3	-36.95	32.49	17.36	17.36
1 - 2	2	-1.44	-0.14	0.33	0.33
1 - 2	1	22.93	-30.88	-13.45	-13.45
2 - 3	6	16.72	-16.70	-8.36	-8.36
2 - 3	5	21.15	-21.15	-10.57	-10.57
2 - 3	4	-7.21	7.37	3.65	3.65
2 - 3	3	-26.71	25.94	13.16	13.16
2 - 3	2	1.97	-1.85	-0.95	-0.95
2 - 3	1	38.00	-36.86	-18.71	-18.71
3 - 4	6	20.56	-29.75	-12.58	-12.58

3 - 4	5	26.33	-35.78	-15.53	-15.53
3 - 4	4	-13.09	16.71	7.45	7.45
3 - 4	3	-34.54	43.47	19.50	19.50
3 - 4	2	1.67	-2.03	-0.92	-0.92
3 - 4	1	39.94	-44.60	-21.14	-21.14
4 - 9	6	-----	-----	-----	-----
4 - 9	5	-----	-----	-----	-----
4 - 9	4	-----	-----	-----	-----
4 - 9	3	-----	-----	-----	-----
4 - 9	2	-----	-----	-----	-----
4 - 9	1	-----	-----	-----	-----
9 - 10	6	29.64	-19.79	-12.36	-12.36
9 - 10	5	35.63	-25.01	-15.16	-15.16
9 - 10	4	-17.03	11.96	7.25	7.25
9 - 10	3	-36.69	30.62	16.83	16.83
9 - 10	2	0.36	-0.81	-0.29	-0.29
9 - 10	1	26.13	-31.81	-14.49	-14.49
10 - 11	6	18.03	-23.56	-10.40	-10.40
10 - 11	5	23.38	-30.29	-13.42	-13.42
10 - 11	4	-9.32	12.87	5.55	5.55
10 - 11	3	-30.84	37.64	17.12	17.12
10 - 11	2	1.66	-1.89	-0.89	-0.89
10 - 11	1	40.37	-43.32	-20.92	-20.92
11 - 12	6	9.40	-13.69	-5.77	-5.77
11 - 12	5	10.10	-13.72	-5.95	-5.95
11 - 12	4	-4.60	6.47	2.77	2.77
11 - 12	3	-10.62	13.68	6.08	6.08
11 - 12	2	0.38	-0.33	-0.18	-0.18
11 - 12	1	8.48	-8.97	-4.36	-4.36
12 - 17	6	-----	-----	-----	-----
12 - 17	5	-----	-----	-----	-----
12 - 17	4	-----	-----	-----	-----
12 - 17	3	-----	-----	-----	-----
12 - 17	2	-----	-----	-----	-----
12 - 17	1	-----	-----	-----	-----
17 - 18	6	29.71	-20.53	-12.56	-12.56
17 - 18	5	35.76	-26.30	-15.52	-15.52
17 - 18	4	-17.24	13.43	7.67	7.67
17 - 18	3	-36.02	27.55	15.89	15.89
17 - 18	2	-1.98	2.10	1.02	1.02
17 - 18	1	17.91	-16.89	-8.70	-8.70
18 - 19	6	16.69	-16.68	-8.34	-8.34
18 - 19	5	21.13	-21.12	-10.56	-10.56
18 - 19	4	-7.65	7.66	3.83	3.83
18 - 19	3	-18.62	18.64	9.31	9.31
18 - 19	2	-1.76	1.73	0.87	0.87
18 - 19	1	16.10	-15.86	-7.99	-7.99

19 - 20	6	20.56	-29.73	-12.57	-12.57
19 - 20	5	26.33	-35.79	-15.53	-15.53
19 - 20	4	-13.40	17.21	7.65	7.65
19 - 20	3	-27.51	35.97	15.87	15.87
19 - 20	2	-2.09	2.12	1.05	1.05
19 - 20	1	17.54	-19.84	-9.35	-9.35

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
1	6	29.72	-29.21	18.41	12.56
1	5	6.60	-12.75	6.05	28.09
1	4	-30.09	28.20	-18.21	20.45
1	3	-8.76	12.20	-6.55	3.09
1	2	10.75	-9.14	6.22	2.76
1	1	13.79	-15.63	9.19	16.21
2	6	37.25	-36.82	23.15	-4.20
2	5	10.62	-13.09	7.41	-9.15
2	4	-33.52	31.72	-20.39	-5.16
2	3	-27.48	33.79	-19.15	-0.97
2	2	35.90	-20.48	17.62	0.31
2	1	48.39	-76.63	39.07	5.57
3	6	37.26	-36.83	23.15	4.22
3	5	10.66	-13.17	7.45	9.17
3	4	-33.64	32.09	-20.54	5.37
3	3	-28.39	34.12	-19.53	-0.97
3	2	37.64	-23.49	19.10	-1.00
3	1	53.31	-79.09	41.38	1.42
4	6	29.75	-29.24	18.43	-12.58
4	5	6.54	-12.57	5.97	-28.10
4	4	-29.28	26.29	-17.37	-20.65
4	3	-17.18	28.87	-14.39	-1.15
4	2	30.90	-11.39	13.22	-2.08
4	1	33.21	-69.04	31.95	-23.21
9	6	29.64	-29.08	18.35	12.36
9	5	6.55	-12.82	6.05	27.52
9	4	-29.85	27.90	-18.05	20.27
9	3	-8.79	12.61	-6.69	3.44
9	2	12.98	-10.53	7.35	3.73
9	1	15.60	-18.73	10.73	18.22
10	6	37.82	-37.47	23.53	-1.96
10	5	10.91	-12.95	7.46	-3.70
10	4	-34.23	32.55	-20.87	-2.00
10	3	-28.90	34.36	-19.77	-2.29

10	2	36.84	-21.81	18.33	-1.70
10	1	50.37	-77.62	40.00	4.73
11	6	32.97	-32.25	20.38	-4.63
11	5	8.14	-13.00	6.61	-12.09
11	4	-30.47	27.92	-18.25	-9.31
11	3	-20.34	30.31	-15.83	1.74
11	2	32.58	-14.16	14.60	1.03
11	1	37.65	-71.26	34.03	-15.53
12	6	13.69	-14.04	8.66	-5.77
12	5	-0.32	-13.22	4.03	-11.73
12	4	-19.69	15.27	-10.92	-8.96
12	3	1.58	10.37	-2.75	-2.88
12	2	10.71	-2.65	4.17	-3.06
12	1	6.32	-16.27	7.06	-7.43
17	6	29.71	-29.21	18.41	12.56
17	5	6.56	-12.66	6.01	28.08
17	4	-29.90	27.70	-18.00	20.41
17	3	-8.32	12.15	-6.40	4.52
17	2	10.17	-8.30	5.77	3.50
17	1	9.61	-11.36	6.55	12.20
18	6	37.23	-36.79	23.13	-4.22
18	5	10.64	-13.16	7.44	-9.17
18	4	-34.25	33.30	-21.11	-5.33
18	3	-12.87	14.37	-8.51	1.25
18	2	10.51	-8.89	6.06	1.40
18	1	24.10	-27.58	16.15	0.68
19	6	37.24	-36.80	23.14	4.23
19	5	10.65	-13.17	7.44	9.19
19	4	-34.23	33.29	-21.10	5.37
19	3	-12.86	14.38	-8.51	-1.19
19	2	10.56	-9.01	6.11	-1.37
19	1	24.40	-27.73	16.29	-0.01
20	6	29.73	-29.22	18.42	-12.57
20	5	6.57	-12.68	6.02	-28.10
20	4	-29.89	27.69	-17.99	-20.45
20	3	-8.29	12.08	-6.36	-4.58
20	2	9.95	-7.78	5.54	-3.52
20	1	12.07	-14.77	8.39	-12.87

ANALISI MODALE - inviluppo dei modi

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento	spostamento
	assoluto (mm)	relativo (mm)

6	119.282	14.166
5	107.605	23.586
4	86.782	29.592
3	58.958	25.488
2	33.862	21.890
1	11.999	11.999

