



ASSOBETON

Organo Ufficiale



CONFINDUSTRIA

20

2011

EDIZIONI
VREADY

industrie manufatti cementizi

Progettare e produrre
con un processo industrializzato

■ PRIMO PIANO

ASSEMBLEA GENERALE ASSOBETON 2011
Programma della Presidenza 2011 - 2013

Il Presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP. interviene
all'Assemblea Generale ASSOBETON

Codice di Comportamento

■ PROGETTARE

Analisi sismica di strutture prefabbricate

Problemi di progettazione sismica delle connessioni
dei pannelli di tamponamento

I materiali isolanti e il comportamento estivo

■ FOCUS

Macchine e Impianti per la prefabbricazione:
la parola alle Sezioni ASSOBETON

Panoramica sulle novità 2011 in materia di sicurezza e ambiente

Evoluzione tecnologica nelle automazioni degli impianti per la
produzione di calcestruzzo: stato dell'arte, vantaggi,
nuove tecnologie, futuro

■ PRODURRE

Rapporto ANPAR 2010
Il settore del riciclaggio dei rifiuti inerti - Parte 2

Le efflorescenze



Paolo Riva
Andrea Belleri
Mauro Torquati,
UNIVERSITÀ
DI BERGAMO

ANALISI SISMICA DI STRUTTURE PREFABBRICATE

Nel presente articolo saranno illustrate brevemente le diverse tipologie di analisi strutturale utilizzate nella progettazione e nella valutazione del comportamento sismico di edifici esistenti:

- **analisi statica lineare**
- **analisi dinamica lineare**
- **analisi statica non lineare**
- **analisi dinamica non lineare.**

Saranno altresì presentati vantaggi e svantaggi di ciascuna delle suddette analisi, valutandone semplicità e rapidità di utilizzo, affidabilità, onere di calcolo. Inoltre saranno discusse alcune tecniche di modellazione con particolare attenzione alle connessioni e agli effetti dell'eccentricità, che contraddistinguono le strutture prefabbricate.

Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica può essere applicata soltanto a condizione che siano rispettati specifici requisiti, riportati all'interno del testo delle NTC2008 (§ 7.3.3.2), tra cui regolarità in altezza e periodo del modo di vibrare principale (T_1) nella direzione in esame non superiore a $2,5 T_C$ o T_D .

È inoltre concesso, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 metri di altezza con massa approssimativamente distribuita uniformemente lungo l'altezza, stimare T_1 nel seguente modo:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

dove il coefficiente C_1 dipende dalla tipologia strutturale.

Si osserva che tale stima del periodo fondamentale della struttura è applicabile solo ad edifici con rapporti tra dimensioni in pianta ed altezza ordinari, mentre fornisce valori assolutamente non attendibili nel caso di edifici estesi ad 1 o 2 piani, quali frequentemente sono gli edifici prefabbricati.

Una volta determinato il periodo proprio, all'edificio viene applicata una distribuzione di forze orizzontali statiche (F_i), equivalenti alle forze d'inerzia agenti sull'edificio in corrispondenza del primo modo di vibrare, ottenendo la sollecitazione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto corrispondente alla zona in cui è localizzato l'edificio:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

$$\text{con: } F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

- F_i forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi corrispondenti alle masse ai piani i e j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

L'analisi statica lineare rappresenta con buona approssimazione l'azione sismica nel caso in cui al primo modo di vibrare sia associata una massa partecipante prossima alla massa totale della struttura in esame.

Analisi lineare dinamica modale

L'analisi lineare dinamica modale opera scomponendo la risposta dinamica nei contributi dei singoli modi di

vibrare della struttura. La risposta sismica di un sistema a N gradi di libertà (solitamente associato agli spostamenti orizzontali e rotazionali degli impalcati) è ottenuta come la somma di N modi di vibrare disaccoppiati, ciascuno caratterizzato da un periodo proprio di vibrazione (T_i), forma modale e massa partecipante.

Devono essere presi in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% della massa totale, inoltre la somma delle masse modali efficaci per i modi considerati deve rappresentare quantomeno l'85% della massa totale della struttura.

Dopo aver ottenuto i contributi di ciascun modo di vibrare applicando alla struttura una distribuzione di forze d'inerzia associata alla forma del modo di vibrare e al valore dello spettro di risposta corrispondente a T_i , la risposta globale è ottenuta combinando fra loro i singoli modi di vibrare (sovrapposizione modale) valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS):

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

oppure come una combinazione quadratica completa (CQC), necessaria qualora vi siano dei periodi di vibrazione che differiscano dagli altri per meno del 10%:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 + \beta_{ij})^2 + 8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}]}$$

dove:

- E_i sono i valori degli effetti relativi ai modi i e j ;
- ρ_{ij} rappresenta il coefficiente di correlazione tra modo i -esimo e j -esimo;
- ξ rappresenta lo smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Le NTC prevedono in realtà solo la combinazione CQC. È facile dimostrare che se le frequenze proprie del sistema sono tra loro distanti per più del 10%, il coefficiente di correlazione ρ_{ij} tende a zero, e la com-

binazione CQC coincide con la combinazione SRSS. L'analisi modale, associata allo spettro di risposta, è solitamente indicata quale metodo ordinario di calcolo. Tuttavia, quando si opera su modelli piuttosto complessi dotati di un numero elevato di modi partecipanti, quelli con masse superiori al 5% possono divenire difficilmente individuabili, rendendo di conseguenza un obiettivo difficoltoso la garanzia di non averne trascurato alcuno. È opportuno per tale motivo creare un modello in grado di rendere facilmente individuabili i modi di interesse strutturale.

