

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 (GWBASIC), 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 rigidità 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.

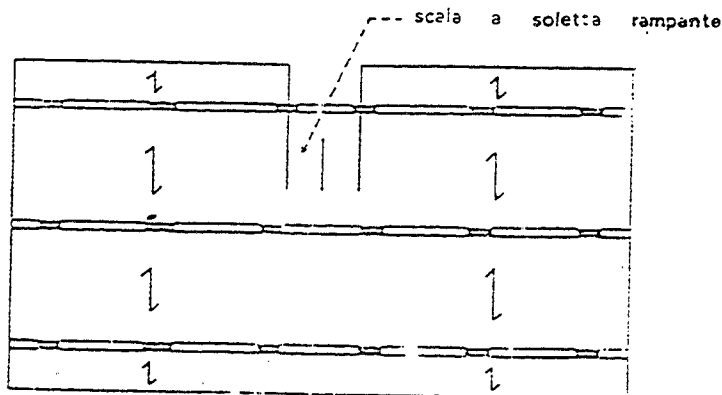


FIG.1

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.

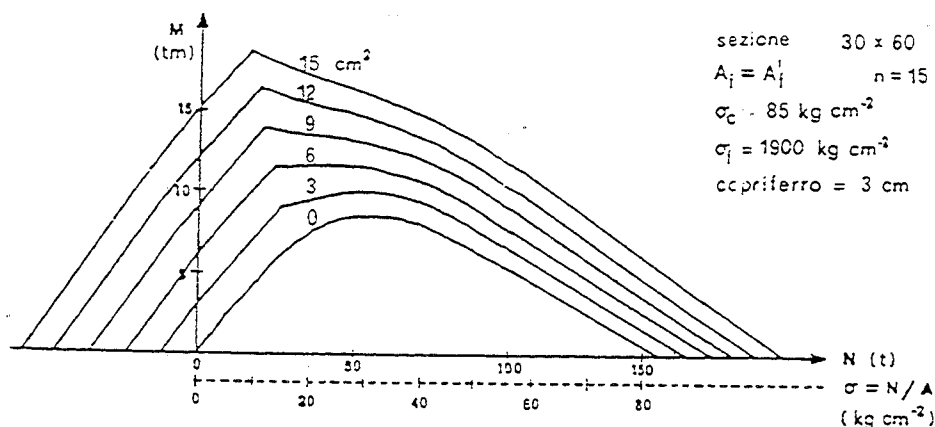


FIG. 2

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.

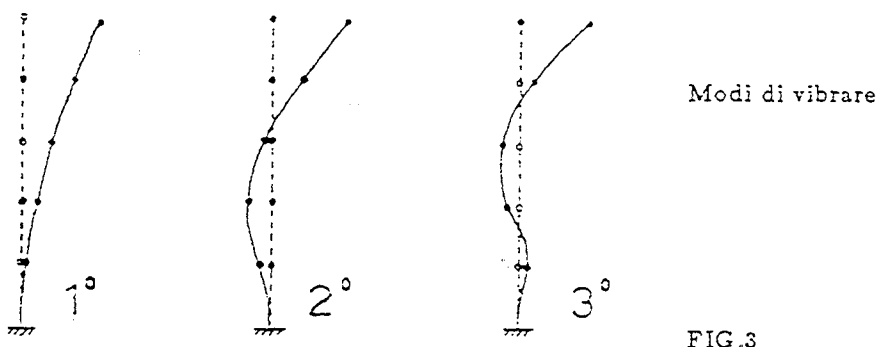
Un fabbricato ad n impalcati potrà allora essere considerato come un sistema dotato di $3n$ gradi di libertà ed il suo moto sarà descrivibile mediante $3n$ funzioni U che rappresentano le due componenti dello spostamento e la rotazione di ciascun impalcato rispetto alla base, unitamente alle funzioni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

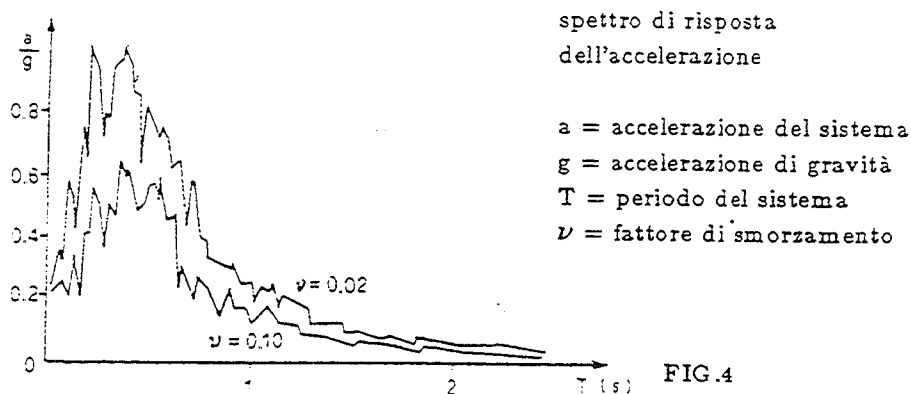
Per un sistema dotato di $3n$ gradi di libertà esistono altrettante deformate distinte aventi tale proprietà. Ordinandole in base ai valori decrescenti del periodo, si parla di primo, secondo ... $3n$ -mo modo principale di oscillare del sistema. I relativi periodi (o frequenze) di oscillazione vengono 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.



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.

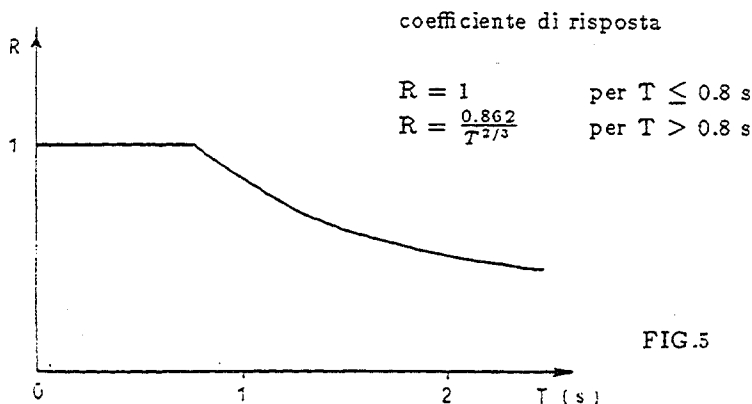
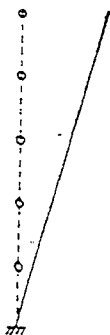


FIG.5

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, rompagn, 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 rompagn, al netto dei pilastri e con una riduzione per tener conto approssimativamente della incidenza delle aperture; si conteggerà metà dei rompagn 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 rompagn 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 impalcati 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.

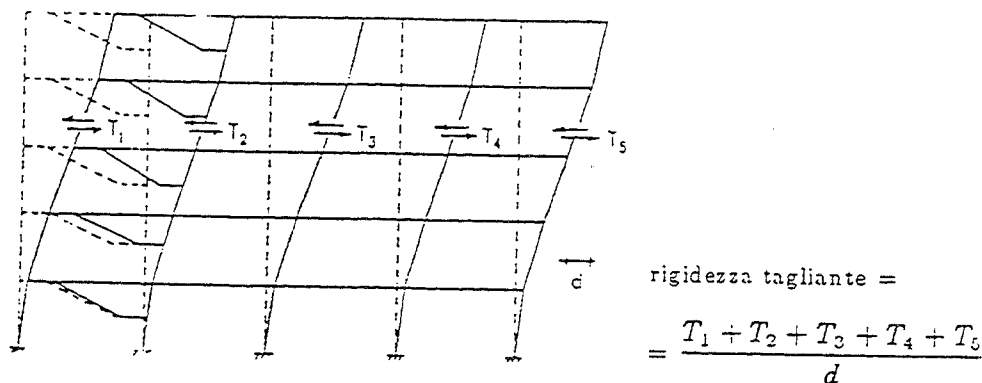


FIG.7

Se la rigidezza tagliante 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 tagliante dei telai ad ogni piano conseguente alle forze assegnate;
- c) si ripartiscono i tagli globali tra i singoli telai in base alle rigidzze 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 tagliante 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.

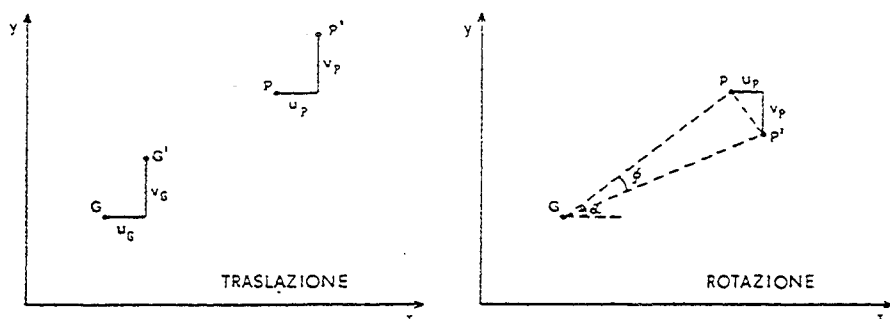


FIG. 8

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 esamini 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 rigidzza 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 rigidzza) 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 mezzera. 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.

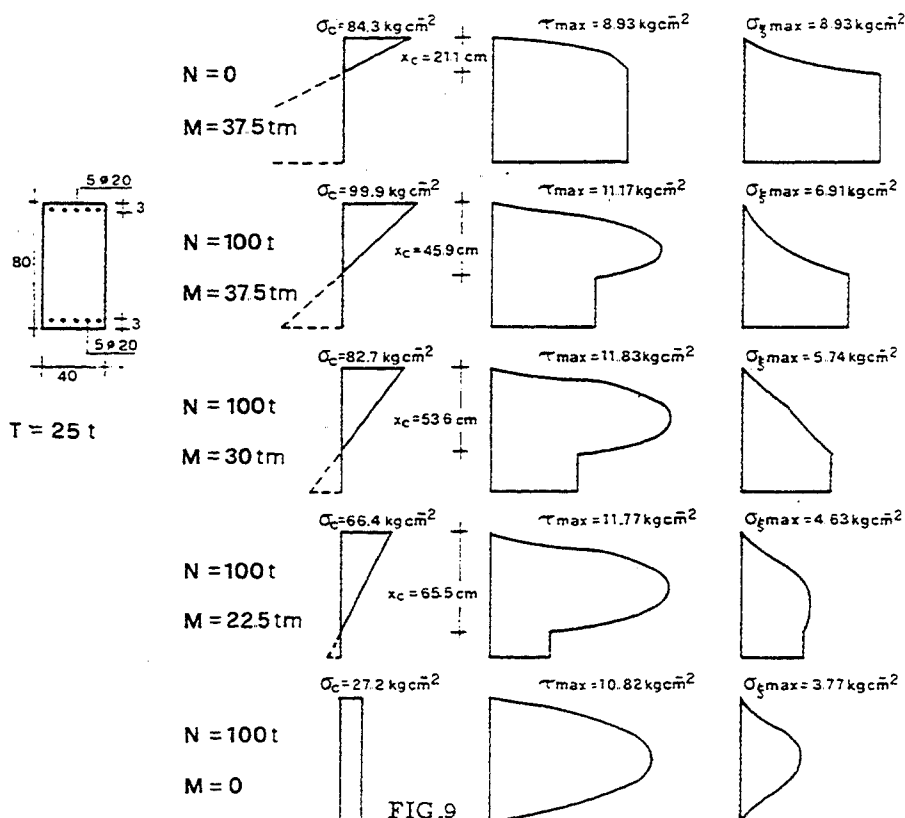
La formula $\tau = T/0.9bh$, utilizzata per la determinazione del valore massimo delle tensioni tangenziali nelle travi, è valida per sezioni semplicemente inflesse, nelle quali l'asse neutro è baricentrico rispetto alla sezione reagente. Per una corretta determinazione delle tensioni tangenziali nei 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.



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.

PARTE SECONDA

ESEMPIO

CAPITOLO I

GENERALITÀ

Le indicazioni teoriche fornite nella prima parte del testo vengono rese applicative in questa seconda parte, che prende in esame in tutti i suoi dettagli le diverse fasi della progettazione di un edificio ben definito. Ovviamente, ogni progetto richiede una serie di scelte in parte soggettive. L'esempio che si propone non deve quindi essere visto come un modello da seguire ciecamente, ma solo come una occasione per riesaminare la teoria alla luce di problemi concreti.

Il fabbricato che si prende esemplificativamente in esame è destinato ad uso abitativo e situato in zona sismica, con grado di sismicità $S = 9$. Presenta un piano cantinato con calpestio su vespaio, un piano terra, tre piani in elevazione ed una terrazza praticabile. Esso è quindi strutturalmente costituito da 5 impalcati, oltre a un sesto, di estensione molto limitata, a copertura del torrino scale e ascensore. Il piano terra differisce dal piano tipo solo per l'assenza dei balconi.

La pianta ha forma ad L, con ali non molto lunghe e quindi abbastanza compatta. Si è scelta una pianta di tale forma, che non è tra le più indicate per un regolare comportamento in caso di sisma, proprio per evidenziare alcuni dei problemi connessi all'assenza di simmetria strutturale.

Gli elementi di contenimento del terreno in corrispondenza del cantinato sono realizzati in maniera tale da essere completamente indipendenti dalla struttura del fabbricato.

Nelle pagine che seguono sono riportate una sezione del fabbricato (figu-

ra 1), la pianta del piano tipo (figura 2) e la pianta della copertura (figura 3).

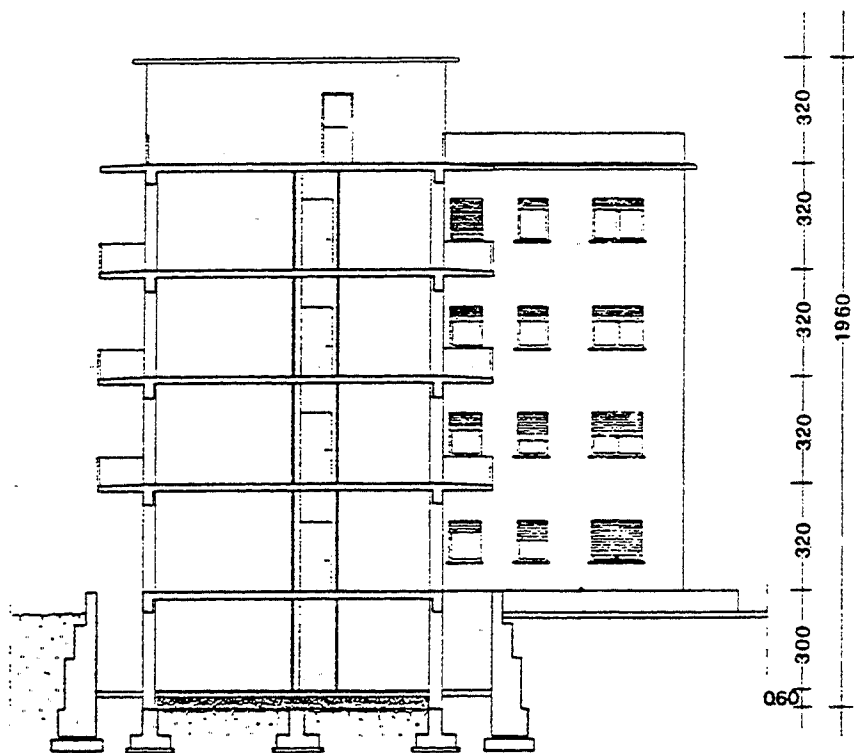


FIG.1 - Sezione A-A'