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
1	6	2.486	-1.569	5	2.451	-2.778
	4	2.306	-3.796	3	1.987	-3.563
	2	1.459	-2.512	1	0.710	-1.727
2	6	0.142	-0.597	5	0.132	-1.275
	4	0.112	-1.654	3	0.097	-2.603
	2	0.099	-3.791	1	0.068	-3.739
3	6	0.190	-0.564	5	0.201	-1.240
	4	0.202	-1.656	3	0.169	-2.413
	2	0.116	-3.454	1	0.058	-3.491
4	6	-2.041	-1.514	5	-2.005	-2.745
	4	-1.858	-3.662	3	-1.539	-4.522
	2	-1.118	-5.137	1	-0.591	-4.593
9	6	2.247	-1.446	5	2.206	-2.723
	4	2.049	-3.751	3	1.717	-3.497
	2	1.176	-2.803	1	0.596	-2.252
10	6	0.111	-0.733	5	0.111	-1.277
	4	0.114	-1.584	3	0.135	-2.498
	2	0.134	-3.669	1	0.085	-3.648
11	6	-1.228	-0.936	5	-1.212	-2.115
	4	-1.137	-2.875	3	-0.976	-3.832
	2	-0.738	-4.711	1	-0.402	-4.353
12	6	-0.743	-2.415	5	-0.720	-4.683
	4	-0.650	-6.839	3	-0.510	-7.045
	2	-0.349	-6.213	1	-0.175	-5.061
17	6	2.416	-1.606	5	2.383	-2.810
	4	2.239	-3.796	3	1.922	-3.828
	2	1.424	-3.257	1	0.775	-2.180
18	6	-0.165	-0.583	5	-0.182	-1.260
	4	-0.197	-1.685	3	-0.186	-1.716
	2	-0.142	-1.434	1	-0.064	-1.570

19	6	0.189	-0.565	5	0.206	-1.244
	4	0.219	-1.667	3	0.206	-1.696
	2	0.157	-1.422	1	0.074	-1.510
20	6	-2.251	-1.577	5	-2.216	-2.788
	4	-2.070	-3.771	3	-1.749	-3.803
	2	-1.245	-3.210	1	-0.591	-2.355

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a		taglio a	
		sinistra (kNm)	destra (kNm)	sinistra (kN)	destra (kN)
1 - 2	6	89.92	-48.49	-34.46	-34.46
1 - 2	5	226.17	-159.29	-96.36	-96.36
1 - 2	4	335.62	-240.26	-143.97	-143.97
1 - 2	3	369.28	-326.74	-173.99	-173.99
1 - 2	2	348.80	-405.94	-188.68	-188.68
1 - 2	1	300.17	-389.86	-172.50	-172.50
2 - 3	6	84.75	-83.27	-42.01	-42.01
2 - 3	5	175.89	-174.33	-87.55	-87.55
2 - 3	4	227.56	-227.65	-113.80	-113.80
2 - 3	3	342.74	-334.29	-169.26	-169.26
2 - 3	2	492.06	-477.05	-242.28	-242.28
2 - 3	1	487.99	-476.95	-241.23	-241.23
3 - 4	6	50.98	-91.61	-35.52	-35.52
3 - 4	5	162.99	-229.90	-98.21	-98.21
3 - 4	4	242.67	-332.04	-143.68	-143.68
3 - 4	3	359.81	-453.70	-203.38	-203.38
3 - 4	2	496.53	-571.48	-267.00	-267.00
3 - 4	1	494.81	-543.93	-259.68	-259.68
4 - 9	6	-----	-----	-----	-----
4 - 9	5	-----	-----	-----	-----
4 - 9	4	-----	-----	-----	-----
4 - 9	3	-----	-----	-----	-----
4 - 9	2	-----	-----	-----	-----
4 - 9	1	-----	-----	-----	-----
9 - 10	6	93.13	-60.47	-38.40	-38.40
9 - 10	5	230.69	-165.88	-99.14	-99.14
9 - 10	4	339.26	-242.74	-145.50	-145.50
9 - 10	3	369.79	-325.42	-173.79	-173.79
9 - 10	2	379.77	-418.37	-199.53	-199.53
9 - 10	1	347.07	-409.28	-189.09	-189.09
10 - 11	6	67.62	-77.88	-36.36	-36.36
10 - 11	5	168.30	-206.01	-93.58	-93.58
10 - 11	4	229.49	-287.01	-129.13	-129.13

10 - 11	3	356.51	-415.96	-193.12	-193.12
10 - 11	2	507.91	-554.30	-265.55	-265.55
10 - 11	1	502.94	-534.36	-259.33	-259.33
11 - 12	6	34.73	-45.92	-20.16	-20.16
11 - 12	5	70.16	-89.66	-39.95	-39.95
11 - 12	4	98.33	-128.46	-56.70	-56.70
11 - 12	3	114.45	-138.87	-63.33	-63.33
11 - 12	2	121.06	-132.48	-63.39	-63.39
11 - 12	1	105.93	-111.31	-54.31	-54.31
12 - 17	6	-----	-----	-----	-----
12 - 17	5	-----	-----	-----	-----
12 - 17	4	-----	-----	-----	-----
12 - 17	3	-----	-----	-----	-----
12 - 17	2	-----	-----	-----	-----
12 - 17	1	-----	-----	-----	-----
17 - 18	6	88.83	-46.20	-33.52	-33.52
17 - 18	5	224.25	-155.50	-94.92	-94.92
17 - 18	4	332.22	-238.23	-142.61	-142.61
17 - 18	3	347.90	-253.92	-150.45	-150.45
17 - 18	2	304.38	-223.27	-131.91	-131.91
17 - 18	1	238.27	-211.26	-112.38	-112.38
18 - 19	6	88.80	-88.00	-44.20	-44.20
18 - 19	5	180.51	-179.77	-90.07	-90.07
18 - 19	4	238.15	-237.35	-118.87	-118.87
18 - 19	3	241.35	-240.45	-120.45	-120.45
18 - 19	2	200.84	-200.30	-100.29	-100.29
18 - 19	1	211.48	-208.78	-105.06	-105.06
19 - 20	6	47.17	-89.65	-33.99	-33.99
19 - 20	5	157.34	-225.88	-95.80	-95.80
19 - 20	4	240.32	-333.99	-143.58	-143.58
19 - 20	3	256.15	-349.93	-151.52	-151.52
19 - 20	2	225.29	-304.84	-132.53	-132.53
19 - 20	1	218.96	-256.53	-118.87	-118.87

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39

2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88
3	3	446.64	-417.48	269.97	58.91
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62
4	6	91.61	-77.85	52.92	-35.52
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23
9	6	93.13	-78.73	53.68	38.40
9	5	156.33	-145.07	94.12	136.92
9	4	202.72	-205.52	127.53	277.61
9	3	171.43	-178.89	109.42	440.18
9	2	203.68	-212.15	129.93	622.07
9	1	135.40	-180.38	98.67	795.81
10	6	128.02	-121.78	78.06	-2.48
10	5	216.54	-213.24	134.30	-7.81
10	4	266.33	-255.86	163.17	-22.98
10	3	435.69	-402.82	261.96	-9.45
10	2	533.40	-533.32	333.23	65.90
10	1	381.32	-731.38	347.64	135.91
11	6	112.37	-98.80	65.97	-16.39
11	5	181.22	-172.79	110.60	-69.64
11	4	219.86	-209.09	133.99	-139.99
11	3	331.00	-306.75	199.09	-261.07
11	2	378.82	-397.13	242.24	-450.72
11	1	245.90	-663.50	284.03	-645.15
12	6	45.92	-21.54	20.57	-20.16
12	5	73.47	-51.48	38.25	-59.95
12	4	88.58	-86.31	54.08	-115.04
12	3	64.12	-74.29	42.23	-174.37
12	2	63.13	-84.61	45.85	-231.98
12	1	27.81	-148.85	55.06	-281.20
17	6	88.83	-75.45	51.31	33.52
17	5	153.67	-143.00	92.65	127.36
17	4	197.76	-197.26	123.39	264.20
17	3	158.08	-163.96	100.58	403.96
17	2	143.04	-155.51	93.28	521.39
17	1	83.04	-109.12	60.04	621.02

