

Aurelio Gherzi

**EDIFICI ANTISISMICI
CON STRUTTURA INTELAIATA IN C.A.**

Con programmi per il calcolo
di telai piani e spaziali

4^a Ristampa 2002
5^a Edizione marzo 1991



© CUEN a rl 1986
in Area Industria della Cultura
via Coroglio, 156 – 80124 NAPOLI
tel. 081/7352442 – fax 081/2301044-2302850
e-mail: cuen@cittadellascienza.it
www.cuen.it

INDICE

INTRODUZIONE	11
PARTE PRIMA - TEORIA	
Capitolo 1 - GENERALITÀ	15
Capitolo 2 - MATERIALI UTILIZZATI	17
Capitolo 3 - IMPOSTAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO: LA CARPENTERIA	19
3.1 Impostazione preliminare della carpenteria	19
3.2 Dimensionamento delle sezioni	21
3.2.1 Travi a spessore	22
3.2.2 Travi emergenti	22
3.2.3 Pilastrini	23
3.3 Carpenteria esecutiva del piano tipo	25
Capitolo 4 - ANALISI DEI CARICHI UNITARI	27
Capitolo 5 - ANALISI DEI CARICHI SULLE TRAVI	29
Capitolo 6 - ANALISI DEI CARICHI SUI PILASTRI	33
Capitolo 7 - LE AZIONI ORIZZONTALI	35
7.1 Massa dell'impalcato	44
7.2 Baricentro delle masse	46
7.3 Forze orizzontali	47
Capitolo 8 - LO SCHEMA GEOMETRICO	49
8.1 Interazione tra struttura in elevazione, fondazione e terreno	50
8.2 La struttura in elevazione	51
8.3 Gli elementi non strutturali	53
Capitolo 9 - RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI	55
9.1 Schema iniziale	57
9.2 Verifica di massima	59
9.3 Risoluzione dello schema spaziale	61
9.3.1 Calcolo delle rigidezze	61

9.3.2 Ripartizione del taglio tra i telai.....	61
9.3.3 Iterazione del procedimento	65
Capitolo 10 - RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A CARICHI VERTICALI	67
Capitolo 11 - VERIFICA E ARMATURA DELLE TRAVI	69
11.1 Schemi di carico	69
11.2 Verifica a flessione e a taglio	71
11.3 Armatura a flessione.....	72
11.4 Armatura a taglio	73
Capitolo 12 - VERIFICA E ARMATURA DEI PILASTRI	75
12.1 Schemi di carico e coppie M-N limite	76
12.2 Verifica e armatura a pressoflessione	77
12.3 Verifica e armatura a taglio.....	80
 PARTE SECONDA - ESEMPIO	
Capitolo 1 - GENERALITÀ	85
Capitolo 2 - MATERIALI UTILIZZATI	89
Capitolo 3 - IMPOSTAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO: LA CARPENTERIA	91
3.1 Impostazione preliminare della carpenteria.....	91
3.2 Dimensionamento delle sezioni.....	94
3.2.1 Travi a spessore.....	94
3.2.2 Travi emergenti.....	94
3.2.3 Pilastri	94
3.3 Carpenteria esecutiva del piano tipo	95
3.4 Piante architettoniche	96
Capitolo 4 - ANALISI DEI CARICHI UNITARI	101
Capitolo 5 - ANALISI DEI CARICHI SULLE TRAVI	107
Capitolo 6 - ANALISI DEI CARICHI SUI PILASTRI	111
Capitolo 7 - LE AZIONI ORIZZONTALI	123
7.1 Massa dell'impalcato	123
7.2 Baricentro delle masse.....	125
7.3 Forze orizzontali	128
Capitolo 8 - LO SCHEMA GEOMETRICO	131
8.1 Interazione tra struttura in elevazione, fondazione e terreno....	131
8.2 La struttura in elevazione	131
8.3 Gli elementi non strutturali	134

Capitolo 9 - RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI	135
9.1 Schema iniziale	135
9.2 Verifica di massima	160
9.3 Risoluzione dello schema spaziale	163
9.3.1 Calcolo delle rigidezze	163
9.3.2 Ripartizione del taglio tra i telai	166
9.3.3 Iterazione del procedimento	174
Capitolo 10 - RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A CARICHI VERTICALI	181
Capitolo 11 - VERIFICA E ARMATURA DELLE TRAVI	187
11.1 Schemi di carico	187
11.2 Verifica a flessione e a taglio	203
11.3 Armatura a flessione	204
11.4 Armatura a taglio	204
Capitolo 12 - VERIFICA E ARMATURA DEI PILASTRI	205
12.1 Schemi di carico e coppie M-N limite	205
12.2 Verifica e armatura a pressoflessione	216
12.3 Verifica e armatura a taglio	219
 PARTE TERZA - PROGRAMMI	
Capitolo 1 - GENERALITÀ	223
1.1 Documentazione dei programmi	224
1.2 Contenuto del dischetto	225
1.3 Utilizzazione dei programmi	226
1.4 Preparazione di un file dati	227
Capitolo 2 - CALCOLO DEL BARICENTRO DI UNA FIGURA GEOMETRICA	229
2.1 Analisi del problema	229
2.2 Elenco delle variabili	231
2.3 Descrizione del programma	232
2.4 Codifica del programma	233
2.5 Modalità di utilizzazione del programma	235
2.6 Esempio	235
Capitolo 3 - DETERMINAZIONE DELLE FORZE ORIZZONTALI: ANALISI STATICA	237
3.1 Analisi del problema	237
3.2 Elenco delle variabili	237
3.3 Descrizione del programma	238

3.4	Codifica del programma.....	239
3.5	Modalità di utilizzazione del programma.....	239
3.6	Esempio	240
Capitolo 4 - RISOLUZIONE DI TELAI PIANI A MAGLIE RETTANGOLARI		241
4.1	Analisi del problema	241
4.2	Elenco delle variabili	243
4.3	Descrizione del programma.....	249
4.4	Codifica del programma.....	251
4.5	Modalità di utilizzazione del programma.....	259
4.6	Esempio	261
Capitolo 5 - RISOLUZIONE DI TELAI PIANI GENERICI		265
5.1	Analisi del problema	265
5.2	Elenco delle variabili	269
5.3	Descrizione del programma.....	276
5.4	Codifica del programma.....	279
5.5	Modalità di utilizzazione del programma.....	291
5.6	Esempio	292
Capitolo 6 - RIPARTIZIONE DEL TAGLIO TRA I TELAI		297
6.1	Analisi del problema	297
6.2	Elenco delle variabili	297
6.3	Descrizione del programma.....	298
6.4	Codifica del programma.....	300
6.5	Modalità di utilizzazione del programma.....	302
6.6	Esempio	302
Capitolo 7 - RISOLUZIONE DI TELAI SPAZIALI A MAGLIE RETTANGOLARI		303
7.1	Analisi del problema	303
7.2	Elenco delle variabili	308
7.3	Descrizione del programma.....	315
7.4	Codifica del programma.....	317
7.5	Modalità di utilizzazione del programma.....	328
7.6	Esempio	329
APPENDICE		
IL PROBLEMA DELLA VERIFICA DEGLI IMPALCATI NEGLI EDIFICI IN ZONA SISMICA -		
A.Gherzi, P.Lenzi		341
1	Introduzione	341

2	Ossatura intelaiata priva di tompagni.....	344
3	Ossatura intelaiata con tompagni.....	346
4	Schemi limite di comportamento in presenza di tompagni.....	352
5	Verifica di rigidezza.....	355
6	Verifica di resistenza e armatura dell'impalcato.....	356

Bibliografia	358
--------------------	-----

ORIENTAMENTI NELLA PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE DI EDIFICI IN ZONA SISMICA -

A.Gherzi, P.Lenza	359
-------------------------	-----

1	Introduzione.....	359
2	Reticolo di travi di fondazione.....	361
3	Plinti diretti.....	363
4	Plinti su pali.....	367

Bibliografia	368
--------------------	-----

FONDAZIONI SU PALI NEGLI EDIFICI IN ZONA SISMICA

M. De Matteo	371
--------------------	-----

1	Ripartizione di un sistema generico di carichi.....	372
2	Platea su pali.....	377
3	Plinto a m pali uguali disposti lungo una circonferenza	381
4	Progetto dei plinti su pali	391

Bibliografia	396
--------------------	-----

DOMINI DI RESISTENZA M-N	397
--------------------------------	-----

NORMATIVA

1	Legge 2/2/1974 n.64	431
2	D.M. 24/1/1986.....	439
3	Istruzioni CNR 10024/86.....	463

BIBLIOGRAFIA	477
--------------------	-----

INTRODUZIONE

Le esercitazioni del corso di Complementi di Tecnica delle Costruzioni includono da numerosi anni una serie di lezioni sulla progettazione degli edifici in cemento armato siti in zona sismica. Dal 1982, inoltre, il progetto di un edificio antisismico a struttura intelaiata è stato incluso tra gli elaborati individuali che ciascun allievo deve svolgere. Questo testo è stato quindi ideato con l'obiettivo di fornire agli studenti una guida alla redazione del progetto ed anche uno stimolo per ulteriori approfondimenti della problematica della progettazione antisismica. Lo stile è pertanto didattico, ma l'insieme di argomentazioni teoriche ed indicazioni applicative presentate mira ad una effettiva qualificazione professionale, e spero possa essere di aiuto anche a quegli ingegneri che per la prima volta affrontano il progetto di un edificio antisismico.

Abbondante era il materiale a mia disposizione, frutto di studio ma soprattutto della collaborazione professionale e delle continue stimolanti discussioni avute con i proff. Aurelio Giliberti e Michele Pagano e con l'ing. Carlo Majorano. L'impostazione raggiunta con questa nuova edizione colma alcune delle lacune presenti nella precedente edizione. In particolare, il tema della verifica dell'impalcato e delle fondazioni è trattato in tre brevi monografie presentate alla fine del volume e scritte in collaborazione con gli ingg. Pietro Lenza e Mario De Matteo. Richiedono invece un ulteriore approfondimento alcuni argomenti, quali l'influenza delle diverse tipologie adottabili per le scale. La normativa sismica italiana è inoltre in evoluzione, e non è quindi possibile considerare definitiva una trattazione sull'argomento. Confido comunque nella comprensione del lettore, e sarò

grato a chiunque voglia segnalarmi gli inevitabili (e spero non gravi) errori ed i punti che richiedono un maggior chiarimento.

Colgo l'occasione per ringraziare tutti gli studenti che mi hanno in qualche maniera aiutato o semplicemente invogliato al lavoro. Sono grato in particolare a Riccardo Pagano, che mi ha aiutato nello sviluppo dell'esempio numerico ed ha approfondito, come tesi di laurea, alcuni degli argomenti affrontati nel testo. Ringrazio anche Vincenzo De Rosa e Vincenzo Muccione, il cui impegno ha reso possibile allegare in appendice un nutrito insieme di domini di resistenza $M-N$, Federico Moccia e Arturo Varzi, che come tesi di laurea hanno affrontato il problema del calcolo di edifici antisismici, Raffaele Coraggio e Carmelo Roccasalva, che nelle loro tesi di laurea hanno approfondito il problema del calcolo matriciale dei telai.

Il testo è diviso in tre parti. La prima fornisce indicazioni generali sulla progettazione ed il calcolo di strutture intelaiate per edifici. La seconda concretizza tali indicazioni facendo riferimento esemplificativamente ad un fabbricato a cinque impalcati; si è scelto per esso una pianta ad L per evidenziare i problemi che insorgono in assenza di simmetrie strutturali. Le due parti procedono perfettamente in parallelo, come è evidenziato dalla coincidente numerazione dei capitoli. La terza parte presenta alcuni programmi per personal computer, che potranno essere utili per snellire quei procedimenti di calcolo maggiormente ripetitivi. Tutti i programmi sono scritti nel linguaggio BASIC, che è oggi il più frequentemente utilizzato da chi lavora con personal computer. In particolare si è fatto riferimento alla sua versione per il sistema operativo MS-DOS (GW BASIC), utilizzato dalla maggior parte dei personal computer oggi sul mercato; le istruzioni adoperate potranno però essere adattate con facilità alla quasi totalità dei calcolatori. Al testo è allegato un dischetto da 5 pollici, contenente i programmi anzidetti.

PARTE PRIMA

TEORIA

CAPITOLO I

GENERALITÀ

Nell'affrontare la problematica della progettazione di un edificio antisismico non si può prescindere dalla tipologia architettonica e strutturale del fabbricato. Pertanto, anche se molte delle considerazioni che verranno fatte nel seguito hanno una validità più generale, si sottointende un più concreto riferimento a quella tipologia che è oggetto della seconda parte del corso di Complementi di Tecnica delle Costruzioni. Si ipotizza quindi che l'edificio che si prende in esame soddisfi i seguenti requisiti:

- a) è destinato ad uso abitativo e presenta un piano tipo;
- b) ha un numero di impalcati non elevato (da quattro a sei);
- c) è situato in zona sismica di seconda categoria (grado di sismicità $S = 9$);
- d) in esso l'assorbimento dell'azione sismica è affidato interamente alla struttura intelaiata in cemento armato; non presenta, quindi, irrigidimenti concentrati quali pareti in c.a. e non si fa affidamento su eventuali pannelli murari inseriti nei riquadri dei telai.

Nella pratica professionale un progetto esecutivo comprende tutte le tavole necessarie per una completa e dettagliata descrizione della struttura ideata.

Nell'ambito del corso è per semplicità richiesta la redazione di un numero limitato di elaborati, esemplificativi di quelli necessari in cantiere:

- 1) pianta architettonica del piano tipo;
- 2) pianta delle fondazioni;
- 3) sezione strutturale dell'edificio;
- 4) carpenteria del piano tipo, con indicazioni sulla armatura dell'impalcato;
- 5) tabella dei pilastri, con indicazioni sulla sezione e l'armatura di tutti i pilastri;
- 6) sezioni ed armatura di una trave;
- 7) sezioni ed armatura di un solaio.

Costituisce parte integrante del progetto la relazione tecnica, che deve illustrare le caratteristiche dei materiali utilizzati, i carichi considerati, i criteri di calcolo seguiti, in conformità alle Istruzioni CNR 10024/86 il cui testo è riportato in appendice. Alla relazione devono essere allegati i tabulati del calcolatore elettronico relativi a tutte le elaborazioni svolte mediante esso.

CAPITOLO II

MATERIALI UTILIZZATI

Nell'accingersi a progettare la struttura di un edificio occorre innanzitutto definire le caratteristiche dei materiali con i quali essa verrà realizzata, ed i conseguenti valori ammissibili delle tensioni.

Nel caso di una struttura in cemento armato andrà quindi indicato il tipo di acciaio utilizzato per le armature e la resistenza caratteristica a compressione richiesta per il calcestruzzo. È inoltre opportuno stabilire fin dall'inizio il diametro delle barre metalliche che verranno utilizzate nel progetto. Per semplificare l'organizzazione del cantiere è opportuno limitare il numero di diametri utilizzati. In particolare, si consiglia di sceglierne uno minore (6 o 8 mm) per staffe e armature di ripartizione ed altri tre, non consecutivi, per le armature principali. L'adozione di barre di diametro superiore ai 20 mm deve essere limitata ai soli casi di effettiva necessità, per le difficoltà di sagomatura e la limitata aderenza che esse presentano.

CAPITOLO III

IMPOSTAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO: LA CARPENTERIA

Così come per gli edifici soggetti a carichi verticali, anche nel caso di un fabbricato sito in zona sismica la prima e principale fase della progettazione consiste nell'individuare l'orditura dei solai e la posizione di travi e pilastri. La sostanziale differenza consiste nella necessità di realizzare una struttura in grado di sopportare, oltre ai carichi verticali, anche le forze orizzontali agenti in due direzioni ortogonali che simulano l'effetto del sisma.

3.1. Impostazione preliminare della carpenteria.

L'obiettivo cui tendere nell'impostazione della carpenteria è quello di assicurare una uniformità di sollecitazione sugli elementi strutturali.

Nella tipologia in esame (edificio con struttura intelaiata) non è possibile una distinzione tra elementi strutturali che sopportano le azioni verticali ed elementi che sopportano quelle orizzontali, perché travi e pilastri sono sollecitati contemporaneamente da entrambe le azioni. Per chi affronta per la prima volta la progettazione antisismica, o ha a che fare con una pianta architettonica complessa, può però essere metodologicamente utile scindere il problema in due fasi.

È possibile inizialmente definire la carpenteria in maniera tale da sopportare adeguatamente i soli carichi verticali. In tale fase occorre tener

presenti i criteri orientativi validi per fabbricati soggetti esclusivamente a carichi verticali, unitamente a criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali:

- a) per compensare parzialmente l'incremento di sollecitazioni sulle travi dovuto al sisma, è bene ridurre l'effetto dei carichi verticali adottando come limite massimo delle luci di sbalzi, solai e travi valori leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma;
- b) ancor più che per soli carichi verticali, è bene evitare la disuniformità di luci delle travi; essa infatti è negativa anche in presenza di azioni orizzontali perché causa concentrazione di sollecitazione nelle campate più corte; se esigenze architettoniche impongono la realizzazione di alcune campate di luce nettamente inferiore alle altre, è opportuno ridurre la loro rigidezza realizzandole a spessore;
- c) è bene evitare una forte disuniformità di carico verticale sui pilastri; essa infatti comporta la necessità di sezioni maggiori, e quindi concentrazione di sollecitazioni sismiche, sui pilastri in cui lo sforzo normale è più elevato; se la realizzazione di pilastri nettamente più caricati degli altri è inevitabile, è opportuno adottare per essi sezioni poco allungate, che presentino momento di inerzia dello stesso ordine di grandezza di quello delle sezioni degli altri pilastri.

Si può quindi esaminare criticamente la carpenteria così definita e modificarla per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali.

In genere, le travi disposte in funzione dei soli carichi verticali non sono sufficienti a conferire adeguata resistenza ad azioni orizzontali in entrambe le direzioni. Si pensi, come caso limite, a un fabbricato rettangolare allungato, in cui i carichi verticali sono portati da tre travi longitudinali (fig. 1); in direzione trasversale esso può mancare completamente di elementi idonei all'assorbimento dell'azione sismica.