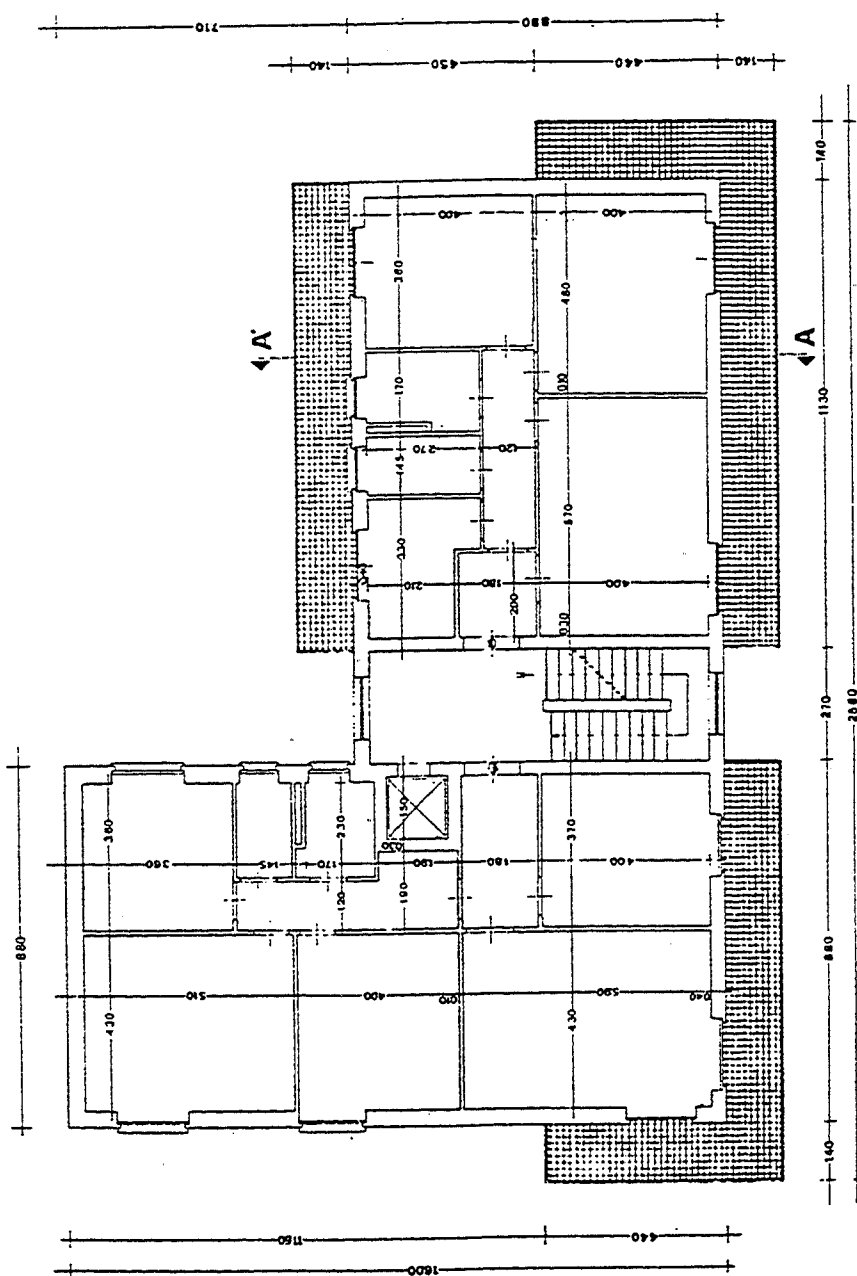


FIG.2 - Pinto del piano tipo

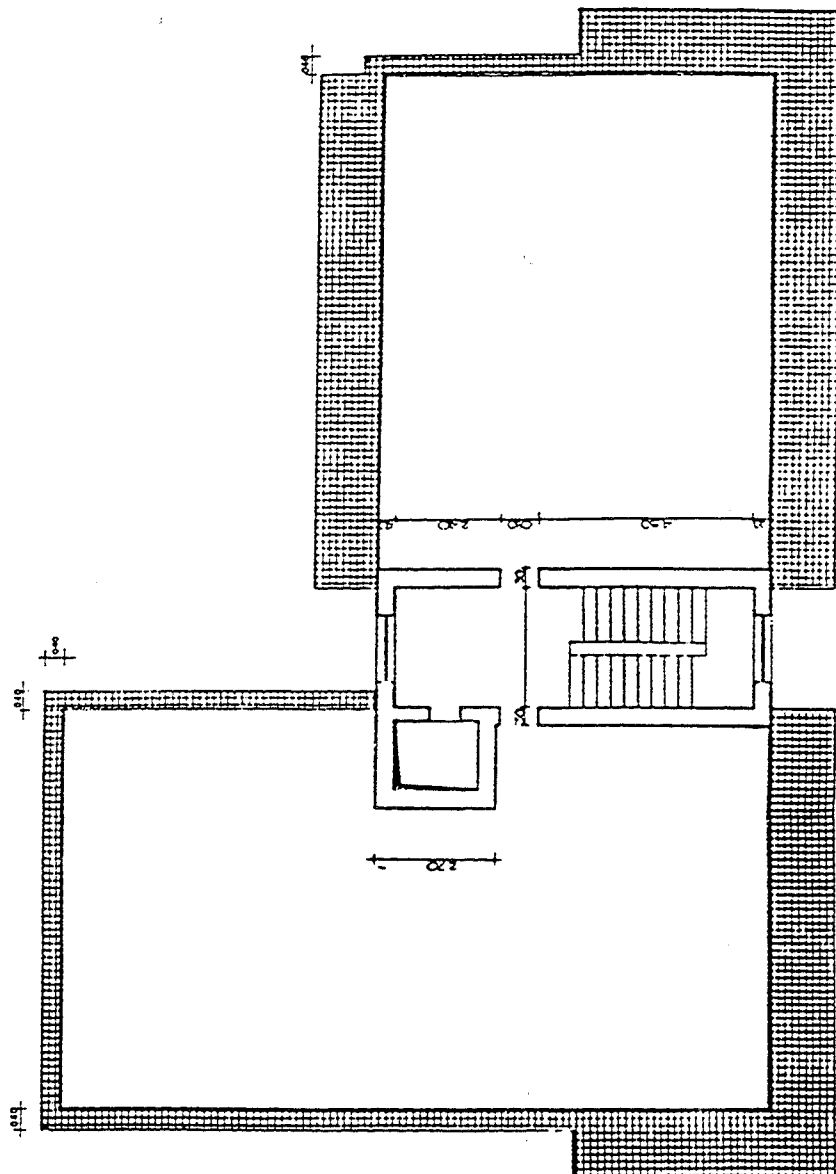


FIG.3 - Pinto della copertura

CAPITOLO II

MATERIALI UTILIZZATI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzati nel progetto della struttura.

A proposito delle unità di misura, si osserva che, mentre la normativa italiana si è adeguata allo standard costituito dal "sistema internazionale", che utilizza come unità di misura delle forze il newton (N), la maggior parte degli strutturisti adotta ancora il sistema tecnico, che misura le forze in chilogrammi peso (kgp, o semplicemente kg). Si è pertanto preferito riportare per tutte le grandezze i valori in entrambe le unità.

ACCIAIO

tipo: Fe B 38 k controllato in stabilimento

nel progetto si sono utilizzate barre di diametro 8 10 14 20 mm

tensione normale ammissibile: 2200 kgcm^{-2} 215 Nmm^{-2}

CALCESTRUZZO

resistenza caratteristica cubica: $R_{bk} = 250 \text{ kgcm}^{-2}$ 25 Nmm^{-2}

tensione normale ammissibile per
sollecitazioni di flessione: 85 kgcm^{-2} 8.5 Nmm^{-2}

tensione tangenziale al di sotto
della quale non è necessario il
calcolo delle armature:

$$5.33 \text{ kgcm}^{-2} \quad 0.53 \text{ Nmm}^{-2}$$

tensione tangenziale limite:

$$16.86 \text{ kgcm}^{-2} \quad 1.68 \text{ Nmm}^{-2}$$

tensione tangenziale limite in
presenza di taglio e torsione:

$$18.55 \text{ kgcm}^{-2} \quad 1.85 \text{ Nmm}^{-2}$$

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE

$$n = E_f / E_c = 15$$

CAPITOLO III

IMPOSTAZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO: LA CARPENTERIA

3.1. Impostazione preliminare della carpenteria.

Da un primo esame della pianta architettonica si può notare che essa è sostanzialmente costituita da due blocchi, ciascuno corrispondente a un appartamento e a un braccio della L, uniti in corrispondenza del vano scala. La forma rettangolare allungata e la disposizione della tramezzatura suggeriscono per entrambi la realizzazione di tre travi longitudinali emergenti (una di spina e due perimetrali) sulle quali scaricare il solaio, nonché ulteriori travi trasversali portanti il rompagno e gli sbalzi laterali, come schematicamente indicato in figura 4.

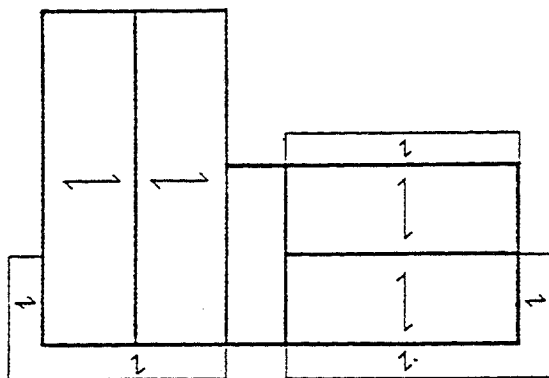


FIG.4

A sostegno delle travi portanti possono essere disposti pilastri con un interasse di circa 4 metri. Volendo rispettare il più possibile la pianta architettonica, la posizione di alcuni di essi è condizionata dalla presenza di aperture o di incroci di tramezzi. Si preferisce inoltre far sporgere i pilastri centrali nel corridoio per consentire maggior libertà di arredamento nelle stanze. L'esigenza di limitare comunque la loro sporgenza, nonché di mantenere i pilastri perimetrali all'interno della tompagnatura, consiglia l'adozione di sezioni rettangolari di larghezza 30 cm.

Nello schema così ottenuto sono previsti 27 pilastri. La necessità di congruenza con tramezzi e tompagni vincola l'orientamento di ben 18 di essi. Solo per i 9 pilastri situati all'incrocio di due tompagni è possibile scegliere liberamente l'orientamento (fig.5).

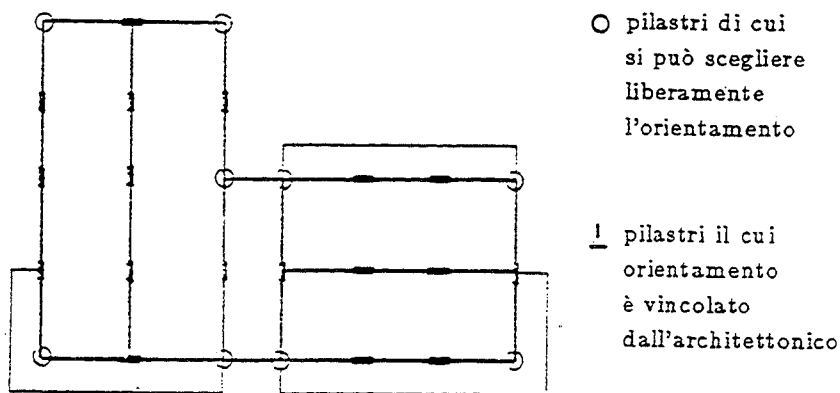


FIG.5

Un primo esame del comportamento dello schema finora definito nei confronti di azioni orizzontali non mostra globalmente sensibili squilibri tra le due direzioni, ma solo una leggera prevalenza di pilastri allungati nella direzione verticale in pianta (10 contro 8, tra quelli il cui orientamento è già definito). Risulta invece evidente un forte squilibrio tra le due parti innanzi individuate. A destra si ha una netta prevalenza di travi emergenti e pilastri allungati in modo da irrigidire la direzione orizzontale in pianta, mentre a sinistra è ancora più nettamente maggiore la rigidità nella direzione verticale.

Occorre quindi definire l'orientamento dei pilastri ancora in sospeso in maniera tale da bilanciare tale squilibrio. Se necessario, si potranno poi aggiungere ulteriori travi emergenti o, eventualmente, girare alcuni pila-

stri anche se a scapito dell'architettonico. In situazioni meno regolari di quella in esame può essere addirittura opportuno richiedere limitate modifiche dell'architettonico alla luce delle carenze evidenziate dal primo esame sommario o da un calcolo più approfondito.

I restanti pilastri sono stati orientati in base al criterio innanzi esposto; si è inoltre mantenuta una simmetria nei sei pilastri che sostengono la copertura del torrino scale. Sul disegno che rappresenta lo schema così ottenuto (fig.6) si sono sovrapposti due assi passanti per il baricentro geometrico dell'impalcato (valutato solo approssimativamente).

Si nota che i pilastri che principalmente resistono ad azioni sismiche nella direzione orizzontale in pianta sono disposti in maniera sufficientemente equilibrata rispetto all'asse baricentrico (6 da un lato dei quali 3 più eccentrici e 7 dall'altro). Nei confronti di azioni sismiche nella direzione verticale in pianta, invece, permane ancora, pur se attenuata, la debolezza della parte destra (che presenta 5 pilastri, dei quali 3 più eccentrici, che non bastano a compensare i 9 pilastri situati a sinistra dell'asse). Queste considerazioni, puramente qualitative, potrebbero essere confermate quantitativamente calcolando, e confrontando tra loro, la posizione del baricentro geometrico dell'impalcato e quello delle inerzie dei pilastri (prendendo in considerazione, come già detto, per ciascuna direzione solo i pilastri allungati in essa e collegati con travi emergenti). Data la regolarità della pianta in esame, si ritiene al momento inutile un tale calcolo, comunque approssimato. Si accetta quindi la disposizione schematica mostrata, rinviando una valutazione critica delle eccentricità alla fase immediatamente successiva alla risoluzione dello schema intelaiato.

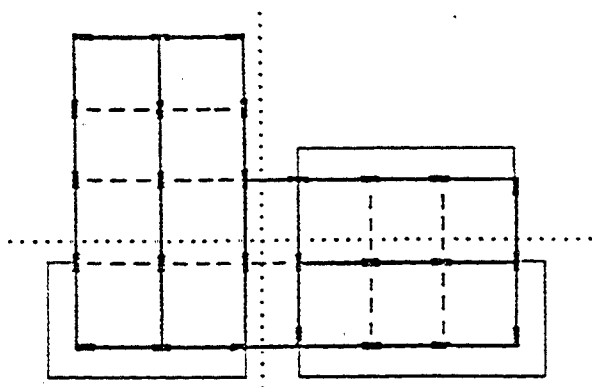


FIG.6

È importante definire già in questa fase anche la tipologia della scala. Si è preferito evitare la presenza di travi a ginocchio e scalini a sbalzo, a causa delle notevoli sollecitazioni che essa comporta nei pilastri su cui si innestano tali travi. Si è invece adottata la soluzione proposta da A. Giliberti, cioè una soletta rampante che poggia tramite pilastrini su una trave posta a livello dell'impalcato. Si ottiene in tal modo la massima regolarità strutturale, non avendo alcuna trave fuori piano, e si conferisce maggior resistenza all'impalcato nella zona in cui esso è più debole.

Nello schema di carpenteria si aggiungono infine travi a spessore di collegamento tra i pilastri, sulla base delle motivazioni teoriche già esposte nella prima parte del testo.

3.2. Dimensionamento delle sezioni.

3.2.1. Travi a spessore.

Lo schema di carpenteria prevede travi a spessore solo come elementi di collegamento tra i pilastri. Si è scelto di realizzarle eliminando dal solaio una fila di laterizi, e quindi con sezione larga 60 cm. Poiché l'interasse dei pilastri non è multiplo della scansione dei laterizi, la fascia di calcestruzzo così ottenuta non può sempre essere simmetrica rispetto alla congiungente l'asse dei pilastri. Le armature, raccolte in una staffa larga 30 cm, possono comunque essere disposte in modo da collegare direttamente i pilastri, anche se non centrate rispetto alla sezione di calcestruzzo. Si è preferita questa soluzione anziché una disposizione rispettosa della simmetria per evitare una maggiore larghezza delle travi a spessore e quindi un appesantimento dell'impalcato.

3.2.2. Travi emergenti.

Le campate emergenti presentano valori della luce non particolarmente elevati (circa 4 metri quelle portanti il solaio, 5 metri le altre). Si è quindi deciso di adottare la sezione 30x60, nonostante l'edificio presenti 5 impalcati. Per le travi dell'impalcato di copertura e del torrino scale si è ritenuta sufficiente la sezione 30x50.

3.2.3. Pilastri.

La via più seguita per il dimensionamento dei pilastri consiste nel ri-

cavare dallo sforzo normale cui essi sono soggetti un valore orientativo, di minima, dell'area. Effettuare fin d'ora una accurata analisi dei carichi sui pilastri, come mostrato nel capitolo 6, è certamente utile. In questa fase è però anche possibile limitarsi a stimarne l'ordine di grandezza.

I pilastri sono disposti in pianta con notevole regolarità. In una valutazione di massima del carico verticale su essi agente possono individuarsi sostanzialmente tre categorie.

I pilastri di spina e quelli perimetrali in corrispondenza di sbalzi portano il massimo carico. Sul generico pilastro centrale gravano approssimativamente 8 m di trave e 21 m² di solaio (tenendo conto della continuità), con un carico complessivo di circa 18 t per impalcato. Valutando approssimativamente in 1 t a piano il peso proprio del pilastro, lo sforzo normale alla base sarà quindi per essi pari a 95 t.

I pilastri perimetrali in zone prive di sbalzo portano mediamente 6 m di trave, 4 m di tomagno e 10 m² di solaio, con un carico complessivo di circa 12 t per piano ed uno sforzo normale alla base pari a 65 t.

I due pilastri d'angolo lontani dagli sbalzi, infine, portano 4 m di trave e di tomagno e 4,5 m² di solaio, con un carico al piano di circa 8 t ed uno sforzo normale alla base pari a 45 t.

Noti gli sforzi normali, occorre definire una tensione media in base alla quale calcolare l'area minima dei pilastri.

La carpenteria presenta numerose travi emergenti. Inoltre l'interpiano mantiene anche al primo ordine un valore (3.60 m) non al di fuori della norma (in altri edifici spesso assume invece alla base valori più elevati, sia per esigenze architettoniche che per la necessità di raggiungere un più profondo piano di posa per le fondazioni). Si utilizza quindi per definire la minima area della sezione dei pilastri una tensione media di 45 kgcm⁻².

I pilastri centrali richiedono di conseguenza un'area di 2100 cm², quelli laterali 1450 cm² e quelli d'angolo 1000 cm². Si potrebbe pertanto utilizzare una sezione 30x70 per i primi e 30x50 o 30x60 per tutti gli altri. Poiché i pilastri meno caricati sono in numero molto limitato, si preferisce però adottare per tutti la sezione 30x70.

La sezione prescelta non crea in alcun punto problemi architettonici. Si preferisce quindi mantenerla inalterata a tutti gli ordini. Solo per i 6 pilastri del torrino scale si adotta al sesto ordine la sezione 30x40.

3.3. Carpenteria esecutiva del piano tipo.

Nella pagina che segue è riportata la carpenteria esecutiva del piano

tipo (fig.7). In essa sono individuati in maniera dettagliata i travetti e le file di laterizi del solaio, e conseguentemente anche le fasce di calcestruzzo delle travi a spessore. Nel disporre i laterizi si è tenuto conto della presenza di fori nell'impalcato. Si è fatto in modo di non interrompere alcun travetto con i fori (15x150 cm) per le tubazioni dei bagni. Intorno al foro dell'ascensore (150x150 cm) si è lasciata una adeguata fascia di calcestruzzo per ripristinare la continuità interrotta.

I pilastri sono allineati in due direzioni. Solo il pilastro 7 si trova leggermente spostato in verticale per lasciare spazio alla finestra della stanza. Il fascio di armature della trave a spessore 7-9 è quindi traslato rispetto a quello della trave 9-13; si è perciò prevista una più ampia zona di calcestruzzo per la disposizione di armature di raccordo.

3.4. Piante architettoniche.

Nelle pagine successive sono riportate le piante architettoniche del piano tipo (fig.8) e del piano terra (fig.9). In esse sono stati inseriti i pilastri, per evidenziarne la compatibilità con tramezzi e tompagni.