È quindi opportuno sviluppare modelli semplici, con un numero minimo di gradi di libertà tale da consentire una corretta definizione della risposta dinamica della struttura. Al fine di evitare la comparsa di un elevato numero di modi di vibrare locali, ai quali non è associata alcuna massa modale efficace significativa, conviene per quanto possibile fare ricorso a modelli basati su elementi trave (beam), limitando o evitando la presenza di nodi intermedi negli elementi, ed evitando l'uso di elementi finiti quali elementi di piastra o di membrana.

Analisi non lineare statica (pushover)

Sono applicate le stesse prescrizioni dell'analisi statica lineare per quanto riguarda la regolarità in pianta ed in altezza dell'edificio studiato. È possibile utilizzare tale metodologia di analisi anche per edifici non regolari, purché si tenga conto dell'evoluzione della rigidità a seguito di deformazioni anelastiche.

Attraverso un'analisi pushover è possibile determinare il rapporto di sovraresistenza, il quale mette in relazione il moltiplicatore del taglio alla base corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica (α_1) e al collasso della struttura (α_u). È quindi possibile determinare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con un fattore di struttura q (q è funzione di α_u/α_1).

La procedura prevede l'applicazione dei carichi gravitazionali alla struttura e, compatibilmente con la direzione del sisma considerata, due distribuzioni di forze.

La prima distribuzione, applicabile se il modo fondamentale di vibrare della struttura ha una massa partecipante maggiore o uguale al 75% della massa totale, corrisponde all'applicazione di forze proporzionali al prodotto tra le masse e le accelerazioni dovute al primo modo di vibrare. Nel caso in cui il periodo fondamentale della struttura sia superiore a T_c , è possibile considerare la distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare.



La seconda, corrispondente a una distribuzione di forze pari al prodotto delle masse per una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, vuole tenere in considerazione l'instaurarsi di un meccanismo di piano debole alla base dell'edificio. Essa può essere sostituita da una distribuzione adattiva, in grado di adeguarsi alla progressiva plasticizzazione della struttura, che con l'aumentare dello spostamento subisce una progressiva variazione della rigidità e quindi del periodo proprio.

Le forze sono scalate in modo da far crescere monotonicamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, preso generalmente in corrispondenza del centro di massa dell'ultimo piano dell'edificio.

Si ottiene quindi la curva di capacità dell'edificio, plot-tando in ordinata il taglio alla base ed in ascissa lo spostamento del punto di controllo. Per poter poi confrontare la curva di capacità dell'edificio con la curva di domanda associata allo spettro di progetto considerato, si associa al sistema strutturale reale (MDOF) un sistema equivalente a un solo grado di libertà (SDOF).

I vantaggi di questa tipologia di analisi sono molteplici. Anzitutto si tratta di un approccio che considera come grandezza significativa, per il controllo del danno, uno spostamento, che è la quantità effettivamente più rilevante dal punto di vista della risposta sismica. È inoltre possibile determinare quali siano le zone a maggiore richiesta di duttilità, individuare le irregolarità in pianta o in altezza in termini di resistenza e monitorare a ogni passo di analisi deformazioni, sollecitazioni, snervamento e rottura dei singoli elementi.

Pur essendo possibile fare riferimento anche ad analisi lineari (statiche o dinamiche), per la valutazione sismica di edifici esistenti, è molte volte necessario ricorrere all'analisi pushover, poiché generalmente ci si trova ad analizzare costruzioni progettate seguendo prescrizioni ormai obsolete, antecedenti alla classificazione sismica. Molto spesso sono edifici che presentano un comportamento fortemente non lineare anche per deformazioni contenute, e caratterizzati da bassa duttilità negli elementi. In generale sono costruzioni progettate soltanto per esibire un buon comportamento per azioni verticali.

Le curve di capacità sono rappresentative del comportamento sismico globale dell'edificio multipiano (MDOF) esistente e consentono, una volta confrontate con lo spettro di spostamento relativo agli stati limite di interesse, di individuare quale sia lo sposta-

mento dell'edificio in corrispondenza dello spostamento richiesto per lo stato limite considerato.

Una volta individuato il passo di analisi significativo per le verifiche locali, si può infine procedere con le verifiche di duttilità, per gli elementi ritenuti duttili, e di resistenza, per gli elementi fragili della struttura.

Analisi non lineare dinamica

È il metodo più completo e accurato disponibile, sotto il profilo teorico, per la valutazione dell'azione sismica, trattando il problema nel dominio del tempo e considerando le non linearità legate al materiale (come la formazione di cerniere plastiche) e legate alla geometria.

Le equazioni del moto sono integrate nel tempo al fine di calcolare la risposta della struttura mediante l'ausilio di un modello non lineare, considerando come sollecitazione un'accelerazione imposta al piede.

I principali inconvenienti che si riscontrano nell'analisi non lineare dinamica sono legati alla difficoltà nel definire un input sismico significativo per il sito sul quale insiste l'edificio in esame, alla complessità, e spesso modesta affidabilità, dei modelli non-lineari utilizzati per descrivere la risposta degli elementi strutturali e dei materiali, con particolare riferimento al comportamento isteretico sotto azioni dinamiche cicliche, ed il tempo richiesto dal calcolatore per elaborare la soluzione. Infine, una analisi dinamica non-lineare porta inevitabilmente ad avere una enorme quantità di dati da trattare, con il risultato che non sempre è facile estrarre delle informazioni ingegneristicamente significative, soprattutto quando non siano ben chiare a priori le finalità e gli obiettivi dell'analisi.