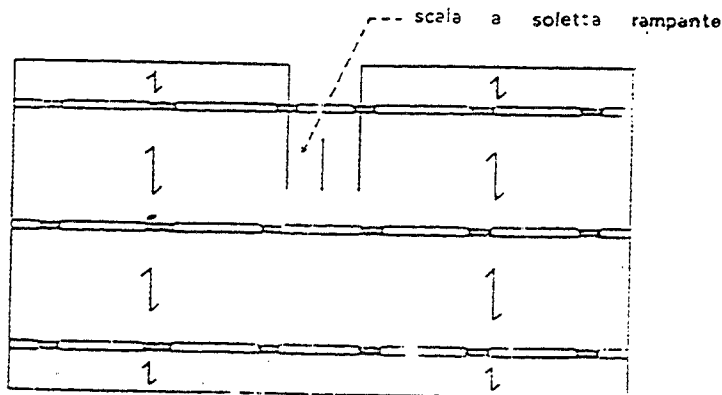


FIG.1

Una corretta impostazione della carpenteria deve invece garantire un irrigidimento uniforme in entrambe le direzioni e distribuito con regolarità in pianta.

Una soluzione ottimale potrebbe consistere in pilastri disposti ad interasse costante, tutti della medesima sezione quadrata, collegati in entrambe le direzioni da travi uguali tra loro (tutte emergenti o tutte a spessore).

Esigenze architettoniche impongono però usualmente la contemporanea presenza di entrambi i tipi di travi e l'adozione di sezioni rettangolari, dotate quindi di un momento d'inerzia maggiore in una direzione e minore nell'altra, per i pilastri. In tale caso, la resistenza all'azione sismica in una direzione è sostanzialmente affidata ai telai costituiti da travi emergenti e pilastri allungati nella direzione in esame. Danno invece un contributo minore (e in prima approssimazione trascurabile) sia i telai con travi a spessore (anche se dotati di pilastri con inerzia massima) che i telai dotati di pilastri con inerzia minima (anche se con travi emergenti).

Si cercherà quindi di ottenere la richiesta uniformità di elementi resistenti orientando opportunamente i pilastri ed aggiungendo travi emergenti non portanti il solaio. La necessità di poggiare tali travi sui pilastri impone a quest'ultimi vincoli di allineamento che non sono invece richiesti in zona non sismica. La tendenza all'allineamento è ulteriormente incentivata dalla normativa, che prescrive collegamenti in fondazione tra i pilastri in due direzioni ortogonali.

Anche se poco rilevante ai fini dell'irrigidimento della struttura, è comunque opportuno realizzare in elevazione ulteriori travi, a spessore, per il collegamento trasversale dei pilastri. In tal modo è possibile disporre armature per assorbire sollecitazioni flessotaglianti (conseguenti alla rotazione dei nodi della struttura) che altrimenti graverebbero sui solai. Si ottiene inoltre un irrigidimento dell'impalcato che, per le azioni orizzontali, si comporta come una lastra nervata chiamata a ridistribuire il carico sismico tra i telai.

3.2. Dimensionamento delle sezioni.

In assenza di forze orizzontali, l'interazione tra i diversi componenti strutturali produce sollecitazioni di entità modesta e facilmente prevedibile. Una volta definita schematicamente la carpenteria, il dimensionamento delle sezioni può quindi essere effettuato separatamente per ciascun elemento e porta a risultati sostanzialmente univoci.

In una struttura in zona sismica, invece, la mutua dipendenza degli elementi che costituiscono la struttura intelaiata tridimensionale (telaio spaziale) rende accettabili soluzioni anche notevolmente differenti le une dalle altre. Si possono ad esempio adottare in maniera generalizzata travi a spessore, purché si abbondino nelle sezioni dei pilastri; o, viceversa, estendere al massimo l'uso di travi emergenti per mantenere più snelli i pilastri. Per questi, poi, si possono scegliere sezioni differenziate in base al carico verticale portato oppure una sezione unica; tale differenziazione o uniformizzazione può riguardare i pilastri di uno stesso ordine oppure i diversi ordini di ciascun pilastro.

Non si possono quindi fornire criteri assoluti di dimensionamento, ma soltanto indicazioni generali che ciascun progettista potrà man mano modificare in base alla propria esperienza. La correttezza delle scelte effettuate verrà di volta in volta verificata sia mediante il calcolo imposto dalla normativa che con un esame, non sempre numericamente quantizzabile, del comportamento globale della struttura nei confronti del sisma e della sua rispondenza ai principi che ispirano la normativa stessa.

3.2.1. Travi a spessore.

In una struttura dotata contemporaneamente di travi emergenti e a spessore, l'effetto del sisma su quest'ultime è relativamente modesto. Nel dimensionarle ci si può basare quindi essenzialmente sui soli carichi verticali. Si ribadisce comunque l'opportunità di limitare la larghezza della sezione (orientativamente non superiore a 5 volte lo spessore del solaio) e di concentrare le armature in un fascio di ampiezza comparabile a quella del pilastro. La sezione delle travi a spessore di collegamento, parallele all'orditura del solaio e quindi poco caricate, avrà dimensioni ridotte, dettate principalmente da motivazioni geometriche (per esempio, la larghezza può essere pari a 60 cm, ottenuti eliminando dal solaio una fila di laterizi).

In assenza di travi emergenti, invece, il contributo delle travi a spessore al contenimento del sisma non è trascurabile. È opportuno in tal caso adottare un solaio di spessore superiore ai valori usualmente adottati in zona non sismica (almeno 4-6 cm in più) per conferire alle travi maggiore rigidità e resistenza.

3.2.2. Travi emergenti.

Le sollecitazioni flessotaglianti indotte dal sisma nelle travi emergenti

sono notevoli ai piani inferiori, e spesso anche a quelli centrali, dell'edificio. In fabbricati di 4-6 impalcati esse hanno frequentemente entità comparabile a quella delle sollecitazioni provocate dai carichi verticali. Non è però possibile valutare gli effetti del sisma nella singola campata come percentuale di quelli dei carichi verticali. A differenza di questi ultimi, che crescono con la luce, l'azione del sisma è maggiore nelle campate più corte. Inoltre essa è strettamente legata alla dimensione dei pilastri (è più elevata in corrispondenza dei pilastri più rigidi). Se, poi, le campate emergenti sono poche rispetto a quelle a spessore, o vi è un numero limitato di travi più rigide (per la sezione più elevata o la luce più corta), le sollecitazioni in tali travi e nei pilastri ad esse collegati possono facilmente raggiungere valori inaccettabili; in tal caso è preferibile ridurre la rigidezza (meglio avere tutte travi deboli che poche robuste).

La scelta della sezione nasce sostanzialmente dall'esperienza e dal confronto con casi analoghi. Poiché la quantità di armatura da disporre nelle travi sarà sicuramente maggiore di quella necessaria per i soli carichi verticali, è preferibile adottare sezioni di larghezza non inferiore a 30 cm. Per fabbricati di 4 impalcati è spesso sufficiente la sezione 30x60. In presenza di 5-6 impalcati è invece in genere necessario adottare, almeno ai piani inferiori, una sezione maggiore (per esempio 30x70).

Ai piani superiori dell'edificio l'effetto del sisma è di minore entità. La presenza in essi di travi rigide ha comunque un effetto positivo sui pilastri, che si risente anche ai piani inferiori. Si consiglia quindi la adozione di sezioni non inferiori a 30x60, con la sola eventuale eccezione dell'impalcato di copertura, per il quale usualmente anche i carichi verticali sono minori.

3.2.3. Pilastri.

I pilastri di un edificio in zona sismica sono sollecitati a pressoflessione. Una prima indicazione sul loro dimensionamento può ricavarsi dall'esame del diagramma riportato in figura 2, che mostra le coppie $M-N$ ammissibili per un'assegnata sezione (esemplificativamente 30x60) per diversi valori dell'armatura.

Si può constatare che per un assegnato momento flettente i valori ottimali dello sforzo normale (cioè quelli che comportano una minore armatura) sono quelli corrispondenti ad una tensione media compresa tra 15 e 50 kgcm^{-2} . Per valori molto elevati del momento flettente tale intervallo si restringe e il suo estremo superiore si riduce a 30-40 kgcm^{-2} . Tensioni medie minori o maggiori comportano la necessità di una quantità di armatura

rapidamente crescente per sopperire alla crisi rispettivamente del ferro teso e del calcestruzzo compresso.

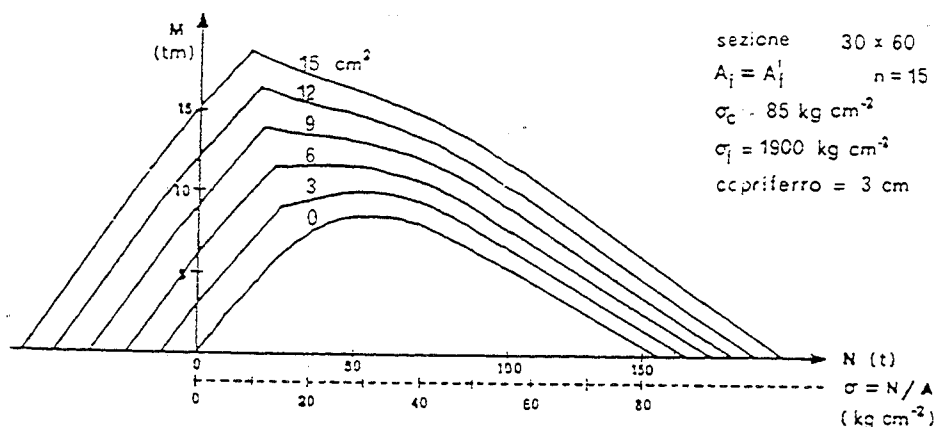


FIG. 2

Nel dimensionare la sezione di base dei pilastri è pertanto opportuno assumere un limite massimo per la tensione media. In generale esso sarà tanto più basso quanto più elevate sono le sollecitazioni flessionali previste. Per edifici con 4-6 impalcati, situati in zona sismica di seconda categoria e dotati di un adeguato numero di travi emergenti, tale limite può essere preso pari a $40-45 \text{ kgcm}^{-2}$ se si adotta un calcestruzzo di classe $R_{bk} = 250 \text{ kgcm}^{-2}$. Nel caso di edifici con interpiano superiore alla media o privi di travi emergenti o situati in zona sismica di prima categoria è invece preferibile utilizzare un valore più basso ($30-40 \text{ kgcm}^{-2}$).

Si dovrà quindi valutare preliminarmente, anche senza molta precisione, lo sforzo normale cui i pilastri sono soggetti. Esso è dovuto sostanzialmente ai carichi verticali, perché l'aliquota provocata dal sisma è modesta, trascurabile in questa prima fase, se si sono evitate travi molto corte e rigide.

Si determinerà poi l'area minima della sezione di base di ciascun pilastro come rapporto tra lo sforzo normale e la tensione media. Rispettando tale minimo, ma anche con un esame globale della carpenteria, verrà scelta una sezione adeguata. È opportuno evitare forme troppo allungate, e soprattutto eccessive differenze di larghezza tra travi e pilastri, per consentire una migliore trasmissione degli sforzi.

Se la carpenteria presenta una sufficiente regolarità, la conseguente uniformità di carico sui pilastri porta automaticamente a sezioni uguali o poco

differenti tra loro. In caso contrario, pur non escludendo la possibilità di usare numerose sezioni anche notevolmente diverse, può essere preferibile sovradimensionare i pilastri meno caricati riducendo le sezioni a un numero di tipi limitato (non superiore a 3) e con momento di inerzia massimo non molto dissimile tra loro. Si ottiene così innanzitutto uno sgravio flessionale dei pilastri più caricati. Diventa inoltre più facile un esame qualitativo del comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali ed il riscontro della uniformità planimetrica degli elementi irrigidenti. Risulta, infine più rapido sia il controllo di massima che la verifica dettagliata dei pilastri, una volta eseguito il calcolo.

Per ciascun pilastro la sezione potrà essere mantenuta costante oppure differenziata ai diversi ordini. La progressiva riduzione delle sollecitazioni dovute sia al sisma che ai carichi verticali può far propendere per una riduzione della sezione ai piani superiori. La variazione di sezione comporta però problemi esecutivi (sagomatura delle barre metalliche, ecc.) che, se non ben affrontati, possono inficiare la continuità del pilastro nel nodo. Se il fabbricato ha un numero di piani non elevato e le sezioni necessarie alla base non comportano grossi problemi architettonici, è quindi senz'altro preferibile l'adozione di una sezione costante. In caso contrario è comunque opportuno limitare le riseghe sia come numero (mantenendo la sezione invariata almeno per 2-3 ordini) sia come entità; si dovrà inoltre dedicare una particolare cura alle tavole illustranti in dettaglio i provvedimenti da prendere per una corretta esecuzione della risega.

3.3. Carpenteria esecutiva del piano tipo.

La carpenteria si disegna sezionando i pilastri e guardando il solaio da sotto; appaiono quindi in sezione i pilastri ed in vista le travi e i solai. La scala di rappresentazione consigliata è 1:50. Gli elementi da riportare in pianta sono:

a) Pilastri.

I pilastri vanno numerati con numeri da 1 a 100, seguendo un criterio che possa essere facilmente individuato da chiunque esamini la carpenteria. Un criterio frequentemente utilizzato è quello di partire da un vertice della pianta, seguire in verso orario tutto il perimetro e proseguire poi all'interno con lo stesso verso, secondo una spirale. Quando i pilastri sono disposti in pianta secondo un reticolo regolare, può però essere più comodo numerarli per file, per esempio da sinistra verso destra e dall'alto verso il basso. Per rendere la carpenteria valida a tutti i

piani occorre riportare per ciascun pilastro almeno un punto fisso, cioè un punto che individui la generatrice obbligata a mantenersi ai diversi piani sulla stessa verticale. Esso è anche un punto di riferimento nel disporre le quote. Deve quindi essere indicato anche se la sezione del pilastro si mantiene costante per tutti gli ordini. È opportuno riportare anche nella pianta architettonica le dimensioni massime dei pilastri per consentire un rapido controllo della loro congruenza con tramezzi, tom-pagni e aperture.

b) Travi.

Le travi emergenti vanno rappresentate con due linee continue. Le travi a spessore sono individuate dall'assenza di laterizi dal solaio; solo nella fase iniziale di impostazione, non essendo disegnati i laterizi, se ne indicherà l'asse con una linea tratteggiata.

Le travi vanno individuate con i numeri da 101 a 150 per il primo impalcato, da 201 a 250 per il secondo, ecc. Si indicano con uno stesso numero tutte le campate che nel calcolo fanno parte di un unico schema di telaio.

c) Solai.

Si riportano in pianta i travetti ed i laterizi, facendo così vedere le fasce piene e semipiene, i travetti di ripartizione, ecc. Nella fase iniziale di impostazione della carpenteria ci si limita ad indicare con una freccia la direzione di orditura del solaio. I vari solai, differenti per schema statico o carico, vanno individuati con i numeri da 151 a 199 nel primo impalcato, da 251 a 299 nel secondo, ecc.

d) Foro dell'ascensore e fori degli altri impianti a servizio dell'edificio.

e) Zone in cui il solaio viene ribassato (di solito di 4 cm) in corrispondenza di cucine e bagni per consentire il passaggio in orizzontale delle tubazioni. Tali zone ribassate vanno individuate nella carpenteria con un tratteggio o mediante un retino.

f) Armatura dell'impalcato.

Nella stessa tavola della carpenteria (o, se si preferisce, in una tavola apposita) devono essere riportate tutte le indicazioni sull'armatura da disporre nella soletta per garantire il suo funzionamento a lastra nel riportare le azioni sismiche ai singoli telai.

CAPITOLO IV

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Nell'accingersi al calcolo della struttura di un fabbricato, sito o no in zona sismica, occorre innanzitutto definire i carichi unitari, fissi e accidentali, dei singoli componenti strutturali.

In particolare, nel caso di edifici antisismici è opportuno mettere in evidenza fin da questa fase alcuni valori che nascono dalle prescrizioni della normativa.

Come ben noto, il terremoto è una vibrazione, cioè un moto alternato, della crosta terrestre. Tale moto può essere in generale scomposto in una componente verticale e due orizzontali; in caso di netta prevalenza della prima o delle seconde si parla rispettivamente di scossa sussultoria o ondulatoria.

La prima situazione non è di per se molto preoccupante per un edificio in c.a. perché si traduce in un incremento delle azioni verticali, che esso è già in grado di sopportare. Data l'eccezionalità dell'evento, il conseguente incremento di sollecitazioni può essere assorbito dai margini di sicurezza adottati nei calcoli statici. Il regolamento impone quindi di tenerne espressamente conto solo nella verifica degli elementi a sbalzo, per i quali il carico verrà incrementato o decrementato del 40%.

La seconda situazione viene considerata equivalente a forze staticamente applicate proporzionali alla massa dell'edificio. Nel valutare tale massa occorre tener conto sia dei carichi fissi che di quelli accidentali. È però statisti-

camente improbabile che questi ultimi siano presenti ovunque nell'edificio in misura massima. Il regolamento consente quindi la riduzione dei sovraccarichi mediante un coefficiente s , che dipende dall'uso cui è destinato il fabbricato. Esso vale 0.33 per edifici destinati ad uso abitativo, 0.50 nel caso di negozi e uffici, 1.00 nel caso di locali pubblici suscettibili di grande affollamento, magazzini, biblioteche e anche per le scale di edifici per abitazione. Ovviamente la riduzione deve essere applicata solo nel calcolo della massa globale, e non anche nel calcolo delle sollecitazioni nel singolo elemento strutturale, poiché su ciascun elemento è possibile la presenza del massimo sovraccarico. È opportuno mettere in evidenza sin dalla fase di analisi dei carichi unitari questi incrementi e decrementi. Si calcolerà quindi per ogni elemento, oltre all'entità del carico fisso e del sovraccarico, anche il valore da utilizzare nella determinazione della massa globale (carico fisso più un'aliquota dell'accidentale) e, per gli elementi a sbalzo, il valore minimo (solo carico fisso decrementato del 40%) e massimo (carico fisso più accidentale, entrambi incrementati del 40%) del carico che su essi può agire.

CAPITOLO V

ANALISI DEI CARICHI SULLE TRAVI

La determinazione dei carichi sulle singole campate può essere effettuata seguendo gli stessi criteri adottati per i fabbricati siti in zona non sismica. Il carico complessivo è somma delle diverse aliquote che si esaminano di seguito.

A) Carico dovuto a solai e sbalzi orditi perpendicolarmente alla trave.