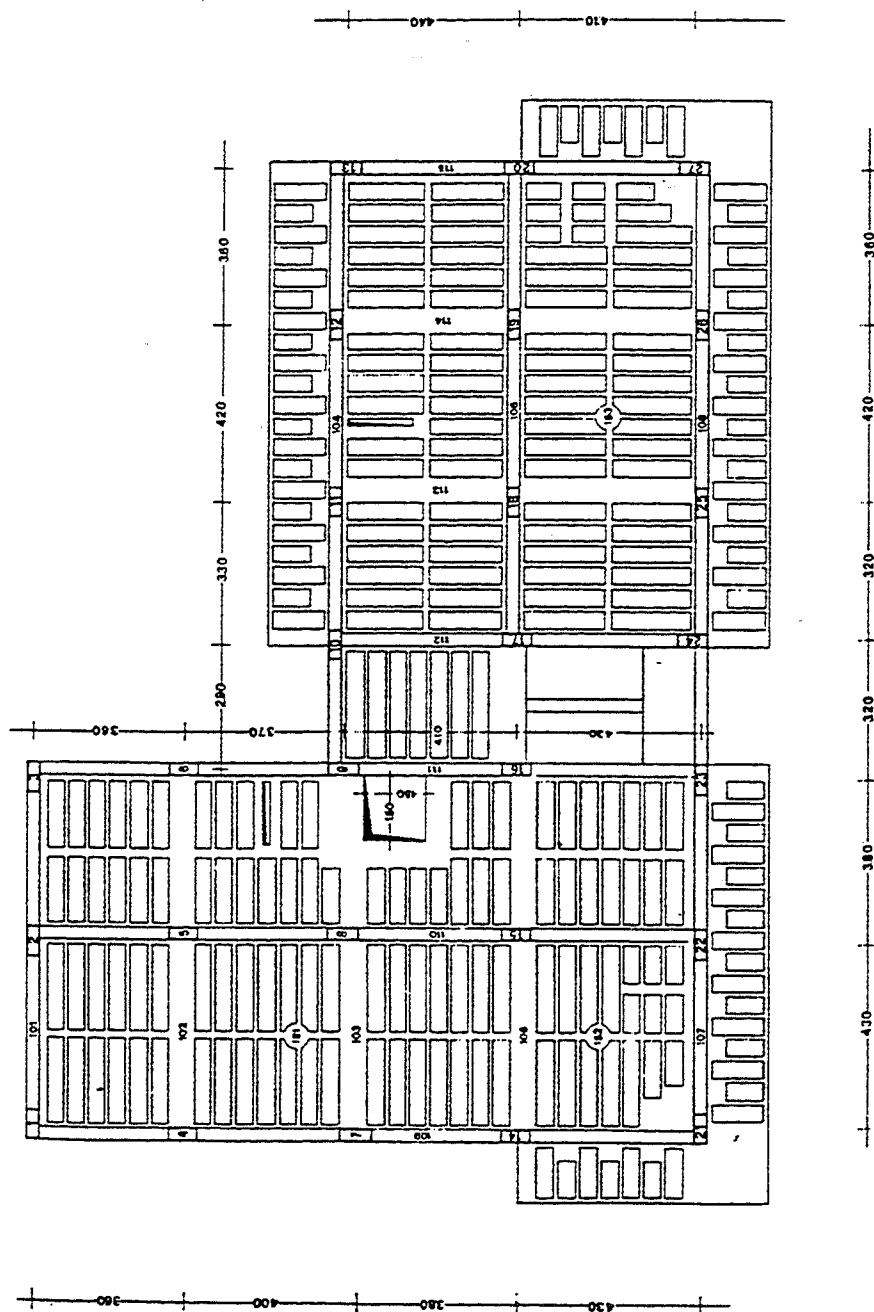
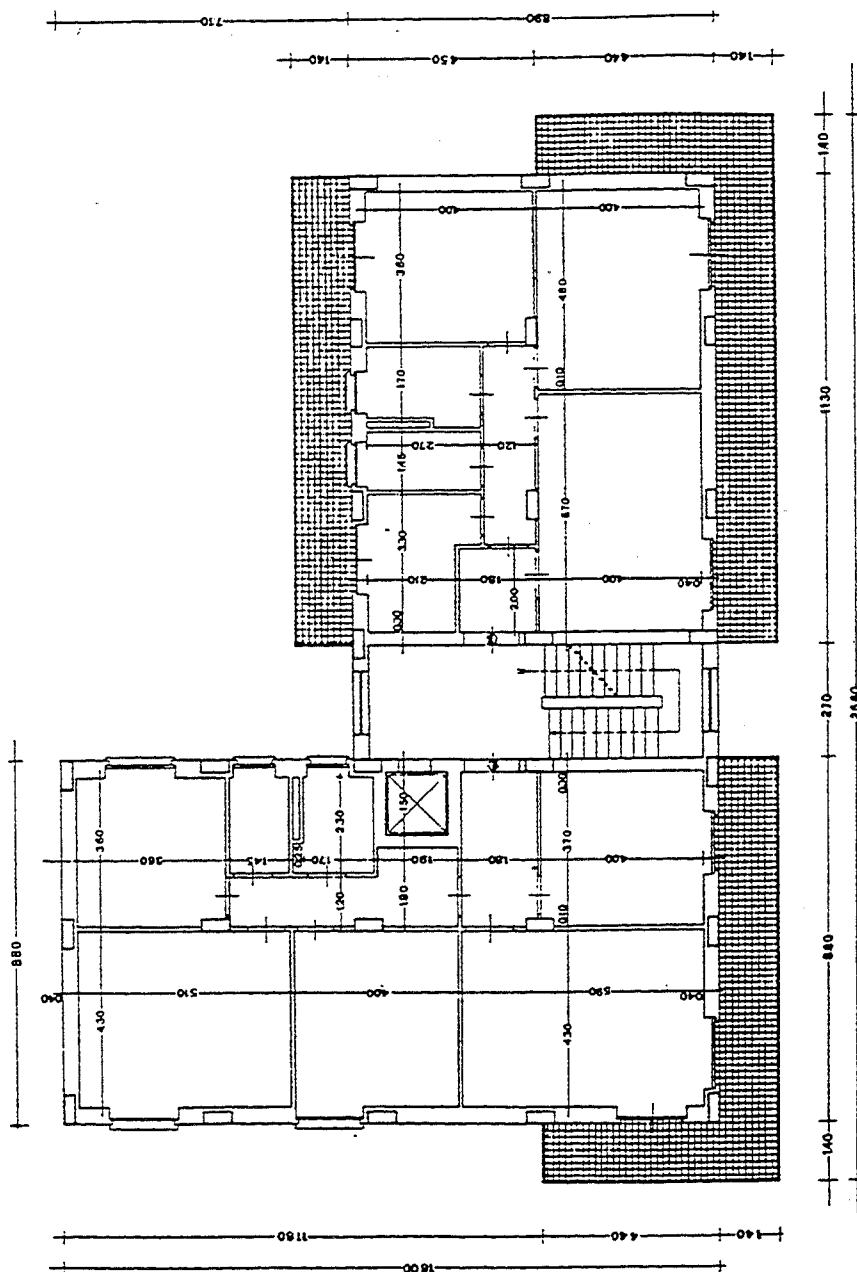


FIG.7 - Carpenteria del piano tipo



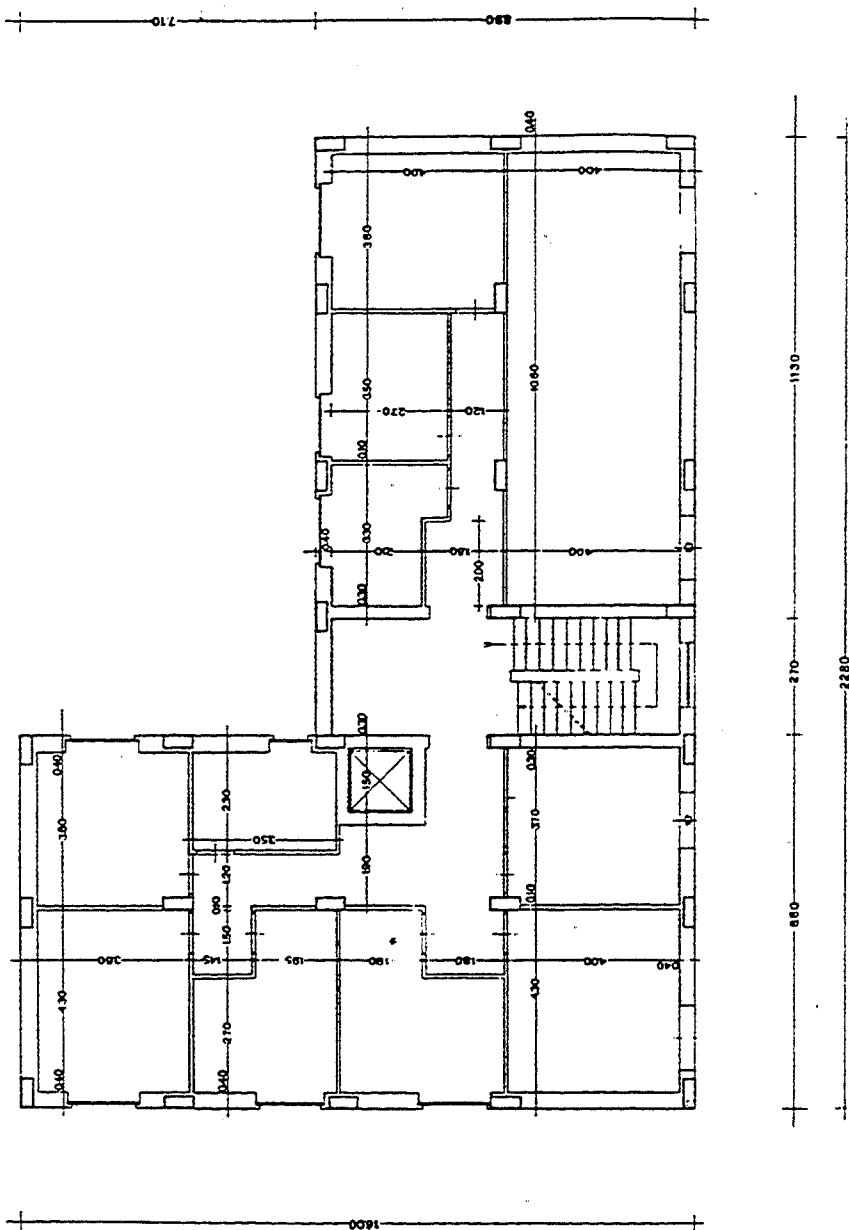


FIG.9 - Pianta del piano terra

CAPITOLO IV

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Si riportano di seguito i valori dei carichi unitari assunti per i singoli componenti strutturali. Nella valutazione del carico da utilizzare per la determinazione della massa globale dell'edificio si sono usati i seguenti coefficienti di riduzione dei sovraccarichi: $s=0.33$ per solai e sbalzi; $s=1.00$ per le scale.

A) SOLAIO

Le campate di solaio non hanno luce elevata. Le travi a spessore sono poche e soggette a carichi verticali modesti. Si adotta quindi un solaio di spessore 22 cm, realizzato in opera con laterizi alti 18 cm e soletta di spessore 4 cm. Solo per la copertura del torrino scale si adotta un solaio di spessore 18 cm, con laterizi alti 14 cm e soletta di spessore 4 cm.

A1 - Solaio del piano tipo.

peso proprio	280 kgm ⁻²	2.80 kNm ⁻²
pavimento, intonaco, massetto	120 kgm ⁻²	1.20 kNm ⁻²
incidenza tramezzi	100 kgm ⁻²	1.00 kNm ⁻²
	<hr/>	<hr/>
totale carichi fissi	$g = 500 \text{ kgm}^{-2}$	5.00 kNm ⁻²

sovraccarichi	$p = 200 \text{ kgm}^{-2}$	2.00 kNm^{-2}
carico totale	$g + p = 700 \text{ kgm}^{-2}$	7.00 kNm^{-2}
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 570 \text{ kgm}^{-2}$	5.70 kNm^{-2}
o, se i tramezzi sono valutati a parte:	$g + s p = 470 \text{ kgm}^{-2}$	4.70 kNm^{-2}

A2 - Solaio di copertura

peso proprio	280 kgm^{-2}	2.80 kNm^{-2}
pavimento, intonaco, massetto, impermeabilizzazione	140 kgm^{-2}	1.40 kNm^{-2}
totale carichi fissi	$g = 420 \text{ kgm}^{-2}$	4.20 kNm^{-2}
sovraccarichi	$p = 200 \text{ kgm}^{-2}$	2.00 kNm^{-2}
carico totale	$g + p = 620 \text{ kgm}^{-2}$	6.20 kNm^{-2}
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 490 \text{ kgm}^{-2}$	4.90 kNm^{-2}

A3 - Solaio di copertura del torrino scale

peso proprio	250 kgm^{-2}	2.50 kNm^{-2}
intonaco, massetto, impermeabilizzazione	90 kgm^{-2}	0.90 kNm^{-2}
totale carichi fissi	$g = 340 \text{ kgm}^{-2}$	3.40 kNm^{-2}
sovraccarichi	$p = 100 \text{ kgm}^{-2}$	1.00 kNm^{-2}
carico totale	$g + p = 440 \text{ kgm}^{-2}$	4.40 kNm^{-2}
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 370 \text{ kgm}^{-2}$	3.70 kNm^{-2}

B) SBALZI

Gli sbalzi richiedono un estradosso inclinato per consentire il deflusso delle acque piovane. Saranno quindi realizzati con laterizi di altezza 14 cm e soletta di spessore variabile da 4 a 8 cm. Per gli sbalzi di coperture e il cornicione (non praticabili) si assume un sovraccarico accidentale pari a 100 kgm^{-2} .

B1 - Sbalzo del pian: tipo

peso proprio	300 kgm^{-2}	3.00 kNm^{-2}
pavimento, intonaco, massetto	120 kgm^{-2}	1.20 kNm^{-2}
	<hr/>	<hr/>
totale carichi fissi	$g = 420 \text{ kgm}^{-2}$	4.20 kNm^{-2}
sovraccarichi	$p = 400 \text{ kgm}^{-2}$	4.00 kNm^{-2}
carico totale	$g + p = 820 \text{ kgm}^{-2}$	8.20 kNm^{-2}
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 550 \text{ kgm}^{-2}$	5.50 kNm^{-2}
carico minimo:	$0.6 g = 250 \text{ kgm}^{-2}$	2.50 kNm^{-2}
carico massimo:	$1.4 (g+p) = 1150 \text{ kgm}^{-2}$	11.50 kNm^{-2}

B2 - Sbalzo di copertura e cornicione

peso proprio	300 kgm^{-2}	3.00 kNm^{-2}
intonaco, massetto, impermeabilizzazione	90 kgm^{-2}	0.90 kNm^{-2}
	<hr/>	<hr/>
totale carichi fissi	$g = 390 \text{ kgm}^{-2}$	3.90 kNm^{-2}
sovraccarichi	$p = 100 \text{ kgm}^{-2}$	1.00 kNm^{-2}
carico totale	$g + p = 490 \text{ kgm}^{-2}$	4.90 kNm^{-2}
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 420 \text{ kgm}^{-2}$	4.20 kNm^{-2}
carico minimo:	$0.6 g = 230 \text{ kgm}^{-2}$	2.30 kNm^{-2}
carico massimo:	$1.4 (g+p) = 690 \text{ kgm}^{-2}$	6.90 kNm^{-2}

C) SCALA

La scala verrà realizzata con una soletta rampante, di spessore pari a 22 cm, alleggerita con file di laterizi alti 18 cm.

peso proprio	280 kgm ⁻²	2.80 kNm ⁻²
pavimento, intonaco, massetto	220 kgm ⁻²	2.20 kNm ⁻²
totale carichi fissi	$g = 500 \text{ kgm}^{-2}$	5.00 kNm ⁻²
sovraccarichi	$p = 400 \text{ kgm}^{-2}$	4.00 kNm ⁻²
carico totale	$g + p = 900 \text{ kgm}^{-2}$	9.00 kNm ⁻²
carico totale, per la valutazione della massa dell'edificio:	$g + s p = 900 \text{ kgm}^{-2}$	9.00 kNm ⁻²

D) TRAVI

D1 - Trave emergente, sezione 30x60

peso proprio	560 kgm ⁻¹	5.60 kNm ⁻¹
maggior peso rispetto al solaio	420 kgm ⁻¹	4.20 kNm ⁻¹

D2 - Trave emergente, sezione 30x50

peso proprio	490 kgm ⁻¹	4.90 kNm ⁻¹
maggior peso rispetto al solaio	350 kgm ⁻¹	3.50 kNm ⁻¹

D3 - Travi a spessore, sezione 60x22

peso proprio	330 kgm ⁻¹	3.30 kNm ⁻¹
maggior peso rispetto al solaio	160 kgm ⁻¹	1.60 kNm ⁻¹

E) TOMPAGNATURA

È realizzata con due fodere di mattoni forati.

peso proprio	600 kgm ⁻¹	6.00 kNm ⁻¹
--------------	-----------------------	------------------------

F) TRAMEZZI

Sono realizzati con mattoni forati.

peso proprio	300 kgm ⁻¹	3.00 kNm ⁻¹
--------------	-----------------------	------------------------

G) PILASTRI

Si considera un'altezza di 2.60 m (3.00 m per il piano terra), al netto dell'ingombro delle travi.

G1 - Pilastro del piano terra, sezione 30x70

peso proprio	1570 kg	15.7 kN
--------------	---------	---------

G2 - Pilastro del piano terra, sezione 30x70

peso proprio	1360 kg	13.6 kN
--------------	---------	---------

G3 - Pilastro del torrino scale, sezione 30x40

peso proprio	780 kg	7.8 kN
--------------	--------	--------

CAPITOLO V

ANALISI DEI CARICHI SULLE TRAVI

Si mostra di seguito in dettaglio l'analisi dei carichi, fissi e accidentali, agenti sulle travi 22-2 e 27-13. Per tutte le travi è poi riportato un sintetico riepilogo dei valori ottenuti.

TRAVE 22-2 - V impalcato

campate 22-15, 15-8		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	1.15 x 4.25 m	2050	20.5	980	9.8
peso proprio		350	3.5		
totale		2400	24.0	980	9.8

campate 8-5, 5-2		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	1.20 x 4.25 m	2140	21.4	1020	10.2
peso proprio		350	3.5		
totale		2490	24.9	1020	10.2

Seguendo i criteri esposti nella prima parte del testo, si è assunto un coefficiente di continuità pari a 1.20 per le travi 8-5 e 5-2, perché esse costituiscono l'appoggio centrale di uno schema di solaio a due campate. Si è invece considerato un valore minore, 1.15, per le altre due travi, perché la presenza rispettivamente di uno sbalzo e di una terza campata di solaio

riducono la differenza complessiva tra il momento nell'appoggio in esame ed i due adiacenti.

TRAVE 22-2 - I, II, III, IV impalcato

campate 22-15, 15-8		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	1.15 x 4.25 m	2440	24.4	980	9.8
peso proprio		420	4.2		
totale		2860	28.6	980	9.8

campate 8-5, 5-2		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	1.20 x 4.25 m	2550	25.5	1020	10.2
peso proprio		420	4.2		
totale		2970	29.7	1020	10.2

TRAVE 27-13 - V impalcato

campata 27-20		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
sbalzo	2 x 1.55 m	1210	12.1	310	3.1
peso proprio		350	3.5		
totale		1560	15.6	310	3.1

campata 20-13		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	0.50 m	210	2.1	100	1.0
cornicione	0.55 m	210	2.1	60	0.6
peso proprio		350	3.5		
totale		770	7.7	160	1.6

Nella campata 27-20 il carico dovuto allo sbalzo laterale è stato raddoppiato, perché esso è ancorato al solaio retrostante che funge da contrappeso ed evita sollecitazioni torsionali nella trave.