Come per l'analisi statica non lineare è possibile fare un confronto tra richiesta di duttilità dei vari elementi e duttilità disponibile, nonché verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Modellazione

Una corretta modellazione richiede che siano a priori ben definiti gli obiettivi dell'analisi, e che sia chiaro al progettista quali siano i meccanismi di comportamento attesi in presenza di carichi gravitazionali e sismici. Un'inopportuna modellazione può portare alla creazione di modelli che non sono in grado di cogliere appieno il comportamento lineare o non lineare (semplificazioni eccessive e poco ragionevoli), o al contrario, modelli così complessi da richiedere un tempo di calcolo superiore a quello realmente necessario per eseguire un'analisi che, pur con appros-

simazioni nella modellazione, risulterebbe tuttavia sufficientemente accurata.

L'obiettivo è quindi la ricerca del miglior compromesso fra complessità del modello e affidabilità dei risultati. Il modello della struttura deve generalmente essere tridimensionale e deve rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

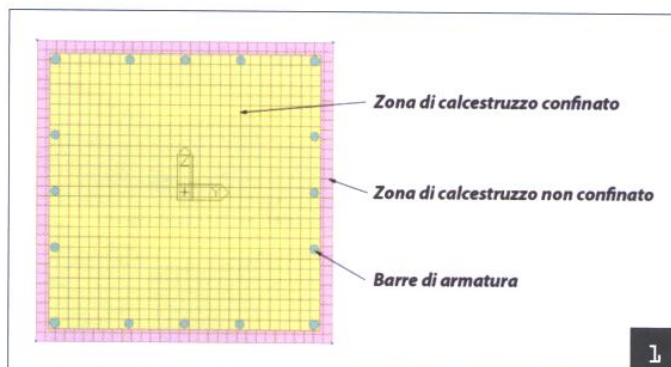
Le NTC 2008 consentono di definire alcuni elementi come elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali portati (tamponature e tramezzi), consentendo di modellarli unicamente in termini di massa, prendendo in considerazione la loro rigidità solo nel caso in cui influiscano in maniera significativa alla risposta.

Come già anticipato, la rigidità degli elementi strutturali può essere rappresentata attraverso modelli lineari (che trascurano le non linearità di materiale e geometriche), e modelli non lineari (che tengono in considerazione le non linearità) e la modellazione delle azioni conseguenti al moto sismico può essere fatta sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Per quanto riguarda la modellazione non-lineare, quando si utilizzino elementi tipo trave, l'analisi non-lineare può essere affrontata utilizzando principalmente due diverse tipologie di elementi:

- Elementi a plasticità concentrata (modello a cerniera plastica);
- Elementi a plasticità diffusa (modello a fibre);

I modelli a plasticità concentrata considerano le non-linearità concentrate in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi. Il comportamento anelastico di tali cerniere viene descritto mediante



opportuni legami costitutivi momento-rotazione, azione assiale-spostamento, taglio-scorrimento.

I principali vantaggi di tali modelli sono soprattutto la semplicità e l'efficienza computazionale. Le principali limitazioni sono legate al fatto che il comportamento non-lineare si può manifestare solamente laddove sono state preventivamente inserite delle cerniere plastiche, non si può studiare la diffusione delle deformazioni anelastiche, e solitamente non è possibile di considerare l'interazione tra azione assiale e flessione lungo due direzioni.

Nei modelli a fibre, la membratura è discretizzata sia in senso longitudinale, mediante segmenti che individuano un numero finito di sezioni trasversali o conci, sia in senso trasversale, all'interno di una sezione, in un numero finito di fibre (Figura 1). Il comportamento non-lineare di ciascuna fibra viene descritto mediante legami sforzo normale-deformazione, diversi per ciascun materiale costituente le fibre di cui è composta la sezione. Poiché su ciascuna sezione è imposta l'ipotesi di planarità della sezione (ipotesi di Navier-Bernoulli), è possibile considerare correttamente l'interazione tra azione assiale e flessione. Non è d'altra parte possibile considerare non-linearità a taglio, a meno di non inserire opportune cerniere plastiche a taglio all'estremità degli elementi.

Figura 1.
Discretizzazione di
una sezione in un
modello a fibre





BETOCARB®
I nostri minerali al vostro servizio

Soluzioni innovative a problemi complessi

Omya è un produttore globale di carbonato di calcio. Con oltre 120 anni di esperienza nell'estrazione di minerali e nella produzione, la competenza di Omya nel campo del carbonato di calcio ultrafine e del suo utilizzo in applicazioni pratiche non ha uguali. Il Servizio Tecnologia Applicata di Omya vi aiuterà a incrementare la vostra performance. Sappiamo capire le vostre esigenze. In tutto il mondo. www.omya.com