È pari alla reazione dell'appoggio dello schema utilizzato per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione nel solaio.

Per solai composti da un'unica campata (senza sbalzi) di luce l e con carico uniforme q esso vale $ql/2$. Nel caso di più campate o di schemi con sbalzi, l'aliquota dovuta a ciascuna campata è pari a $ql/2 + (M_1 - M_2)/l$. Il suo valore effettivo differisce quindi da quello corrispondente alla campata isolata per effetto dei momenti flettenti che sorgono sugli appoggi a causa della continuità. La variazione è tanto maggiore quanto più forte è la differenza tra i momenti ai due estremi, mentre diventa nulla quando tali momenti sono tra loro uguali.

Una valutazione rigorosa della reazione può aver senso solo se affidata in maniera automatica ad un elaboratore elettronico. Nel caso di approccio manuale, o quando si vogliono verificare i valori forniti dal calcolatore, è invece preferibile, per diminuire l'onere di calcolo ed i conseguenti possibili errori, determinare la suddetta reazione come prodotto del valore corrispondente alla campata isolata ($ql/2$) per un coefficiente che tenga conto della

continuità del solaio (*coefficiente di continuità*).

Perché vi sia una reale semplificazione, il coefficiente di continuità deve essere valutato "ad occhio", sulla base della propria esperienza, dell'analogia con schemi noti o di una analisi puramente qualitativa del diagramma dei momenti del solaio.

In particolare, si possono tenere presenti due schemi limite.

Il primo è costituito dal solaio a due campate di luce uguale. In esso il momento flettente è nullo agli appoggi di estremità, mentre è pari a $ql^2/8$ in quello centrale; il coefficiente di continuità varrebbe di conseguenza 1.25. In pratica, però, il momento agli estremi non è mai rigorosamente nullo, a causa della rigidezza torsionale delle travi; si consiglia quindi di usare in tal caso il valore 1.20.

Il secondo è costituito dal solaio a molte campate di luce uguale. Per esso il momento è nullo agli appoggi di estremità ed ha valori quasi uguali tra loro per quelli intermedi. Il coefficiente di continuità può quindi essere assunto pari a 1.10 per il secondo ed il penultimo appoggio, a 1 per tutti gli altri.

In definitiva, si utilizzeranno di solito valori del coefficiente di continuità compresi tra 1 e 1.20. Solo eccezionalmente, nel caso di differenze di luce molto forte, potrà essere necessario assumere per esso valori maggiori.

B) Carico dovuto a solai e sbalzi orditi parallelamente alla trave.

Per la presenza di armature e travetti di ripartizione è opportuno considerare gravante sulla trave una fascia di solaio pari ad almeno 50 cm.

C) Carico dovuto a sbalzi laterali.

Se lo sbalzo è ancorato al solaio, che funge da contrappeso, sulla trave grava il doppio del peso dello sbalzo.

D) Carico dovuto alle tompagnature.

In genere il tompagno è posizionato direttamente sulla trave; se invece esso grava su un solaio, il carico corrispondente si ripartisce tra le travi che costituiscono gli appoggi del solaio in misura inversamente proporzionale alla distanza.

Quando nel tompagno vi sono aperture, il suo peso può essere diminuito in proporzione alle dimensioni del vano. In assenza di valutazione più precisa si può usare un coefficiente riduttivo pari a 0.9 in presenza di finestre, 0.8 in caso di porte-finestre.

E) Carico dovuto al peso proprio della trave.

Nel valutare il carico dovuto al solaio, la luce di esso è stata misurata con riferimento agli assi delle travi. Si è quindi considerato come solaio una

zona in realtà coincidente con la trave stessa. È pertanto più corretto tener conto ora solo di quanto la trave pesa in più rispetto al solaio, cioè detrarre dal peso proprio della trave il peso proprio - non i sovraccarichi fissi o accidentali - di una fascia di solaio della stessa larghezza. La differenza è modesta per travi emergenti, più rilevante per quelle a spessore.

F) Carichi concentrati.

Occasionalmente può essere necessario tener conto anche di carichi concentrati sulla trave. Forze concentrate possono essere dovute ad altre travi che poggiano direttamente su quella in esame, oppure a tompagni perpendicolari alla trave. Momenti concentrati possono essere conseguenti all'azione torcente di travi a ginocchio.

CAPITOLO VI

ANALISI DEI CARICHI SUI PILASTRI

La determinazione dei carichi verticali agenti sui pilastri può essere effettuata seguendo gli stessi criteri adottati per i fabbricati siti in zona non sismica.

Una impostazione che si presta molto bene ad una applicazione automatica mediante elaboratore elettronico consiste nel determinare il carico su ciascun pilastro come somma dei tagli delle travi che poggiano su esso, con l'aggiunta di eventuali carichi concentrati (come lo sbalzo d'angolo).

Contrariamente a quanto potrebbe sembrare, questo modo di procedere non è rigoroso, perché l'analisi dei carichi sulle travi comporta spesso maggiorazioni che andrebbero a cumularsi nei pilastri. Si pensi come caso limite ad un pilastro posto in corrispondenza ad uno sbalzo laterale. Nel valutare il carico sulla campata che porta lo sbalzo il peso di questo viene raddoppiato, perché si considera gravante sulla trave anche la zona di solaio che funge da contrappeso. Per operare a vantaggio di sicurezza, la stessa fascia viene però considerata agente anche sulla campata che porta il solaio. Sommando i tagli delle campate essa viene quindi conteggiata due volte.

Quando si utilizza questo procedimento occorre quindi prestare attenzione alle approssimazioni anzidette e depurare i risultati dall'errore qualora esso divenga notevole e non a vantaggio di sicurezza.

In una applicazione manuale, o per controllare i valori forniti dal calcolatore, è invece senz'altro preferibile procedere all'analisi dei carichi sui pilastri in maniera indipendente dalla risoluzione degli schemi di trave con-

tinua o telaio.

Il procedimento consiste nell'individuare preliminarmente l'area di impalcato che graverebbe su ciascun pilastro qualora fosse nulla la continuità sugli appoggi di solai e travi (*area di influenza dei pilastri*). Per determinare tale area è bene pensare innanzi tutto a come il solaio scarica sulle travi; si traccia cioè una linea che dimezza la luce di ciascuna campata individuando le aree che gravano sull'una e sull'altra trave. Si individua quindi lo scarico della trave sul pilastro; se la trave è caricata uniformemente, si traccia una linea dalla mezzeria della campata parallelamente ai travetti del solaio; se invece vi sono zone di impalcato che caricano la trave in maniera non uniforme, queste vengono ripartite tra i pilastri in misura inversamente proporzionale alla loro distanza. Nel valutare l'area di influenza si includono anche eventuali fasce di solaio che, pur non scaricando su travi che poggiano sul pilastro in esame, possono gravare su di esso per la continuità trasversale dovuta ad armature e travetti di ripartizione; è quindi frequente che le aree di influenza si sovrappongano parzialmente, cioè che esistano zone di impalcato attribuite, a vantaggio di sicurezza, contemporaneamente a più pilastri.

Una volta individuata l'area di influenza, si determina il carico gravante sul pilastro moltiplicando la superficie per il carico unitario ed utilizzando coefficienti amplificativi per tener conto della continuità del solaio e della trave, valutati con i criteri già esposti nel capitolo precedente.

Si noti che, mentre per i fabbricati siti in zona non sismica è sempre più pericoloso lo sforzo normale massimo, in presenza di rilevanti sollecitazioni flessionali può essere più gravosa la contemporanea presenza dello sforzo normale minimo, corrispondente all'assenza dei sovraccarichi accidentali. Per un calcolo rigoroso sarebbe quindi necessario determinare contemporaneamente il valore minimo e massimo dello scarico sui pilastri. Di solito è però sufficiente valutare approssimativamente il primo come una aliquota del secondo.

CAPITOLO VII

LE AZIONI ORIZZONTALI

Le componenti orizzontali del moto del terreno durante un sisma sono estremamente pericolose per la struttura perché provocano in essa sollecitazioni elevate e nettamente diverse da quelle dovute ai carichi verticali. Essendo il terremoto un fenomeno dinamico, tali sollecitazioni sono variabili nel tempo e dipendono sia dal moto del terreno alla base del fabbricato che dalle caratteristiche geometriche ed elastiche dell'edificio stesso. Seguire nel tempo il comportamento di una struttura è un compito notevolmente gravoso, attualmente possibile solo a livello di ricerca e per schemi strutturali non particolarmente complessi. La normativa consente pertanto due approcci semplificati che portano, entrambi, a schematizzare l'azione sismica con insiemi di forze orizzontali statiche: l'analisi modale e l'analisi statica. Il passaggio dal reale comportamento dinamico a questi modelli semplificati è oggetto di studio da parte di altri corsi. È però utile richiamare anche in questa sede, sia pure in maniera schematica, la problematica e le ipotesi su cui è basato il modello che si utilizzerà per il calcolo.

Ciascun edificio è, nella realtà, un sistema elastico continuo, con masse distribuite. Come si mostrerà meglio nel successivo capitolo, esso però possiede usualmente impalcati orizzontali notevolmente rigidi nel loro piano, che possono essere considerati indeformabili e quindi dotati di soli 3 gradi di libertà. Anche le masse presenti, pur essendo distribuite lungo tutta l'altezza, sono maggiormente addensate in corrispondenza dei solai.

Un fabbricato ad n impalcati potrà allora essere considerato come un sistema dotato di $3n$ gradi di libertà ed il suo moto sarà descrivibile mediante $3n$ funzioni U che rappresentano le due componenti dello spostamento e la rotazione di ciascun impalcato rispetto alla base, unitamente alle funzioni U_t che esprimono lo spostamento del terreno e quindi della base dell'edificio.

Risolvere il problema dinamico vuol dire determinare le $3n$ funzioni U , una volta assegnate le funzioni U_t . Per far ciò si possono scrivere, piano per piano, le condizioni di equilibrio (alla traslazione ed alla rotazione) tra forze di inerzia, forze elastiche di richiamo e forze di smorzamento, cioè un sistema di $3n$ equazioni differenziali nelle $3n$ funzioni incognite U .

La risoluzione del problema si semplifica se si esprime il moto degli impalcati in funzione degli spostamenti relativi ai modi di oscillazione libera (cioè in assenza di smorzamento e di cause forzanti esterne) della struttura.

Per chiarire il significato fisico di oscillazione libera, si provi a deformare in maniera qualsiasi un modello di telaio e lasciarlo poi libero di oscillare. Si vedrà in generale che ogni piano si comporta in maniera apparentemente indipendente dagli altri. Applicando però particolari deformazioni iniziali si vedranno i piani oscillare contemporaneamente in maniera proporzionale gli uni agli altri, con un periodo ben definito. Si dice in tal caso che la struttura oscilla secondo uno dei suoi *modi principali*. La deformata, definita a meno di un parametro, è detta *deformata modale*. Se la struttura tridimensionale è dotata di due assi di simmetria ciascuna di queste deformate presenta solo spostamenti in una direzione o rotazioni, mentre in caso contrario si hanno contemporaneamente sia gli uni che le altre.

Per un sistema dotato di $3n$ gradi di libertà esistono altrettante deformate distinte aventi tale proprietà. Ordinandole in base ai valori decrescenti del periodo, si parla di primo, secondo ... $3n$ -mo modo principale di oscillare del sistema. I relativi periodi (o frequenze) di oscillazione vengono detti periodi (o frequenze) principali o propri della struttura. In particolare il periodo di oscillazione del primo modo viene spesso denominato periodo fondamentale di vibrazione. Per moti puramente traslatori al primo modo corrispondono spostamenti (e accelerazioni) tutti dello stesso segno, di valore crescente dal basso verso l'altro. I modi successivi comportano invece un numero via via crescente di inversioni di segno, come mostrato qualitativamente in figura 3. È importante notare che una struttura che oscilla secondo uno dei suoi modi principali può essere considerata ad un solo grado di libertà poiché gli spostamenti di tutti i suoi punti sono esprimibili in funzione di un solo parametro.

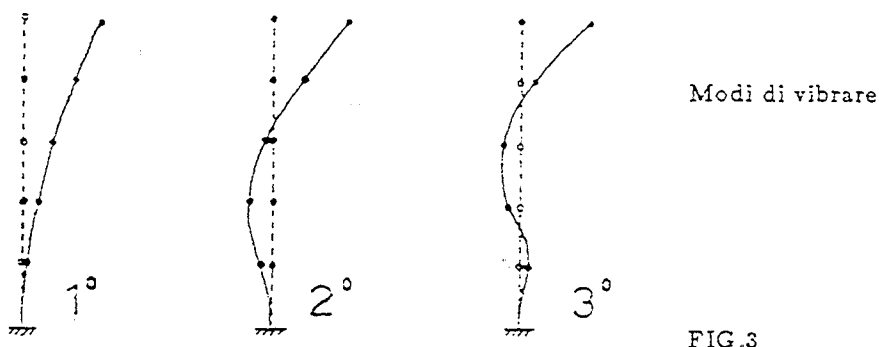
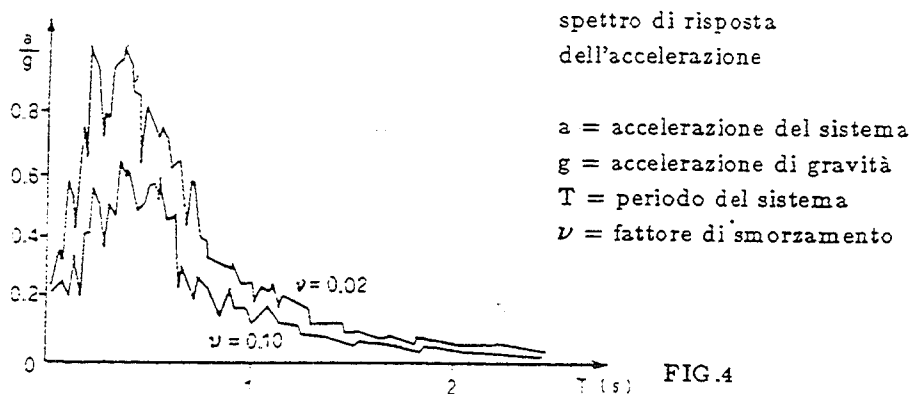


FIG. 3

Se sono note le deformate modali, il generico moto della struttura può essere rappresentato come combinazione lineare (con coefficienti variabili nel tempo) degli spostamenti dei singoli modi principali. È possibile dimostrare, ma ciò esula dagli obiettivi di questo testo, che così facendo il sistema esprimente le condizioni di equilibrio può essere trasformato in $3n$ equazioni differenziali disaccoppiate, cioè contenenti ciascuna una sola funzione incognita. Si può in definitiva passare dallo studio di un sistema a $3n$ gradi di libertà a quello di $3n$ sistemi ad un grado di libertà (denominati usualmente *oscillatori semplici*) per i quali la risoluzione dell'equazione differenziale è possibile per qualsiasi funzione U_t dello spostamento del terreno.

Nella pratica professionale non interessa, però, conoscere l'andamento dello spostamento nel tempo. Ai fini della verifica è sufficiente conoscere il massimo valore che le caratteristiche di sollecitazione raggiungono in ciascun punto. In strutture ad un grado di libertà, costituite da materiale linearmente elastico ed infinitamente resistente, la relazione tra spostamento e sollecitazioni è lineare e le tensioni massime corrispondono quindi al valore più elevato delle deformazioni. Possono quindi essere ottenute direttamente applicando staticamente forze uguali alle massime forze di inerzia, e cioè al prodotto della massa per la accelerazione massima.

Per un qualsiasi sistema ad un grado di libertà è possibile assegnare le funzioni U_t che esprimono il moto del terreno (corrispondenti ad esempio alle registrazioni effettuate durante un terremoto), determinare mediante elaboratori elettronici la risposta del sistema, istante per istante, e valutare quindi il valore massimo assunto dall'accelerazione (o da altre grandezze che eventualmente interessino, quali spostamento o velocità). Il valore che si ottiene dipende sostanzialmente dal periodo proprio dell'oscillatore semplice (ma anche dal suo fattore di smorzamento, di cui si parlerà in seguito).



Ripetendo il calcolo per numerosi sistemi ad un grado di libertà, è quindi possibile riportare le coppie di valori (accelerazione massima - periodo proprio) in un diagramma, analogo a quello esemplificativamente mostrato in figura 4, che viene denominato spettro di risposta.

Si può notare che gli oscillatori semplici rigidi ($T < 0.8$ s) presentano effetti di risonanza, essendo il sisma costituito prevalentemente da oscillazioni di basso periodo. La loro accelerazione massima è pertanto sensibilmente più elevata di quella del terreno; questo incremento è tanto maggiore quanto più piccolo è lo smorzamento. Solo per oscillatori estremamente rigidi, per i quali il periodo proprio è molto prossimo a zero, l'accelerazione massima coincide con quella del terreno ($0.2g$ nell'esempio).

Per valori del periodo maggiori, l'oscillatore semplice risente del terremoto in misura minore. L'accelerazione massima decresce, tendendo a zero quando il periodo tende a infinito (cioè per strutture notevolmente deformabili).

Gli spettri di risposta ottenuti per gli oscillatori semplici vengono utilizzati anche per sistemi a più gradi di libertà. Si è infatti già detto che il moto della struttura di un edificio può essere espresso come combinazione lineare dei moti corrispondenti ai suoi $3n$ modi principali di oscillazione. Ognuno di questi va riguardato come un oscillatore semplice. Ha quindi un suo periodo e lo spettro di risposta fornisce per esso il valore massimo dell'accelerazione. In questo caso, però, sono presenti più masse che oscillano all'unisono. L'ampiezza del moto, e quindi l'accelerazione, di ciascuna di esse è proporzionale allo spostamento fornito dalla deformata modale.

Le sollecitazioni corrispondenti al singolo modo di vibrare possono essere ottenute caricando la struttura con forze statiche pari al prodotto di ciascuna massa per lo spostamento modale e per l'accelerazione massima fornita dallo spettro, nonché per un coefficiente di partecipazione modale,

che indica il massimo contributo di quel modo di vibrare al moto globale della struttura.

Le sollecitazioni massime nel sistema globale non coincidono con la somma dei valori massimi relativi a ciascun modo, perché tali massimi non sono contemporanei. Con buona approssimazione si può però assumere che esse siano pari alla radice quadrata della somma dei quadrati delle sollecitazioni massime di ciascun modo.