TRAVE 27-13 - II, III, IV impalcato

campata 27-20		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
sbalzo	2 x 1.55 m	1300	13.0	1240	12.4
tompagnatura		600	6.0		
peso proprio		420	4.2		
totale		2320	23.2	1240	12.4

campata 20-13		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	0.50 m	250	2.5	100	1.0
tompagnatura		600	6.0		
peso proprio		420	4.2		
totale		1270	12.7	100	1.0

TRAVE 27-13 - I impalcato

campate 27-20, 20-13		carico	fisso	carico accidentale	
		kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
solaio	0.50 m	210	2.1	100	1.0
tompagnatura		600	6.0		
peso proprio		420	4.2		
totale		1270	12.7	100	1.0

RIEPILOGO DEI CARICHI

V impalcato

campata	carico	fisso	carico accidentale		carico	totale
	kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}	kgm^{-1}	kNm^{-1}
21-22, 22-23	1560	15.6	310	3.1	1870	18.7
23-24	1380	13.8	440	4.4	1820	18.2
24-25, 25-26, 26-27	1870	18.7	600	6.0	2470	24.7
14-15, 15-16	580	5.8	200	2.0	780	7.8
16-17	960	9.6	640	6.4	1600	16.0
17-18, 18-19, 19-20	2340	23.4	950	9.5	3290	32.9
7-8, 8-9	580	5.8	200	2.0	780	7.8
9-10	1080	10.8	200	2.0	1280	12.8
10-11, 11-12, 12-13	1830	18.3	580	5.8	2410	24.1
4-5, 5-6	580	5.8	200	2.0	780	7.8
1-2, 2-3	770	7.7	160	1.6	930	9.3
21-14	1940	19.4	630	6.3	2570	25.7
14-7, 7-4, 4-1	1550	15.5	530	5.3	2080	20.8
22-15, 15-8	2400	24.0	980	9.8	3380	33.8
8-5, 5-2	2490	24.9	1020	10.2	3510	35.1
23-16	1750	17.5	380	3.8	2130	21.3
16-9	2540	25.4	1080	10.8	3620	36.2
9-6, 6-3	1360	13.6	440	4.4	1800	18.0
24-17	1160	11.6	100	1.0	1260	12.6
17-10	1790	17.9	700	7.0	2490	24.9
25-18, 18-11, 26-19, 19-12	580	5.8	200	2.0	780	7.8
27-20	1560	15.6	310	3.1	1870	18.7
20-13	770	7.7	160	1.6	930	9.3

II, III, IV impalcato

campata	carico fisso		carico accidentale		carico totale	
	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹
21-22, 22-23	2200	22.0	1240	12.4	3440	34.4
23-24	2000	20.0	880	8.8	2880	28.8
24-25, 26-27	2650	26.5	1060	10.6	3710	37.1
25-26	2770	27.7	1060	10.6	3830	38.3
14-15, 15-16	660	6.6	200	2.0	860	8.6
16-17	1510	15.1	1080	10.8	2590	25.9
17-18, 18-19, 19-20	2790	27.9	950	9.5	3740	37.4
7-8, 8-9	660	6.6	200	2.0	860	8.6
9-10	1150	11.5	200	2.0	1350	13.5
11-12	2660	26.6	1040	10.4	3700	37.0
10-11, 12-13	2600	26.0	1040	10.4	3640	36.4
4-5, 5-6	660	6.6	200	2.0	860	8.6
1-2, 2-3	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7
21-14	2730	27.3	1090	10.9	3820	38.2
7-4, 4-1	2140	21.4	470	4.7	2610	26.1
14-7	2200	22.0	470	4.7	2670	26.7
22-15, 15-8	2860	28.6	980	9.8	3840	38.4
8-5, 5-2	2970	29.7	1020	10.2	3990	39.9
23-16	1970	19.7	380	3.8	2350	23.5
16-9	2780	27.8	1080	10.8	3860	38.6
9-6, 6-3	1910	19.1	380	3.8	2290	22.9
24-17	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7
17-10	1900	19.0	700	7.0	2600	26.0
25-18, 18-11, 26-19, 19-12	660	6.6	200	2.0	860	8.6
27-20	2320	23.2	1240	12.4	3560	35.6
20-13	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7

I impalcato

campata	carico fisso		carico accidentale		carico totale	
	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹	kgm ⁻¹	kNm ⁻¹
21-22, 22-23	1210	12.1	100	1.0	1310	13.1
23-24	2000	20.0	880	8.8	2880	28.8
24-25, 26-27	2060	20.6	440	4.4	2500	25.0
25-26	2120	21.2	440	4.4	2560	25.6
14-15, 15-16	660	6.6	200	2.0	860	8.6
16-17	1510	15.1	1080	10.8	2590	25.9
17-18, 18-19, 19-20	3000	30.0	1030	10.3	4030	40.3
7-8, 8-9	660	6.6	200	2.0	860	8.6
9-10	1150	11.5	200	2.0	1350	13.5
10-11, 11-12, 12-13	2010	20.1	420	4.2	2430	24.3
4-5, 5-6	660	6.6	200	2.0	860	8.6
1-2, 2-3	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7
21-14, 7-4, 4-1	2140	21.4	470	4.7	2610	26.1
14-7	2200	22.0	470	4.7	2670	26.7
22-15, 8-5, 5-2	2970	29.7	1020	10.2	3990	39.9
15-8	2860	28.6	980	9.8	3840	38.4
23-16	1970	19.7	380	3.8	2350	23.5
16-9	2780	27.8	1080	10.8	3860	38.6
9-6, 6-3	1910	19.1	380	3.8	2290	22.9
24-17	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7
17-10	1900	19.0	700	7.0	2600	26.0
25-18, 18-11, 26-19, 19-12	660	6.6	200	2.0	860	8.6
27-20, 20-13	1270	12.7	100	1.0	1370	13.7

CAPITOLO VI

ANALISI DEI CARICHI SUI PILASTRI

Per illustrare i criteri seguiti, si mostra in dettaglio il procedimento seguito per l'analisi dei carichi gravanti su alcuni pilastri dell'edificio. Per semplicità non si è effettuata la riduzione dei sovraccarichi consentita dalle norme C.N.R. per edifici multipiano, che sarebbe stata d'altronde modesta a causa del ridotto numero di piani del fabbricato in esame.

Pilastro 1 - I-IV ordine

- Solaio:** Sulla trave 1-4 scarica una campata di solaio di luce 4.70 m; su essa grava quindi una fascia di solaio ampia $4.70/2+0.15 = 2.50$ m (inclusi 15 cm pari a metà larghezza della trave). La trave ha una luce di 3.60 m; sul pilastro scaricano quindi $3.60/2+0.15 = 1.95$ m (compresi 15 cm pari a metà larghezza del pilastro 1). In definitiva scarica sul pilastro un'area di solaio pari a $2.50 \times 1.95 \text{ m}^2$. Il coefficiente di continuità è pari a 1 sia per il solaio che per la trave, essendo per essi rispettivamente la trave 1-4 e il pilastro 1 appoggi di estremità.
- Trave:** Sul pilastro scarica metà delle campate 1-2 e 1-4, e quindi $4.30/2=2.15$ m più $3.60/2=1.80$ m.
- Tompagno:** Il tompagno viene per semplicità misurato da asse ad asse dei pi-

lastri (si potrebbe ridurre tale lunghezza prendendo una misura da filo a filo dei pilastri). Sul pilastro scarica metà del tom-pagno poggiato sulla trave 1-2 (privo di aperture) e metà di quello poggiante sulla trave 1-4 (il cui peso è moltiplicato per 0.9 per tener conto della presenza di una finestra).

Pilastro 12 - II-IV ordine

- Solaio:** Sulla trave 11-12-13 scarica una campata di solaio di luce 4.20 m e quindi una fascia di solaio ampia $4.20/2+0.15 = 2.25$ m. Le campate di trave hanno una luce di 4.20 m e 3.60 m; sul pilastro scaricano quindi $(4.20+3.60)/2 = 3.90$ m di trave. In definitiva scarica sul pilastro un'area di solaio pari a $2.25 \times 3.90 \text{ m}^2$. Esiste un coefficiente di continuità per la trave, pari a 1.1 perché il pilastro 12 è il penultimo appoggio di uno schema di trave a molte campate.
- Sbalzo:** Lo sbalzo ha luce 1.50 m e scarica sulla trave 11-12-13 di cui già si è detto. L'area di sbalzo gravante sul pilastro è 1.50×3.90 m e va moltiplicata per il coefficiente 1.1 di continuità della trave.
- Trave:** Sul pilastro scaricano la trave emergente 11-13 e la trave a spessore 19-12. La lunghezza della prima, 3.90 m, deve essere moltiplicata per il coefficiente di continuità 1.1, mentre per la seconda il coefficiente è pari a 1 perché il pilastro 12 è per essa un appoggio di estremità.
- Tompagno:** La lunghezza 3.90 viene ridotta per 0.8 a causa della presenza di aperture ed amplificata per 1.1 per la continuità della trave.

Nelle pagine che seguono è riportata sinteticamente l'analisi dei carichi su tutti i pilastri dell'edificio. Per ciascuno di essi sono riportate più righe, relative ai singoli carichi unitari. Ogni riga è divisa in tre parti: la prima è riservata ai conteggi parziali; la seconda contiene la superficie (o lunghezza) totale gravante sul pilastro; la terza il carico corrispondente, ottenuto moltiplicando il valore della seconda parte per il relativo carico unitario. Nell'elencare i valori parziali si sono presi sempre in considerazione prima gli elementi, o le misure, paralleli a x, poi quelli paralleli a y. Quando si sono indicati due coefficienti di continuità, il primo è riferito al solaio ed il secondo alla trave. Tutti i valori del carico sono espressi in tonnellate.

pilastro 1 - V ordine				pilastro 1 - I-IV ordine			
solaio	2.50x1.95	4.88	3.03	2.50x1.95	4.88	3.42	
sbalzo	4.85x0.40	1.94	0.95		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	2.15+1.80	3.95	1.38	2.15+1.80	3.95	1.66	
tompagno		—	—	2.15+1.80x0.9	3.77	2.26	
TOTALE			5.36				7.34

pilastro 2 - V ordine				pilastro 2 - I-IV ordine			
solaio	4.40x1.95	8.58	5.32	4.40x1.95	8.58	6.01	
sbalzo	4.40x0.40	1.76	0.86		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	4.05x1.2+1.80	6.66	2.33	4.05x1.2+1.80	6.66	2.80	
tompagno		—	—	4.15	4.15	2.49	
TOTALE			8.51				11.30

pilastro 3 - V ordine				pilastro 3 - I-IV ordine			
solaio	2.05x1.95	4.00	2.48	2.05x1.95	4.00	2.80	
sbalzo	4.60x0.40	1.84	0.90		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	1.90+1.80	3.70	1.30	1.90+1.80	3.70	1.55	
tompagno		—	—	1.90+1.80x0.9	3.52	2.11	
TOTALE			4.68				6.46

pilastro 4 - V ordine				pilastro 4 - I-IV ordine			
solaio	2.50x3.80x1.1	10.45	6.48	2.50x3.80x1.1	10.45	7.32	
sbalzo	3.80x0.40	1.52	0.74		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	2.35	2.35	1.84	2.35	2.35	2.13	
tompagno	3.80x1.1	4.18	—	3.80x1.1	4.18	—	
		—	—	3.80x0.9	3.42	2.05	
TOTALE			9.06				11.50

pilastro 5 - V ordine				pilastro 5 - I-IV ordine			
solaio	4.25x3.65x1.2x1.1	20.48	12.70	4.25x3.65x1.2x1.1	20.48	14.34	
sbalzo		—	—		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	4.25x1.2	5.10	2.22	4.25x1.2	5.10	2.50	
tompagno	3.65x1.1	4.02	—	3.65x1.1	4.02	—	
		—	—		—	—	
TOTALE			14.92				16.84

pilastro 6 - V ordine				pilastro 6 - I-IV ordine		
solaio	2.05x3.65x1.1	8.23	5.10	2.05x3.65x1.1	8.23	5.76
sbalzo	3.65x0.40	1.46	0.72	—	—	—
scala	—	—	—	—	—	—
trave	1.90	1.90	1.71	1.90	1.90	1.99
	3.65x1.1	4.02	—	3.65x1.1	4.02	—
tompagno	—	—	—	3.65x0.85	3.10	1.86
TOTALE	—	—	7.53	—	—	9.61
pilastro 7 - V ordine				pilastro 7 - I-IV ordine		
solaio	2.50x3.90	9.75	6.05	2.50x3.90	9.75	6.83
sbalzo	3.20x0.40	1.56	0.76	—	—	—
scala	—	—	—	—	—	—
trave	2.35	2.35	1.74	2.35	2.35	2.01
	3.90	3.90	—	3.90	3.90	—
tompagno	—	—	—	3.90x0.9	3.51	2.11
TOTALE	—	—	8.55	—	—	10.95
pilastro 8 - V ordine				pilastro 8 - I-IV ordine		
solaio	4.25x3.90x1.2	19.89	12.33	4.25x3.90x1.2	19.89	13.92
sbalzo	—	—	—	—	—	—
scala	—	—	—	—	—	—
trave	4.25x1.1	4.68	2.11	4.25x1.1	4.68	2.39
	3.90	3.90	—	3.90	3.90	—
tompagno	—	—	—	—	—	—
TOTALE	—	—	14.44	—	—	16.31
pilastro 9 - VI ordine				pilastro 9 - V ordine		
solaio	1.65x2.30	3.80	1.67	2.95x3.90-1.50x1.50	5.75	3.57
sbalzo	2.20x2.05+3.85x0.40	6.05	2.96	1.50x0.40	1.60	0.29
scala	—	—	—	1.35x2.30	3.11	2.79
trave	1.45+2.05	3.50	1.23	1.35+1.00	2.95	2.34
	—	—	—	1.45+3.90	5.35	—
tompagno	—	—	—	(3.40+2.05)x0.9	4.91	2.95
TOTALE	—	—	5.86	—	—	11.94
pilastro 9 - I-IV ordine				pilastro 10 - VI ordine		
solaio	2.05x3.90-1.50x1.50	5.75	4.03	1.65x2.30	3.80	1.67
sbalzo	—	—	—	4.35x0.40	1.74	0.85
scala	1.35x2.30	3.11	2.79	—	—	—
trave	1.35+1.00	2.95	2.72	1.45+2.15	3.60	1.26
	1.45+3.90	5.35	—	—	—	—
tompagno	(3.40+3.90)x0.9	6.57	3.94	—	—	—
TOTALE	—	—	13.48	—	—	3.78

pilastro 10 - V° ordine				pilastro 10 - II-IV ordine			
solaio	1.70x2.25	3.83	2.37	1.70x2.25	3.83	2.68	
sbalzo	1.70x1.40	2.38	1.17	1.70x1.40	2.38	1.95	
scala	1.35x2.30	3.11	2.79	1.35x2.30	3.11	2.79	
trave	3.10+2.15	5.25	1.84	3.10+2.15	5.25	2.21	
tompagno	(1.35+2.15)x0.9	3.15	1.89	(3.10+2.15)x0.9	4.73	2.84	
TOTALE			10.06				12.47

pilastro 10 - I ordine				pilastro 11 - V ordine			
solaio	1.70x2.25	3.83	2.68	3.75x2.25	8.44	5.23	
sbalzo		—	—	3.75x1.40	5.25	2.57	
scala	1.35x2.30	3.11	2.79		—	—	
trave	3.10+2.15	5.25	2.21	3.75	3.75	1.65	
tompagno	(3.10+2.15)x0.9	4.73	2.84	2.10	2.10	—	
TOTALE			10.52				9.45

pilastro 11 - II-IV ordine				pilastro 11 - I ordine			
solaio	3.75x2.25	8.44	5.91	3.75x2.25	8.44	5.91	
sbalzo	3.75x1.40	5.25	4.31		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	3.75	3.75	1.91	3.75	3.75	1.91	
	2.10	2.10	—	2.10	2.10	—	
tompagno	3.75x0.8	3.00	1.80	3.75x0.9	3.38	2.03	
TOTALE			13.93				9.85

pilastro 12 - V ordine				pilastro 12 - II-IV ordine			
solaio	3.90x2.25x1.1	9.65	5.98	3.90x2.25x1.1	9.65	6.76	
sbalzo	3.90x1.40x1.1	6.01	2.94	3.90x1.40x1.1	6.01	4.93	
scala		—	—		—	—	
trave	3.90x1.1	4.29	1.84	3.90x1.1	4.29	2.14	
	2.10	2.10	—	2.10	2.10	—	
tompagno		—	—	3.90x0.8x1.1	3.43	2.06	
TOTALE			10.76				15.89

pilastro 12 - I ordine				pilastro 13 - V ordine			
solaio	2.90x2.25x1.1	9.65	6.76	1.95x2.25	4.39	2.72	
sbalzo		—	—	1.95x1.40+2.80x0.40	3.85	1.89	
scala		—	—		—	—	
trave	3.90x1.1	4.29	2.14	1.80+2.05	3.85	1.35	
	2.10	2.10	—		—	—	
tompagno	3.90x0.9x1.1	3.86	2.32		—	—	
TOTALE			11.21				5.96

pilastro 13 - II-IV ordine				pilastro 13 - I ordine			
solaio	1.95x2.25	4.39	3.07	1.95x2.25	4.39	3.07	
sbalzo	1.95x1.40	2.73	2.24		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	1.80+2.05	3.85	1.62	1.80+2.05	3.85	1.62	
tompagno	1.80x0.8+2.05	3.49	2.09	1.80x0.9+2.05	3.67	2.20	
TOTALE			9.02			6.89	

pilastro 14 - V ordine				pilastro 14 - II-IV ordine			
solaio	2.50x4.05x1.1	11.14	6.91	2.50x4.05x1.1	11.14	7.80	
sbalzo	(1.40x2.10+0.40x x1.95)x1.1	4.09	2.00	1.40x2.10x1.1	3.23	2.65	
scala		—	—		—	—	
trave	2.35	2.35	1.94	2.35	2.35	2.25	
tompagno	4.05x1.1	4.46	—	4.05x1.1	4.46	—	
		—	—	4.05x0.9	3.65	2.19	
TOTALE			10.85			14.89	