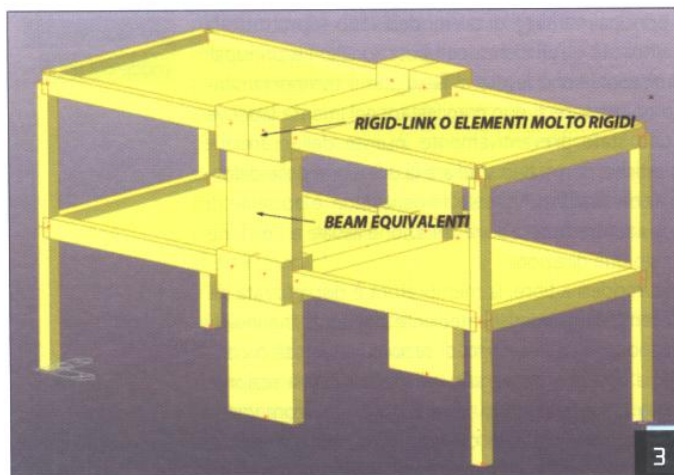
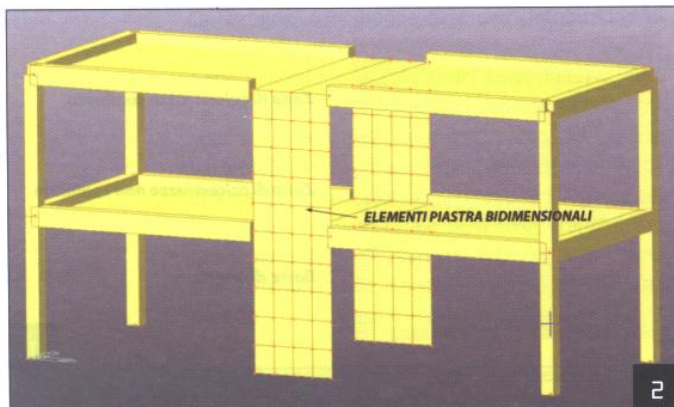


Figura 2.
Modellazione
bidimensionale a
piastra delle pareti

Figura 3.
Modellazione a
beam equivalenti

I modelli a fibre consentono di studiare la diffusione della non-linearità all'interno dei singoli elementi e consentono di studiare in maniera accurata il comportamento di elementi in c.a. soggetti ad azioni normali. D'altra parte, i modelli a plasticità diffusa richiedono un maggiore onere computazionale.

Per quanto riguarda la modellazione della distribuzione delle masse in un edificio, sono possibili tre approcci:

- concentrazione di tutta la massa di piano nel baricentro delle masse, concentrando in tale punto anche l'inerzia rotazionale del piano (momento di inerzia delle masse), considerando l'impalcato infinitamente rigido nel piano;
- calcolo della massa di ciascun elemento e concentrazione della stessa nei nodi degli elementi. La distribuzione delle masse concentrate all'estremità degli elementi fa sì che l'inerzia rotazionale sia implicitamente modellata;
- l'attribuzione a ogni elemento della massa per unità di lunghezza o di superficie che gli compe-

te; in questo caso, l'inerzia traslazionale e rotazionale sono implicitamente modellate.

Per sopperire alle incertezze derivanti dall'impossibilità di cogliere l'effettiva distribuzione delle masse e gli effetti della variabilità spaziale dell'azione sismica, le NTC 2008 forniscono una prescrizione riguardante l'eccentricità accidentale del centro di massa (§ 7.2.6). È necessario prendere in considerazione, per i soli edifici, un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione totale dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione del moto sismico. Essa è poi applicata allo stesso modo su tutti gli orizzontamenti.

Per la modellazione di travi e pilastri sono generalmente utilizzati elementi monodimensionali tipo "beam", in corrispondenza di ogni elemento strutturale, posti in corrispondenza dell'asse geometrico di ciascun elemento. Nella pratica della prefabbricazione, sono spesso utilizzate travi di bordo con sezione a L, su cui appoggiano elementi di copertura o di impalcato. In tal caso si ha un'eccentricità strutturale dovuta a un'applicazione non baricentrica dei carichi. Per tenere in considerazione tale fenomeno, nella modellazione è sufficiente utilizzare degli elementi rigidi all'estremità che consentano di modificare il punto di inserimento della specifica sezione (link rigidi o offset rigidi).

Le pareti possono essere modellate sia come elementi trave, sia come elementi piastra bidimensionali (Figura 2). In tale caso, a fronte di una migliore rappresentazione della rigidezza dell'elemento, vi sono alcune incertezze legate alla combinazione degli sforzi presenti all'interno dell'elemento, cui consegue la necessità di procedere ad una linearizzazione dell'andamento delle tensioni modo per modo sulle sezioni di verifica.

Nel caso si adotti una modellazione con elementi "beam" equivalenti, dotati di rigidezza equiparabile, essi devono essere rigidamente connessi alla restante parte della struttura mediante elementi dotati di elevata rigidezza (solitamente 3 o 4 ordini di grandezza superiore) (Figura 3), oppure mediante rigid-link, se il programma di calcolo lo consente.

I vantaggi derivanti da questo tipo di semplificazione sono numerosi: si ha una sensibile riduzione dell'onere computazionale, particolarmente significativo nel caso di analisi non lineari svolte su strutture reali notevolmente complesse e si ha una maggiore gestibilità dei risultati di output.

In presenza di azioni sismiche, soprattutto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), si deve tenere conto della fessurazione degli elementi in C.A. sottoposti a carichi ciclici. Per prendere in considerazione

tale comportamento, in accordo con il metodo semplificato previsto dalla NTC2008 (§ 7.2.6), la rigidezza flessionale degli elementi in C.A. o C.A.P. può essere ridotta mediante un coefficiente pari al più a 0,5.