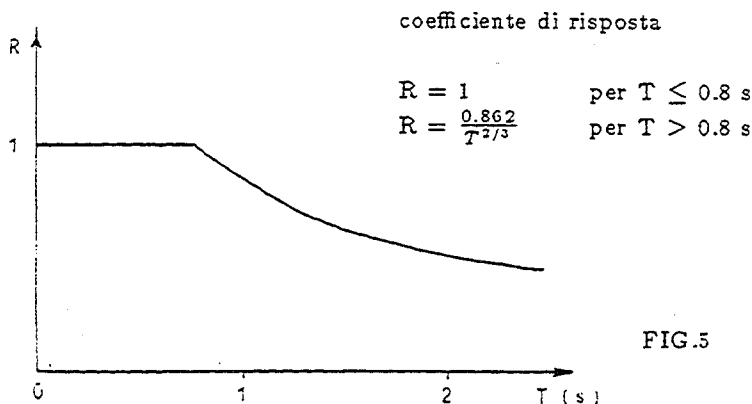
Il procedimento finora esposto è denominato analisi modale, proprio perché basato sui modi principali di oscillazione della struttura. La normativa fornisce uno spettro di risposta standard, ottenuto come prodotto di cinque grandezze: C , R , ε , β , I .

C è detto *coefficiente di intensità sismica*, poiché tiene conto della prevedibile intensità del terremoto nella zona in cui sorge il fabbricato. Esso è pari a $(S - 2)/100$, essendo S il *grado di sismicità*. L'attuale classificazione delle zone a rischio sismico prevede tre differenti gradi di sismicità (12, 9 e 6) cui corrispondono valori di C pari a 0.10, 0.07, 0.04.

R è denominato *coefficiente di risposta*. È una funzione che mostra la relazione tra periodo proprio dell'oscillatore semplice e valore massimo dell'accelerazione. Il suo andamento (fig.5) segue quello dello spettro di risposta del sisma, pur troncando i valori corrispondenti a bassi periodi che mostrano in realtà sensibili fluttuazioni.

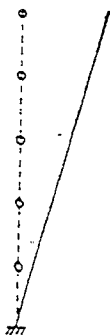
ε è detto *coefficiente di fondazione* perché consente di valutare l'influenza del terreno sul moto della struttura. Le norme impongono per esso un valore minimo pari ad 1, da incrementare fino ad un massimo di 1.3 nel caso di fondazioni che gravano su terreni particolarmente compressibili.

β ed I sono detti rispettivamente *coefficiente di struttura* e *coefficiente di destinazione*. Il loro significato ed i valori che possono assumere verranno esaminati in seguito.



Per l'applicazione pratica dell'analisi modale, una volta definita la geometria e le masse dell'edificio occorre determinare deformata e periodo dei modi principali di oscillazione del sistema. Per ciascuno di essi si valuteranno l'accelerazione massima, mediante lo spettro di risposta fornito dalla normativa, ed il coefficiente di partecipazione modale. Si otterrà quindi un insieme di forze orizzontali statiche (prodotto di massa, spostamento, accelerazione e coefficiente di partecipazione) da applicare alla struttura. Le conseguenti caratteristiche di sollecitazione andranno combinate, sezione per sezione, con quelle relative agli altri modi di vibrare, col criterio indicato (radice quadrata della somma dei quadrati). Si noti che usualmente il primo modo, cui corrispondono forze dello stesso verso, produce alla base dell'edificio un effetto sensibilmente maggiore di quello dei modi successivi, ai quali corrispondono forze tra loro discordi. Solo per strutture molto deformabili il periodo del primo modo può essere tanto elevato da comportare valori dell'accelerazione, e quindi delle forze, sensibilmente ridotti ed un effetto inferiore a quello dei modi successivi.

La maggiore difficoltà di questo procedimento consiste nella determinazione dei modi principali di oscillazione del sistema, che richiede l'uso di programmi per elaboratore elettronico non ancora sufficientemente diffusi, specialmente per schemi di strutture tridimensionali. La normativa consente quindi l'uso di una analisi semplificata, l'analisi statica, che approssima gli effetti del primo modo di vibrare. In tal caso si valuterà un solo sistema di forze (per ciascuna delle due direzioni ortogonali in cui verificare la struttura) ottenute come prodotto delle masse per l'accelerazione fornita dallo spettro di risposta della normativa (utilizzando il valore $R = 1$ se non si è espressamente valutato il periodo fondamentale della struttura) e per un *coefficiente di distribuzione* γ che corrisponde ad un andamento lineare della deformata (fig.6).



coefficiente di risposta

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

h = quota della massa rispetto alla base

$W \hat{=}$ massa (o peso) concentrato

FIG.6

L'analisi statica è utilizzabile solo per strutture non eccessivamente deformabili, perché solo in tal caso il primo modo di vibrare approssima in misura sufficientemente corretta il reale comportamento della struttura. Il regolamento ne consente quindi l'uso esclusivamente quando il periodo fondamentale è inferiore a 1.4 secondi. Solo allo scopo di controllare se il periodo fondamentale superi o meno il limite innanzi indicato, lo si può valutare con la formula $T = 0.1H/\sqrt{B}$, essendo H l'altezza e B la dimensione minore in pianta dell'edificio.

È importante inoltre osservare che la deformata ipotizzata dall'analisi statica corrisponde esclusivamente ad una traslazione dell'edificio, ed è quindi corretta solo per strutture simmetriche o che comunque presentano rotazioni molto modeste. In caso contrario la struttura subirà durante il sisma una torsione planimetrica, che può avere entità anche elevata. Una tale situazione andrebbe evitata con una corretta impostazione della carpenteria. Qualora ciò non sia possibile diventa opportuno, pur se non espressamente richiesto dalle norme, il ricorso all'analisi modale.

Ulteriori importanti considerazioni nascono dall'esame dello spettro di risposta esemplificativamente riportato in figura 4 e dal suo confronto con quello imposto dalla normativa (figura 5).

Si nota innanzitutto che la risposta del sistema è sensibilmente influenzata dal fattore di smorzamento. Tale parametro dipende dal materiale usato (è minore per l'acciaio, maggiore per il calcestruzzo), dal tipo di struttura (è minore per i telai, maggiore se vi sono pareti irrigidenti) e dalla presenza di elementi non strutturali (è maggiore quando esistono tramezzi e tompagni rigidi). A differenza di alcune norme estere, il regolamento italiano assume implicitamente che la struttura sia dotata di un adeguato smorzamento, e non differenzia quindi in funzione dei fattori innanzi esposti le forze statiche da applicare. È però opportuno che il progettista tratti con maggior cautela quegli edifici che possono presentare un basso fattore di smorzamento, ed eventualmente amplifichi per essi l'entità delle forze applicate.

Pur facendo riferimento ad un fattore di smorzamento sufficientemente elevato (per esempio 0.10), il confronto anzidetto mostra che le accelerazioni fornite dal regolamento sono nettamente (fino a 8-10 volte) inferiori rispetto a quelle che si possono avere per un terremoto molto forte. Pertanto, se non si volessero mai superare le tensioni ammissibili per i materiali adoperati, occorrerebbe proporzionare la struttura con forze nettamente maggiori di quelle imposte dalla normativa. Ciò sarebbe ovviamente molto costoso e può essere ritenuto necessario solo per strutture particolari, nelle quali è

assolutamente necessario evitare qualsiasi danno (per esempio nelle centrali nucleari). Per le strutture ordinarie si richiede il mantenimento del regime elastico solo in caso di terremoti di minore entità. Si accetta invece, data l'eccezionalità dell'evento, che il sisma più forte prevedibile nella zona comporti il superamento del regime elastico e quindi danni anche di notevole rilievo, purché non tali da mettere in pericolo la vita delle persone. La normativa ha recentemente introdotto il *coefficiente di destinazione I* che assume un valore maggiore dell'unità per quegli edifici che rivestono particolare importanza (per esempio gli ospedali) proprio per garantire ad essi una maggiore riserva di sicurezza ed una limitazione dei danni anche in presenza di forti terremoti.

Lo studio numerico del moto oscillatorio di una struttura che superi il limite del comportamento elastico lineare presenta notevoli difficoltà. È comunque interessante esaminare, sia pure solo dal punto di vista qualitativo, cosa accade in una struttura al crescere della intensità di vibrazione del terreno. Per valori dell'accelerazione (e delle forze di inerzia) pari all'incirca al doppio di quella imposta dalla normativa cominceranno a formarsi nella struttura le prime cerniere plastiche. Il loro numero andrà crescendo più o meno rapidamente all'aumentare dell'intensità del sisma, fino al raggiungimento della labilità.

Una struttura labile caricata con forze statiche tende a spostamenti infiniti, cioè crolla. Il sisma è, invece, un moto alternato; per esso gli spostamenti non crescono indefinitamente nel tempo ma risultano limitati. Si pensi ad esempio ad un libro di massa m poggiato sul piano di un carrello. Muovendo il carrello con moto alternato, per valori bassi dell'accelerazione la forza di inerzia non supera quella di attrito tra libro e piano, ed essi si muovono insieme. Poiché la forza d'attrito può assumere al più un valore ben definito F_a , il libro non potrà mai essere soggetto ad accelerazioni maggiori di F_a/m . Se, quindi, in alcuni istanti l'accelerazione del carrello supererà tale valore, il libro si muoverà rispetto al piano. Per la natura alternata del moto, questi valori di accelerazione si avranno solo per una parte del ciclo di moto, e con valori alternati nel segno. Il libro si muoverà quindi rispetto al carrello, ma oscillerà rispetto alla posizione iniziale con uno spostamento massimo limitato. Lo stesso accade in un edificio reso labile dal sisma, per il quale le cerniere plastiche possono trasmettere non più di un certo valore della forza orizzontale.

Studi numerici hanno evidenziato che i massimi spostamenti di un sistema elastoplastico soggetto a un moto alternato sono dello stesso ordine di grandezza di quelli che lo stesso sistema avrebbe se si mantenesse indefinitamente in regime elastico lineare. È quindi fondamentale che la struttura

possa deformarsi sensibilmente in regime plastico senza però arrivare alla rottura completa delle sezioni. Il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento di prima plasticizzazione è detto *duttilità* della struttura.

La duttilità dipende sia dal materiale che dalla tipologia strutturale. Proprio per cautelarsi nei confronti delle strutture meno duttili, la normativa introduce il *coefficiente di struttura* β , che assume valori di 1.2 nel caso di edifici in cui la resistenza al sisma è affidata esclusivamente a pareti in c.a. (meno iperstatiche e di per se meno duttili di un telaio) ed 1.4 per fabbricati realizzati con pannelli portanti.

È però di fondamentale importanza che il progettista non si limiti ad applicare in maniera automatica il regolamento, ma tenga invece sempre ben presente ciò che è sottointeso in esso. In particolare è da considerare implicita la richiesta che la struttura abbia un coefficiente di sicurezza rispetto alla prima plasticizzazione ed una duttilità tali da colmare il divario tra la resistenza necessaria per sopportare il sisma in regime elastico e quella, molto minore, richiesta quando si ammette la plasticizzazione delle sezioni.

L'usuale calcolo alle tensioni ammissibili fornisce un coefficiente di sicurezza rispetto allo stato limite ultimo pari a circa 2 se tutti i carichi variano proporzionalmente. Nel caso in esame, invece, il progettista dovrà tener conto del fatto che al crescere dell'intensità del sisma aumenta solo l'effetto delle forze di inerzia (ovvero delle forze orizzontali statiche equivalenti) mentre si mantiene costante quello dei carichi verticali. Questa situazione può in alcuni casi essere più gravosa della variazione proporzionale. Si consideri ad esempio una sezione di estremità di una trave. In essa, come si vedrà in seguito, il massimo momento è ottenuto come somma di una aliquota dovuta ai carichi verticali, sicuramente negativa, ed una dovuta alle forze orizzontali, da considerare sia col segno positivo che con quello negativo. La trazione sulla faccia inferiore è in genere nulla o modesta, perché dovuta a due aliquote di segno opposto. A un raddoppio dell'entità delle azioni sismiche può corrispondere quindi un incremento percentualmente molto più elevato del momento positivo e delle tensioni conseguenti.

Nessun calcolo è attualmente prescritto per la duttilità. Essa è influenzata sia dal materiale strutturale che dal tipo di rottura delle sezioni. Calcestruzzo e muratura hanno un comportamento fragile, mentre l'acciaio è di per se molto duttile. Nel caso del cemento armato, valori elevati dello sforzo normale di compressione provocano una maggiore fragilità. Anche la rottura a taglio consente in generale deformazioni plastiche minori rispetto alla rottura a flessione. Grande cura dovrà essere prestata alla disposizione delle barre metalliche ed a tutti i dettagli costruttivi. In particolare, una

abbondante staffatura incrementa la duttilità; essa ha inoltre un effetto cerchiante che aumenta anche la resistenza del calcestruzzo.

La duttilità globale del complesso strutturale dipende, poi, dal meccanismo con cui si realizza la labilità del sistema. In uno schema a telaio, il formarsi di cerniere agli estremi dei pilastri di un ordine, mentre il resto della struttura si mantiene integro, consente spostamenti (e quindi duttilità) molto minori che il formarsi di cerniere prima in tutte le travi e poi nei pilastri. Per ottenere una duttilità più elevata è quindi opportuno che il cedimento dei pilastri avvenga dopo quello delle travi. Ciò può ottenersi, ad esempio, utilizzando per i primi un coefficiente di sicurezza maggiore, ovvero tensioni ammissibili minori di quelle consentite dalla normativa. Vanno inoltre evitate quelle situazioni che comporterebbero la rottura preferenziale dei pilastri di un solo ordine (il cosiddetto piano soffre, corrispondente in genere all'assenza di tompagnatura ad un interpiano). Qualora questo sia inevitabile è opportuno aumentare il coefficiente di sicurezza rispetto alla plasticizzazione per la zona in esame, maggiorando sensibilmente le sezioni e le armature dei pilastri a tale livello.

7.1. Massa dell'impalcato.

La determinazione delle masse (ovvero dei pesi) presenti a ciascun livello dell'edificio è sempre il primo passo per la valutazione delle azioni orizzontali. Un procedimento frequentemente utilizzato a tal fine da programmi per elaboratore elettronico consiste nel sommare tra loro i carichi sui pilastri di un medesimo ordine, determinati in genere come somma dei tagli che nascono nelle travi per effetto dei carichi verticali su esse agenti. Questo modo di procedere si presta bene ad una applicazione automatica, ma è adottabile anche in un approccio manuale, nel quale, però, i carichi sui pilastri sono usualmente valutati in base alle loro "aree di influenza", come già illustrato nel capitolo precedente.

Nonostante la apparente correttezza, numerosi sono i problemi e le approssimazioni che esso comporta. Innanzitutto, la necessità di tener conto di diversi schemi di carico o di vincolo richiede sovrapposizioni delle aree di influenza dei pilastri, che rendono il carico così valutato maggiore di quello reale. In secondo luogo, risulta oneroso tener conto della riduzione di sovraccarichi consentita dalle norme in coerenza alla ridotta probabilità che essi assumano ovunque il loro valore massimo. Occorre infatti valutare l'effetto dei carichi fissi separatamente da quello degli accidentali (e non, come a volte erroneamente si fa, risolvere un unico schema con sovraccarichi

ridotti, sottovalutando così l'effetto flessotagliante dei carichi verticali). Un ulteriore problema scaturisce infine dal fatto che, mentre solai, sbalzi e travi sono effettivamente concentrati a livello dell'impalcato, altri elementi (pilastri, scale, tompagni, tramezzi) sono distribuiti lungo l'altezza. Poiché questi elementi sono compresi tra due impalcati e solidali ad essi (o perché collegati strutturalmente o perché messi in contrasto contro essi), è opportuno ripartire le loro masse tra entrambi gli impalcati, anziché ricondurle tutte a quello inferiore, come si fa nell'analisi dei carichi sui pilastri.

È pertanto più corretto valutare la massa di ogni impalcato determinando le qualità globali dei singoli elementi e moltiplicandole per il relativo carico unitario (comprendente un'aliquota ridotta dei sovraccarichi). In particolare, si devono misurare:

- a) la superficie totale dei solai dell'impalcato, compresa l'area occupata da travi e pilastri, escludendo eventualmente solo l'area di grossi fori (quale quello dell'ascensore); il carico unitario per cui moltiplicare questa superficie non deve comprendere l'aliquota forfettaria per i tramezzi, che verranno valutati a parte;
- b) la superficie totale degli sbalzi dell'impalcato;
- c) la superficie di scala compresa tra due piani orizzontali passanti per la metà dell'interpiano superiore e per la metà di quello inferiore;
- d) la lunghezza delle travi dell'impalcato, distinte per tipo;
- e) la lunghezza dei tompagni, al netto dei pilastri e con una riduzione per tener conto approssimativamente della incidenza delle aperture; si conteggerà metà dei tompagni dell'interpiano superiore e metà di quelli dell'interpiano inferiore;
- f) la lunghezza dei tramezzi, da moltiplicare per il loro peso a metro lineare; in alternativa, il peso dei tramezzi può essere valutato come prodotto della superficie del solaio per una incidenza media a metro quadro; in entrambi i casi si prenderanno in considerazione metà dei tramezzi superiori e metà di quelli inferiori;
- g) il numero dei pilastri, distinti in base alla sezione (anche in questo caso, metà dei superiori e metà degli inferiori).

Per un rapido controllo dell'ordine di grandezza del peso degli impalcati così determinato, è opportuno calcolare per ciascuno di essi il peso medio a metro quadro, ottenuto come rapporto tra il peso globale e la superficie totale dell'impalcato (solaio, sbalzi, scale). In edifici destinati ad uso abitativo, tale valore è usualmente compreso tra 800 e 1100 kgm^{-2} . Valori maggiori sono possibili se la struttura è stata dimensionata con una certa abbondanza o quando i tompagni sono particolarmente pesanti (ad esempio

in tufo). Valori minori si hanno spesso per l'impalcato di copertura, più raramente per gli altri piani. Quanto più ci si discosta dai limiti orientativi indicati, tanto più è opportuno un controllo dell'analisi dei carichi globali dell'impalcato per individuare la causa reale dello scarto o il possibile errore di valutazione.