pilastro 14 - I ordine				pilastro 15 - V ordine			
solaio	2.50x4.05x1.1	11.14	7.80	4.25x4.20x1.15x1.1	22.58	14.00	
sbalzo		—	—		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	2.35	2.35	2.25	4.25x1.1	4.68	2.37	
	4.05x1.1	4.46	—	4.20x1.1	4.62	—	
tompagno	4.05x0.95	3.85	2.31		—	—	
TOTALE			12.36			16.37	

pilastro 15 - II-IV ordine				pilastro 15 - I ordine			
solaio	4.25x4.20x1.15x1.1	22.58	15.81	4.25x4.20x1.2x1.1	23.56	16.49	
sbalzo		—	—		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	4.25x1.1	4.68	2.69	4.25x1.1	4.68	2.69	
	4.20x1.1	4.62	—	4.20x1.1	4.62	—	
tompagno		—	—		—	—	
TOTALE			18.50			19.18	

pilastro 16 - VI ordine				pilastro 16 - V ordine			
solaio	1.65x4.20x1.2	8.32	3.66	2.05x4.20x1.1	9.47	5.87	
sbalzo	(1.20+0.40x4.20)x1.2	3.46	1.70		—	—	
scala		—	—	1.35x4.20x1.1	6.24	5.62	
trave	1.50	1.50	2.00	3.90	3.90	2.24	
	4.20x1.2	5.04	—	4.20x1.1	4.62	—	
tompagno		—	—	(4.90+0.90)x1.1	5.61	3.37	
TOTALE			7.36			17.10	

pilastro 16 - I-IV ordine				pilastro 17 - VI ordine			
solaio	2.05x4.20x1.1	9.47	6.63	1.65x4.20x1.2	8.32	3.66	
sbalzo		—	—	0.40x4.20x1.2	2.02	0.99	
scala	1.35x4.20x1.1	6.24	5.62		—	—	
trave	3.90	3.90	2.56	1.50	1.50	2.00	
	4.20x1.1	4.62		4.20x1.2	5.04		
tompagno	(4.90+0.90)x1.1	5.61	3.37		—	—	
TOTALE			18.18			6.65	

pilastro 17 - V ordine				pilastro 17 - II-IV ordine			
solaio	1.75x4.30x1.05	7.90	4.90	1.75x4.30x1.05	7.90	5.53	
sbalzo		—	—		—	—	
scala	1.35x2.10x1.2	3.40	3.06	1.35x4.20x1.2	6.80	6.12	
trave	1.50	1.50	2.56	1.50	1.50	3.03	
	4.20x1.2+1.60	6.64		4.20x1.2+1.60	6.64		
tompagno	4.20x0.9x1.2	4.54	2.72	4.20x0.9x1.2	4.54	2.72	
TOTALE			13.24			17.40	

pilastro 17 - I ordine				pilastro 18 - V ordine			
solaio	1.75x4.30x1.2	9.03	6.32	3.70x4.30x1.05	16.71	10.36	
sbalzo		—	—		—	—	
scala	1.35x4.20x1.2	6.80	6.12		—	—	
trave	1.50	1.50	3.03	3.70	3.70	2.12	
	4.20x1.2+1.60	6.64		4.30x1.2	5.16		
tompagno	4.20x0.9x1.2	4.54	2.72		—	—	
TOTALE			18.19			12.48	

pilastro 18 - II-IV ordine				pilastro 18 - I ordine			
solaio	3.70x4.30x1.05	16.71	11.70	3.70x4.30x1.2	19.09	13.36	
sbalzo		—	—		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	3.70	3.70	2.38	3.70	3.70	2.38	
	4.30x1.2	5.16		4.30x1.2	5.16		
tompagno		—	—		—	—	
TOTALE			14.08			15.74	

pilastro 19 - V ordine				pilastro 19 - II-IV ordine			
solaio	3.90x4.30x1.05x1.1	18.37	12.01	3.90x4.30x1.05x1.1	19.37	13.56	
sbalzo		—	—		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	3.90x1.1	4.29	2.33	3.90x1.1	4.29	2.63	
	4.30x1.2	5.16		4.30x1.2	5.16		
tompagno		—	—		—	—	
TOTALE			14.34			16.19	

pilastro 19 - I ordine				pilastro 20 - V ordine			
solaio	3.90x4.30x1.2x1.1	22.14	15.50	1.95x4.30x1.05	8.80	5.46	
sbalzo		—	—	(1.40x2.00+0.40x x2.30)x1.2	4.46	2.19	
scala		—	—		—	—	
trave	3.90x1.1	4.29	2.63	1.80+4.30x1.2	6.96	2.44	
	4.30x1.2	5.16					
tompagno		—	—		—	—	
TOTALE			18.13				10.09

pilastro 20 - II-IV ordine				pilastro 20 - I ordine			
solaio	1.95x4.30x1.05	8.80	6.16	1.95x4.30x1.2	10.06	7.04	
sbalzo	1.40x2.00x1.2	3.36	2.76		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	1.80+4.30x1.2	6.96	2.92	1.80+4.30x1.2	6.96	2.92	
tompagno	4.30x1.2	5.16	3.10	4.30x1.2	5.16	3.10	
TOTALE			14.94				13.06

pilastro 21 - V ordine				pilastro 21 - II-IV ordine			
solaio	2.50x2.30	5.75	3.57	2.50x2.30	5.75	4.03	
sbalzo	(2.50+2.30+1.40)x x1.40	8.68	4.25	(2.50+2.30+1.40)x x1.40	8.68	7.12	
scala		—	—		—	—	
trave	2.15+2.15	4.30	1.51	2.15+2.15	4.30	1.81	
tompagno		—	—	4.30x0.8	3.44	2.06	
TOTALE			9.33				15.02

pilastro 21 - I ordine				pilastro 22 - V ordine			
solaio	2.50x2.30	5.75	4.03	4.25x2.30x1.1	10.75	6.67	
sbalzo		—	—	4.25x1.40x1.2	7.14	3.50	
scala		—	—		—	—	
trave	2.15+2.15	4.30	1.81	4.05x1.2+2.15	7.01	2.45	
tompagno	4.30x0.9	3.87	2.32		—	—	
TOTALE			8.16				12.62

pilastro 22 - II-IV ordine				pilastro 22 - I ordine			
solaio	4.25x2.30x1.1	10.75	7.53	4.25x2.30x1.2	11.73	8.21	
sbalzo	4.25x1.40x1.2	7.14	5.85		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	4.05x1.2+2.15	7.01	2.94	4.05x1.2+2.15	7.01	2.94	
tompagno	4.05x0.8x1.2	3.89	2.33	4.05x0.9x1.2	4.37	2.62	
TOTALE			18.65				13.77

pilastro 23 - VI ordine				pilastro 23 - V ordine		
solaio	1.65x2.30	3.80	1.67	2.05x2.30	4.72	2.93
sbalzo	(1.65+2.30+0.40)x x0.40	1.74	0.85	2.25x1.40	3.15	1.54
scala	—	—	—	1.35x2.30	3.11	2.80
trave	1.50+2.15	3.65	1.28	3.50+2.15	5.65	1.98
tompagno	—	—	—	3.50x0.9+2.15	5.30	3.18
TOTALE			3.80			12.43

pilastro 23 - II-IV ordine				pilastro 23 - I ordine		
solaio	2.05x2.30	4.72	3.30	2.05x3.30	4.72	3.30
sbalzo	2.25x1.40	3.15	2.58	—	—	—
scala	1.35x2.30	3.11	2.80	1.35x2.30	3.11	2.80
trave	3.50+2.15	5.65	2.37	3.50+2.15	5.65	2.37
tompagno	3.50x0.9+2.15	5.30	3.18	3.50x0.9+2.15	5.30	3.18
TOTALE			14.23			11.65

pilastro 24 - VI ordine				pilastro 24 - V ordine		
solaio	1.65x2.30	3.80	1.67	1.75x2.35	4.11	2.55
sbalzo	(1.65+2.30+0.40)x x0.40	1.74	0.85	1.75x1.40	2.45	1.20
scala	—	—	—	1.35x2.30/4	0.78	0.70
trave	1.50+2.15	3.65	1.28	3.20+2.05	5.25	1.84
tompagno	—	—	—	3.20x0.9+2.05	4.93	2.96
TOTALE			3.80			9.25

pilastro 24 - II-IV ordine				pilastro 24 - I ordine		
solaio	1.75x2.35	4.11	2.88	1.75x2.35	4.11	2.88
sbalzo	1.75x1.40	2.45	2.01	—	—	—
scala	1.35x2.30	3.11	2.80	1.35x2.30	3.11	2.80
trave	3.20+2.05	5.25	2.21	3.20+2.05	5.25	2.21
tompagno	3.20x0.9+2.05	4.93	2.96	3.20x0.9+2.05	4.93	2.96
TOTALE			12.86			10.85

pilastro 25 - V ordine				pilastro 25 - II-IV ordine		
solaio	3.70x2.35	8.70	5.39	3.70x2.35	8.70	6.09
sbalzo	3.70x1.40	5.18	2.54	3.70x1.40	5.18	4.25
scala	—	—	—	—	—	—
trave	3.70	3.70	1.65	3.70	3.70	1.91
	2.20	2.20	—	2.20	2.20	—
tompagno	—	—	—	3.70x0.9	3.33	2.00
TOTALE			9.58			14.25

pilastro 25 - I ordine				pilastro 26 - V ordine			
solaio	3.70x2.35	8.70	6.09	3.90x2.35x1.1	10.08	6.25	
sbalzo		—	—	3.90x1.40x1.1	6.01	2.94	
scala		—	—		—	—	
trave	3.70	3.70	1.91	3.90x1.1	4.29	1.85	
	2.20	2.20		2.20	2.20		
tompagno	3.70x0.95	3.52	2.11		—	—	
TOTALE			10.11				11.04

pilastro 26 - II-IV ordine				pilastro 26 - I ordine			
solaio	3.90x2.35x1.1	10.08	7.06	3.90x2.35x1.1	10.08	7.06	
sbalzo	3.90x1.40x1.1	6.01	4.93		—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	3.90x1.1	4.29	2.15	3.90x1.1	4.29	2.15	
	2.20	2.20		2.20	2.20		
tompagno	3.90x0.9x1.1	3.86	2.32	3.90x0.95x1.1	4.08	2.45	
TOTALE			16.46				11.66

pilastro 27 - V ordine				pilastro 27 - II-IV ordine			
solaio	4.40x1.95	8.58	5.22	4.40x1.95	8.58	6.01	
solaio	1.95x2.35	4.58	2.84	1.95x2.35	4.58	3.21	
sbalzo	(1.95+2.35+1.40)x	7.98	3.91	(1.95+2.35+1.40)x	7.98	6.54	
	x1.40	—	—	x1.40	—	—	
scala		—	—		—	—	
trave	1.80+1.20	4.00	1.40	1.80+2.20	4.00	1.68	
tompagno		—	—	4.00x0.9	3.60	2.16	
TOTALE			8.15				13.59

pilastro 27 - I ordine			
solaio	1.95x2.35	4.58	3.21
sbalzo		—	—
scala		—	—
trave	1.80+2.20	4.00	1.68
tompagno	4.00x0.95	3.80	2.28
TOTALE			7.17

Utilizzando i valori ora calcolati del carico sui pilastri, nonché quelli del peso proprio riportati nel capitolo 4, si è determinato lo sforzo normale massimo provocato dai carichi verticali al piede dei pilastri ai diversi ordini. I valori ottenuti, espressi in tonnellate, sono riportati nella seguente tabella.

pilastro	VI	V	IV	III	II	I
1	—	6.72	15.42	24.12	32.82	41.73
2	—	9.87	22.53	35.19	47.85	60.72
3	—	6.04	13.86	21.68	29.50	37.53
4	—	10.42	23.28	36.14	49.00	62.07
5	—	16.28	34.48	52.68	70.88	89.29
6	—	8.89	19.86	30.83	41.80	52.98
7	—	9.91	22.22	34.53	46.84	59.36
8	—	15.80	33.47	51.14	68.81	86.69
9	6.64	19.94	34.78	49.62	64.46	79.51
10	4.56	15.98	29.81	43.64	57.47	69.56
11	—	10.81	26.10	41.39	56.68	68.10
12	—	12.12	29.37	46.62	63.87	76.65
13	—	7.32	17.70	28.08	38.46	46.92
14	—	12.21	28.46	44.71	60.96	74.89
15	—	17.73	37.59	57.45	77.31	98.06
16	8.14	26.60	46.14	65.68	85.22	104.97
17	7.43	22.03	40.79	59.55	78.31	98.07
18	—	13.84	29.28	44.72	60.16	77.47
19	—	15.70	33.25	50.80	68.35	88.05
20	—	11.45	27.75	44.05	60.35	74.98
21	—	10.69	27.07	43.45	59.83	69.56
22	—	13.98	33.99	54.00	74.01	89.35
23	4.58	18.37	33.96	49.55	65.14	78.36
24	4.58	15.19	29.41	43.63	57.85	70.27
25	—	10.94	26.55	42.16	57.77	69.45
26	—	12.40	30.22	48.04	65.86	79.09
27	—	9.51	24.46	39.41	54.36	63.10

I valori delle superfici o lunghezze gravanti sui pilastri, determinati in precedenza, possono essere utilizzati anche per determinare il minimo sforzo normale, purché moltiplicati per il solo carico fisso anziché quello totale.

La differenza tra sforzo normale minimo e massimo in un pilastro è tanto maggiore quanto più elevata è l'aliquota dei sovraccarichi gravanti su esso. A titolo di esempio si possono esaminare due situazioni tipiche. Il pilastro 1, d'angolo, è soggetto principalmente a carichi fissi (tompagno e peso proprio degli elementi strutturali). Alla base lo sforzo normale minimo vale 36.64 t, cioè l'88% dello sforzo massimo. Il pilastro 12, invece, porta una ampia zona di sbalzo (per il quale circa la metà del carico è accidentale). Lo sforzo normale minimo alla base vale 59.18 t, cioè il 77% di quello massimo.

In definitiva, nel caso in esame si ritiene sufficientemente cautelativo assumere come sforzo normale minimo provocato dai carichi verticali un'aliquota di quello massimo, pari a circa il 70%.

CAPITOLO VII

LE AZIONI ORIZZONTALI

7.1. Massa dell'impalcato.

Si riporta di seguito l'analisi delle masse (o pesi) totali in corrispondenza di ciascun impalcato.

VI IMPALCATO - torrino scale

solaio	36.0 m ²	13.32 t	132.2 kN
cornicione	12.0 m	5.04 t	50.4 kN
travi 30x50	24 m	8.40 t	84.0 kN
travi a spessore	3 m	0.48 t	4.8 kN
tompagno inf.	27 m x 0.5	8.10 t	81.0 kN
pilastrini inf. 30x40	6 x 0.5	2.34 t	23.4 kN
TOTALE		37.68 t	376.8 kN

V IMPALCATO - copertura

solaio	239.2 m ²	117.21 t	1172.1 kN
sbalzi	60.3 m ²	25.33 t	253.3 kN
cornicione	13.3 m ²	5.59 t	55.9 kN
scala	19.1 m ²	17.19 t	171.9 kN
travi 30x50	121 m	42.35 t	423.5 kN
travi 60x22	50 m	8.00 t	80.0 kN
tompagno sup.	27 m x 0.5	8.10 t	81.0 kN
tompagno inf.	0.9x86 m x 0.5	23.22 t	232.2 kN
tramezzi inf.	0.8x78 m x 0.5	9.36 t	93.6 kN
pilastrini sup. 30x40	6 x 0.5	2.34 t	23.4 kN
pilastrini inf. 30x70	27 x 0.5	18.36 t	183.6 kN
TOTALE		277.05 t	2770.5 kN

IV, III, II IMPALCATO - piano tipo

solaio	239.2 m ²	112.42 t	1124.2 kN
sbalzi	60.3 m ²	33.17 t	331.7 kN
scala	24.0 m ²	21.60 t	216.0 kN
travi 30x60	121 m	50.82 t	508.2 kN
travi 60x22	50 m	8.00 t	80.0 kN
tompagno sup.	0.9x86 m x 0.5	23.22 t	232.2 kN
tompagno inf.	0.9x86 m x 0.5	23.22 t	232.2 kN
tramezzi sup.	0.8x78 m x 0.5	9.36 t	93.6 kN
tramezzi inf.	0.8x78 m x 0.5	9.36 t	93.6 kN
pilastrini sup. 30x70	27 x 0.5	18.36 t	183.6 kN
pilastrini inf. 30x70	27 x 0.5	18.36 t	183.6 kN
TOTALE		327.89 t	3278.9 kN

I IMPALCATO - piano terra

solaio	239.2 m ²	112.42 t	1124.2 kN
scala	24.0 m ²	21.60 t	216.0 kN
travi 30x60	121 m	50.82 t	508.2 kN
travi 60x22	50 m	8.00 t	80.0 kN
tompagno sup.	0.9x86 m x 0.5	23.22 t	232.2 kN
tompagno inf.	0.9x86 m x 0.5	23.22 t	232.2 kN
tramezzi sup.	0.8x78 m x 0.5	9.36 t	93.6 kN
tramezzi inf.	0.8x78 m x 0.5	9.36 t	93.6 kN
pilastrini sup. 30x70	27 x 0.5	18.36 t	183.6 kN
pilastrini inf. 30x70	27 x 0.5	21.20 t	212.0 kN
TOTALE		297.56 t	2975.6 kN

Per un controllo di massima dei valori ottenuti, si calcola il peso medio a metro quadro di impalcato. Si ottiene:

impalcato	superficie	peso medio	
VI	48.0 m ²	790 kgm ⁻²	7.9 kNm ⁻²
V	331.9 m ²	830 kgm ⁻²	8.3 kNm ⁻²
IV,III,II	323.5 m ²	1010 kgm ⁻²	10.1 kNm ⁻²
I	263.2 m ²	1130 kgm ⁻²	11.3 kNm ⁻²

Questi valori sono logici (minori in copertura, maggiori al piano tipo, massimi al piano terra) e rientrano sostanzialmente nei limiti orientativi indicati nella prima parte del testo.

7.2. Baricentro delle masse.

Per individuare la posizione planimetrica del baricentro delle masse, si utilizza un sistema di riferimento cartesiano ortogonale x-y, la cui origine è posta nello spigolo inferiore sinistro del fabbricato (e del pilastro 21), l'asse x è orientato da sinistra verso destra e l'asse y dal basso verso l'alto.