Gli orizzontamenti, caratterizzati frequentemente per strutture prefabbricate da tegoli connessi alla struttura, possono essere modellati con elementi trave mediante le effettive caratteristiche di rigidità dei singoli componenti, utilizzando elementi provvisti di estremi rigidi trasversali incernierati alla trave (Figure 4-5) portante. Può essere modellata anche l'eccentricità longitudinale, spesso non trascurabile, data dalla distanza tra il punto di vincolo effettivo e l'asse della trave. Nel caso si modellino tegoli di copertura, nel piano verticale il tegolo è assimilabile a una trave doppiamente incernierata, in quanto i collegamenti metallici di estremità non sono generalmente in grado di reagire a momento flettente in tale piano. Diversamente avviene nel piano orizzontale, dove la distanza trasversale esistente fra gli appoggi crea un grado di incastro.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi, a condizione che la loro rigidità sia tale da permettere ragionevolmente tale assunzione, generalmente vera quando questi siano dotati di getto integrativo.

Passando ora ai pannelli di chiusura verticali gravanti sulla fondazione e agganciati agli elementi di copertura, essi vengono generalmente modellati soltanto in termini di massa, a condizione che le connessioni non interferiscano sensibilmente con la rigidità strutturale. A titolo di esempio, la massa efficace per il pannello verticale di Figura 6 può essere calcolata come segue:

$$\text{Massa efficace} = \frac{R_A}{(R_A + R_B)} = 62,5\%$$

A seconda del tipo di analisi effettuata e dello schema strutturale, gli effetti torsionali agenti globalmente sull'edificio possono essere valutati in diversi modi.

Nel caso di analisi statica equivalente ed edifici regolari in pianta è possibile aggiungere combinazioni statiche in numero opportuno, in cui il carico applicato è costituito dal momento torcente equivalente ai piani. Nel caso di analisi dinamica non-lineare è necessario spostare le masse del modello ed eseguire più analisi al fine di includere tutti i casi di eccentricità possibili. Mentre nel caso di analisi modale con spettro di risposta si può procedere nel seguente modo:

- si effettua un'analisi dinamica modale con spettro di risposta senza considerare gli effetti delle eccentricità accidentali;

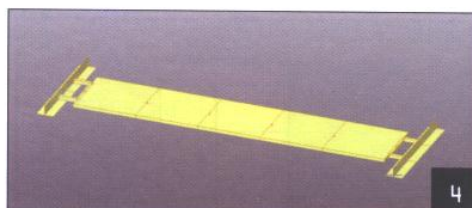


Figura 4.
Modellazione
orizzontamento
composto da tegoli

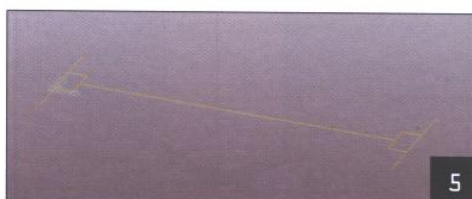


Figura 5.
Schematizzazione
orizzontamento

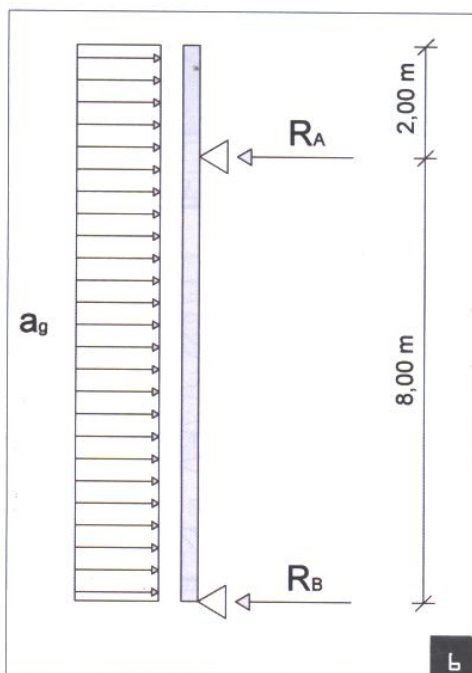


Figura 6.
Schema statico per
il calcolo della massa
efficace

- si determina il taglio totale alla base dei pilastri;
- si determina il momento equivalente dovuto all'eccentricità come $V \cdot 0,05 \cdot L$, dove V è il taglio totale e L è la dimensione massima dell'edificio perpendicolare alla direzione del sisma;
- si ricavano due valori di momento torcente nel piano orizzontale, per un totale di quattro casi aggiuntivi di carico equivalente (due positivi e due negativi), i cui effetti andranno ripartiti sugli elementi verticali in funzione della rispettiva rigidità. Gli effetti di ciascun caso aggiuntivo saranno poi sommati ai risultati dell'analisi modale con spettro di risposta corrispondente.