18	6	131.01	-123.19	79.43	17.03
18	5	215.72	-210.99	133.34	23.86
18	4	273.00	-272.61	170.50	-23.89
18	3	229.50	-232.58	144.39	-38.74
18	2	193.73	-191.92	120.51	-62.76
18	1	231.18	-275.88	158.45	-68.14
19	6	131.59	-123.74	79.79	-16.42
19	5	216.33	-211.60	133.72	-22.76
19	4	273.67	-273.30	170.92	24.69
19	3	230.12	-233.11	144.75	42.13
19	2	194.72	-193.51	121.32	67.19
19	1	234.61	-277.59	160.06	78.72
20	6	89.65	-76.16	51.79	-33.99
20	5	154.50	-143.82	93.16	-128.76
20	4	198.66	-198.15	123.95	-266.66
20	3	159.20	-165.36	101.37	-407.59
20	2	142.02	-151.84	91.82	-525.84
20	1	105.02	-142.65	77.39	-631.46

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale dei pilastri
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

Programma: TELRET 5.1 data: 07/12/2008 ora: 23:50
 File dati: G:\Aggiornamento professionale 05-08\2009 Spoleto-aggiornamento\3-
 EdiEsistCA\Analisi\Tely.txt

Edificio esistente - telai in direzione y

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
6	3.20
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.20

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce	piano sez.	b	h	inerzia	piano sez.	b	h	inerzia
	m		m	m	m ⁴		m	m	m ⁴

17 - 9	5.50	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
9 - 1	5.00	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
1 - 18	1.00	6	1	0.00	0.00	0.000000	5	1	0.00	0.00	0.000000
		4	1	0.00	0.00	0.000000	3	1	0.00	0.00	0.000000
		2	1	0.00	0.00	0.000000	1	1	0.00	0.00	0.000000
18 - 10	5.50	6	2	0.20	0.20	0.000133	5	2	0.20	0.20	0.000133
		4	2	0.20	0.20	0.000133	3	2	0.20	0.20	0.000133
		2	2	0.20	0.20	0.000133	1	2	0.20	0.20	0.000133
10 - 2	5.00	6	2	0.20	0.20	0.000133	5	2	0.20	0.20	0.000133
		4	2	0.20	0.20	0.000133	3	2	0.20	0.20	0.000133
		2	2	0.20	0.20	0.000133	1	2	0.20	0.20	0.000133
2 - 19	1.00	6	1	0.00	0.00	0.000000	5	1	0.00	0.00	0.000000
		4	1	0.00	0.00	0.000000	3	1	0.00	0.00	0.000000
		2	1	0.00	0.00	0.000000	1	1	0.00	0.00	0.000000
19 - 11	5.50	6	2	0.20	0.20	0.000133	5	2	0.20	0.20	0.000133
		4	2	0.20	0.20	0.000133	3	2	0.20	0.20	0.000133
		2	2	0.20	0.20	0.000133	1	2	0.20	0.20	0.000133
11 - 3	5.00	6	2	0.20	0.20	0.000133	5	2	0.20	0.20	0.000133
		4	2	0.20	0.20	0.000133	3	2	0.20	0.20	0.000133
		2	2	0.20	0.20	0.000133	1	2	0.20	0.20	0.000133
3 - 20	1.00	6	1	0.00	0.00	0.000000	5	1	0.00	0.00	0.000000
		4	1	0.00	0.00	0.000000	3	1	0.00	0.00	0.000000
		2	1	0.00	0.00	0.000000	1	1	0.00	0.00	0.000000
20 - 12	5.50	6	3	0.30	0.50	0.003125	5	3	0.30	0.50	0.003125
		4	3	0.30	0.50	0.003125	3	3	0.30	0.50	0.003125
		2	3	0.30	0.50	0.003125	1	3	0.30	0.50	0.003125
12 - 4	5.00	6	2	0.20	0.20	0.000133	5	2	0.20	0.20	0.000133
		4	2	0.20	0.20	0.000133	3	2	0.20	0.20	0.000133
		2	2	0.20	0.20	0.000133	1	2	0.20	0.20	0.000133

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano sez.				inerzia	piano sez.				inerzia
	b		h		m4	b		h		m4
	m	m	m	m		m	m	m	m	
17	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675

	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	4	0.30	0.30	0.000675
9	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	5	0.30	0.40	0.001600	1	7	0.30	0.50	0.003125
1	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	5	0.30	0.40	0.001600
18	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	6	0.40	0.30	0.000900
10	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350
2	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350
19	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	6	0.40	0.30	0.000900
11	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350
3	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350
20	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	4	0.30	0.30	0.000675
	2	4	0.30	0.30	0.000675	1	5	0.30	0.40	0.001600
12	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	5	0.30	0.40	0.001600
	2	7	0.30	0.50	0.003125	1	9	0.30	0.60	0.005400
4	6	4	0.30	0.30	0.000675	5	4	0.30	0.30	0.000675
	4	4	0.30	0.30	0.000675	3	6	0.40	0.30	0.000900
	2	8	0.50	0.30	0.001125	1	10	0.60	0.30	0.001350

TABELLA DEI TIPI DI SEZIONE

sezione	forma	b m	h m	area m2	inerzia materiale m4
---------	-------	--------	--------	------------	-------------------------

1	R	0.00	0.00	0.0000	0.000000	1
2	R	0.20	0.20	0.0400	0.000133	1
3	R	0.30	0.50	0.1500	0.003125	1
4	R	0.30	0.30	0.0900	0.000675	1
5	R	0.30	0.40	0.1200	0.001600	1
6	R	0.40	0.30	0.1200	0.000900	1
7	R	0.30	0.50	0.1500	0.003125	1
8	R	0.50	0.30	0.1500	0.001125	1
9	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
10	R	0.60	0.30	0.1800	0.001350	1

Materiale	Modulo E [N/mm2]	Modulo G [N/mm2]	Coeff. di Poisson ni
1	28500	12955	0.10

Schema di carico n. 1 - ANALISI MODALE

MASSE DI PIANO

traverso	massa (t)
6	131.800
5	153.800
4	153.800
3	153.800
2	153.800
1	153.800

SPETTRO DI PROGETTO PER SLU, DM 2008

ag = 0.250 g q = 1.00
 suolo = "B" categoria topografica = "T1"
 Fo = 2.410 TC* = 0.360
 dati derivati:
 s = 1.159
 TB = 0.16 s TC = 0.49 s TD = 2.60 s

ANALISI MODALE - modo 1

T = 1.6785 s omega2 = 14.0128 p = 26.3235
 Massa modale = 76.9235 %

ordinata spettrale beta = 0.2021

traverso	def.modale	forze (kN)
6	0.049822	342.69
5	0.045225	363.00
4	0.037300	299.39
3	0.026425	212.10
2	0.014735	118.27
1	0.004774	38.32

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	185.551	17.117
5	168.434	29.517
4	138.917	40.501
3	98.416	43.538
2	54.877	37.099
1	17.779	17.779

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
17	6	2.601	-1.790	5	2.560	-3.715
	4	2.414	-5.500	3	2.110	-6.696
	2	1.613	-5.897	1	0.898	-3.513
9	6	0.270	-0.941	5	0.268	-1.827
	4	0.255	-2.516	3	0.221	-2.714
	2	0.159	-4.516	1	0.091	-5.107
1	6	-2.692	-1.876	5	-2.649	-3.655
	4	-2.490	-5.334	3	-2.151	-6.461
	2	-1.593	-5.492	1	-0.787	-4.360
18	6	0.288	-4.017	5	0.281	-6.703
	4	0.262	-10.630	3	0.223	-12.850
	2	0.161	-12.404	1	0.076	-8.902
10	6	0.044	-3.510	5	0.043	-6.407
	4	0.039	-9.910	3	0.031	-12.292
	2	0.021	-12.078	1	0.011	-8.829
2	6	-0.257	-3.969	5	-0.249	-6.685
	4	-0.226	-10.533	3	-0.179	-12.928
	2	-0.123	-12.540	1	-0.062	-9.134
19	6	0.288	-4.017	5	0.281	-6.703
	4	0.262	-10.630	3	0.223	-12.850