Sulla base delle considerazioni fatte nella prima parte, si assume che il baricentro delle masse di ciascun impalcato coincida con il baricentro geometrico dell'impalcato stesso.

Questo può essere agevolmente calcolato scomponendo la figura in più rettangoli (ed eventualmente anche triangoli, quando non tutti i lati della pianta sono paralleli agli assi coordinati). Per ciascuno di essi è determinabile l'area e la posizione del baricentro, e quindi anche il momento statico rispetto agli assi. Le coordinate del baricentro globale della figura si otterranno come rapporto tra la somma dei momenti statici e la somma delle aree.

In alternativa, la pianta può essere scomposta in triangoli, congiungendo ciascuno spigolo con un punto assegnato (per esempio l'origine degli assi). L'area ed il baricentro di ogni triangolo sono esprimibili analiticamente in funzione delle coordinate dei suoi vertici. Da esse può quindi ottenersi l'area totale e la posizione del baricentro dell'intera figura. Questo secondo procedimento comporta una maggiore quantità di calcoli e non è consigliabile per una applicazione manuale; esso però è facilmente automatizzabile e può essere vantaggiosamente adottato da chi usa un personal computer o anche solo una calcolatrice programmabile.

Si riporta di seguito il dettaglio dei calcoli svolti per determinare la posizione del baricentro del sesto e del quinto impalcato. Per ciascuno di essi un disegno in scala mostra gli assi coordinati, il contorno della figura, i rettangoli in cui essa è stata scomposta (2 per il sesto impalcato, 6 per il quinto), nonché la posizione del suo baricentro. Si noti, in particolare, che nel caso del quinto impalcato si è adottata una suddivisione che prevede un'area negativa (la sesta) per diminuire il numero di rettangoli necessari.

I valori delle coordinate del baricentro degli altri impalcati sono stati invece ottenuti mediante il programma illustrato nella terza parte del testo. Anche per essi si riporta un disegno in scala, contenente il contorno della figura e la posizione del suo baricentro, per consentirne la visualizzazione ed un controllo "ad occhio".

VI IMPALCATO - torrino scale

rettangolo	lato x	lato y	Area (m ²)	Baricentro		Momento statico	
	(m)	(m)		x(m)	y(m)	Sy(m ³)	Sx(m ³)
1	1.80	3.50	6.30	7.10	7.55	44.73	47.57
2	4.30	9.70	41.71	10.15	4.45	423.36	185.61
TOTALE			48.01			468.09	233.18

Coordinate del baricentro:

$$x = 468.09 / 48.01 = 9.75 \text{ m}$$

$$y = 233.18 / 48.01 = 4.86 \text{ m}$$

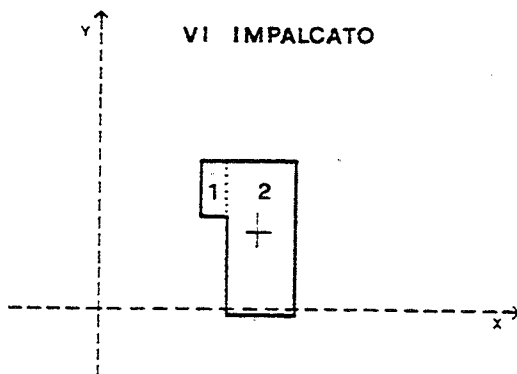


FIG.10

V IMPALCATO - copertura

rettangolo	lato x	lato y	Area (m ²)	Baricentro		Momento statico	
	(m)	(m)		x(m)	y(m)	Sy(m ³)	Sx(m ³)
1	9.60	12.00	115.20	4.40	10.40	506.88	1198.08
2	2.30	4.50	10.35	10.35	6.65	107.12	68.83
3	11.30	5.90	66.67	17.15	7.35	1143.39	490.02
4	0.40	4.90	1.96	23.00	6.85	45.08	13.43
5	25.60	5.80	148.48	11.40	1.50	1692.67	222.72
6	2.70	1.40	-3.78	10.15	-0.70	-38.37	2.65
TOTALE			338.88			3456.77	1995.73

Coordinate del baricentro:

$$x = 3456.77 / 338.88 = 10.20 \text{ m}$$

$$y = 1995.73 / 338.88 = 5.89 \text{ m}$$

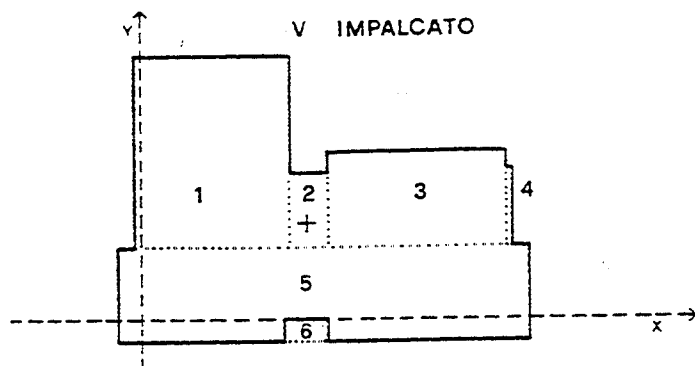


FIG.11

IV, III, II IMPALCATO - piano tipo

Coordinate del baricentro:

$$\bar{x} = 10.35 \text{ m}$$

$$y = 5.64 \text{ m}$$

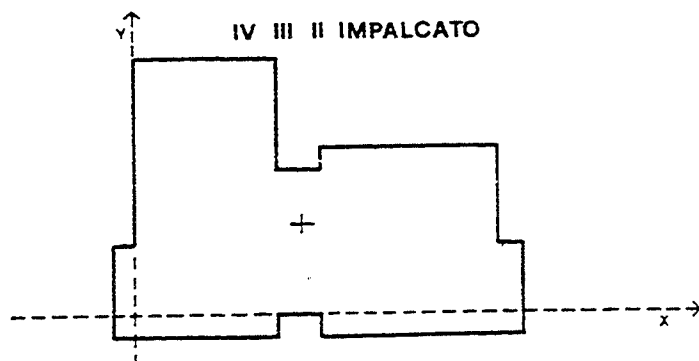


FIG.12

I IMPALCATO - piano terra

Coordinate del baricentro:

$$x = 9.75 \text{ m}$$

$$y = 6.33 \text{ m}$$

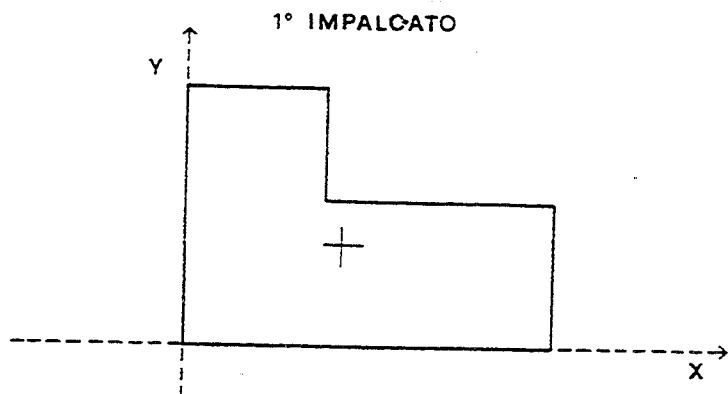


FIG.13

7.3. Forze orizzontali.

I coefficienti che definiscono lo spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale valgono:

- $C = 0.07$ perché l'edificio è sito in zona con grado di sismicità $S=9$;
- $R = 1$ perché non si è espressamente valutato il periodo proprio di oscillazione della struttura;
- $\epsilon = 1$ perché il terreno su cui gravano le fondazioni dell'edificio non è particolarmente comprimibile;
- $\beta = 1$ perché l'edificio ha una struttura intelaiata senza pareti irrigidenti;
- $I = 1$ perché l'edificio è destinato ad uso abitativo.

Le quote degli impalcati rispetto allo spiccatto di fondazione ed i loro pesi totali valgono:

piano 6	$h = 19.60 \text{ m}$	$W = 37.68 \text{ t}$	376.8 kN
piano 5	$h = 16.40 \text{ m}$	$W = 277.05 \text{ t}$	2770.5 kN
piano 4	$h = 13.20 \text{ m}$	$W = 327.89 \text{ t}$	3278.9 kN
piano 3	$h = 10.00 \text{ m}$	$W = 327.89 \text{ t}$	3278.9 kN
piano 2	$h = 6.80 \text{ m}$	$W = 327.89 \text{ t}$	3278.9 kN
piano 1	$h = 3.60 \text{ m}$	$W = 297.56 \text{ t}$	2975.6 kN

Applicando le formule previste dal regolamento per l'analisi statica, si ottengono i seguenti valori:

piano 6	$\gamma = 1.932$	$F = 5.10 \text{ t}$	51.0 kN
piano 5	$\gamma = 1.617$	$F = 31.35 \text{ t}$	313.5 kN
piano 4	$\gamma = 1.301$	$F = 29.87 \text{ t}$	298.7 kN
piano 3	$\gamma = 0.986$	$F = 22.63 \text{ t}$	226.3 kN
piano 2	$\gamma = 0.670$	$F = 15.39 \text{ t}$	153.9 kN
piano 1	$\gamma = 0.355$	$F = 7.39 \text{ t}$	73.9 kN

Per un controllo della correttezza di applicazione delle formule, si calcola la somma dei pesi degli impalcati e la somma delle forze e si verifica che quest'ultima sia pari a $C R \epsilon \beta I$ volte la prima.

Si ha :

Somma dei pesi degli impalcati	$SW = 1595.96 \text{ t}$	15959.6 kN
Somma delle forze orizzontali	$SF = 111.73 \text{ t}$	1117.3 kN
e inoltre:	$C R \epsilon \beta I \times SW = 111.72 \text{ t}$	1117.2 kN

L'uguaglianza è pertanto verificata, a meno degli inevitabili errori di arrotondamento.

CAPITOLO VIII

LO SCHEMA GEOMETRICO

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

La fondazione che si intende realizzare per l'edificio in esame, e che verrà analizzata dettagliatamente in seguito, si presenta sufficientemente rigida da consentire l'ipotesi che i suoi cedimenti verticali e rotazionali abbiano effetto trascurabile sulla struttura in elevazione. Si considera pertanto per quest'ultima un modello geometrico con vincoli fissi (incastrati perfetti) alla base. La correttezza dell'ipotesi ora effettuata andrà controllata una volta effettuata la risoluzione dello schema.

8.2. La struttura in elevazione.

I pilastri sono sostanzialmente allineati in pianta nella direzione dei due assi x ed y già definiti nel capitolo precedente. Trascurando le interazioni flesso-torsionali tra travi perpendicolari e la deformazione estensionale dei pilastri, si schematizza la struttura con due insiemi di telai piani; 5 di essi sono paralleli alla direzione x e 7 alla direzione y .

Poiché la scala è realizzata mediante una soletta rampante, col pianerottolo di riposo che scarica su una trave posta a livello dell'impalcato, tutti i telai sono a maglie rettangolari. Il loro schema geometrico è riportato nelle due pagine seguenti (fig.14 e 15).

TELAJ IN DIREZIONE X

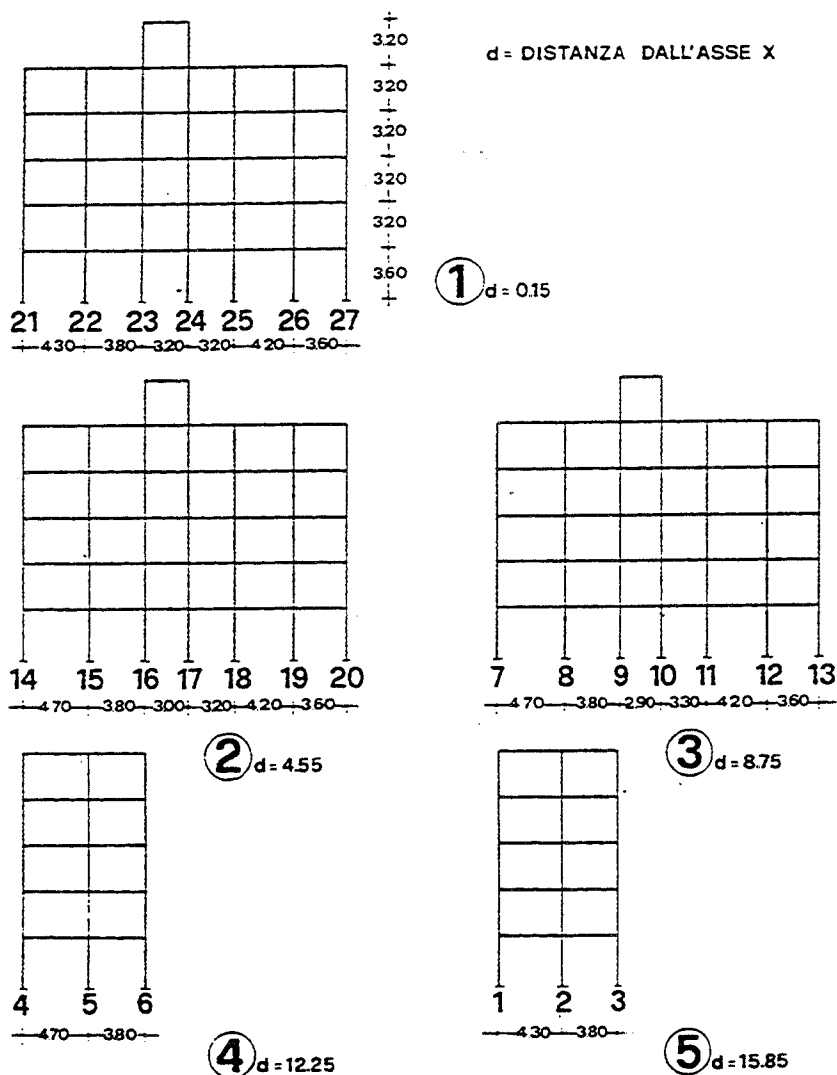


FIG.14

TELAI IN DIREZIONE Y

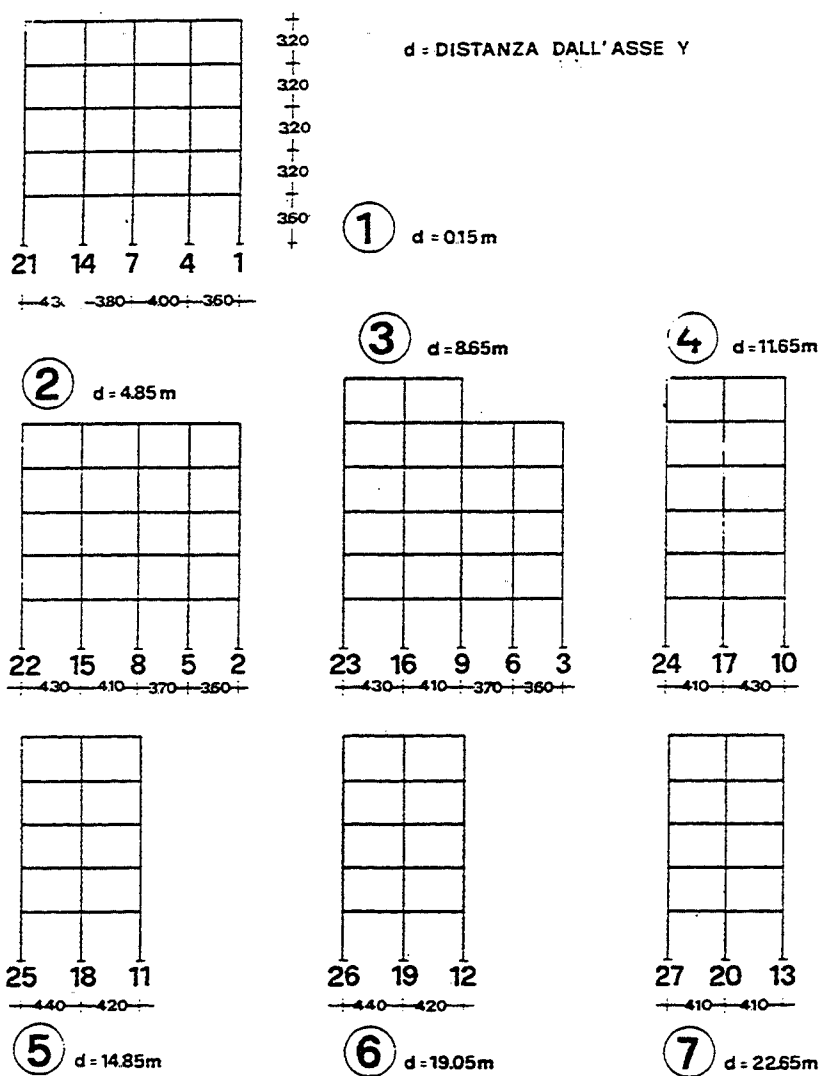


FIG.15

Le dimensioni delle aste sono state già definite nella fase iniziale. Occorre però ricordare che in adiacenza alle travi esiste sempre una fascia piena di solaio. È quindi più coerente assumere per essa una sezione a T. Non pochi progettisti adottano invece nel calcolo una sezione rettangolare. Il problema è più complesso di quanto possa apparire, perché nella realtà la sezione delle travi si parzializza per effetto della flessione ed il suo momento d'inerzia andrebbe a rigore calcolato tenendo conto della sola zona compressa, nonché delle armature. La schematizzazione a T comporta un maggior contributo delle travi e quindi maggiori sollecitazioni in esse, mentre alla scelta contraria consegue un incremento delle sollecitazioni di calcolo nei pilastri. Alla base della scelta si può perciò spesso vedere una maggiore preoccupazione del progettista nei riguardi delle travi o dei pilastri. In seguito si cercherà di quantizzare numericamente la differenza tra tali alternative. Nell'esempio in esame si opta per lo schema di sezione rettangolare.

Per ciascun telaio è indicata in figura anche la distanza dall'asse cui è parallelo. In realtà, gli assi dei pilastri che costituiscono ciascun telaio presentano in genere scarti modesti (dell'ordine di alcune decine di centimetri) rispetto ad un allineamento rigoroso in pianta. Si è pertanto valutata per il piano del telaio una posizione media, baricentrica rispetto ai momenti d'inerzia delle sezioni dei pilastri e quindi in pratica coincidente con quella dei pilastri di inerzia massima.

8.3. Gli elementi non strutturali.

I tompani ed i tramezzi sono realizzati con mattoni forati ed hanno quindi una rigidezza non molto elevata. Per tale motivo si ritiene corretto non tenerne espressamente conto nella definizione dello schema geometrico, pur non prescrivendone il distacco dalla struttura. I particolari costruttivi che si definiranno per i nodi trave-pilastro dovrebbero essere sufficienti ad assorbire le eventuali azioni concentrate, di entità non elevata, trasmesse dai tompani.