7.2. Baricentro delle masse.

Durante il moto sismico ciascun elemento dotato di massa è soggetto ad accelerazioni o, in maniera equivalente, a forze pari a quelle di inerzia. A rigore si dovrebbe quindi considerare la struttura soggetta ad ogni livello ad un insieme di forze distribuite, proporzionali alla massa dei singoli elementi. L'effettiva distribuzione planimetrica di tali forze ha importanza solo per la verifica della rigidezza e resistenza dell'impalcato. Per un calcolo globale della struttura intelaiata, la presenza di impalcato indeformabili nel loro piano rende invece sufficiente la conoscenza della risultante delle forze, proporzionale alla massa totale, ed il suo punto di applicazione, coincidente con il baricentro delle masse distribuite.

Il primo procedimento citato nel paragrafo precedente consente la determinazione automatica del baricentro delle masse, considerando i carichi gravanti su ciascun pilastro concentrati in corrispondenza di esso. Ciò è notevolmente diverso dal vero per il singolo pilastro, perché esso non è in genere (e in particolare se perimetrale) baricentrico rispetto alle masse portate. A livello globale, però, si ha una sostanziale compensazione degli errori ed una sufficiente esattezza del risultato. Permangono comunque le approssimazioni già evidenziate in precedenza.

Una valutazione molto precisa del baricentro delle masse può essere fatta, con notevole onere di calcolo, prendendo in considerazione tutti gli elementi presenti nell'impalcato, con la loro effettiva posizione. Tanta precisione è forse non necessaria, data l'aleatorietà della posizione dei sovraccarichi accidentali, che potrebbero essere presenti in una zona dell'edificio e completamente assenti in un'altra. Inoltre, errori modesti (inferiori a un metro, nel caso di un edificio di usuali dimensioni) nella posizione del baricentro comportano variazioni percentualmente trascurabili delle sollecitazioni nei componenti strutturali.

È quindi preferibile una valutazione semplificata che consenta di determinare con pochi calcoli un valore sufficientemente approssimato della posizione del baricentro delle masse. Si noti che una notevole aliquota di esse (la parte relativa a solai, sbalzi e scale) è distribuita in maniera uniforme

nell'impalcato. I restanti elementi (travi, pilastri, tompagni e tramezzi) sono concentrati lungo linee, ma in genere possono anche essi venire considerati distribuiti con sufficiente uniformità sull'impalcato. Si può quindi ipotizzare che il baricentro delle masse coincida con il baricentro geometrico dell'impalcato, purché in esso non vi siano (per esempio a causa di una differente destinazione di una sua parte) zone con carico fortemente diverso dal resto.

Si consiglia infine, qualunque sia stato il procedimento usato per la determinazione del baricentro, di effettuarne un controllo grafico riportando sulla carpenteria la posizione ottenuta e valutando "ad occhio" la sua attendibilità.

7.3. Forze orizzontali.

La limitata altezza del fabbricato ed il rispetto dei criteri di organizzazione della carpenteria e di dimensionamento delle sezioni consigliati rendono la struttura sufficientemente rigida e consentono di utilizzare l'analisi statica per valutare l'effetto del sisma.

Occorre innanzitutto definire il valore dei coefficienti C , R , ε , β , I . Il fabbricato che si prende in esame è sito in una zona con grado di sismicità $S = 9$ e pertanto il coefficiente C vale 0.07. Il coefficiente di risposta R viene assunto pari ad 1, poiché non si determina il periodo fondamentale della struttura (d'altro canto, anche se lo si determinasse sarebbe sicuramente inferiore a 0.8 secondi). Il coefficiente di fondazione ε dipende dalle caratteristiche del terreno e deve quindi essere definito in base alla relazione geotecnica. Il coefficiente di struttura β è pari ad 1 poiché l'edificio ha struttura intelaiata. Il coefficiente di destinazione I vale anch'esso 1 perché l'edificio è adibito ad uso abitativo.

Una volta determinate le masse presenti a ciascun livello e le quote degli impalcati rispetto allo spiccatto di fondazione, è immediato il calcolo del coefficiente di distribuzione γ e delle conseguenti forze orizzontali. Si noti che, a causa dell'andamento lineare dei valori di γ , le forze sono in genere crescenti dal basso verso l'alto.

In base alle formule utilizzate, la somma delle forze agenti ai vari piani deve essere pari a $CR\varepsilon\beta I$ volte la somma dei pesi degli impalcati. Verificare che i valori ottenuti soddisfano questa condizione consente un controllo della correttezza di applicazione delle formule.

CAPITOLO VIII

LO SCHEMA GEOMETRICO

Ogni edificio in c.a. è un insieme di elementi strutturali (pilastri, travi, solai, fondazioni) e non strutturali (tompagni, tramezzi) che interagiscono tra loro e con il terreno che ne costituisce il piano di posa.

La quantizzazione di tali interazioni, al fine di una valutazione dello stato tensionale generato nell'edificio dai carichi su esso agenti, richiede la formulazione di un modello matematico (schema), o più spesso l'individuazione di molteplici schemi limite che racchiudono i possibili comportamenti dell'oggetto in esame.

È opportuno sottolineare che qualunque schematizzazione, anche la più complessa e in apparenza più generale, è basata su un notevole numero di ipotesi semplificative. Il "calcolo di un edificio" è quindi in ogni caso una analisi convenzionale che consente non la conoscenza della realtà ma solo una valutazione approssimata di essa.

È compito e responsabilità del progettista la scelta del modello di calcolo, e quindi la formulazione di ipotesi, che va effettuata mediando due esigenze in genere contrastanti: da un lato la necessità di aderenza alla realtà, che spinge verso schemi più complessi; dall'altro quella di semplicità e rapidità di calcolo, che orienta verso schemi più facilmente descrivibili e con un minor numero di incognite. Egli deve inoltre essere in grado di comprendere almeno qualitativamente l'approssimazione insita in tale scelta e di supplire alle carenze che essa comporta con l'adozione di altri schemi limite o con considerazioni basate sulla propria esperienza.

8.1. Interazione tra struttura in elevazione, fondazione e terreno.

Nell'analizzare l'interazione tra terreno e struttura occorre tener presente i tre elementi che interagiscono: terreno, fondazione e struttura in elevazione. Sotto l'azione dei carichi applicati tale complesso subisce deformazioni. La struttura in elevazione trasmette alla fondazione un sistema di forze e momenti concentrati; la fondazione trasmette a sua volta al terreno una distribuzione di sforzi ripartiti.

Numerosi sono i modelli sviluppati nell'ambito della geotecnica per studiare l'interazione tra fondazioni dirette (plinti, travi rovesce, platee) e terreno. Si va dal classico modello di Winkler, che ipotizza una azione mutua tra terreno e fondazione direttamente proporzionale all'abbassamento puntuale del terreno, al modello di strato elastico omogeneo di spessore finito, i cui risultati sono stati tabellati da Koenig e Sherif, fino alle analisi agli elementi finiti, in cui il terreno viene assimilato a un continuo con equazioni costitutive che possono rappresentare anche comportamenti elastici non lineari o plastici. Analogamente nel caso di fondazioni su pali esistono modelli teorici per rappresentare l'interazione tra palo e terreno, oltre alla possibilità di indagini sperimentali mediante prove su pali pilota.

Una schematizzazione che tenga conto unitariamente dell'interazione di questi tre elementi può essere necessaria quando struttura in elevazione e fondazione presentano rigidezze dello stesso ordine di grandezza. È però frequente nella pratica professionale l'adozione di elementi di fondazione tali da rendere il complesso terreno-fondazione molto meno deformabile della struttura in elevazione. In edifici soggetti ai soli carichi verticali, i cui pilastri lavorano prevalentemente a sforzo normale, è sufficiente che i cedimenti verticali differenziali alla base dei pilastri siano tanto bassi da non creare sollecitazioni rilevanti nelle travi (possibilmente dello stesso ordine di grandezza dell'accorciamento elastico dei ritti). Per un edificio in zona sismica è necessario che anche le rotazioni dei punti di contatto tra fondazione e struttura in elevazione siano di entità tale da non influire in maniera rilevante sullo stato tensionale di quest'ultima. Se queste condizioni sono rispettate, si può ipotizzare che la struttura in elevazione abbia alla base vincoli fissi (incastri perfetti) e determinare il conseguente regime statico; le reazioni vincolari così calcolate, cambiate di segno, vengono poi applicate alla fondazione, di cui si studia l'interazione col terreno, schematizzato con un modello più o meno sofisticato.

8.2. La struttura in elevazione.

Gli elementi che compongono la struttura in elevazione possono essere raggruppati in due distinte tipologie: elementi aventi una dimensione prevalente rispetto alle altre due, come pilastri e travi (usualmente verticali i primi, orizzontali o inclinate le seconde); elementi aventi due dimensioni predominanti sulla terza, come solai, sbalzi, solette rampanti o l'insieme degli scalini a sbalzo delle scale.

Volendo utilizzare per il calcolo modelli generali quale quello agli elementi finiti, appare quasi spontaneo schematizzare i primi con elementi monodimensionali ed i secondi con elementi bidimensionali, riducendo ad un unico punto il contatto trave-pilastro e ad un numero finito di punti il contatto, in realtà continuo, tra trave e solaio. Questo modello può riuscire ad interpretare in maniera unitaria le interazioni tra i singoli componenti strutturali, pur non essendo ovviamente esente da problemi e approssimazioni (si noti, ad esempio, che gli assi di travi e pilastri di uno stesso nodo non sempre convergono in un unico punto o che l'asse di travi emergenti non è in genere complanare al solaio).

La elevata complessità di un tale tipo di analisi è però in contrasto con l'esigenza di semplicità e rapidità di calcolo della pratica professionale. È pertanto comune il ricorso a modelli semplificati che esaminano separatamente il comportamento del solaio e del complesso travi-pilastri (telaio tridimensionale o spaziale).

In effetti, il solaio è di solito molto più deformabile, per azioni perpendicolari al proprio piano, rispetto alle travi cui esso è collegato. In tal caso è usuale tener conto del suo contributo alla rigidezza flessotagliante dell'edificio esclusivamente con una adeguata scelta delle sezioni delle travi (per esempio considerando sezioni a T per le travi emergenti di un edificio in cemento armato). Una elevata flessibilità del solaio rende inoltre trascurabile l'effetto della deformazione delle travi sul suo stato tensionale. È allora possibile adottare per il solaio, soggetto a carichi ortogonali al suo piano, uno schema ad appoggi fissi; le reazioni di tali vincoli, cambiate di segno, costituiscono quindi il carico sulle travi dello schema di telaio.

Contemporaneamente, il solaio presenta invece una grande rigidezza per azioni nel proprio piano. Se la morfologia dell'edificio e i carichi cui esso è sottoposto sono tali da rendere la deformazione del solaio nel suo piano trascurabile rispetto agli spostamenti relativi tra nodi di impalcati diversi, è possibile considerare il solaio stesso indeformabile nel suo piano, sostituendo al reale vincolo elastico da esso esercitato tra i nodi un vincolo infinitamente rigido. Ciò comporta sia una notevole riduzione dei gradi di libertà della

struttura, sia la possibilità di sostituire a carichi distribuiti nel piano (quali ad esempio quelli sismici) la loro risultante.

Ovviamente l'adozione di questa ipotesi semplificativa, che può essere fatta in base a considerazioni puramente qualitative, ne richiede un controllo quantitativo una volta effettuata la risoluzione degli schemi. Occorre innanzitutto verificare l'influenza della deformazione delle travi sullo stato tensionale dei solai. È necessario poi valutare le deformazioni e le tensioni che nascono in ciascun impalcato per effetto dei carichi esterni ad esso complanari e delle azioni trasmesse dal telaio spaziale per equilibrare tali carichi. Si dovrà quindi confrontare l'entità delle deformazioni con quella degli spostamenti del telaio (verifica della rigidezza del solaio nel suo piano) e controllare l'ammissibilità delle tensioni generate (verifica della resistenza del solaio ad azioni nel suo piano).

Pur con l'introduzione del vincolo rigido costituito dagli impalcati, lo schema di telaio tridimensionale con aste comunque orientate nello spazio si presenta ancora notevolmente complesso ed inadatto ad un uso corrente. Lo si può semplificare seguendo due impostazioni sostanzialmente differenti.

Una prima via consente di mantenere l'effettiva spazialità del modello ma introduce forti vincoli alla sua geometria. Si ipotizzano pilastri verticali, impalcato continui (cioè che colleghino tutti i pilastri) ed orizzontali, travi disposte esclusivamente nel piano degli impalcati. Tali ipotesi, pur frequentemente valide, possono essere disattese in numerosi casi. La continuità dell'impalcato non è rispettata, ad esempio, nel caso di edifici con piani sfalsati; l'orizzontalità viene a mancare nei solai di copertura degli edifici dotati di tetto, nonché nelle solette rampanti e nelle rampe di scalini a sbalzo delle scale (per queste, però anche l'ipotesi di indeformabilità nel proprio piano è meno accettabile, data la loro limitata dimensione rispetto all'insieme dei solai dell'edificio). L'appartenenza al piano dell'impalcato non è rispettata, in corrispondenza delle scale, dalle travi a ginocchio e dalle travi disposte al livello del pianerottolo di riposo.

In alternativa, si può rinunciare parzialmente alla spazialità del modello ma imporre minori vincoli alla sua geometria quando i pilastri in carpenteria presentano un sostanziale, anche se non rigoroso, allineamento in due direzioni ortogonali. Si possono in tal caso individuare due insiemi di telai piani, paralleli a ciascuna delle due direzioni, che si intersecano perpendicolarmente in corrispondenza dei pilastri. La rotazione di un nodo nel piano di un telaio genera flessione nelle travi del telaio stesso e torsione nelle travi ortogonali. Se, come usualmente accade, la rigidezza torsionale delle travi è molto minore rispetto a quella flessionale, è possibile trascurare l'effetto di tale rotazione per il telaio perpendicolare. La stessa rotazione provoca nel

pilastro, qualora la sua sezione abbia un asse di simmetria nel piano, una flessione retta, con asse neutro perpendicolare al piano. Analogo è l'effetto di uno spostamento orizzontale del nodo nel piano. Dal punto di vista flessotagliante, i due telai sono quindi "disaccoppiati". Lo spostamento verticale del nodo provoca invece effetti dello stesso ordine di grandezza su entrambi i telai. Trascurare le deformazioni estensionali dei pilastri è però una ipotesi diffusa, valida fintantoché le deformazioni di pilastri adiacenti non sono troppo dissimili le une dalle altre (e quindi, nel caso di edifici soggetti a forze orizzontali, in assenza di travi molto corte e rigide). Se si accetta anche tale ipotesi, è possibile considerare disaccoppiati i due insiemi di telai, trascurando gli effetti reciproci della congruenza di rotazioni e spostamenti dei nodi comuni. In questo modello gli impalcati che costituiscono un vincolo mutuo agli spostamenti orizzontali dei nodi possono anche non essere orizzontali o continui. I telai piani cui si è ricondotto lo schema possono presentare aste inclinate e travi anche a livello diverso da quello degli impalcati.

Entrambi i modelli consentono l'implementazione di programmi per il calcolo automatico mediante elaboratore elettronico che, pur non avendo validità generale, si prestano maggiormente ad un uso corrente per la non eccessiva complessità dei dati richiesti. Il secondo modello può essere utilizzato anche per un approccio basato solo in parte su procedure per calcolatore. Le forze globali di piano possono infatti essere ripartite tra i singoli telai piani, tenendo conto della congruenza imposta dagli impalcati; i telai possono quindi essere risolti mediante elaboratore, usufruendo di programmi semplici ed ormai di uso comune. Per tale motivo si utilizzerà proprio questo secondo schema geometrico nel calcolo dell'edificio in esame.

8.3. Gli elementi non strutturali.

Oltre agli elementi strutturali fin qui esaminati, esistono in ciascun edificio elementi non strutturali quali tramezzi e tompagni. Essi sono in contatto, più o meno immediato, con la vera e propria struttura e quindi, al deformarsi di essa, vi interagiscono e ne alterano, in misura minore o maggiore, il regime statico.

La quantizzazione del loro contributo è difficile e talvolta aleatoria, sia per l'incertezza dell'efficacia del loro collegamento con la struttura, raramente ben curato nella pratica costruttiva e quindi spesso tale da essere valido solo dopo deformazioni strutturali di elevata entità, sia per la possibilità che essi stessi vengano demoliti in conseguenza a modifiche architetturali.

toniche durante la lunga vita di un edificio. Né, d'altro canto, è corretto trascurarli "tout-court" poiché la loro presenza può comportare a volte un aggravio anche notevole del regime tensionale di alcuni elementi strutturali; in particolare, possono essere molto elevate le forze concentrate trasmesse ai nodi, la variazione dello sforzo normale nei pilastri e le azioni taglienti esercitate sugli impalcati. Dovrà essere quindi lo strutturista a valutarne in misura più o meno approssimata l'effetto, a stimarne di volta in volta l'utilità o la pericolosità, a curarne il collegamento o richiederne il distacco dalla struttura.

CAPITOLO IX

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI

Come già detto nel capitolo precedente, lo schema geometrico che si adotta per la tipologia strutturale in esame consiste in due insiemi di telai piani, paralleli a due direzioni ortogonali x ed y , collegati tra loro da impalcati indeformabili nel proprio piano e quindi dotati ciascuno di soli tre gradi di libertà (due componenti di traslazione ed una rotazione).

L'impostazione che consente di determinare in maniera più diretta le caratteristiche di sollecitazione che insorgono in tale schema per effetto di assegnati carichi è probabilmente quella matriciale. In una struttura ad n impalcati, si può ricavare per ciascun telaio piano la matrice di rigidezza laterale, di dimensione $n \cdot n$, che mette in relazione spostamenti orizzontali e forze applicate al telaio in corrispondenza degli impalcati. Le matrici possono essere assemblate, tenendo conto della posizione dei telai in pianta. Si ottiene così la matrice di rigidezza laterale dello schema spaziale, di dimensione $3n \cdot 3n$, che mette in relazione le $3n$ componenti di movimento degli impalcati con le forze globali ad essi applicate. Moltiplicando l'inversa di tale matrice per il vettore forze si ottengono gli spostamenti e le rotazioni degli impalcati, che vengono poi utilizzati per determinare gli spostamenti e le sollecitazioni relative al singolo telaio.