	2	0.161	-12.404	1	0.076	-8.902
11	6	0.044	-3.510	5	0.043	-6.407
	4	0.039	-9.910	3	0.031	-12.292
	2	0.021	-12.078	1	0.011	-8.829
3	6	-0.257	-3.969	5	-0.249	-6.685
	4	-0.226	-10.533	3	-0.179	-12.928
	2	-0.123	-12.540	1	-0.062	-9.134
20	6	2.948	-1.996	5	2.904	-3.626
	4	2.741	-5.353	3	2.393	-5.728
	2	1.780	-4.600	1	0.871	-4.203
12	6	-1.923	-1.795	5	-1.886	-3.478
	4	-1.743	-4.688	3	-1.433	-7.679
	2	-1.020	-9.875	1	-0.527	-7.708
4	6	-0.218	-3.987	5	-0.210	-6.709
	4	-0.191	-10.634	3	-0.153	-13.000
	2	-0.106	-12.554	1	-0.054	-9.144

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (kNm)	momento a destra (kNm)	taglio a sinistra (kN)	taglio a destra (kN)
17 - 9	6	105.23	-77.76	-33.27	-33.27
17 - 9	5	259.33	-198.18	-83.18	-83.18
17 - 9	4	399.57	-302.95	-127.73	-127.73
17 - 9	3	488.23	-359.30	-154.10	-154.10
17 - 9	2	502.57	-457.84	-174.62	-174.62
17 - 9	1	378.70	-430.29	-147.09	-147.09
9 - 1	6	70.59	-103.89	-34.89	-34.89
9 - 1	5	198.05	-263.18	-92.24	-92.24
9 - 1	4	310.66	-411.05	-144.34	-144.34
9 - 1	3	372.89	-506.37	-175.85	-175.85
9 - 1	2	479.96	-514.71	-198.93	-198.93
9 - 1	1	500.41	-473.81	-194.84	-194.84
1 - 18	6	-----	-----	-----	-----
1 - 18	5	-----	-----	-----	-----
1 - 18	4	-----	-----	-----	-----
1 - 18	3	-----	-----	-----	-----
1 - 18	2	-----	-----	-----	-----
1 - 18	1	-----	-----	-----	-----
18 - 10	6	15.77	-15.07	-5.61	-5.61
18 - 10	5	27.20	-26.79	-9.82	-9.82
18 - 10	4	42.90	-41.91	-15.42	-15.42

18 - 10	3	52.35	-51.58	-18.90	-18.90
18 - 10	2	50.86	-50.41	-18.41	-18.41
18 - 10	1	36.75	-36.65	-13.35	-13.35
10 - 2	6	16.43	-17.13	-6.71	-6.71
10 - 2	5	29.37	-29.79	-11.83	-11.83
10 - 2	4	45.90	-46.84	-18.55	-18.55
10 - 2	3	56.83	-57.79	-22.92	-22.92
10 - 2	2	55.65	-56.35	-22.40	-22.40
10 - 2	1	40.66	-41.12	-16.36	-16.36
2 - 19	6	-----	-----	-----	-----
2 - 19	5	-----	-----	-----	-----
2 - 19	4	-----	-----	-----	-----
2 - 19	3	-----	-----	-----	-----
2 - 19	2	-----	-----	-----	-----
2 - 19	1	-----	-----	-----	-----
19 - 11	6	15.77	-15.07	-5.61	-5.61
19 - 11	5	27.20	-26.79	-9.82	-9.82
19 - 11	4	42.90	-41.91	-15.42	-15.42
19 - 11	3	52.35	-51.58	-18.90	-18.90
19 - 11	2	50.86	-50.41	-18.41	-18.41
19 - 11	1	36.75	-36.65	-13.35	-13.35
11 - 3	6	16.43	-17.13	-6.71	-6.71
11 - 3	5	29.37	-29.79	-11.83	-11.83
11 - 3	4	45.90	-46.84	-18.55	-18.55
11 - 3	3	56.83	-57.79	-22.92	-22.92
11 - 3	2	55.65	-56.35	-22.40	-22.40
11 - 3	1	40.66	-41.12	-16.36	-16.36
3 - 20	6	-----	-----	-----	-----
3 - 20	5	-----	-----	-----	-----
3 - 20	4	-----	-----	-----	-----
3 - 20	3	-----	-----	-----	-----
3 - 20	2	-----	-----	-----	-----
3 - 20	1	-----	-----	-----	-----
20 - 12	6	101.36	-94.88	-35.68	-35.68
20 - 12	5	262.91	-258.12	-94.73	-94.73
20 - 12	4	419.33	-397.80	-148.57	-148.57
20 - 12	3	552.14	-615.34	-212.27	-212.27
20 - 12	2	568.31	-739.16	-237.72	-237.72
20 - 12	1	497.22	-610.73	-201.45	-201.45
12 - 4	6	13.07	-16.40	-5.90	-5.90
12 - 4	5	22.30	-27.21	-9.90	-9.90
12 - 4	4	31.83	-40.87	-14.54	-14.54
12 - 4	3	44.27	-52.36	-19.33	-19.33
12 - 4	2	49.94	-54.01	-20.79	-20.79
12 - 4	1	37.76	-39.95	-15.54	-15.54

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
17	6	105.23	-82.08	58.54	33.27
17	5	177.25	-155.80	104.08	116.45
17	4	243.77	-229.39	147.86	244.18
17	3	258.85	-268.45	164.78	398.28
17	2	234.12	-262.78	155.28	572.90
17	1	115.91	-158.16	85.65	719.99
9	6	148.34	-137.69	89.39	1.62
9	5	258.53	-250.24	158.99	10.68
9	4	363.38	-360.99	226.37	27.30
9	3	371.19	-349.53	225.22	49.05
9	2	588.27	-571.45	362.41	73.37
9	1	359.26	-643.52	313.37	121.12
1	6	103.89	-82.49	58.24	-34.89
1	5	180.68	-160.49	106.62	-127.14
1	4	250.56	-237.01	152.37	-271.48
1	3	269.36	-281.02	171.99	-447.33
1	2	233.70	-247.31	150.31	-646.27
1	1	226.50	-350.76	180.40	-841.11
18	6	15.77	16.53	-0.24	5.61
18	5	43.72	3.50	12.57	15.42
18	4	46.40	-19.72	20.66	30.84
18	3	32.63	-37.99	22.07	49.74
18	2	12.87	-54.98	21.20	68.15
18	1	-18.22	-124.49	33.21	81.50
10	6	31.50	3.33	8.80	1.10
10	5	59.49	-17.38	24.02	3.12
10	4	70.43	-41.79	35.07	6.25
10	3	66.62	-70.06	42.71	10.28
10	2	36.00	-101.11	42.85	14.26
10	1	-23.80	-188.50	51.47	17.27
2	6	17.13	15.53	0.50	-6.71
2	5	45.32	0.95	13.87	-18.54
2	4	47.79	-19.00	20.87	-37.09
2	3	38.80	-45.02	26.19	-60.02
2	2	11.33	-79.60	28.42	-82.42
2	1	-38.48	-181.16	44.59	-98.77
19	6	15.77	16.53	-0.24	5.61
19	5	43.72	3.50	12.57	15.42
19	4	46.40	-19.72	20.66	30.84
19	3	32.63	-37.99	22.07	49.74
19	2	12.87	-54.98	21.20	68.15
19	1	-18.22	-124.49	33.21	81.50