Della variazione di assorbimento delle forze sismiche da parte dei telai tompanati si terrà invece espressamente conto, sia pure con schemi limite molto a vantaggio di sicurezza, nel verificare ed armare l'impalcato.

CAPITOLO IX

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI

9.1. Schema iniziale.

Come primo passo per la risoluzione dello schema spaziale soggetto a forze orizzontali, si è effettuato il calcolo di due schemi piani, equivalenti a meno della rotazione allo schema spaziale (telai spaziali traslanti). Ciascuno è costituito da tutti i telai paralleli ad una direzione, collegati tra loro a livello degli impalcati da pendoli inestensibili.

Per semplicità, nel definire geometricamente questi schemi si è preferito trascurare la presenza del torrino scale. L'errore che si commette è modesto e solo locale, dato il basso numero di pilastri trascurati (solo sei) ed il fatto che essi sono posti al piano superiore, nel quale l'effetto sismico è minore. È invece importante non dimenticare la forza orizzontale competente al torrino, il cui effetto si risente fino alla base dell'edificio; essa è stata direttamente sommata a quella del quinto impalcato.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione si è utilizzato il programma, valido per telai piani a maglie rettangolari con aste estensionalmente indeformabili, illustrato nella terza parte del testo. I pendoli sono stati schematizzati come travi di sezione nulla. La loro lunghezza, ininfluyente ai fini del calcolo, è stata scelta pari ad un metro. I dati geometrici, i carichi orizzontali applicati ed i risultati ottenuti sono riportati nelle pagine seguenti.

TELAJ IN DIREZIONE X

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.60

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
21 - 22	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
22 - 23	3.80	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
23 - 24	3.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
24 - 25	3.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
25 - 26	4.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
26 - 27	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
27 - 14	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
14 - 15	4.70	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				

15 - 16	3.80	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
16 - 17	3.00	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
17 - 18	3.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
18 - 19	4.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
19 - 20	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
20 - 7	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
7 - 8	4.70	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
8 - 9	3.80	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
9 - 10	2.90	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
10 - 11	3.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
11 - 12	4.20	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
12 - 13	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
13 - 4	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				

4 - 5	4.70	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
5 - 6	3.80	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
6 - 1	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
1 - 2	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
2 - 3	3.80	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano	B	H	inerzia	piano	B	H	inerzia
		(m)	(m)	(m ⁴)		(m)	(m)	(m ⁴)
21	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
22	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
23	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
24	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
25	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
26	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

27	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
14	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
15	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
16	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
17	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
18	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
19	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
20	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
7	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
8	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
9	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
10	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
11	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

12	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
13	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
4	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
5	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
6	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
1	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
2	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
3	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CARICHI

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	36.45
4	29.87
3	22.63
2	15.39
1	7.39

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	9.832
4	8.762
3	7.086
2	4.857
1	2.293

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
21 - 22	5	2.43	-2.25	-1.09	-1.09
21 - 22	4	6.06	-5.65	-2.72	-2.72
21 - 22	3	8.91	-8.26	-3.99	-3.99
21 - 22	2	10.94	-10.20	-4.92	-4.92
21 - 22	1	11.88	-10.82	-5.28	-5.28
22 - 23	5	2.37	-2.39	-1.25	-1.25
22 - 23	4	5.97	-6.02	-3.15	-3.15
22 - 23	3	8.69	-8.77	-4.60	-4.60
22 - 23	2	10.77	-10.85	-5.69	-5.69
22 - 23	1	11.21	-11.38	-5.95	-5.95

23 - 24	5	2.00	-1.14	-0.98	-0.98
23 - 24	4	5.06	-2.92	-2.49	-2.49
23 - 24	3	7.35	-4.18	-3.60	-3.60
23 - 24	2	9.07	-5.17	-4.45	-4.45
23 - 24	1	9.29	-4.86	-4.42	-4.42
24 - 25	5	1.16	-2.03	-1.00	-1.00
24 - 25	4	2.96	-5.14	-2.53	-2.53
24 - 25	3	4.24	-7.46	-3.66	-3.66
24 - 25	2	5.25	-9.22	-4.52	-4.52
24 - 25	1	4.95	-9.46	-4.50	-4.50
25 - 26	5	2.21	-2.21	-1.05	-1.05
25 - 26	4	5.56	-5.54	-2.64	-2.64
25 - 26	3	8.12	-8.10	-3.86	-3.86
25 - 26	2	10.02	-9.99	-4.76	-4.76
25 - 26	1	10.60	-10.56	-5.04	-5.04
26 - 27	5	2.12	-1.67	-1.05	-1.05
26 - 27	4	5.35	-4.24	-2.66	-2.66
26 - 27	3	7.76	-6.11	-3.85	-3.85
26 - 27	2	9.61	-7.59	-4.78	-4.78
26 - 27	1	9.85	-7.42	-4.80	-4.80
27 - 14	5	0.00	0.00	0.00	0.00
27 - 14	4	0.00	0.00	0.00	0.00
27 - 14	3	0.00	0.00	0.00	0.00
27 - 14	2	0.00	0.00	0.00	0.00
27 - 14	1	0.00	0.00	0.00	0.00
14 - 15	5	0.37	-0.34	-0.15	-0.15
14 - 15	4	0.63	-0.60	-0.26	-0.26
14 - 15	3	0.91	-0.87	-0.38	-0.38
14 - 15	2	1.11	-1.07	-0.46	-0.46
14 - 15	1	1.24	-1.18	-0.52	-0.52
15 - 16	5	0.38	-0.38	-0.20	-0.20
15 - 16	4	0.71	-0.71	-0.37	-0.37
15 - 16	3	1.02	-1.01	-0.54	-0.54
15 - 16	2	1.26	-1.25	-0.66	-0.66
15 - 16	1	1.37	-1.36	-0.72	-0.72
16 - 17	5	0.38	-0.28	-0.22	-0.22
16 - 17	4	0.69	-0.49	-0.40	-0.40
16 - 17	3	0.99	-0.70	-0.56	-0.56
16 - 17	2	1.22	-0.86	-0.69	-0.69
16 - 17	1	1.29	-0.86	-0.72	-0.72
17 - 18	5	1.60	-2.23	-1.20	-1.20
17 - 18	4	4.23	-5.70	-3.10	-3.10
17 - 18	3	6.07	-8.26	-4.48	-4.48
17 - 18	2	7.54	-10.23	-5.55	-5.55
17 - 18	1	7.27	-10.45	-5.53	-5.53

18 - 19	5	2.19	-2.19	-1.04	-1.04
18 - 19	4	5.48	-5.51	-2.62	-2.62
18 - 19	3	8.01	-8.05	-3.82	-3.82
18 - 19	2	9.88	-9.93	-4.72	-4.72
18 - 19	1	10.44	-10.49	-4.98	-4.98
19 - 20	5	2.12	-1.67	-1.05	-1.05
19 - 20	4	5.35	-4.25	-2.67	-2.67
19 - 20	3	7.77	-6.11	-3.86	-3.86
19 - 20	2	9.61	-7.59	-4.78	-4.78
19 - 20	1	9.87	-7.43	-4.80	-4.80
20 - 7	5	0.00	0.00	0.00	0.00
20 - 7	4	0.00	0.00	0.00	0.00
20 - 7	3	0.00	0.00	0.00	0.00
20 - 7	2	0.00	0.00	0.00	0.00
20 - 7	1	0.00	0.00	0.00	0.00
7 - 8	5	0.37	-0.35	-0.15	-0.15
7 - 8	4	0.63	-0.61	-0.26	-0.26
7 - 8	3	0.92	-0.88	-0.38	-0.38
7 - 8	2	1.12	-1.08	-0.47	-0.47
7 - 8	1	1.26	-1.21	-0.52	-0.52
8 - 9	5	0.31	-0.22	-0.14	-0.14
8 - 9	4	0.56	-0.39	-0.25	-0.25
8 - 9	3	0.80	-0.55	-0.36	-0.36
8 - 9	2	0.99	-0.69	-0.44	-0.44
8 - 9	1	1.06	-0.69	-0.46	-0.46
9 - 10	5	1.68	-2.32	-1.38	-1.38
9 - 10	4	4.41	-5.93	-3.57	-3.57
9 - 10	3	6.32	-8.59	-5.14	-5.14
9 - 10	2	7.85	-10.64	-6.37	-6.37
9 - 10	1	7.53	-10.77	-6.31	-6.31
10 - 11	5	2.62	-2.64	-1.60	-1.60
10 - 11	4	6.60	-6.65	-4.02	-4.02
10 - 11	3	9.61	-9.68	-5.85	-5.85
10 - 11	2	11.89	-11.99	-7.24	-7.24
10 - 11	1	12.38	-12.45	-7.52	-7.52
11 - 12	5	2.13	-2.17	-1.02	-1.02
11 - 12	4	5.36	-5.45	-2.57	-2.57
11 - 12	3	7.81	-7.96	-3.75	-3.75
11 - 12	2	9.66	-9.83	-4.64	-4.64
11 - 12	1	10.09	-10.34	-4.86	-4.86
12 - 13	5	2.12	-1.67	-1.05	-1.05
12 - 13	4	5.36	-4.25	-2.67	-2.67
12 - 13	3	7.78	-6.11	-3.86	-3.86
12 - 13	2	9.63	-7.59	-4.78	-4.78
12 - 13	1	9.89	-7.43	-4.81	-4.81

13 - 4	5	0.00	0.00	0.00	0.00
13 - 4	4	0.00	0.00	0.00	0.00
13 - 4	3	0.00	0.00	0.00	0.00
13 - 4	2	0.00	0.00	0.00	0.00
13 - 4	1	0.00	0.00	0.00	0.00
4 - 5	5	0.37	-0.34	-0.15	-0.15
4 - 5	4	0.63	-0.60	-0.26	-0.26
4 - 5	3	0.91	-0.86	-0.38	-0.38
4 - 5	2	1.11	-1.06	-0.46	-0.46
4 - 5	1	1.24	-1.17	-0.51	-0.51
5 - 6	5	0.41	-0.44	-0.22	-0.22
5 - 6	4	0.74	-0.76	-0.40	-0.40
5 - 6	3	1.06	-1.10	-0.57	-0.57
5 - 6	2	1.30	-1.35	-0.70	-0.70
5 - 6	1	1.43	-1.50	-0.77	-0.77
6 - 1	5	0.00	0.00	0.00	0.00
6 - 1	4	0.00	0.00	0.00	0.00
6 - 1	3	0.00	0.00	0.00	0.00
6 - 1	2	0.00	0.00	0.00	0.00
6 - 1	1	0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 2	5	2.42	-2.23	-1.08	-1.08
1 - 2	4	6.05	-5.61	-2.71	-2.71
1 - 2	3	8.88	-8.19	-3.97	-3.97
1 - 2	2	10.91	-10.13	-4.89	-4.89
1 - 2	1	11.83	-10.69	-5.24	-5.24
2 - 3	5	2.50	-2.69	-1.37	-1.37
2 - 3	4	6.29	-6.73	-3.43	-3.43
2 - 3	3	9.18	-9.87	-5.01	-5.01
2 - 3	2	11.36	-12.14	-6.18	-6.18
2 - 3	1	11.95	-13.08	-6.59	-6.59

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
21	5	2.43	-1.03	1.08	1.09
21	4	5.04	-2.84	2.46	3.81
21	3	6.08	-4.57	3.33	7.81
21	2	6.37	-5.48	3.71	12.72
21	1	6.40	-14.58	5.83	18.00
22	5	4.62	-3.44	2.52	0.16
22	4	8.19	-6.50	4.59	0.59
22	3	10.45	-9.14	6.12	1.20
22	2	11.82	-11.61	7.32	1.97
22	1	10.42	-16.59	7.50	2.63

23	5	4.39	-3.20	2.37	-0.27
23	4	7.87	-6.11	4.37	-0.93
23	3	10.00	-8.70	5.85	-1.92
23	2	11.21	-10.82	6.89	-3.16
23	1	9.85	-16.31	7.27	-4.58
24	5	2.30	-2.27	1.43	0.01
24	4	3.62	-3.59	2.25	0.05
24	3	4.82	-4.80	3.01	0.10
24	2	5.62	-5.71	3.54	0.17
24	1	4.10	-4.14	2.29	0.25
25	5	4.25	-3.04	2.28	0.05
25	4	7.66	-5.87	4.23	0.17
25	3	9.71	-8.38	5.65	0.37
25	2	10.85	-10.44	6.65	0.62
25	1	9.62	-16.19	7.17	1.15
26	5	4.32	-3.12	2.33	-0.00
26	4	7.77	-6.00	4.30	0.02
26	3	9.86	-8.55	5.75	0.01
26	2	11.05	-10.66	6.78	0.02
26	1	9.76	-16.26	7.23	-0.22
27	5	1.67	-1.55	1.01	-1.05
27	4	2.69	-2.55	1.64	-3.71
27	3	3.56	-3.44	2.19	-7.57
27	2	4.15	-4.21	2.61	-12.34
27	1	3.21	-3.69	1.92	-17.14
14	5	0.37	-0.01	0.12	0.15
14	4	0.62	-0.18	0.25	0.41
14	3	0.73	-0.43	0.36	0.79
14	2	0.68	-0.44	0.35	1.25
14	1	0.80	-2.49	0.91	1.77
15	5	0.72	-0.33	0.33	0.05
15	4	0.98	-0.63	0.50	0.16
15	3	1.25	-0.98	0.70	0.32
15	2	1.34	-1.22	0.80	0.52
15	1	1.32	-2.75	1.13	0.72
16	5	0.76	-0.37	0.35	0.02
16	4	1.03	-0.68	0.53	0.04
16	3	1.32	-1.05	0.74	0.06
16	2	1.42	-1.29	0.85	0.10
16	1	1.36	-2.77	1.15	0.10
17	5	1.88	-1.77	1.14	0.98
17	4	2.95	-2.85	1.81	3.68
17	3	3.92	-3.82	2.42	7.60
17	2	4.58	-4.65	2.88	12.46
17	1	3.47	-3.83	2.03	17.28

18	5	4.42	-3.24	2.39	-0.15
18	4	7.93	-6.19	4.41	-0.64
18	3	10.09	-8.79	5.90	-1.29
18	2	11.32	-10.94	6.96	-2.13
18	1	9.94	-16.35	7.30	-2.68
19	5	4.31	-3.11	2.32	0.01
19	4	7.75	-5.98	4.29	0.06
19	3	9.84	-8.52	5.74	0.09
19	2	11.02	-10.62	6.76	0.15
19	1	9.73	-16.25	7.22	-0.03
20	5	1.67	-1.55	1.01	-1.05
20	4	2.69	-2.55	1.64	-3.72
20	3	3.56	-3.44	2.19	-7.57
20	2	4.15	-4.22	2.61	-12.35
20	1	3.21	-3.70	1.92	-17.15
7	5	0.37	-0.01	0.12	0.15
7	4	0.62	-0.18	0.25	0.42
7	3	0.73	-0.44	0.36	0.80
7	2	0.68	-0.45	0.35	1.27
7	1	0.81	-2.49	0.92	1.79
8	5	0.66	-0.27	0.29	-0.01
8	4	0.91	-0.53	0.45	-0.03
8	3	1.15	-0.87	0.63	-0.05
8	2	1.21	-1.05	0.71	-0.08
8	1	1.21	-2.70	1.08	-0.14
9	5	1.90	-1.80	1.16	1.24
9	4	3.00	-2.90	1.84	4.55
9	3	3.98	-3.89	2.46	9.34
9	2	4.64	-4.71	2.92	15.27
9	1	3.51	-3.84	2.04	21.12
10	5	4.95	-3.83	2.74	0.22
10	4	8.70	-7.06	4.92	0.67
10	3	11.14	-9.91	6.58	1.37
10	2	12.61	-12.33	7.80	2.23
10	1	10.82	-16.79	7.67	3.45
11	5	4.77	-3.61	2.62	-0.57
11	4	8.40	-6.74	4.73	-2.01
11	3	10.75	-9.48	6.32	-4.11
11	2	12.17	-11.94	7.53	-6.70
11	1	10.61	-16.68	7.58	-9.37
12	5	4.29	-3.09	2.31	0.03
12	4	7.72	-5.94	4.27	0.12
12	3	9.80	-8.49	5.71	0.23
12	2	10.97	-10.55	6.72	0.37
12	1	9.68	-16.22	7.20	0.32

13	5	1.67	-1.55	1.01	-1.05
13	4	2.69	-2.55	1.64	-3.72
13	3	3.56	-3.44	2.19	-7.58
13	2	4.15	-4.22	2.62	-12.36
13	1	3.21	-3.70	1.92	-17.18
4	5	0.37	-0.01	0.12	0.15
4	4	0.62	-0.18	0.25	0.41
4	3	0.73	-0.43	0.36	0.79
4	2	0.68	-0.44	0.35	1.25
4	1	0.80	-2.49	0.91	1.76
5	5	0.75	-0.35	0.34	0.07
5	4	1.00	-0.64	0.51	0.21
5	3	1.28	-1.00	0.71	0.40
5	2	1.37	-1.25	0.82	0.64
5	1	1.35	-2.76	1.14	0.89
6	5	0.44	-0.08	0.16	-0.22
6	4	0.69	-0.27	0.30	-0.62
6	3	0.83	-0.54	0.43	-1.19
6	2	0.81	-0.60	0.44	-1.89
6	1	0.90	-2.54	0.96	-2.66
1	5	2.42	-1.02	1.07	1.08
1	4	5.03	-2.82	2.45	3.79
1	3	6.06	-4.55	3.32	7.76
1	2	6.36	-5.45	3.69	12.56
1	1	6.37	-14.57	5.82	17.89
2	5	4.73	-3.56	2.59	0.28
2	4	8.35	-6.70	4.70	1.00
2	3	10.68	-9.37	6.26	2.04
2	2	12.12	-11.96	7.52	3.33
2	1	10.68	-16.72	7.51	4.68
3	5	2.69	-1.31	1.25	-1.37
3	4	5.41	-3.27	2.71	-4.79
3	3	6.60	-5.11	3.66	-9.81
3	2	7.02	-6.21	4.14	-15.99
3	1	6.87	-14.82	6.02	-22.58

TELAI IN DIREZIONE Y

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.60

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
21 - 14	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
14 - 7	3.80	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
7 - 4	4.00	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
4 - 1	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
1 - 22	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
22 - 15	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
15 - 8	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
8 - 5	3.70	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