L'analisi matriciale di schemi spaziali presenta indubbi vantaggi operativi e sta ormai diventando di uso comune, grazie alla diffusione di personal computer ed alla sempre maggiore competenza da parte degli strutturisti

nel campo delle tecniche di programmazione. Essa non rientra attualmente tra gli argomenti specifici del corso, ma viene sviluppata nel parallelo seminario "Il personal computer nel calcolo di edifici" ed è oggetto di un apposito testo di futura pubblicazione.

Una impostazione ugualmente valida, ma limitata al caso di strutture spaziali costituite da telai piani a maglie rettangolari, consiste nella scrittura diretta del sistema di equazioni di equilibrio dei nodi e degli impalcati e nella sua risoluzione iterativa al fine di determinare le rotazioni dei nodi e le componenti di movimento degli impalcati. Una sintetica descrizione di tale procedimento e di un corrispondente programma per personal computer è riportata nella terza parte del testo.

Coerentemente con gli scopi che il corso si propone, si ritiene più formativa, e in grado di consentire una migliore comprensione fisica del comportamento della struttura, una metodologia meno immediata, di carattere iterativo, che impone un approccio almeno in parte manuale.

Per uno schema piano di telaio soggetto ad un insieme di forze orizzontali, si può indicare col termine "rigidezza tagliente ad un piano" il rapporto tra il taglio totale nei ritti dell'interpiano e lo spostamento relativo delle loro estremità, cioè dei traversi tra cui sono compresi (fig.7). I valori di tale rapporto in generale dipendono non solo dalla geometria dello schema, ma anche dalla distribuzione delle forze ai diversi livelli.

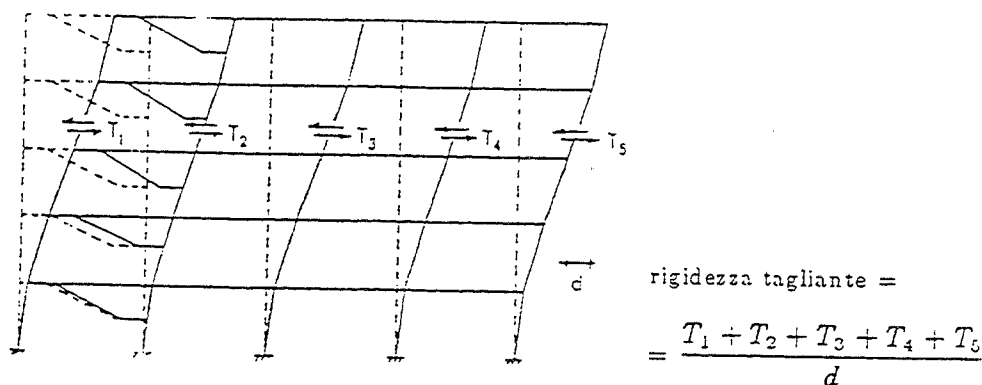


FIG.7

Se la rigidezza tagliente di ciascun telaio dello schema spaziale ad ogni piano avesse un valore noto, sarebbe possibile ripartire le forze orizzontali globali tra i telai nel rispetto del vincolo imposto dalla indeformabilità planimetrica agli impalcati che li collegano.

Poiché tali valori dipendono invece, come detto, dalle forze agenti sui singoli telai, cioè dal risultato della ripartizione, si può procedere iterativamente nella maniera seguente:

- a) assegnato a ciascun telaio un insieme di forze, si determinano i conseguenti spostamenti orizzontali;
- b) si calcola la rigidezza tagliente dei telai ad ogni piano conseguente alle forze assegnate;
- c) si ripartiscono i tagli globali tra i singoli telai in base alle rigidezze innanzi determinate;
- d) se le forze così ottenute differiscono nettamente da quelle utilizzate per il calcolo dei singoli telai, si ripete il procedimento dal punto a, utilizzando come nuovo insieme di forze quello ora calcolato; se invece esse sono sostanzialmente coincidenti, la ripartizione è corretta e non occorrono ulteriori iterazioni.

9.1. Schema iniziale.

Le forze con le quali iniziare il procedimento iterativo possono essere scelte arbitrariamente. Di esse è importante solo l'andamento ai vari livelli e non l'effettivo valore. Ovviamente il procedimento termina tanto prima quanto più l'insieme di partenza è vicino a quello finale. Se si prevede una uniformità di ripartizione ai diversi livelli, può essere conveniente partire proprio con valori uguali a quelli delle forze globali. In caso contrario, i valori dovranno essere suggeriti di volta in volta dall'esperienza.

Per la risoluzione degli schemi di telaio sono forniti nella terza parte del testo due distinti programmi.

Il primo consente la risoluzione di schemi a maglie rettangolari, con aste estensionalmente indeformabili. La presenza di queste restrizioni comporta una sensibile riduzione della capacità di memoria necessaria, e lo rende quindi utilizzabile anche con i più piccoli personal computer esistenti oggi sul mercato.

Il secondo consente la risoluzione di uno schema piano generale, con aste estensionalmente deformabili comunque orientate. Per simulare la presenza di un impalcato indeformabile, è possibile definire un vincolo mutuo allo spostamento orizzontale di nodi; utilizzando programmi analoghi che non

prevedono tale situazione è invece necessario assegnare alla sezione delle travi un'area fittiziamente molto elevata. La maggiore generalità di questo programma comporta ovviamente un notevole ingombro di memoria, e lo rende quindi fruibile solo per la risoluzione di schemi con limitato numero di nodi ed aste.

Il procedimento iterativo di soluzione dello schema spaziale viene notevolmente accelerato se inizialmente, anziché esaminare i singoli telai soggetti a forze arbitrarie, si utilizza uno schema piano costituito da tutti i telai paralleli ad una direzione, collegati tra loro a livello degli impalcati da pendoli inestensibili. Questo schema equivale a un telaio spaziale i cui impalcati possono traslare in una direzione ma non ruotare; può quindi essere sinteticamente denominato *telaio spaziale traslante*.

Caricandolo con le forze orizzontali totali, si attua una ripartizione del taglio tra i singoli telai piani che rispetta la congruenza degli impalcati ed il loro equilibrio alla traslazione, ma non alla rotazione. La sua risoluzione non rappresenta quindi l'effettiva soluzione dello schema spaziale, ma solo un primo passo per essa. Comunque, se l'edificio non presenta elevate dissimmetrie planimetriche, le forze sui telai da esso fornite (e le conseguenti rigidezze taglianti) sono molto prossime a quelle finali. Si riduce pertanto il numero di iterazioni necessario per l'esatta soluzione dello schema spaziale. Come caso limite, se l'edificio possiede un asse di simmetria lo schema di telaio spaziale traslante equivale rigorosamente allo schema geometrico prescelto.

In teoria è possibile il ricorso allo schema di telaio spaziale traslante indipendentemente dal fatto che i singoli telai piani siano a maglie rettangolari oppure presentino aste inclinate. Ai fini pratici, i limiti di capacità di memoria connessi ai programmi per la soluzione di un telaio piano generico ne limitano attualmente l'applicazione al solo caso di telai a maglie rettangolari, cioè quando gli impalcati dell'edificio sono continui ed orizzontali e le travi tutte a livello dei solai.

In questo caso, si definiscono inizialmente due schemi di telaio spaziale traslante, conglobanti rispettivamente i telai paralleli in pianta all'asse x e quelli paralleli all'asse y . I pendoli vengono schematizzati con aste inestensibili la cui sezione abbia momento d'inerzia nullo. Le successive iterazioni, necessarie per l'esatta soluzione dello schema tridimensionale, richiedono invece la risoluzione separata dei singoli telai piani.

In caso contrario, pur essendo possibile il ricorso iniziale a schemi di telaio spaziale traslante a maglie rettangolari che conglobino solo alcuni dei telai dell'edificio, è più consueto fare riferimento sin dall'inizio ai singoli

schemi piani. A tale proposito, si ricordi che il tener conto della deformabilità estensionale dei pilastri comporta sempre un incremento, anche se in genere modesto, degli spostamenti orizzontali. Se si vuol confrontare la rigidità tagliente di più schemi di telaio, determinata per alcuni mediante il primo programma, per altri mediante il secondo, è pertanto opportuno aggiungere, nella risoluzione di questi ultimi, ulteriori vincoli nodali che impediscano la variazione di lunghezza dei pilastri.

9.2. Verifica di massima.

Quando è possibile utilizzare come passo iniziale i due schemi di telaio spaziale traslante, una volta effettuata la risoluzione e prima di proseguire per ottenere l'esatta soluzione dello schema spaziale è opportuno un accurato esame dei risultati ottenuti. Infatti, se nell'impostazione della carpenteria si è mirato ad un irrigidimento distribuito con regolarità in pianta, i valori ottenuti in questa prima fase non saranno molto differenti da quelli finali. Controllando fin da questo momento la correttezza del dimensionamento degli elementi strutturali, si potrà rimediare ad eventuali carenze senza dover ripetere una elevata mole di lavoro.

Se invece si è partiti dal calcolo separato dei singoli telai, un analogo controllo andrà fatto sui risultati ottenuti dopo la prima ripartizione.

I valori del momento flettente e del taglio ottenuti per le travi vanno sommati a quelli conseguenti ai carichi verticali. Questi ultimi possono in questa fase essere forniti dal calcolo di uno schema di telaio o trave continua, oppure semplicemente stimati in funzione del carico e della luce della campata.

Valori al limite dell'ammissibile in un numero ridotto di travi sono senz'altro accettabili, eventualmente col ricorso ad armature anche nella zona compressa.

La presenza di tensioni chiaramente eccessive in poche sezioni richiede modifiche locali del dimensionamento. Si noti però che se i momenti elevati sono dovuti ai carichi verticali, un incremento della sezione avrà probabilmente effetti benefici; se invece essi sono dovuti al sisma, sarà preferibile cercare di ridurli modificando l'orientamento dei pilastri o diminuendo la sezione della trave.

Quando, infine, si rileva una diffusa presenza di sezioni con stato tensionale inammissibile o al limite dell'accettabilità, è preferibile una revisione globale del dimensionamento.

Lo sforzo normale nei pilastri sarà somma di una aliquota dovuta ai

carichi verticali, determinabile col criterio delle "aree di influenza" già discusso, ed una dovuta al sisma. Quest'ultima, dato l'alternarsi del verso delle forze durante il moto della struttura, deve essere aggiunta o sottratta in modo da ottenere le massime sollecitazioni. È opportuno che essa non presenti eccessiva rilevanza rispetto alla prima. Valori molto forti possono infatti causare sia trazione che tensioni medie di compressione superiori all'ammissibile. Tali situazioni corrispondono sempre a travi eccessivamente rigide, per le quali sarà opportuna una riduzione della sezione.

L'effetto flessionale dei carichi verticali può quasi sempre essere trascurato in questa prima fase. Esso infatti assume entità notevole solo per pilastri d'estremità su cui scaricano campate a spessore di luce e carico elevato.

La verifica di massima dei pilastri a pressoflessione può essere effettuata con molta rapidità utilizzando domini $M-N$, come quelli riportati in appendice, che mostrano i valori limite ammissibili delle caratteristiche di sollecitazione per assegnati valori dell'armatura. Mediante questi, inoltre, si può immediatamente valutare, caso per caso, se sia più gravoso l'incremento o il decremento dello sforzo normale.

Anche per i pilastri, casi sporadici di sollecitazioni eccessive verranno eliminati con variazioni locali delle dimensioni delle aste. Se il pilastro va in crisi soprattutto per l'elevata tensione media, questa potrà essere ridotta aumentando l'area della sua sezione; nel far ciò è opportuno limitare l'incremento del momento di inerzia, che causerebbe una maggiorazione del regime flessionale. Se invece è quest'ultimo ad essere particolarmente alto, prima di intervenire occorre cercarne attentamente la causa, al fine di eliminarla. Può trattarsi, ad esempio, di un pilastro che abbia, lui solo, dimensioni maggiori degli altri, oppure che sia in contatto con travi particolarmente rigide.

Quando i pilastri in crisi sono numerosi si dovrà intervenire in maniera globale, con generali incrementi della sezione dei pilastri o delle travi, limitati al piano in cui tale situazione si verifica (in genere solo il primo) o estesi per più piani.

Almeno un rapido sguardo va dedicato anche agli spostamenti dei due schemi. Forti differenze tra i valori nelle due direzioni non sono, di per sé, inaccettabili. Invitano però a riflettere sulla opportunità di un intervento nella direzione debole.

Non è, infine, superfluo ricordare che nell'esame dei risultati va mantenuto costantemente un atteggiamento critico. I valori dovrebbero essere sempre confrontati, almeno per ordine di grandezza, con quanto previsto

in base all'esperienza o a calcoli molto semplificati. Discordanze notevoli richiedono accurate riflessioni per trovarne una motivazione e non vanno mai accantonate "perché il calcolatore ha sempre ragione". Tra l'altro, il modo migliore per scoprire errori nei dati, che a volte sfuggono al più attento controllo, consiste proprio nell'individuare anomalie nei risultati.

9.3. Risoluzione dello schema spaziale.

Controllata in linea di massima la correttezza del dimensionamento della struttura, si deve proseguire il procedimento per determinare in maniera più esatta lo stato tensionale nello schema spaziale.

9.3.1. Calcolo delle rigidezze.

Il primo passo del procedimento consiste nel calcolare ad ogni piano la rigidezza tagliente K di ciascun telaio come rapporto tra il taglio e lo spostamento relativo. Se si indica con Q_{xi} il taglio e con u_i lo spostamento relativo per un generico telaio i parallelo all'asse x , e con Q_{yj} e v_j le stesse grandezze riferite a un generico telaio j parallelo all'asse y , le corrispondenti rigidezze K_i e K_j sono fornite dalle espressioni:

$$K_i = \frac{Q_{xi}}{u_i} \quad ; \quad K_j = \frac{Q_{yj}}{v_j}$$

9.3.2. Ripartizione del taglio tra i telai.

Determinate le rigidezze, occorre procedere alla ripartizione del taglio globale a ciascun livello tra i singoli telai, tenendo conto della congruenza imposta dalla presenza di un impalcato indeformabile nel suo piano.

Come già detto in precedenza, ciascun impalcato presenta solo tre gradi di libertà. Il suo moto rigido rispetto all'impalcato sottostante è pertanto individuato mediante tre parametri: le due componenti u_G e v_G in direzione x ed y dello spostamento relativo di un punto di riferimento G (di coordinate x_G ed y_G) e la rotazione relativa Φ tra gli impalcati (positiva se oraria). Il punto G può essere scelto in maniera arbitraria. Si ottengono però notevoli semplificazioni nelle formule se si fa riferimento non a un punto qualsiasi ma al baricentro delle rigidezze dei telai al piano in considerazione.

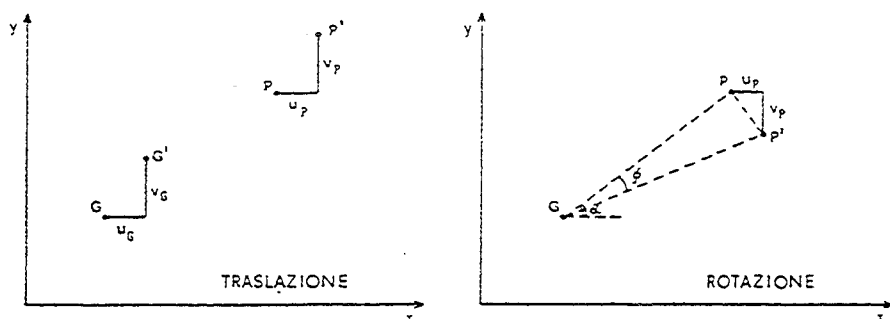


FIG. 8

Le componenti u_P e v_P dello spostamento di un generico punto P dell'impalcato (di coordinate x_P e y_P) possono essere espresse in funzione dei tre parametri anzidetti. Per maggior chiarezza si esaminino separatamente l'effetto della traslazione, u_G e v_G , e quello della rotazione, Φ (fig. 8).

Nel primo caso tutti i punti dell'impalcato, e quindi anche P , si spostano della stessa quantità. Si ha pertanto:

$$u_P = u_G \quad ; \quad v_P = v_G$$

Nel secondo, invece, lo spostamento PP' dipende anche dalla distanza PG . Confondendo l'angolo Φ con il suo seno, nell'ipotesi di piccoli spostamenti, si ha:

$$PP' = PG \sin \Phi = PG \Phi$$

e quindi:

$$u_P = PP' \sin \alpha = PG \sin \alpha \Phi = (y_P - y_G) \Phi$$

$$v_P = PP' \cos \alpha = -PG \cos \alpha \Phi = -(x_P - x_G) \Phi$$

Sovrapponendo traslazione e rotazione si ha pertanto:

$$u_P = u_G + (y_P - y_G) \Phi \quad v_P = v_G - (x_P - x_G) \Phi$$

Le espressioni innanzi riportate consentono di determinare per ciascun telaio piano la componente del suo spostamento relativo nel piano stesso.

Per il generico telaio i parallelo all'asse x , distante da esso di una quantità y_i , essa vale:

$$u_i = u_G + (y_i - y_G)\Phi$$

Per il telaio j parallelo all'asse y , distante da esso una quantità x_j , essa invece vale:

$$v_j = v_G - (x_j - x_G)\Phi$$

Per la definizione data di rigidezza, si ha allora:

$$Q_{xi} = K_i u_i = K_i u_G + K_i (y_i - y_G)\Phi$$

$$Q_{yj} = K_j v_j = K_j v_G - K_j (x_j - x_G)\Phi$$

Si consideri ora uno schema composto da n telai in direzione x ed m in direzione y , soggetto ad un taglio di componenti Q_x e Q_y , applicato in posizione x_Q , y_Q ed eventualmente anche ad un momento M_z . Il taglio ed il suo punto di applicazione si ottengono come risultante di tutte le forze agenti al di sopra dell'interpiano in considerazione. Il momento è imposto dal regolamento solo quando il rapporto tra le massime dimensioni in pianta dell'edificio nelle due direzioni ortogonali è superiore a 2.5.

Le tre componenti di movimento u_G , v_G e Φ possono essere determinate imponendo condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione tra i tagli nei singoli telai ed il taglio globale.

Equilibrio alla traslazione in direzione x .