11	6	31.50	3.33	8.80	1.10
11	5	59.49	-17.38	24.02	3.12
11	4	70.43	-41.79	35.07	6.25
11	3	66.62	-70.06	42.71	10.28
11	2	36.00	-101.11	42.85	14.26
11	1	-23.80	-188.50	51.47	17.27
3	6	17.13	15.53	0.50	-6.71
3	5	45.32	0.95	13.87	-18.54
3	4	47.79	-19.00	20.87	-37.09
3	3	38.80	-45.02	26.19	-60.02
3	2	11.33	-79.60	28.42	-82.42
3	1	-38.48	-181.16	44.59	-98.77
20	6	101.36	-81.75	57.22	35.68
20	5	181.16	-160.40	106.74	130.41
20	4	258.93	-254.42	160.42	278.98
20	3	297.72	-311.28	190.31	491.25
20	2	257.03	-261.79	162.13	728.97
20	1	235.43	-355.22	184.58	930.42
12	6	107.95	-87.72	61.15	-29.78
12	5	192.71	-178.16	115.90	-114.61
12	4	251.46	-215.49	145.92	-248.64
12	3	444.12	-381.54	258.02	-441.59
12	2	407.55	-528.17	292.41	-658.52
12	1	120.32	-861.76	306.90	-844.42
4	6	16.40	16.32	0.03	-5.90
4	5	43.53	3.65	12.46	-15.80
4	4	44.52	-16.07	18.93	-30.34
4	3	36.29	-43.43	24.91	-49.66
4	2	10.58	-78.92	27.97	-70.45
4	1	-38.97	-180.91	44.36	-85.99

ANALISI MODALE - modo 2

T = 0.5500 s omega2 = 130.4869 p = -10.2459

Massa modale = 11.6538 %

ordinata spettrale beta = 0.6167

traverso	def.modale	forze (kN)
6	0.047424	-387.44
5	0.015315	-146.01
4	-0.023374	222.84
3	-0.045633	435.05
2	-0.038544	367.46
1	-0.015021	143.21

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	-22.528	-15.253
5	-7.275	-18.379
4	11.104	-10.574
3	21.678	3.367
2	18.310	11.174
1	7.136	7.136

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
17	6	-0.801	1.505	5	-0.761	2.726
	4	-0.641	2.356	3	-0.453	0.549
	2	-0.249	-1.067	1	-0.091	-1.186
9	6	-0.084	0.561	5	-0.079	1.143
	4	-0.064	0.966	3	-0.039	0.341
	2	-0.012	-0.978	1	0.003	-1.792
1	6	0.866	1.477	5	0.821	2.620
	4	0.686	2.263	3	0.473	0.537
	2	0.242	-0.931	1	0.065	-1.577
18	6	-0.109	3.879	5	-0.102	5.268
	4	-0.086	4.801	3	-0.061	1.057
	2	-0.034	-2.610	1	-0.012	-3.351
10	6	-0.018	3.377	5	-0.016	4.999
	4	-0.013	4.493	3	-0.008	0.858
	2	-0.004	-2.573	1	-0.001	-3.292
2	6	0.107	3.839	5	0.099	5.233
	4	0.080	4.811	3	0.049	0.890
	2	0.025	-2.692	1	0.009	-3.419
19	6	-0.109	3.879	5	-0.102	5.268
	4	-0.086	4.801	3	-0.061	1.057
	2	-0.034	-2.610	1	-0.012	-3.351
11	6	-0.018	3.377	5	-0.016	4.999
	4	-0.013	4.493	3	-0.008	0.858
	2	-0.004	-2.573	1	-0.001	-3.292
3	6	0.107	3.839	5	0.099	5.233
	4	0.080	4.811	3	0.049	0.890
	2	0.025	-2.692	1	0.009	-3.419

20	6	-0.897	1.436	5	-0.850	2.526
	4	-0.706	2.164	3	-0.480	0.574
	2	-0.238	-0.700	1	-0.061	-1.471
12	6	0.665	1.285	5	0.624	2.371
	4	0.495	2.041	3	0.292	0.387
	2	0.129	-2.087	1	0.035	-2.842
4	6	0.081	3.917	5	0.075	5.268
	4	0.059	4.866	3	0.036	0.888
	2	0.018	-2.701	1	0.006	-3.425

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a		taglio a	
		sinistra (kNm)	destra (kNm)	sinistra (kN)	destra (kN)
17 - 9	6	-102.97	72.40	31.89	31.89
17 - 9	5	-201.56	150.27	63.97	63.97
17 - 9	4	-173.67	128.66	54.97	54.97
17 - 9	3	-39.31	32.55	13.06	13.06
17 - 9	2	104.95	-102.05	-37.64	-37.64
17 - 9	1	136.52	-156.16	-53.21	-53.21
9 - 1	6	-72.30	104.92	35.44	35.44
9 - 1	5	-155.51	208.13	72.73	72.73
9 - 1	4	-133.40	179.59	62.60	62.60
9 - 1	3	-32.44	39.42	14.37	14.37
9 - 1	2	108.27	-106.62	-42.98	-42.98
9 - 1	1	185.23	-177.58	-72.56	-72.56
1 - 18	6	-----	-----	-----	-----
1 - 18	5	-----	-----	-----	-----
1 - 18	4	-----	-----	-----	-----
1 - 18	3	-----	-----	-----	-----
1 - 18	2	-----	-----	-----	-----
1 - 18	1	-----	-----	-----	-----
18 - 10	6	-15.32	14.63	5.44	5.44
18 - 10	5	-21.40	21.03	7.71	7.71
18 - 10	4	-19.42	18.99	6.98	6.98
18 - 10	3	-4.07	3.79	1.43	1.43
18 - 10	2	10.79	-10.74	-3.92	-3.92
18 - 10	1	13.82	-13.74	-5.01	-5.01
10 - 2	6	-15.99	16.69	6.54	6.54
10 - 2	5	-23.05	23.40	9.29	9.29
10 - 2	4	-20.89	21.37	8.45	8.45
10 - 2	3	-3.91	3.96	1.57	1.57
10 - 2	2	11.94	-12.12	-4.81	-4.81

10 - 2	1	15.21	-15.41	-6.12	-6.12
2 - 19	6	-----	-----	-----	-----
2 - 19	5	-----	-----	-----	-----
2 - 19	4	-----	-----	-----	-----
2 - 19	3	-----	-----	-----	-----
2 - 19	2	-----	-----	-----	-----
2 - 19	1	-----	-----	-----	-----
19 - 11	6	-15.32	14.63	5.44	5.44
19 - 11	5	-21.40	21.03	7.71	7.71
19 - 11	4	-19.42	18.99	6.98	6.98
19 - 11	3	-4.07	3.79	1.43	1.43
19 - 11	2	10.79	-10.74	-3.92	-3.92
19 - 11	1	13.82	-13.74	-5.01	-5.01
11 - 3	6	-15.99	16.69	6.54	6.54
11 - 3	5	-23.05	23.40	9.29	9.29
11 - 3	4	-20.89	21.37	8.45	8.45
11 - 3	3	-3.91	3.96	1.57	1.57
11 - 3	2	11.94	-12.12	-4.81	-4.81
11 - 3	1	15.21	-15.41	-6.12	-6.12
3 - 20	6	-----	-----	-----	-----
3 - 20	5	-----	-----	-----	-----
3 - 20	4	-----	-----	-----	-----
3 - 20	3	-----	-----	-----	-----
3 - 20	2	-----	-----	-----	-----
3 - 20	1	-----	-----	-----	-----
20 - 12	6	-107.03	102.13	38.03	38.03
20 - 12	5	-214.35	209.35	77.04	77.04
20 - 12	4	-185.03	181.04	66.56	66.56
20 - 12	3	-36.05	30.01	12.01	12.01
20 - 12	2	119.44	-164.34	-51.60	-51.60
20 - 12	1	189.00	-233.42	-76.80	-76.80
12 - 4	6	-10.39	14.39	4.96	4.96
12 - 4	5	-15.72	20.12	7.17	7.17
12 - 4	4	-14.00	18.29	6.46	6.46
12 - 4	3	-2.76	3.52	1.26	1.26
12 - 4	2	10.35	-11.28	-4.33	-4.33
12 - 4	1	13.82	-14.71	-5.71	-5.71

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
17	6	-102.97	88.28	-59.76	-31.89
17	5	-113.28	117.74	-72.19	-95.86
17	4	-55.93	77.65	-41.74	-150.83