Figura 7.
Plinto a bicchiere

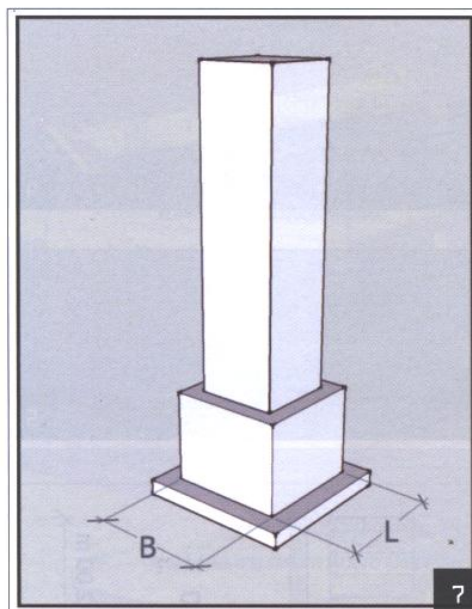


Figura 8.
Schematizzazione
rigidezza molle
plinto a bicchiere

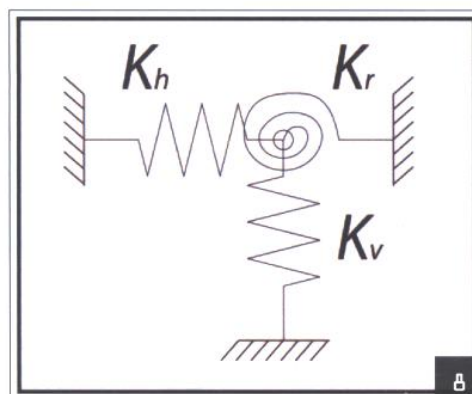
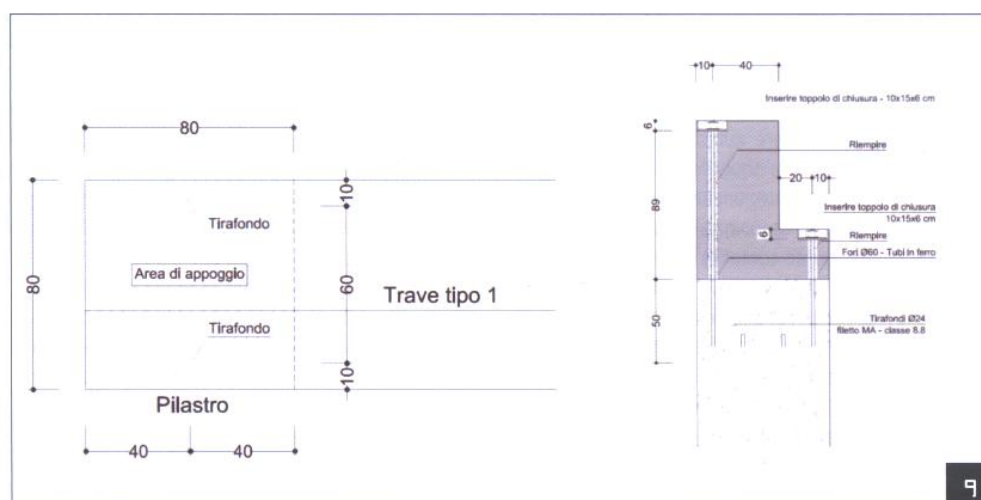


Figura 9.
Esempio di
connessione
trave-pilastro



Infine, per quanto riguarda l'interazione suolo-struttura, la fondazione può generalmente essere schematizzata mediante vincoli visco-elastici, associati a un'opportuna impedenza dinamica.

La suddetta schematizzazione può divenire necessaria nel caso in cui la struttura esaminata sia fondata su terreni estremamente deformabili ($V_s < 100$ m/s), o comunque per strutture alte e snelle, per le quali gli effetti del second'ordine sono rilevanti.

Ad esempio, i plinti a bicchiere, tipicamente utilizzati nel campo della prefabbricazione, sono spesso dimensionati ipotizzando un grado di vincolo a incastro perfetto alla base della struttura.

Nel caso in cui la suddetta ipotesi fosse scarsamente realistica, come nel caso di plinti su terreni deformabili, nella modellazione si possono aggiungere due molle traslazionali e una rotazionale dotate di adeguata rigidità (Figure 7-8).

Per il calcolo delle rigidità si rimanda a pubblicazioni scientifiche che trattano in modo più approfondito l'argomento (Gazetas G. (1991), Formulas and Charts for Impedance of Surface and Embedded Foundations, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.9 pp 1363-1381).

Per quanto concerne le fondazioni su pali, l'interazione fra i vari elementi interagenti (terreno, pali e struttura di collegamento) deve essere valutata con attenzione, in modo da individuare la parte di carico di progetto trasferita al terreno dai pali e la parte trasferita direttamente dalla struttura.

È necessaria quindi un'opportuna modellazione del sistema palo-struttura-terreno, che sia in grado di cogliere il comportamento reale dell'insieme.

Modellazione dei collegamenti

Generalmente gli edifici prefabbricati sono caratterizzati dalla presenza di connessioni trave-pilastro e connessioni tegolo-trave, quali ad esempio collegamenti di travi mediante barre ancorate nei pilastri, e collegamenti di tegoli tramite squadrette d'acciaio poste tra le nervature dei tegoli e imbullonate alle travi.

Queste tipologie di collegamento possono essere schematizzate in due modi.

Il più semplice consiste nel considerare le connessioni tra i vari elementi strutturali come semplici cerniere; un secondo modo consiste nel modellare i vincoli tenendo in considerazione l'effettiva rigidità associata ai vari gradi di libertà.

A titolo di esempio, si riporta di seguito la modellazione di una particolare tipologia di collegamento.

Si prenda in considerazione una connessione trave-pilastro costituita da due tirafondi inseriti nel pilastro e collegati alla trave attraverso dei fori riempiti con malta a ritiro compensato (Figura 9 e Tabella I).

Il comportamento della connessione può essere modellato attraverso una molla rotazionale, le cui caratteristiche possono essere definite attraverso il diagramma momento-rotazione della connessione.