La condizione di equilibrio è espressa da:

$$\sum_{i=1}^n Q_{xi} = Q_x$$

Si ha pertanto:

$$\sum_{i=1}^n K_i u_G + \sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)\Phi = Q_x$$

$$u_G \sum_{i=1}^n K_i + \Phi \sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G) = Q_x$$

Avendo scelto G coincidente col baricentro delle rigidezze, la quantità $\sum K_i(y_i - y_G)$ che rappresenta il momento statico delle rigidezze rispetto al punto G è nulla. Si ha quindi:

$$u_G \sum_{i=1}^n K_i = Q_x$$

$$u_G = \frac{Q_x}{\sum_{i=1}^n K_i}$$

Equilibrio alla traslazione in direzione y.

La condizione di equilibrio è espressa da:

$$\sum_{j=1}^m Q_{y_j} = Q_y$$

In maniera analoga a quanto mostrato per la direzione x si ottiene:

$$v_G = \frac{Q_y}{\sum_{j=1}^m K_j}$$

Equilibrio alla rotazione intorno al punto G.

La condizione di equilibrio è espressa da:

$$\sum_{i=1}^n Q_{x_i}(y_i - y_G) - \sum_{j=1}^m Q_{y_j}(x_j - x_G) = Q_x(y_Q - y_G) - Q_y(x_Q - x_G) + M_z$$

Si ha pertanto:

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n K_i u_G (y_i - y_G) + \sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)^2 \Phi - \sum_{j=1}^m K_j v_G (x_j - x_G) + \\ & + \sum_{j=1}^m K_j (x_j - x_G)^2 \Phi = Q_x (y_Q - y_G) - Q_y (x_Q - x_G) + M_z \end{aligned}$$

Essendo G il baricentro delle rigidezze, tale espressione si semplifica in:

$$\sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)^2 \Phi + \sum_{j=1}^m K_j (x_j - x_G)^2 \Phi = Q_x (y_Q - y_G) - Q_y (x_Q - x_G) + M_z$$

Si ha quindi:

$$\Phi = \frac{Q_x (y_Q - y_G) - Q_y (x_Q - x_G) + M_z}{\sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)^2 + \sum_{j=1}^m K_j (x_j - x_G)^2}$$

Ripartizione del taglio tra i telai.

Le espressioni innanzi trovate consentono di determinare l'aliquota di taglio assorbita da ciascun telaio. Si ha infatti:

$$Q_{xi} = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} Q_x + \frac{K_i (y_i - y_G)}{\sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)^2 + \sum_{j=1}^m K_j (x_j - x_G)^2} M$$

$$Q_{yj} = \frac{K_j}{\sum_{j=1}^m K_j} Q_y - \frac{K_j (x_j - x_G)}{\sum_{i=1}^n K_i (y_i - y_G)^2 + \sum_{j=1}^m K_j (x_j - x_G)^2} M$$

dove:

$$M = Q_x (y_Q - y_G) - Q_y (x_Q - x_G) + M_z$$

9.3.3. Iterazione del procedimento.

Sia nella fase iniziale che nelle successive iterazioni, confrontando (separatamente per ciascuna delle due direzioni) i valori del taglio forniti dalla ripartizione con quelli utilizzati per la determinazione delle rigidezze si può riscontrare una delle seguenti tre situazioni.

Una prima possibilità è che la differenza percentuale tra tutte le coppie di valori corrispondenti sia molto bassa (inferiore al 5%). In tal caso i due insiemi possono considerarsi ai fini pratici coincidenti, perché le approssimazioni insite in qualunque calcolo strutturale sono comunque superiori a tale limite. Per la verifica si possono quindi utilizzare direttamente i valori delle caratteristiche di sollecitazioni forniti dagli ultimi schemi intelaiati risolti (il telaio spaziale traslante se si è ancora nella fase iniziale o i singoli telai in quelle successive).

In altri casi la differenza percentuale può essere rilevante, ma per ciascun telaio sostanzialmente uguale ai diversi piani. In tale situazione si può osservare che una variazione delle azioni orizzontali proporzionale a tutti i piani modifica nella stessa misura sia gli spostamenti che le caratteristiche di sollecitazione, mentre rimane inalterata la rigidezza (rapporto di tagli e spostamenti relativi, che sono variati nella stessa proporzione). La ripartizione effettuata è quindi esatta, e si possono utilizzare per la verifica i valori delle caratteristiche di sollecitazioni forniti dagli ultimi schemi di telaio risolti, incrementati o ridotti in base alla percentuale determinata.

Può infine verificarsi che la differenza percentuale tra i valori sia elevata e molto differente ai diversi piani. In tal caso è necessario iterare il procedimento, ripetendo il calcolo di tutti i telai piani della direzione considerata, ciascuno caricato dalle forze corrispondenti ai tagli forniti dalla ripartizione.

Si osserva infine che, perché il procedimento iterativo di soluzione porti rigorosamente allo stesso risultato dello schema di telaio spaziale, sarebbe necessario esaminare separatamente l'effetto delle forze nelle due direzioni. Per ciascuno schema di carico occorrerebbe determinare le rigidzze risolvendo tutti gli schemi piani di telai: quelli paralleli all'azione orizzontale caricati con l'aliquota ad essi spettante per la traslazione e la rotazione, quelli ortogonali caricati dalle modeste azioni conseguenti alla sola rotazione dell'impalcato.

Una semplificazione cui usualmente si ricorre consiste nell'assumere come rigidezza per questi ultimi il valore determinato con l'altro schema di carico. Ciò è corretto solo se i due insiemi di forze (quello effettivamente utilizzato e quello che si sarebbe dovuto adottare per calcolare la rigidezza) presentano lo stesso andamento in verticale. Se ciò non si verifica, l'effetto della rotazione non è valutato correttamente, ed i risultati ottenuti possono essere globalmente accettati solo se essa è di modesta entità.

CAPITOLO X

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A CARICHI VERTICALI

Le metodologie generali descritte nel capitolo precedente (analisi matriciale o scrittura diretta del sistema di equazioni) sono ovviamente utilizzabili anche nella risoluzione dello schema soggetto a carichi verticali.

Ugualmente possibile è un calcolo che parta dall'esame dei singoli telai piani che compongono lo schema spaziale. Per ottenere una soluzione rigorosa occorre procedere nelle seguenti fasi. Innanzitutto si risolvono i singoli telai piani soggetti a carichi verticali, imponendo in essi vincoli che impediscono la traslazione. Si determinano poi per ciascun telaio le reazioni dei vincoli, pari allo squilibrio dei tagli che insorgono nei ritti. Queste costituiscono un insieme di azioni orizzontali che devono essere applicate alla struttura spaziale, valutandone l'effetto secondo l'impostazione indicata nel capitolo precedente. Le caratteristiche di sollecitazione saranno infine determinate come somma dell'effetto dei carichi verticali sullo schema a nodi fissi e delle azioni orizzontali sul telaio spaziale.

Quasi sempre è possibile una ulteriore semplificazione. Si può infatti constatare che, anche in presenza di dissimmetrie geometriche o di carico, gli spostamenti orizzontali di un telaio soggetto a carichi verticali sono di solito molto modesti. Ugualmente piccole sono le azioni orizzontali che insorgono quando i nodi sono impediti di traslare. È in tal caso possibile trascurarne l'effetto e limitarsi alla risoluzione separata dei telai piani (indifferentemente liberi o impediti di spostarsi, essendo le due situazioni praticamente coincidenti).

CAPITOLO XI

VERIFICA E ARMATURA DELLE TRAVI

Seguendo i criteri indicati nei capitoli precedenti, è possibile determinare le caratteristiche di sollecitazione provocate dai carichi verticali ed orizzontali su tutti i telai piani componenti la struttura spaziale. Questi valori vengono utilizzati nella pratica professionale per definire le armature di tutti gli elementi strutturali dell'edificio.

Nell'ambito del corso è per semplicità richiesta la definizione delle armature per una sola trave. Ferma restando la necessità di una verifica globale di massima dell'intera struttura, senza la quale non ha senso soffermarsi su un singolo elemento, è in tal caso possibile prendere più dettagliatamente in esame uno solo dei telai dell'edificio.

11.1. Schemi di carico.

Le massime caratteristiche di sollecitazione nella trave sono determinate dall'effetto contemporaneo di azioni orizzontali e carichi verticali.

Le prime sono valutate in modo da provocare lo stesso effetto delle accelerazioni inerziali indotte dal sisma. Come tali devono agire sia in un verso che nel verso opposto. Si devono quindi considerare due schemi di carico, il secondo con forze di segno invertito rispetto al primo. Ovvero, in maniera equivalente, sommare e sottrarre alle caratteristiche di sollecitazione provocate dai carichi verticali quelle dovute alle forze orizzontali.

Per determinare il massimo effetto dei carichi verticali è in generale necessario risolvere il telaio soggetto a più schemi di carico, disponendo i sovraccarichi accidentali con gli stessi criteri adottati, con riferimento allo schema di trave continua, per edifici non siti in zona sismica. La contemporanea presenza di azioni orizzontali rende però percentualmente meno rilevante l'effetto dei sovraccarichi e può quindi consentire una riduzione del numero di schemi.

Il massimo momento negativo in corrispondenza di un nodo andrebbe a rigore determinato caricando al massimo le due campate adiacenti e disponendo in maniera alternata i sovraccarichi nelle restanti campate. È però prassi comune risolvere direttamente un unico schema col sovraccarico su tutte le campate, commettendo così un errore già modesto in zona non sismica e praticamente irrilevante in presenza di azioni orizzontali.

Il minimo momento negativo agli estremi delle travi non viene mai determinato nel caso di edifici soggetti esclusivamente a carichi verticali, perché irrilevante ai fini delle verifiche. La presenza di azioni orizzontali comporta però anche l'insorgere di momenti positivi all'estremità, spesso solo parzialmente compensati dai momenti negativi prodotti dai carichi verticali. In zona sismica è quindi necessario determinare il minimo valore di questi risolvendo uno schema con i soli carichi fissi, perché ad esso può corrispondere il massimo momento positivo. In molti casi è però sufficiente valutare approssimativamente l'effetto della mancanza dei sovraccarichi come aliquota del momento dovuto ai carichi totali, proporzionale al rapporto tra i primi e i secondi.

Il massimo e minimo momento flettente in campata sono forniti da due schemi, nei quali il sovraccarico è disposto a scacchiera (nel caso del telaio l'alternanza di carico si ripete anche in verticale, cioè il sovraccarico è presente in una campata se manca in quella sovrastante e sottostante). In zona sismica, però, il momento in campata è rilevante solo nelle travi poco soggette all'azione sismica (travi a spessore o travi dei piani superiori). È quindi quasi sempre possibile evitare la risoluzione dei due schemi e valutarne approssimativamente l'effetto aggiungendo e sottraendo una quantità pari a $pl^2/24$ e $pl^2/12$ al valore ottenuto in mezzeria disponendo ovunque il sovraccarico (queste espressioni, nelle quali p indica il sovraccarico, valgono rigorosamente solo per travi continue con infinite campate uguali tra loro).

Per cautelarsi da eventuali plasticizzazioni delle sezioni di estremità, è infine opportuno considerare uno schema limite che veda la singola campata come trave semplicemente appoggiata agli estremi. Essendo questo uno schema valido a rottura, si può dimezzare il coefficiente di sicurezza, ed assumere pertanto in mezzeria un momento positivo pari a $ql^2/16$, essendo

q il carico totale.

Se per la risoluzione del telaio si utilizzano i programmi riportati nella terza parte del testo, o altri ad essi analoghi, è forse preferibile risolvere più schemi che prevedano la contemporanea presenza di forze e carichi verticali. I risultati di ciascuno schema di carico verranno graficizzati in diagrammi del momento flettente. Riferendo i diversi schemi ad una stessa fondamentale, si ottiene un involuppo di diagrammi dal quale si può leggere, per ciascuna sezione, il massimo valore del momento positivo e negativo, in base al quale determinare le armature necessarie per la flessione. Analogo procedimento si seguirà per il taglio.

In alternativa, potranno essere utilizzati anche programmi che forniscono direttamente l'involuppo dei risultati. In un caso o nell'altro è opportuno farsi comunque stampare i risultati relativi ai singoli schemi base di carico (solo forze orizzontali, solo carichi verticali). È infatti sempre necessario un controllo almeno dell'ordine di grandezza dei valori ottenuti, e ciò è sicuramente più facile se si esaminano schemi di carico meno complessi.

11.2. Verifica a flessione e a taglio.

Prima di procedere al calcolo delle armature, è opportuno verificare che le tensioni che insorgono nel calcestruzzo per i valori determinati del momento flettente e del taglio siano compatibili con le caratteristiche del materiale adoperato.

La verifica a flessione implica il controllo della tensione normale. Lo si può effettuare calcolando, in base al momento massimo, il valore $r = h/\sqrt{M/b}$. Si è in presenza di tensioni accettabili se esso è maggiore del valore di r corrispondente alla tensione ammissibile del calcestruzzo. Poiché usualmente nella sezione di momento massimo è disposta un'armatura compressa di entità rilevante, il confronto può essere effettuato con il valore r' corrispondente alla percentuale di armatura compressa presente. In maniera del tutto equivalente, è possibile calcolare il momento resistente del calcestruzzo con la formula inversa $M = b h^2 / r'^2$ e controllare che il momento massimo sia inferiore a tale valore.

La verifica a taglio implica il controllo della tensione tangenziale. Questa può essere determinata, in base al taglio massimo, mediante la formula $\tau = T/0.9bh$ e confrontata col valore limite ammissibile τ_{b1} . In maniera equivalente, è possibile calcolare il taglio resistente con la formula inversa $T = 0.9bh\tau_{b1}$ e controllare che il taglio massimo sia inferiore a questo valore.

11.3. Armatura a flessione.

L'area di ferro necessaria per ciascun valore del momento flettente viene determinata mediante la formula approssimata $A_f = M/0.9h\sigma_f$. Il passaggio dall'area di ferro necessaria alla effettiva disposizione delle barre metalliche comporta una serie di scelte soggettive, che possono variare da progettista a progettista. Si riportano nel seguito esclusivamente i criteri che personalmente si preferisce seguire, senza con ciò voler sminuire la validità di altre possibili impostazioni.

Campate emergenti.

Si adotta una armatura realizzata con soli ferri dritti. L'armatura inferiore è costituita da almeno tre barre. Quando il massimo momento positivo viene raggiunto in campata, tutte le barre vengono portate fino agli appoggi ed ancorate adeguatamente nelle campate adiacenti (o nei pilastri stessi, se essi sono di estremità o in prossimità di campate a spessore). Quando invece il massimo si raggiunge agli estremi della campata, cioè quando l'effetto delle forze prevale su quello dei carichi verticali, le barre vengono interrotte parte agli appoggi e parte in mezzzeria. Se il valore all'appoggio è molto elevato e rapidamente decrescente, cioè in presenza di carichi verticali molto bassi, una parte dell'armatura (non superiore al 50%) è realizzata con monconi, di lunghezza decrescente con regolarità per "coprire" il diagramma dei momenti.

Superiormente si dispone un'armatura filante, pari almeno al 30-40% di quella necessaria sugli appoggi, e comunque mai inferiore a due barre da 14 mm che fungono anche da reggistaffe. Queste barre vengono interrotte in prossimità della mezzzeria delle campate, cioè dove i momenti negativi sono sicuramente minori. Si aggiungono quindi su ogni appoggio monconi di lunghezza decrescente con regolarità, in quantità tale da fornire, insieme ai ferri anzidetti, l'area di ferro necessaria.

Campate a spessore.

Si adotta una armatura realizzata con ferri dritti e ferri sagomati. Almeno metà dell'armatura inferiore è costituita da barre filanti, in numero non inferiore a tre, portate fino agli appoggi ed ivi adeguatamente ancorate. La restante parte è costituita da ferri sagomati in prossimità degli appoggi (il primo in modo da corrispondere superiormente al filo del pilastro, gli altri con intervallo regolare rispetto al primo). Se la trave a spessore è soggetta a un carico verticale molto basso, il momento positivo può raggiungere il valore massimo in prossimità degli estremi. In tal caso

l'armatura inferiore sarà costituita esclusivamente da barre filanti.

Superiormente si dispongono almeno tre barre da 14 mm filanti, che fungono anche da reggistaffe. Si aggiungono quindi su ogni appoggio monconi in quantità tale da fornire, in aggiunta ai filanti e ai sagomati, l'area di ferro richiesta dal calcolo. Almeno una parte di questi monconi viene sagomata e ben ancorata inferiormente, in modo da contribuire all'assorbimento del taglio.

11.4. Armatura a taglio.

Anche i criteri da adottare nella scelta dell'armatura a taglio sono in parte soggettivi, e comunque legati a quanto deciso per l'armatura a flessione. L'esposizione è pertanto ancora limitata alle sole scelte personali.

Nel caso di travi emergenti si preferisce disporre contemporaneamente ferri di parete e staffe. In tal modo ciascuna delle due tipologie contribuisce al 50% all'assorbimento del taglio. Si dispone sempre almeno una coppia di ferri di parete lungo tutta la campata, interrotti e sovrapposti in mezzzeria. Se necessario, si aggiungono altre barre di parete in corrispondenza degli appoggi, per circa un quarto della campata (in genere altre due coppie, in modo da mantenere la distribuzione delle armature uniforme lungo la parete). Il passo delle staffe agli estremi è spesso dettato dalla normativa, che impone in tali zone una distanza tra esse non superiore a 12 volte il diametro del ferro minimo. Nella zona centrale si adotta invece un passo non superiore a 20-25 cm, anche se le norme consentirebbero di disporre solo tre staffe per metro.

Nel caso di travi a spessore una rilevante aliquota del taglio può essere sopportata dai ferri sagomati, già previsti per l'armatura a flessione. La parte restante, e comunque non meno del 40% del taglio totale, è assorbita dalle staffe, il cui passo massimo è condizionato dalla normativa, in base alla quale non può superare lo 0.8 dell'altezza utile della trave. Si preferisce utilizzare ferri di parete solo nel caso di spessore di solaio alquanto elevato (pari o superiore a 30 cm).

CAPITOLO XII

VERIFICA E ARMATURA DEI PILASTRI

Coerentemente con la schematizzazione di geometria e carichi analizzata nei capitoli precedenti, i pilastri di un edificio sono soggetti a sforzo normale, momento flettente e taglio.

In strutture con comportamento effettivamente tridimensionale, sia il momento flettente che il taglio posseggono componenti non nulle in entrambe le direzioni x ed y , anche quando le azioni orizzontali sono dirette secondo uno solo dei due assi. L'asse di sollecitazione flessionale del pilastro è in tal caso obliquo rispetto agli assi principali d'inerzia della sezione, che è pertanto sollecitata da pressoflessione (o tensoflessione) deviata.