17	3	38.34	-18.91	17.89	-163.89
17	2	86.04	-84.61	53.33	-126.25
17	1	51.91	-66.17	36.90	-73.04
9	6	-144.70	137.71	-88.25	-3.56
9	5	-168.07	170.20	-105.71	-12.32
9	4	-91.86	99.38	-59.76	-19.94
9	3	34.40	-18.55	16.55	-21.25
9	2	191.77	-168.55	112.60	-15.91
9	1	172.84	-272.61	139.20	3.44
1	6	-104.92	91.17	-61.28	35.44
1	5	-116.96	121.26	-74.44	108.17
1	4	-58.33	79.08	-42.94	170.77
1	3	39.66	-22.02	19.28	185.14
1	2	84.60	-76.83	50.45	142.16
1	1	100.75	-145.70	77.01	69.60
18	6	-15.32	-1.38	-4.36	-5.44
18	5	-22.78	28.39	-15.99	-13.16
18	4	8.97	36.05	-8.46	-20.14
18	3	31.99	12.11	6.21	-21.57
18	2	22.90	-14.00	11.53	-17.66
18	1	-0.18	-53.53	16.67	-12.65
10	6	-30.61	11.12	-13.04	-1.09
10	5	-32.95	39.03	-22.50	-2.67
10	4	-0.85	44.55	-14.19	-4.13
10	3	36.85	18.15	5.85	-4.28
10	2	40.83	-26.42	21.01	-3.38
10	1	2.53	-81.70	26.32	-2.27
2	6	-16.69	-0.08	-5.19	6.54
2	5	-23.48	28.56	-16.26	15.83
2	4	7.19	39.95	-10.24	24.28
2	3	35.99	21.42	4.55	25.85
2	2	33.54	-18.97	16.41	21.04
2	1	-3.56	-78.65	23.47	14.91
19	6	-15.32	-1.38	-4.36	-5.44
19	5	-22.78	28.39	-15.99	-13.16
19	4	8.97	36.05	-8.46	-20.14
19	3	31.99	12.11	6.21	-21.57
19	2	22.90	-14.00	11.53	-17.66
19	1	-0.18	-53.53	16.67	-12.65
11	6	-30.61	11.12	-13.04	-1.09
11	5	-32.95	39.03	-22.50	-2.67
11	4	-0.85	44.55	-14.19	-4.13
11	3	36.85	18.15	5.85	-4.28
11	2	40.83	-26.42	21.01	-3.38
11	1	2.53	-81.70	26.32	-2.27
3	6	-16.69	-0.08	-5.19	6.54

3	5	-23.48	28.56	-16.26	15.83
3	4	7.19	39.95	-10.24	24.28
3	3	35.99	21.42	4.55	25.85
3	2	33.54	-18.97	16.41	21.04
3	1	-3.56	-78.65	23.47	14.91
20	6	-107.03	93.93	-62.80	-38.03
20	5	-120.42	124.77	-76.62	-115.07
20	4	-60.26	79.38	-43.64	-181.62
20	3	43.33	-28.01	22.29	-193.64
20	2	91.43	-82.17	54.25	-142.04
20	1	106.83	-148.74	79.87	-65.24
12	6	-112.52	99.46	-66.25	33.07
12	5	-125.61	129.58	-79.75	102.94
12	4	-65.46	85.34	-47.13	163.04
12	3	52.57	17.93	10.82	173.80
12	2	192.62	-150.56	107.24	126.53
12	1	96.68	-370.08	145.86	55.43
4	6	-14.39	-1.85	-3.92	4.96
4	5	-21.97	26.81	-15.24	12.12
4	4	8.51	39.31	-9.63	18.58
4	3	35.79	21.76	4.39	19.84
4	2	33.04	-18.54	16.12	15.51
4	1	-3.84	-78.51	23.34	9.81

ANALISI MODALE - modo 3

T = 0.3126 s omega2 = 404.0039 p = -6.5879

Massa modale = 4.8180 %

ordinata spettrale beta = 0.6983

traverso	def.modale	forze (kN)
6	-0.041612	247.51
5	0.023902	-165.90
4	0.043585	-302.52
3	-0.006450	44.77
2	-0.043570	302.41
1	-0.024642	171.04

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	4.648	7.318
5	-2.670	2.199
4	-4.869	-5.589

3	0.720	-4.146
2	4.867	2.114
1	2.753	2.753

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
17	6	0.147	-0.763	5	0.126	-0.832
	4	0.081	0.303	3	0.046	0.835
	2	0.035	0.159	1	0.028	-0.346
9	6	0.018	-0.215	5	0.016	-0.303
	4	0.010	0.083	3	0.005	0.286
	2	0.005	-0.046	1	0.005	-0.558
1	6	-0.159	-0.725	5	-0.136	-0.791
	4	-0.085	0.279	3	-0.045	0.779
	2	-0.034	0.173	1	-0.027	-0.527
18	6	0.024	-2.215	5	0.020	-1.706
	4	0.013	0.692	3	0.007	1.883
	2	0.005	0.269	1	0.003	-1.137
10	6	0.004	-1.899	5	0.004	-1.619
	4	0.002	0.640	3	0.001	1.760
	2	0.001	0.200	1	0.000	-1.090
2	6	-0.026	-2.186	5	-0.021	-1.697
	4	-0.013	0.685	3	-0.006	1.880
	2	-0.004	0.200	1	-0.002	-1.142
19	6	0.024	-2.215	5	0.020	-1.706
	4	0.013	0.692	3	0.007	1.883
	2	0.005	0.269	1	0.003	-1.137
11	6	0.004	-1.899	5	0.004	-1.619
	4	0.002	0.640	3	0.001	1.760
	2	0.001	0.200	1	0.000	-1.090
3	6	-0.026	-2.186	5	-0.021	-1.697
	4	-0.013	0.685	3	-0.006	1.880
	2	-0.004	0.200	1	-0.002	-1.142
20	6	0.159	-0.670	5	0.134	-0.748
	4	0.079	0.273	3	0.035	0.639
	2	0.027	0.157	1	0.025	-0.478
12	6	-0.130	-0.589	5	-0.107	-0.689
	4	-0.058	0.194	3	-0.020	0.972
	2	-0.015	0.079	1	-0.015	-0.932

4	6	-0.019	-2.249	5	-0.015	-1.711
	4	-0.009	0.699	3	-0.004	1.898
	2	-0.003	0.199	1	-0.002	-1.144

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (kNm)	momento a destra (kNm)	taglio a sinistra (kN)	taglio a destra (kN)
17 - 9	6	54.13	-36.35	-16.45	-16.45
17 - 9	5	61.74	-44.61	-19.34	-19.34
17 - 9	4	-23.60	16.49	7.29	7.29
17 - 9	3	-64.04	46.29	20.06	20.06
17 - 9	2	-9.37	2.72	2.20	2.20
17 - 9	1	40.12	-46.98	-15.84	-15.84
9 - 1	6	37.33	-55.54	-18.57	-18.57
9 - 1	5	46.51	-63.89	-22.08	-22.08
9 - 1	4	-17.92	24.91	8.57	8.57
9 - 1	3	-49.24	66.81	23.21	23.21
9 - 1	2	-3.72	11.54	3.05	3.05
9 - 1	1	57.87	-56.75	-22.92	-22.92
1 - 18	6	-----	-----	-----	-----
1 - 18	5	-----	-----	-----	-----
1 - 18	4	-----	-----	-----	-----
1 - 18	3	-----	-----	-----	-----
1 - 18	2	-----	-----	-----	-----
1 - 18	1	-----	-----	-----	-----
18 - 10	6	8.73	-8.29	-3.10	-3.10
18 - 10	5	6.94	-6.82	-2.50	-2.50
18 - 10	4	-2.80	2.73	1.01	1.01
18 - 10	3	-7.64	7.47	2.75	2.75
18 - 10	2	-1.02	0.93	0.35	0.35
18 - 10	1	4.65	-4.58	-1.68	-1.68
10 - 2	6	9.07	-9.51	-3.72	-3.72
10 - 2	5	7.48	-7.60	-3.01	-3.01
10 - 2	4	-3.00	3.07	1.21	1.21
10 - 2	3	-8.21	8.40	3.32	3.32
10 - 2	2	-0.91	0.92	0.37	0.37
10 - 2	1	5.05	-5.13	-2.03	-2.03
2 - 19	6	-----	-----	-----	-----
2 - 19	5	-----	-----	-----	-----
2 - 19	4	-----	-----	-----	-----
2 - 19	3	-----	-----	-----	-----
2 - 19	2	-----	-----	-----	-----
2 - 19	1	-----	-----	-----	-----