Prendendo in considerazione la direzione perpendicolare all'asse della trave, si individuano 3 punti significativi per tracciare il legame momento-rotazione.

A rigore, il primo punto si ottiene quando l'asse neutro della sezione è posto in corrispondenza di un'estremità della stessa (momento di decompressione della sezione).

Tuttavia, essendo prossimo al punto corrispondente alla decompressione di uno dei tirafondi, sarà trascurato nella definizione del legame, anche se per com-

1	DIMENSIONE [cm]
COPRIFERRO d'	10
ALTEZZA UTILE d	70
BASE B	80
ALTEZZA H	80
LUNGHEZZA TIRAFONDO l _B	145

Tabella I.
Parametri
geometrici sezione

plettezza si riporta comunque il calcolo di momento e rotazione corrispondente.

Essendo la sezione soggetta a pressoflessione ed essendo ancora interamente reagente, la tensione di compressione è data da:

$$\sigma = \frac{N_{tot}}{A_{id}} \pm \frac{M \cdot y}{J_{id}}$$

Le caratteristiche geometriche della sezione ideale di solo calcestruzzo sono calcolate omogeneizzando l'acciaio al calcestruzzo, assumendo un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6, valore utilizzabile per carichi di breve durata quali ad esempio un sisma.

$$A_{id} = A_{cls} + n \cdot A_s = 80^2 + 6 \cdot 2 \cdot 4,52 = 6454,2 \text{ cm}^2$$

$$J_{id} = \frac{80^4}{12} + 6 \cdot 4,52 \cdot 30^2 \cdot 2 = 3462149 \text{ cm}^4$$

Quando l'asse neutro si trova in corrispondenza di un'estremità della sezione del pilastro, lì si avrà una tensione nulla, quindi il momento, in questa particolare situazione, è dato dalla seguente relazione:



ICMQ ECO

Una scelta di eccellenza.

Con il marchio ICMQ ECO garantisci al mercato prodotti eco-compatibili e contribuischi con punteggi e crediti alla certificazione di edifici sostenibili.

ICMQ Spa
20124 Milano
via Gaetano De Castilia, 10
tel. 02.7015.081 - fax 02.7015.0854
www.icmq.org - icmq@icmq.org

www.icmq.org





$$M_i = \frac{N_{tot}}{A_{id}} \cdot \frac{J_{id}}{y}$$

Supponendo una forza di tesatura delle barre f_{pre} pari all'80% del limite elastico dei tirafondi ($F_y = 640$ MPa per acciaio di classe 8.8) cui consegue un carico assiale totale N_{tot} di 299,3 kN, il momento di decompressione agente vale:

$$M_i = \frac{N_{tot} + 2 \cdot F_{pre}}{A_{id}} \cdot \frac{J_{x,id}}{y} = \frac{299,3 + 2 \cdot 231,4}{6454,2 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{3462149 \cdot 10^{-8}}{40 \cdot 10^{-2}} = 102,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La rotazione della sezione sarà poi calcolata mediante la deformazione dei tirafondi depurata della deformazione associata alla pretensione, quest'ultima calcolata come segue (Figura 10, Situazione iniziale):

$$\varepsilon_{s,pre} = \frac{f_{pre}}{E_s} = \frac{512}{200000} = 2,56 \cdot 10^{-3}$$

La distribuzione di deformazioni all'interno del pilastro è stata calcolata considerando la diminuzione della deformazione associata al trasferimento di sforzi tangenziali τ_b tra tirafondo e pilastro:

$$\varepsilon_{inf} = \varepsilon_{s,i} - \frac{\tau_b \cdot 4 \cdot l_{inf}}{\phi \cdot E} = 5,208 \cdot 10^{-4}$$

Con l_{inf} pari alla lunghezza di infissione del tirafondo nel pilastro, in questo caso 500 mm.

Si calcola quindi la tensione presente nel tirafondo e la corrispondente deformazione considerando la sezione interamente reagente:

$$\sigma_s = \frac{M_{i,x} \cdot y}{J_{id}} \cdot n = \frac{102,2 \cdot 10^6 \cdot 300}{3462149 \cdot 10^4} \cdot 6 = 5,31 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s,1} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{5,31}{200000} = 2,655 \cdot 10^{-5}$$

Si ipotizzano due modelli di diffusione delle deformazioni per il calcolo delle rotazioni (ϕ_a , ϕ_b), a seconda che ci sia o meno perfetta aderenza tra il tirafondo e la malta di riempimento, rispettivamente indicati in Figura 10 con linea blu e linea rossa.

La rotazione della sezione è calcolata come rapporto tra allungamento del tirafondo e distanza tra tirafondo e asse neutro:

$$\phi_a = \frac{\varepsilon_{s,1} \cdot l_b}{\frac{H}{2} - d'} = \frac{2,655 \cdot 10^{-5} \cdot 1450}{300} = 1,28 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

(Modello con assenza di aderenza tra tirafondo e malta)

$$\phi_b = \frac{\Delta l}{\frac{H}{2} - d'} = \frac{1,34 \cdot 10^{-2}}{300} = 4,46 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

(Modello con perfetta aderenza)

Come già anticipato, questo punto non sarà preso in considerazione a favore della situazione in cui si ha il

momento che provoca la decompressione di uno dei tirafondi. Per il calcolo di quest'ultimo si procede in modo iterativo fino a trovare il momento che sposta l'asse neutro in corrispondenza di uno di essi.