In strutture simmetriche, o aventi il baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidezze, la rotazione planimetrica degli impalcati è nulla. In tal caso la sezione è sollecitata da pressoflessione retta, essendo ugualmente nulli gli effetti ortogonali alla direzione di applicazione delle forze.

Il conseguimento di un comportamento sostanzialmente piano è uno degli obiettivi proposti nell'impostazione della carpenteria, al fine di ottenere una uniforme sollecitazione degli elementi strutturali e di poter applicare con tranquillità l'analisi statica. Si ritiene pertanto possibile verificare il complesso dei pilastri a pressoflessione retta, e limitarsi a controllare solo per alcuni elementi campione l'effetto della ulteriore componente flessionale.

Nell'accingersi a verificare i pilastri, è infine opportuno richiamare al-

cune considerazioni, già fatte nel capitolo 7. Si è allora osservato che la valutazione dell'effetto del terremoto mediante un calcolo elastico è accettabile solo se la struttura è fornita di una adeguata duttilità. Perché ciò avvenga, è necessario intervenire sia sulla duttilità della singola sezione, sia sul meccanismo di formazione delle cerniere plastiche al crescere delle oscillazioni sismiche. In particolare, è preferibile che la plasticizzazione avvenga prima per gli estremi delle travi e solo in un secondo momento per i pilastri.

Numerosi sono gli accorgimenti proposti per raggiungere questo obiettivo. Alcune norme prescrivono di incrementare il momento flettente nei pilastri in misura tale da superare il momento di plasticizzazione delle travi convergenti nel nodo, ed utilizzare tale valore in una verifica allo stato limite ultimo. Altre consigliano di adottare barre di acciaio dolce per le travi e di acciaio a più elevata resistenza per i pilastri, in modo da sfruttare l'aumento di resistenza dovuto all'incrudimento di queste ultime. Un'alternativa forse più facilmente attuabile è il progettare e verificare le sezioni dei pilastri in maniera tale che le tensioni massime siano inferiori di un 10-20% rispetto a quelle ammissibili.

12.1. Schemi di carico e coppie $M-N$ limite.

Così come per la trave, anche per il pilastro le caratteristiche di sollecitazione da utilizzare nelle verifiche sono determinate dall'effetto contemporaneo di azioni orizzontali e carichi verticali, fissi e accidentali, combinati secondo i criteri evidenziati nel capitolo precedente.

Nel caso della trave, sollecitata dal solo momento flettente, ha senso cercarne direttamente il valore massimo, positivo e negativo. Per il pilastro, la presenza contemporanea di momento flettente M e sforzo normale N rende invece non immediata l'individuazione della coppia $M-N$ più gravosa. Sarebbe quindi in teoria necessario verificare la sezione per ciascuna delle coppie $M-N$ corrispondenti alle diverse condizioni di carico.

Se il numero di schemi risolto è alto, il tempo necessario per tante verifiche può essere eccessivo, perfino se effettuate automaticamente da un elaboratore elettronico. Una semplificazione, accettabile in particolare in questo caso, consiste nel ridurre le coppie a quattro, fornite dagli schemi di carico in cui si raggiungono i valori estremi di M o di N (massimo momento negativo e positivo, minimo e massimo sforzo normale). È bene comunque tener presente che le approssimazioni insite nel calcolo degli sforzi normali da parte del calcolatore, già discusse nel capitolo 6, potrebbero vanificare la ricerca di maggior precisione in questa fase.

Quando l'approccio è anche solo in parte manuale, conviene ridurre quanto più possibile il numero di verifiche da effettuare. Operando a vantaggio di sicurezza, si può accoppiare direttamente il momento flettente massimo (in valore assoluto) ai due valori limite, minimo e massimo, dello sforzo normale, prescindendo dal fatto che esista o no uno schema di carico nel quale questa accoppiata si verifichi.

Il momento flettente limite può essere ottenuto sommando in valore assoluto il massimo effetto dei carichi verticali a quello provocato dalle forze orizzontali. Il primo è di solito nettamente minore del secondo. Per molti pilastri esso è a rigore fornito da schemi di sovraccarico a scacchiera, perché per essi è più elevata la differenza di momento d'incastro tra campate di trave adiacenti. Data la sua entità in genere modesta, non sono però rilevanti eventuali approssimazioni nella determinazione, corrispondenti ad esempio ad un calcolo con tutti i sovraccarichi o ad una sua valutazione con criteri approssimati.

Gli sforzi normali limite possono essere ottenuti direttamente mediante il confronto dei risultati di più schemi di carico (non dimenticando, quando si opera con telai piani, di sommare per ciascun pilastro i contributi forniti dai due telai ortogonali cui esso appartiene). È però più agevole valutare l'effetto dei carichi verticali attraverso l'esame delle aree di influenza dei pilastri e calcolare quindi lo sforzo normale massimo come somma del valore provocato da carichi fissi e accidentali più quello dovuto al sisma (in valore assoluto); lo sforzo normale minimo corrisponde invece al valore provocato dai soli carichi fissi meno quello dovuto al sisma (sempre in valore assoluto).

12.2. Verifica e armatura a pressoflessione.

A differenza della trave, per la quale è sempre possibile separare la verifica del calcestruzzo dal progetto-verifica dell'armatura, nel caso del pilastro le due cose devono procedere di pari passo.

Seguendo l'impostazione già studiata in *Tecnica delle Costruzioni*, una volta definita una armatura di tentativo la verifica consiste nella determinazione della posizione dell'asse neutro, mediante la risoluzione di una equazione di terzo grado, e nella successiva valutazione dello stato tensionale, da confrontare con i valori limite ammissibili.

La stessa analisi teorica può essere ribaltata, ottenendo formule di progetto che forniscono l'area di ferro necessaria per non superare valori assegnati delle tensioni nei materiali. In tal caso la verifica consiste semplicemente nel controllare che l'armatura effettivamente disposta non sia

inferiore ai valori richiesti. Questo procedimento appare particolarmente adatto ad un calcolo automatico mediante elaboratore elettronico.

Un identico risultato si ottiene, in maniera molto più rapida in caso di approccio manuale, utilizzando domini di resistenza che riportino graficamente le coppie $M-N$ corrispondenti al raggiungimento delle tensioni ammissibili. Molti testi forniscono domini di resistenza adimensionalizzati, utilizzabili quindi per sezioni di una forma definita ma con dimensioni qualsiasi. È però in tal caso necessaria una doppia trasformazione, per entrare nel diagramma e per interpretarne il risultato, che ne rallenta notevolmente l'uso. Si preferisce quindi, personalmente, ricorrere a domini riferiti a specifiche sezioni, quali quelli riportati in appendice.

Una volta calcolata l'area di ferro necessaria in ciascun lato per mantenere lo stato tensionale entro limiti accettabili, occorre definire quante e quali barre disporre nella sezione. Le attuali norme italiane sono, da questo punto di vista, alquanto carenti, e non forniscono indicazioni specifiche per i pilastri di edifici in zona sismica. È pertanto necessario integrarle con indicazioni ricavate dalle normative estere e dalle concrete esperienze professionali.

Un primo, indispensabile requisito è che l'armatura totale della sezione sia pari almeno all'1% dell'area di calcestruzzo. Questo valore appare in netto contrasto col limite dello 0.3% richiesto dalle norme relative a fabbricati siti in zone non sismiche. Esso è però ribadito da numerosi studi scientifici e normative estere, e deve pertanto essere considerato inderogabile.

Le barre d'acciaio, di diametro pari almeno a 12 mm, vanno disposte in maniera simmetrica, possibilmente a una distanza mutua non superiore ai 20 cm. Se si sono previste barre di differente diametro, è conveniente disporre 4 del diametro maggiore in corrispondenza degli spigoli, perché esse possono esplicare il massimo contributo per entrambe le direzioni di flessione.

Analoga cura bisogna avere nei confronti di sezioni molto armate. Il quantitativo totale di ferri longitudinali non deve superare il 6% dell'area di calcestruzzo. Nel disporre le barre, occorre lasciare tra esse spazi adeguati per consentire sia una buona costipazione del calcestruzzo che un agevole passaggio delle armature delle travi. Particolare attenzione è necessaria nelle zone di sovrapposizione, nelle quali il limite anzidetto è elevato al 10%.

Grande importanza ha anche lo studio della disposizione delle armature lungo la verticale. I criteri generali da seguire nell'interrompere e sovrapp-

porre le barre si mantengono ancora validi. Innanzitutto, occorrerebbe evitare di interrompere tutti i ferri in una stessa sezione. In secondo luogo, le sovrapposizioni dovrebbero essere localizzate nelle zone meno sollecitate, e quindi verso la mezzeria del pilastro e non in prossimità dei nodi.

La tecnica costruttiva generalmente adottata viene però a scontrarsi con questi criteri. Essa prevede infatti la realizzazione a piè d'opera di una gabbia contenente tutte le armature del pilastro, che devono quindi necessariamente essere interrotte contemporaneamente, o a breve distanza l'una dall'altra. Si presentano dunque due alternative.

Montare la gabbia in maniera tale che la zona di sovrapposizione coincida con la mezzeria del pilastro è più consona con le esigenze teoriche. Occorre però maggiore attenzione in fase realizzativa. Nel metterla in opera si ottiene infatti un fascio di ferri di altezza complessiva pari ad un piano e mezzo, cioè circa 5 m, che può presentare problemi di instabilità e richiedere una adeguata controventatura.

Far coincidere l'interruzione col piede del pilastro non presenta problemi esecutivi, perché mantiene minima l'altezza del fascio di ferri posti in opera. Può invece essere problematica la trasmissione degli sforzi tra le sbarre sovrapposte. Essa infatti avviene tramite il calcestruzzo, che in presenza di sollecitazioni molto elevate può fessurarsi e venir meno a tale compito. Diventa quindi indispensabile estendere le barre che devono resistere alla trazione ben oltre la zona di massimi sforzi.

La quantità di ferro da disporre nei pilastri è quasi sempre massima alla base dell'edificio. Nel variare l'armatura dal basso verso l'alto, è opportuno evitarne brusche riduzioni. I valori dell'area necessaria forniti dal calcolo devono essere considerati solo come un'indicazione di minima, da tener presente nel dosare con gradualità la variazione da un piano all'altro.

Se la sovrapposizione delle barre avviene al piede dei pilastri, si tenga presente che in tale sezione l'armatura resistente è quella proveniente dal pilastro sottostante. Pertanto nel caso, non molto frequente, che l'area di ferro richiesta al piede sia maggiore di quella occorrente in testa al pilastro sottostante si deve incrementare anche quest'ultima, per tutta l'altezza oppure aggiungendo localmente una quantità sufficiente di barre suppletive.

In parecchi casi l'unica sezione che richiede una quantità di armatura tale da creare problemi di disposizione e sovrapposizione è quella al piede del primo ordine. La soluzione migliore consiste nell'evitare l'interruzione delle barre in tale sezione, realizzando una gabbia di ferri che parte dalla fondazione e arriva al piede del secondo ordine. In essa una parte delle barre può essere interrotta in una zona in cui il momento flettente sia sufficientemente ridotto. In alternativa, si può allungare, più che nelle

altre sovrapposizioni, l'armatura di attesa fuoriuscente dalla fondazione e realizzare la gabbia di ferri del primo ordine con una armatura minore, sufficiente per le necessità della sezione di testa.

Particolare attenzione è infine necessaria quando si ha una variazione di sezione del pilastro. Occorre prevedere con cura, e indicare con chiarezza mediante appositi elaborati grafici, quali barre interrompere nel nodo, quali far proseguire verso l'alto, dritte o piegate, e quante aggiungerne per adeguare l'armatura alle esigenze della sezione sovrastante.

12.3. Verifica e armatura a taglio.

La formula $\tau = T/0.9bh$, utilizzata per la determinazione del valore massimo delle tensioni tangenziali nelle travi, è valida per sezioni semplicemente inflesse, nelle quali l'asse neutro è baricentrico rispetto alla sezione reagente. Per una corretta determinazione delle tensioni tangenziali nei pilastri, è necessario tener conto della contemporanea presenza del momento flettente e dello sforzo normale. La tensione tangenziale in corrispondenza di una generica corda è fornita dall'espressione generale $\tau = TS/Ib$, già nota dalla Scienza delle Costruzioni. In essa S ed I indicano rispettivamente il momento statico della parte sovrastante (o sottostante) la corda ed il momento d'inerzia totale, calcolati rispetto al baricentro, con riferimento alla sezione reagente.

Il valore massimo si ha sempre in corrispondenza del baricentro, ed è in genere maggiore di quello determinato in assenza di sforzo normale. Ad esempio, se la sezione è tutta reagente e si trascura il contributo dell'armatura esso vale $\tau = 1.5T/bh$, cioè circa il 35% in più rispetto al valore fornito dalla prima formula indicata.

Per una corretta verifica e valutazione delle armature, occorre però determinare la tensione principale di trazione σ_t tenendo conto anche dell'effetto delle tensioni normali. Avendo ipotizzato che nel calcestruzzo siano nulle le tensioni di trazione, nella zona tesa la σ_t coincide con la τ e la relativa direzione principale è inclinata a 45 gradi rispetto all'asse del pilastro. Nella zona compressa, invece, la presenza di tensioni normali riduce il valore di σ_t ed aumenta l'angolo anzidetto.

A titolo di esempio si osservino i diagrammi riportati nella figura 9, relativi a una sezione di dimensioni 40x80 cm soggetta a un taglio di 25 t. Se lo sforzo normale è nullo, il valore massimo di τ e di σ_t è pari a 8.9 kg/cm² ed è raggiunto per circa i tre quarti della sezione. Assegnando uno sforzo normale di compressione di 100 t e facendo variare il momento flettente, si

osserva che la τ è più elevata, fino a 11.8 kg cm^{-2} , mentre la σ_c massima è via via decrescente e sempre minore del valore innanzi rilevato. Inoltre, anche l'ampiezza della zona più sollecitata è minore.

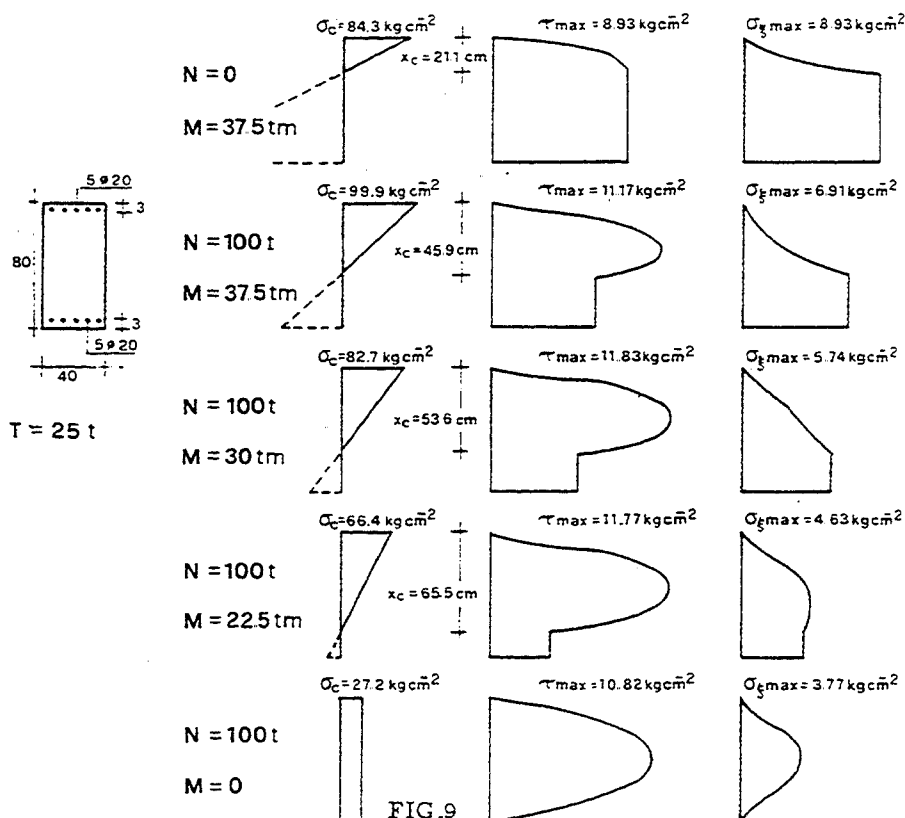


FIG. 9

In base a quanto finora mostrato, si può concludere che le formule valide per la determinazione dell'armatura in presenza di flessione semplice sovrastimano, in caso di taglio accoppiato a pressoflessione, l'entità della trazione. I valori da esse fornite sono pertanto sempre maggiori del necessario, e quindi utilizzabili a vantaggio di sicurezza. Si sottolinea però che tali formule non colgono un'altra caratteristica qui individuata, cioè il fatto che, pur essendo nei pilastri il taglio costante, il suo effetto è più pericoloso nelle zone in cui il momento flettente è maggiore, e cioè alle estremità dell'asta.

Anche per quanto riguarda la staffatura dei pilastri le norme italiane non forniscono indicazioni specifiche per gli edifici siti in zone sismiche. Molto esigenti sono invece le norme americane, che impongono alle staffe

un diametro non inferiore ai 10 mm. Personalmente si ritiene opportuno adottare normalmente staffe da 8 mm, ricorrendo a diametri maggiori quando l'armatura longitudinale è particolarmente elevata, come numero o diametro delle barre. Le staffe devono essere ben chiuse, con ganci di almeno 10 cm, ed integrate da tirantini posti a distanza non superiore ai 25 cm, eventualmente alternati a quinconce in verticale.

Nella zona centrale del pilastro l'interasse delle staffe non deve superare 25 cm o 15 volte il diametro minimo delle barre longitudinali. Il passo deve essere notevolmente ridotto (massimo 10 cm) nelle zone di estremità, per un tratto pari al più grande tra i seguenti valori: un sesto dell'altezza del pilastro, la dimensione maggiore della sua sezione oppure 60 cm. Oltre a servire per il taglio, che come detto provoca in tali zone l'effetto massimo, staffe e tirantini hanno un effetto di contenimento del calcestruzzo, indispensabile per garantire una sufficiente duttilità alla sezione. Uguale importanza ha la disposizione di staffe all'interno del nodo trave-pilastro, realizzate in genere con ferri ad U sovrapposti, in modo da ridurre le difficoltà di montaggio.