19 - 11	6	8.73	-8.29	-3.10	-3.10
19 - 11	5	6.94	-6.82	-2.50	-2.50
19 - 11	4	-2.80	2.73	1.01	1.01
19 - 11	3	-7.64	7.47	2.75	2.75
19 - 11	2	-1.02	0.93	0.35	0.35
19 - 11	1	4.65	-4.58	-1.68	-1.68
11 - 3	6	9.07	-9.51	-3.72	-3.72
11 - 3	5	7.48	-7.60	-3.01	-3.01
11 - 3	4	-3.00	3.07	1.21	1.21
11 - 3	3	-8.21	8.40	3.32	3.32
11 - 3	2	-0.91	0.92	0.37	0.37
11 - 3	1	5.05	-5.13	-2.03	-2.03
3 - 20	6	-----	-----	-----	-----
3 - 20	5	-----	-----	-----	-----
3 - 20	4	-----	-----	-----	-----
3 - 20	3	-----	-----	-----	-----
3 - 20	2	-----	-----	-----	-----
3 - 20	1	-----	-----	-----	-----
20 - 12	6	57.38	-54.74	-20.38	-20.38
20 - 12	5	66.52	-64.61	-23.84	-23.84
20 - 12	4	-26.40	23.86	9.14	9.14
20 - 12	3	-73.84	84.62	28.81	28.81
20 - 12	2	-13.44	10.91	4.43	4.43
20 - 12	1	60.49	-75.19	-24.67	-24.67
12 - 4	6	5.31	-7.83	-2.63	-2.63
12 - 4	5	4.78	-6.33	-2.22	-2.22
12 - 4	4	-1.61	2.37	0.80	0.80
12 - 4	3	-5.83	7.23	2.61	2.61
12 - 4	2	-0.53	0.71	0.25	0.25
12 - 4	1	4.58	-4.91	-1.90	-1.90

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
17	6	54.13	-53.31	33.58	16.45
17	5	8.43	-22.07	9.53	35.79
17	4	-45.68	39.29	-26.55	28.50
17	3	-24.76	32.87	-18.01	8.44
17	2	23.50	-17.42	12.79	6.24
17	1	22.70	-26.86	15.49	22.08
9	6	73.69	-72.63	45.72	2.12
9	5	18.50	-23.15	13.01	4.87
9	4	-57.55	55.12	-35.21	3.59
9	3	-40.41	44.40	-26.50	0.44
9	2	37.96	-23.36	19.16	-0.41

9	1	81.49	-112.57	60.65	6.67
1	6	55.54	-54.75	34.47	-18.57
1	5	9.13	-22.00	9.73	-40.65
1	4	-46.91	40.90	-27.44	-32.09
1	3	-25.91	33.20	-18.47	-8.88
1	2	21.66	-13.24	10.91	-5.83
1	1	43.51	-58.53	31.89	-28.75
18	6	8.73	-14.85	7.37	3.10
18	5	-7.91	-20.92	4.06	5.60
18	4	-23.72	9.40	-10.35	4.59
18	3	1.77	17.64	-4.96	1.84
18	2	16.62	0.28	5.11	1.49
18	1	4.92	-23.15	8.77	3.17
10	6	17.36	-20.74	11.91	0.62
10	5	-6.44	-20.72	4.46	1.13
10	4	-26.45	12.99	-12.32	0.93
10	3	-2.70	27.71	-9.50	0.35
10	2	25.87	-0.02	8.09	0.34
10	1	9.61	-35.83	14.20	0.70
2	6	9.51	-15.39	7.78	-3.72
2	5	-7.79	-20.85	4.08	-6.73
2	4	-23.92	9.56	-10.46	-5.52
2	3	1.16	25.77	-7.69	-2.19
2	2	24.86	2.03	7.13	-1.83
2	1	7.15	-34.60	13.05	-3.86
19	6	8.73	-14.85	7.37	3.10
19	5	-7.91	-20.92	4.06	5.60
19	4	-23.72	9.40	-10.35	4.59
19	3	1.77	17.64	-4.96	1.84
19	2	16.62	0.28	5.11	1.49
19	1	4.92	-23.15	8.77	3.17
11	6	17.36	-20.74	11.91	0.62
11	5	-6.44	-20.72	4.46	1.13
11	4	-26.45	12.99	-12.32	0.93
11	3	-2.70	27.71	-9.50	0.35
11	2	25.87	-0.02	8.09	0.34
11	1	9.61	-35.83	14.20	0.70
3	6	9.51	-15.39	7.78	-3.72
3	5	-7.79	-20.85	4.08	-6.73
3	4	-23.92	9.56	-10.46	-5.52
3	3	1.16	25.77	-7.69	-2.19
3	2	24.86	2.03	7.13	-1.83
3	1	7.15	-34.60	13.05	-3.86
20	6	57.38	-56.44	35.57	20.38
20	5	10.08	-22.35	10.13	44.23
20	4	-48.75	44.35	-29.09	35.09

20	3	-29.49	35.29	-20.24	6.28
20	2	21.85	-14.21	11.27	1.85
20	1	46.28	-59.91	33.18	26.52
12	6	60.05	-58.84	37.15	-17.76
12	5	10.55	-21.17	9.91	-39.37
12	4	-46.64	37.29	-26.23	-31.03
12	3	-53.15	78.61	-41.18	-4.83
12	2	67.18	-10.91	24.40	-0.66
12	1	68.86	-158.54	71.06	-23.43
4	6	7.83	-14.30	6.92	-2.63
4	5	-7.97	-21.01	4.08	-4.85
4	4	-23.38	8.96	-10.11	-4.05
4	3	1.73	25.50	-7.43	-1.44
4	2	24.79	2.13	7.08	-1.19
4	1	7.04	-34.55	13.00	-3.09

ANALISI MODALE - involucro dei modi

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	186.971	24.067
5	168.612	34.841
4	139.445	42.230
3	100.777	43.865
2	58.056	38.803
1	19.354	19.354

SPOSTAMENTO VERTICALE E ROTAZIONE DEI NODI

pilastro	piano	vy (mm)	rotaz.x1000	piano	vy (mm)	rotaz.x1000
17	6	2.726	-2.460	5	2.673	-4.683
	4	2.500	-5.991	3	2.158	-6.770
	2	1.632	-5.995	1	0.903	-3.724
9	6	0.283	-1.117	5	0.280	-2.176
	4	0.263	-2.697	3	0.224	-2.751
	2	0.160	-4.621	1	0.091	-5.441
1	6	-2.832	-2.495	5	-2.776	-4.566
	4	-2.584	-5.801	3	-2.203	-6.530
	2	-1.612	-5.573	1	-0.790	-4.666
18	6	0.309	-6.007	5	0.300	-8.694

	4	0.276	-11.685	3	0.232	-13.030
	2	0.165	-12.678	1	0.077	-9.579
10	6	0.048	-5.228	5	0.046	-8.286
	4	0.041	-10.900	3	0.032	-12.447
	2	0.022	-12.350	1	0.011	-9.485
2	6	-0.280	-5.939	5	-0.269	-8.658
	4	-0.240	-11.600	3	-0.186	-13.094
	2	-0.126	-12.828	1	-0.062	-9.819
19	6	0.309	-6.007	5	0.300	-8.694
	4	0.276	-11.685	3	0.232	-13.030
	2	0.165	-12.678	1	0.077	-9.579
11	6	0.048	-5.228	5	0.046	-8.286
	4	0.041	-10.900	3	0.032	-12.447
	2	0.022	-12.350	1	0.011	-9.485
3	6	-0.280	-5.939	5	-0.269	-8.658
	4	-0.240	-11.600	3	-0.186	-13.094
	2	-0.126	-12.828	1	-0.062	-9.819
20	6	3.086	-2.548	5	3.028	-4.482
	4	2.832	-5.780	3	2.441	-5.792
	2	1.796	-4.656	1	0.873	-4.479
12	6	-2.039	-2.285	5	-1.989	-4.266
	4	-1.813	-5.117	3	-1.462	-7.750
	2	-1.028	-10.094	1	-0.528	-8.268
4	6	-0.233	-6.025	5	-0.224	-8.700
	4	-0.200	-11.715	3	-0.157	-13.168
	2	-0.108	-12.843	1	-0.054	-9.831