Il momento individuato è pari a 127,9 kNm, mentre l'incremento di deformazione della barra (Figura 10, punto 1) risulta pari a:

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{-13,89}{200000} = -6,94 \cdot 10^{-5}$$

Si calcolano quindi le rotazioni:

$$\phi_{a,1} = \frac{\varepsilon_s \cdot l_b}{x - d'} = \frac{6,94 \cdot 10^{-5} \cdot 1450}{700 - 100} = 1,66 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

(Modello con assenza di aderenza tra tirafondo e malta)

$$\phi_{b,1} = \frac{\Delta l}{x - d'} = \frac{3,53 \cdot 10^{-2}}{700 - 100} = 5,88 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

(Modello con perfetta aderenza)

Con Δl integrale delle deformazioni lungo il tirafondo e x posizione dell'asse neutro.

Il secondo punto corrisponde al raggiungimento del limite elastico della sezione.

Si procede anche in questo caso in modo iterativo fino a trovare il momento che provoca lo snervamento di uno dei tirafondi: si ricava un momento di 286,4 kNm (con asse neutro a 214,3 mm) associato a un incremento di deformazione di $6,4 \cdot 10^{-4}$ (Figura 10, punto 2).

Da cui si determinano le rotazioni:

$$\phi_{a,2} = \frac{\varepsilon_s \cdot l_b}{d - x} = \frac{6,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1450}{700 - 214,3} = 1,91 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

(Modello con assenza di aderenza tra tirafondo e malta)

$$\phi_{b,2} = \frac{\Delta l}{d - x} = \frac{3,71 \cdot 10^{-1}}{700 - 214,3} = 7,64 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

(Modello con perfetta aderenza)

Il terzo punto corrisponde al raggiungimento della condizione ultima.

Si procede determinando il momento ultimo della sezione pari a 336,9 kNm (con asse neutro a 38,5 mm) associato a un incremento di deformazione di $6,021 \cdot 10^{-2}$ (Figura 10, punto 3).

Le rotazioni saranno quindi:

$$\phi_{a,3} = \frac{\varepsilon_s \cdot l_b}{d - x} = \frac{6,021 \cdot 10^{-2} \cdot 1450}{700 - 38,5} = 1,32 \cdot 10^{-1} \text{ rad}$$

(Modello con assenza di aderenza tra tirafondo e malta)

$$\phi_{b,3} = \frac{\Delta l}{d - x} = \frac{85,49}{700 - 38,5} = 1,29 \cdot 10^{-1} \text{ rad}$$

(Modello con perfetta aderenza)

In Tabella 2 sono riassunti i punti del diagramma momento-rotazione per i due modelli di deformazione considerati.

E si rappresenta così il diagramma (Figura 11). Si può notare come la differenza fra i due modelli di diffusione delle deformazioni sia poco significativa, sarà quindi più opportuno l'utilizzo del modello senza perfetta aderenza, in quanto concettualmente più semplice. #

PROSPETTO	SITUAZIONE INIZIALE	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3
TIRAFONDO [mm]	[ε]	[ε]	[ε]	[ε]

Figura 10.
Diagrammi delle deformazioni corrispondenti ai punti considerati

2	MODELLO SENZA PERFETTA ADERENZA		MODELLO CON PERFETTA ADERENZA	
	MOMENTO	ROTAZIONE	MOMENTO	ROTAZIONE
	[KN m]	[rad]	[KN m]	[rad]
1: DECOMPRESSIONE DEL TIRAFONDO	127,9	$1,66 \cdot 10^{-4}$	127,9	$5,88 \cdot 10^{-5}$
2: SNERVAMENTO DEL TIRAFONDO	286,4	$1,91 \cdot 10^{-3}$	286,4	$7,64 \cdot 10^{-4}$
3: RAGGIUNGIMENTO MOMENTO ULTIMO	336,9	$1,32 \cdot 10^{-1}$	336,9	$1,29 \cdot 10^{-1}$

Tabella 2.
Punti del diagramma momento-curvatura

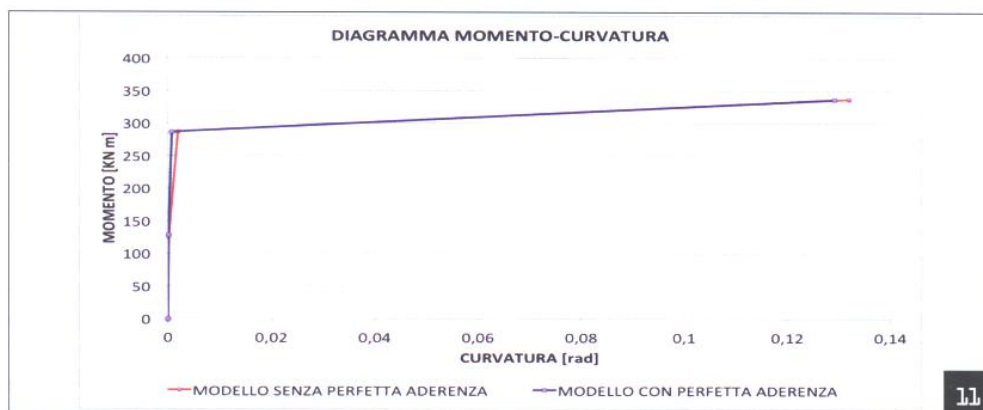


Figura 11.
Tracciamento diagramma momento-rotazione