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (kNm)	momento a destra (kNm)	taglio a sinistra (kN)	taglio a destra (kN)
17 - 9	6	156.87	-112.29	-48.93	-48.93
17 - 9	5	334.20	-252.68	-106.70	-106.70
17 - 9	4	436.32	-329.55	-139.25	-139.25
17 - 9	3	493.98	-363.72	-155.94	-155.94
17 - 9	2	513.49	-469.08	-178.64	-178.64
17 - 9	1	404.55	-460.16	-157.22	-157.22
9 - 1	6	107.72	-157.75	-53.09	-53.09
9 - 1	5	256.06	-341.56	-119.52	-119.52
9 - 1	4	338.57	-449.26	-157.57	-157.57
9 - 1	3	377.52	-512.28	-177.96	-177.96

9 - 1	2	492.03	-525.77	-203.55	-203.55
9 - 1	1	536.72	-509.17	-209.18	-209.18
1 - 18	6	-----	-----	-----	-----
1 - 18	5	-----	-----	-----	-----
1 - 18	4	-----	-----	-----	-----
1 - 18	3	-----	-----	-----	-----
1 - 18	2	-----	-----	-----	-----
1 - 18	1	-----	-----	-----	-----
18 - 10	6	23.65	-22.58	-8.41	-8.41
18 - 10	5	35.30	-34.73	-12.73	-12.73
18 - 10	4	47.18	-46.09	-16.96	-16.96
18 - 10	3	53.06	-52.26	-19.15	-19.15
18 - 10	2	52.01	-51.55	-18.83	-18.83
18 - 10	1	39.54	-39.41	-14.35	-14.35
10 - 2	6	24.65	-25.73	-10.08	-10.08
10 - 2	5	38.08	-38.64	-15.34	-15.34
10 - 2	4	50.51	-51.58	-20.42	-20.42
10 - 2	3	57.55	-58.53	-23.22	-23.22
10 - 2	2	56.92	-57.64	-22.91	-22.91
10 - 2	1	43.70	-44.21	-17.58	-17.58
2 - 19	6	-----	-----	-----	-----
2 - 19	5	-----	-----	-----	-----
2 - 19	4	-----	-----	-----	-----
2 - 19	3	-----	-----	-----	-----
2 - 19	2	-----	-----	-----	-----
2 - 19	1	-----	-----	-----	-----
19 - 11	6	23.65	-22.58	-8.41	-8.41
19 - 11	5	35.30	-34.73	-12.73	-12.73
19 - 11	4	47.18	-46.09	-16.96	-16.96
19 - 11	3	53.06	-52.26	-19.15	-19.15
19 - 11	2	52.01	-51.55	-18.83	-18.83
19 - 11	1	39.54	-39.41	-14.35	-14.35
11 - 3	6	24.65	-25.73	-10.08	-10.08
11 - 3	5	38.08	-38.64	-15.34	-15.34
11 - 3	4	50.51	-51.58	-20.42	-20.42
11 - 3	3	57.55	-58.53	-23.22	-23.22
11 - 3	2	56.92	-57.64	-22.91	-22.91
11 - 3	1	43.70	-44.21	-17.58	-17.58
3 - 20	6	-----	-----	-----	-----
3 - 20	5	-----	-----	-----	-----
3 - 20	4	-----	-----	-----	-----
3 - 20	3	-----	-----	-----	-----
3 - 20	2	-----	-----	-----	-----
3 - 20	1	-----	-----	-----	-----
20 - 12	6	158.18	-149.76	-55.99	-55.99
20 - 12	5	345.68	-338.57	-124.41	-124.41

20 - 12	4	459.10	-437.71	-163.05	-163.05
20 - 12	3	558.22	-621.86	-214.55	-214.55
20 - 12	2	580.88	-757.28	-243.30	-243.30
20 - 12	1	535.36	-658.13	-217.00	-217.00
12 - 4	6	17.52	-23.19	-8.14	-8.14
12 - 4	5	27.70	-34.43	-12.42	-12.42
12 - 4	4	34.81	-44.84	-15.93	-15.93
12 - 4	3	44.74	-52.97	-19.54	-19.54
12 - 4	2	51.00	-55.18	-21.24	-21.24
12 - 4	1	40.47	-42.85	-16.66	-16.66

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76
17	2	250.54	-276.62	164.68	586.68
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.45
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02
9	4	379.20	-378.46	236.75	34.00
9	3	374.96	-352.82	227.38	53.46
9	2	619.91	-596.24	379.98	75.07
9	1	406.92	-707.89	348.22	121.36
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09
1	5	215.43	-202.35	130.40	-171.81
1	4	261.50	-253.18	160.66	-322.33
1	3	273.49	-283.83	174.05	-484.21
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75
1	1	251.69	-384.30	198.72	-844.48
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41
18	5	49.93	35.43	20.74	21.03
18	4	52.88	-42.15	24.61	37.12
18	3	45.73	-43.60	23.46	54.25
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42
18	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54
10	6	47.23	23.77	19.73	1.67
10	5	68.31	-47.48	33.21	4.26
10	4	75.24	-62.45	39.79	7.55
10	3	76.18	-77.49	44.14	11.14
10	2	60.27	-104.50	48.40	14.66
10	1	-25.79	-208.54	59.53	17.43

2	6	25.73	21.86	9.37	-10.08
2	5	51.63	35.38	21.76	-25.29
2	4	53.93	-45.26	25.49	-44.67
2	3	52.94	-56.12	27.67	-65.38
2	2	43.26	-81.85	33.58	-85.08
2	1	-39.30	-200.51	52.05	-99.96
19	6	23.65	22.26	-8.56	8.41
19	5	49.93	35.43	20.74	21.03
19	4	52.88	-42.15	24.61	37.12
19	3	45.73	-43.60	23.46	54.25
19	2	31.09	-56.73	24.67	70.42
19	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54
11	6	47.23	23.77	19.73	1.67
11	5	68.31	-47.48	33.21	4.26
11	4	75.24	-62.45	39.79	7.55
11	3	76.18	-77.49	44.14	11.14
11	2	60.27	-104.50	48.40	14.66
11	1	-25.79	-208.54	59.53	17.43
3	6	25.73	21.86	9.37	-10.08
3	5	51.63	35.38	21.76	-25.29
3	4	53.93	-45.26	25.49	-44.67
3	3	52.94	-56.12	27.67	-65.38
3	2	43.26	-81.85	33.58	-85.08
3	1	-39.30	-200.51	52.05	-99.96
20	6	158.18	-136.72	92.11	55.99
20	5	217.76	-204.44	131.78	179.45
20	4	270.29	-270.19	168.78	334.74
20	3	302.29	-314.52	192.68	528.07
20	2	273.68	-274.76	171.34	742.68
20	1	262.64	-389.74	203.84	933.08
12	6	167.09	-145.08	97.51	-47.92
12	5	230.27	-221.32	141.03	-159.01
12	4	263.99	-234.76	155.57	-298.95
12	3	450.37	-389.97	261.51	-474.58
12	2	455.76	-549.32	312.41	-670.57
12	1	169.02	-951.17	347.15	-846.57
4	6	23.19	21.78	7.95	-8.14
4	5	49.41	34.25	20.11	-20.50
4	4	51.00	-43.41	23.52	-35.81
4	3	51.00	-54.86	26.36	-53.50
4	2	42.64	-81.09	33.05	-72.15
4	1	-39.79	-200.22	51.78	-86.61

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale dei pilastri
- trascurando la deformazione a taglio delle aste