5 - 2	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
2 - 23	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	-0.00	0.000000				
23 - 16	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
16 - 9	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
9 - 6	3.70	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
6 - 3	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
3 - 24	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
24 - 17	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
17 - 10	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
10 - 25	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
25 - 18	4.40	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
18 - 11	4.20	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
11 - 26	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				

26 - 19	4.40	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
19 - 12	4.20	5	0.60	0.22	0.000532	4	0.60	0.22	0.000532
		3	0.60	0.22	0.000532	2	0.60	0.22	0.000532
		1	0.60	0.22	0.000532				
12 - 27	1.00	5	0.00	0.00	0.000000	4	0.00	0.00	0.000000
		3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.00	0.00	0.000000				
27 - 20	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
20 - 13	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano	B	H	inerzia	piano	B	H	inerzia
		(m)	(m)	(m ⁴)		(m)	(m)	(m ⁴)
21	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
14	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
7	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
4	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
1	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
22	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				

15	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
8	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
5	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
2	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
23	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
16	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
9	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
6	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
3	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
24	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
17	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
10	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
25	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				

18	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
11	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
26	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
19	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
12	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
27	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
20	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
13	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CARICHI

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	36.45
4	29.87
3	22.63
2	15.39
1	7.39

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	9.417
4	8.385
3	6.776
2	4.639
1	2.126

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
21 - 14	5	1.47	-1.78	-0.76	-0.76
21 - 14	4	3.72	-4.48	-1.91	-1.91
21 - 14	3	5.36	-6.49	-2.75	-2.75
21 - 14	2	6.64	-8.01	-3.41	-3.41
21 - 14	1	6.55	-8.23	-3.44	-3.44
14 - 7	5	2.33	-2.30	-1.22	-1.22
14 - 7	4	5.84	-5.76	-3.05	-3.05
14 - 7	3	8.50	-8.38	-4.44	-4.44
14 - 7	2	10.48	-10.35	-5.48	-5.48
14 - 7	1	11.00	-10.78	-5.73	-5.73

7 - 4	5	2.17	-2.19	-1.09	-1.09
7 - 4	4	5.45	-5.50	-2.74	-2.74
7 - 4	3	7.92	-8.00	-3.98	-3.98
7 - 4	2	9.79	-9.87	-4.91	-4.91
7 - 4	1	10.19	-10.34	-5.13	-5.13
4 - 1	5	2.03	-1.60	-1.01	-1.01
4 - 1	4	5.12	-4.07	-2.55	-2.55
4 - 1	3	7.41	-5.85	-3.68	-3.68
4 - 1	2	9.16	-7.26	-4.56	-4.56
4 - 1	1	9.37	-7.08	-4.57	-4.57
1 - 22	5	0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 22	4	0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 22	3	0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 22	2	0.00	0.00	0.00	0.00
1 - 22	1	0.00	0.00	0.00	0.00
22 - 15	5	1.47	-1.80	-0.76	-0.76
22 - 15	4	3.74	-4.52	-1.92	-1.92
22 - 15	3	5.38	-6.56	-2.77	-2.77
22 - 15	2	6.67	-8.09	-3.43	-3.43
22 - 15	1	6.58	-8.33	-3.47	-3.47
15 - 8	5	2.18	-2.14	-1.05	-1.05
15 - 8	4	5.46	-5.37	-2.64	-2.64
15 - 8	3	7.96	-7.80	-3.84	-3.84
15 - 8	2	9.81	-9.64	-4.74	-4.74
15 - 8	1	10.31	-10.05	-4.97	-4.97
8 - 5	5	2.33	-2.35	-1.27	-1.27
8 - 5	4	5.86	-5.88	-3.17	-3.17
8 - 5	3	8.52	-8.56	-4.61	-4.61
8 - 5	2	10.52	-10.56	-5.70	-5.70
8 - 5	1	10.94	-11.04	-5.94	-5.94
5 - 2	5	2.01	-1.60	-1.00	-1.00
5 - 2	4	5.06	-4.06	-2.53	-2.53
5 - 2	3	7.33	-5.83	-3.66	-3.66
5 - 2	2	9.06	-7.23	-4.52	-4.52
5 - 2	1	9.24	-7.05	-4.53	-4.53
2 - 23	5	0.00	0.00	0.00	0.00
2 - 23	4	0.00	0.00	0.00	0.00
2 - 23	3	0.00	0.00	0.00	0.00
2 - 23	2	0.00	0.00	0.00	0.00
2 - 23	1	0.00	0.00	0.00	0.00
23 - 16	5	1.47	-1.80	-0.76	-0.76
23 - 16	4	3.74	-4.52	-1.92	-1.92
23 - 16	3	5.38	-6.56	-2.77	-2.77
23 - 16	2	6.67	-8.09	-3.43	-3.43
23 - 16	1	6.58	-8.33	-3.47	-3.47

16 - 9	5	2.18	-2.14	-1.05	-1.05
16 - 9	4	5.46	-5.37	-2.64	-2.64
16 - 9	3	7.96	-7.80	-3.84	-3.84
16 - 9	2	9.81	-9.64	-4.74	-4.74
16 - 9	1	10.31	-10.05	-4.97	-4.97
9 - 6	5	2.33	-2.35	-1.27	-1.27
9 - 6	4	5.86	-5.88	-3.17	-3.17
9 - 6	3	8.52	-8.56	-4.61	-4.61
9 - 6	2	10.52	-10.56	-5.70	-5.70
9 - 6	1	10.94	-11.04	-5.94	-5.94
6 - 3	5	2.01	-1.60	-1.00	-1.00
6 - 3	4	5.06	-4.06	-2.53	-2.53
6 - 3	3	7.33	-5.83	-3.66	-3.66
6 - 3	2	9.06	-7.23	-4.52	-4.52
6 - 3	1	9.24	-7.05	-4.53	-4.53
3 - 24	5	0.00	0.00	0.00	0.00
3 - 24	4	0.00	0.00	0.00	0.00
3 - 24	3	0.00	0.00	0.00	0.00
3 - 24	2	0.00	0.00	0.00	0.00
3 - 24	1	0.00	0.00	0.00	0.00
24 - 17	5	2.47	-2.33	-1.17	-1.17
24 - 17	4	6.14	-5.81	-2.91	-2.91
24 - 17	3	9.00	-8.49	-4.27	-4.27
24 - 17	2	11.04	-10.45	-5.24	-5.24
24 - 17	1	11.95	-11.14	-5.63	-5.63
17 - 10	5	1.78	-1.47	-0.76	-0.76
17 - 10	4	4.48	-3.73	-1.91	-1.91
17 - 10	3	6.49	-5.36	-2.75	-2.75
17 - 10	2	8.03	-6.65	-3.41	-3.41
17 - 10	1	8.20	-6.54	-3.43	-3.43
10 - 25	5	0.00	0.00	0.00	0.00
10 - 25	4	0.00	0.00	0.00	0.00
10 - 25	3	0.00	0.00	0.00	0.00
10 - 25	2	0.00	0.00	0.00	0.00
10 - 25	1	0.00	0.00	0.00	0.00
25 - 18	5	0.38	-0.35	-0.16	-0.16
25 - 18	4	0.64	-0.62	-0.29	-0.29
25 - 18	3	0.93	-0.89	-0.41	-0.41
25 - 18	2	1.13	-1.09	-0.50	-0.50
25 - 18	1	1.26	-1.19	-0.56	-0.56
18 - 11	5	0.36	-0.39	-0.18	-0.18
18 - 11	4	0.65	-0.67	-0.31	-0.31
18 - 11	3	0.93	-0.97	-0.45	-0.45
18 - 11	2	1.14	-1.18	-0.55	-0.55
18 - 11	1	1.25	-1.31	-0.61	-0.61

11 - 26	5	0.00	0.00	0.00	0.00
11 - 26	4	0.00	0.00	0.00	0.00
11 - 26	3	0.00	0.00	0.00	0.00
11 - 26	2	0.00	0.00	0.00	0.00
11 - 26	1	0.00	0.00	0.00	0.00
26 - 19	5	0.38	-0.35	-0.16	-0.16
26 - 19	4	0.64	-0.62	-0.29	-0.29
26 - 19	3	0.93	-0.89	-0.41	-0.41
26 - 19	2	1.13	-1.09	-0.50	-0.50
26 - 19	1	1.26	-1.19	-0.56	-0.56
19 - 12	5	0.36	-0.39	-0.18	-0.18
19 - 12	4	0.65	-0.67	-0.31	-0.31
19 - 12	3	0.93	-0.97	-0.45	-0.45
19 - 12	2	1.14	-1.18	-0.55	-0.55
19 - 12	1	1.25	-1.31	-0.61	-0.61
12 - 27	5	0.00	0.00	0.00	0.00
12 - 27	4	0.00	0.00	0.00	0.00
12 - 27	3	0.00	0.00	0.00	0.00
12 - 27	2	0.00	0.00	0.00	0.00
12 - 27	1	0.00	0.00	0.00	0.00
27 - 20	5	2.14	-2.26	-1.15	-1.15
27 - 20	4	6.07	-5.66	-2.86	-2.86
27 - 20	3	8.89	-8.24	-4.18	-4.18
27 - 20	2	10.91	-10.18	-5.14	-5.14
27 - 20	1	11.76	-10.70	-5.48	-5.48
20 - 13	5	2.26	-2.44	-1.15	1.15
20 - 13	4	5.66	-6.07	-2.86	-2.86
20 - 13	3	8.24	-8.89	-4.18	-4.18
20 - 13	2	10.18	-10.91	-5.14	-5.14
20 - 13	1	10.70	-11.76	-5.48	-5.48

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
21	5	1.47	-1.34	0.88	0.76
21	4	2.38	-2.22	1.44	2.66
21	3	3.14	-3.00	1.92	5.42
21	2	3.64	-3.70	2.29	8.83
21	1	2.85	-3.42	1.74	12.26
14	5	4.11	-2.96	2.21	0.46
14	4	7.35	-5.65	4.06	1.61
14	3	9.34	-8.08	5.44	3.30
14	2	10.42	-10.05	6.40	5.37
14	1	9.17	-15.43	6.84	7.66

7	5	4.47	-3.35	2.44	-0.13
7	4	7.87	-6.25	4.41	-0.44
7	3	10.05	-8.82	5.89	-0.90
7	2	11.32	-11.10	7.01	-1.47
7	1	9.88	-15.79	7.13	-2.07
4	5	4.23	-3.09	2.29	-0.08
4	4	7.52	-5.85	4.18	-0.27
4	3	9.57	-8.33	5.59	-0.56
4	2	10.70	-10.35	6.58	-0.92
4	1	9.36	-15.53	6.91	-1.48
1	5	1.60	-1.50	0.97	-1.01
1	4	2.58	-2.44	1.57	-3.56
1	3	3.41	-3.29	2.09	-7.25
1	2	3.96	-4.03	2.50	-11.81
1	1	3.05	-3.52	1.83	-16.37
22	5	1.47	-1.35	0.88	0.76
22	4	2.39	-2.23	1.44	2.68
22	3	3.15	-3.01	1.93	5.46
22	2	3.66	-3.71	2.30	8.89
22	1	2.86	-3.42	1.75	12.36
15	5	3.98	-2.82	2.12	0.29
15	4	7.17	-5.44	3.94	1.01
15	3	9.08	-7.81	5.28	2.98
15	2	10.10	-9.70	6.19	3.39
15	1	8.95	-15.32	6.74	4.89
8	5	4.47	-3.36	2.45	0.21
8	4	7.87	-6.26	4.42	0.75
8	3	10.06	-8.83	5.90	1.52
8	2	11.33	-11.11	7.01	2.47
8	1	9.89	-15.79	7.13	3.45
5	5	4.36	-3.24	2.37	-0.26
5	4	7.71	-6.06	4.31	-0.90
5	3	9.83	-8.61	5.76	-1.86
5	2	11.02	-10.70	6.79	-3.04
5	1	9.58	-15.64	7.01	-4.45
2	5	1.60	-1.49	0.96	-1.00
2	4	2.57	-2.43	1.56	-3.54
2	3	3.40	-3.28	2.09	-7.19
2	2	3.95	-4.01	2.49	-11.72
2	1	3.04	-3.51	1.82	-16.24
23	5	1.47	-1.35	0.88	0.76
23	4	2.39	-2.23	1.44	2.68
23	3	3.15	-3.01	1.93	5.46
23	2	3.66	-3.71	2.30	8.89
23	1	2.86	-3.42	1.75	12.36

16	5	3.98	-2.82	2.12	0.29
16	4	7.17	-5.44	3.94	1.01
16	3	9.08	-7.81	5.28	2.08
16	2	10.10	-9.70	6.19	3.39
16	1	8.95	-15.32	6.74	4.89
9	5	4.47	-3.36	2.45	0.21
9	4	7.87	-6.26	4.42	0.75
9	3	10.06	-8.83	5.90	1.52
9	2	11.33	-11.11	7.01	2.47
9	1	9.89	-15.79	7.13	3.45
6	5	4.36	-3.24	2.37	-0.26
6	4	7.71	-6.06	4.31	-0.90
6	3	9.83	-8.61	5.76	-1.86
6	2	11.02	-10.70	6.79	-3.04
6	1	9.58	-15.64	7.01	-4.45
3	5	1.60	-1.49	0.96	-1.00
3	4	2.57	-2.43	1.56	-3.54
3	3	3.40	-3.28	2.09	-7.19
3	2	3.95	-4.01	2.49	-11.72
3	1	3.04	-3.51	1.82	-16.24
24	5	2.47	-1.14	1.13	1.17
24	4	5.00	-2.93	2.48	4.08
24	3	6.07	-4.54	3.35	8.35
24	2	6.40	-5.63	3.76	13.59
24	1	6.32	-14.01	5.65	19.22
17	5	4.11	-2.95	2.20	-0.41
17	4	7.34	-5.65	4.06	-1.42
17	3	9.33	-8.05	5.43	-2.93
17	2	10.42	-10.10	6.41	-4.76
17	1	9.24	-15.47	6.86	-6.97
10	5	1.47	-1.34	0.88	-0.76
10	4	2.38	-2.22	1.44	-2.66
10	3	3.14	-3.00	1.92	-5.42
10	2	3.64	-3.69	2.29	-8.83
10	1	2.85	-3.42	1.74	-12.26
25	5	0.38	-0.03	0.13	0.16
25	4	0.61	-0.20	0.25	0.45
25	3	0.73	-0.45	0.37	0.86
25	2	0.68	-0.47	0.36	1.37
25	1	0.79	-2.39	0.88	1.93
18	5	0.71	-0.33	0.32	0.02
18	4	0.94	-0.60	0.48	0.04
18	3	1.21	-0.94	0.67	0.08
18	2	1.29	-1.18	0.77	0.13
18	1	1.26	-2.62	1.08	0.18

11	5	0.39	-0.05	0.14	-0.18
11	4	0.62	-0.22	0.26	-0.49
11	3	0.75	-0.47	0.38	-0.94
11	2	0.71	-0.51	0.38	-1.50
11	1	0.81	-2.40	0.89	-2.11
26	5	0.38	-0.03	0.13	0.16
26	4	0.61	-0.20	0.25	0.45
26	3	0.73	-0.45	0.37	0.86
26	2	0.68	-0.47	0.36	1.37
26	1	0.79	-2.39	0.88	1.93
19	5	0.71	-0.33	0.32	0.02
19	4	0.94	-0.60	0.48	0.04
19	3	1.21	-0.94	0.67	0.08
19	2	1.29	-1.18	0.77	0.13
19	1	1.26	-2.62	1.08	0.18
12	5	0.39	-0.05	0.14	-0.18
12	4	0.62	-0.22	0.26	-0.49
12	3	0.75	-0.47	0.38	-0.94
12	2	0.71	-0.51	0.38	-1.50
12	1	0.81	-2.40	0.89	-2.11
27	5	2.44	-1.11	1.11	1.15
27	4	4.96	-2.88	2.45	4.01
27	3	6.01	-4.59	3.31	8.19
27	2	6.32	-5.52	3.70	13.33
27	1	6.24	-13.97	5.61	18.81
20	5	4.52	-3.39	2.47	-0.00
20	4	7.93	-6.34	4.46	-0.00
20	3	10.14	-8.89	5.95	-0.00
20	2	11.46	-11.33	7.12	-0.00
20	1	10.07	-15.88	7.21	-0.00
13	5	2.44	-1.11	1.11	-1.15
13	4	4.96	-2.88	2.45	-4.01
13	3	6.01	-4.59	3.31	-8.19
13	2	6.32	-5.52	3.70	-13.33
13	1	6.24	-13.97	5.61	-18.81

9.2. Verifica di massima.

Le caratteristiche di sollecitazione innanzi riportate non sono, ovviamente, quelle effettivamente esistenti nella struttura, perché lo schema iniziale assunto trascura la rotazione dell'edificio. In particolare sono sottovalutate le sollecitazioni nel telaio 27-20-13, parallelo alla direzione y per la quale meno si è rispettato il criterio di uniformità di distribuzione delle rigidzze. Prima di tener conto esattamente di ciò, si è comunque proceduto ad un esame critico dei risultati ed una verifica di massima delle sezioni.

Per le travi emergenti il momento flettente più elevato (13.08 tm) si ha nella campata 2-3, che però non porta il solaio. Tra le campate soggette ad elevati carichi verticali il massimo (11.04 tm) viene raggiunto nella campata 8-5. Il carico su essa agente, pari a quasi 4 tm^{-1} , comporta un momento flettente dell'ordine di grandezza di 5 tm, che porta il momento totale a 16 tm. A tale valore corrisponde un coefficiente $r=0.247$, accettabile per una trave 30x60 purché l'armatura in compressione sia almeno il 20% di quella tesa. Nella stessa campata il taglio è valutabile in 13.4 t (7.4 per effetto dei carichi verticali e 6 per effetto delle forze orizzontali). Ad esso corrispondono tensioni tangenziali di 8.3 kgcm^{-2} , che rientrano ampiamente nei limiti ammissibili.

Nelle travi a spessore il momento flettente non supera mai 1.5 tm. Anche i carichi verticali sono di entità modesta, e quindi le tensioni risulteranno sicuramente ammissibili.

Per la verifica di massima dei pilastri si sono utilizzati i domini M-N riportati nelle pagine seguenti (figg.16 e 17). Lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali alla base del primo ordine è compreso tra 40 e 100 t, in funzione della area di solaio e sbalzo gravante sui pilastri. Il sisma provoca al più uno sforzo normale di 22.6 t (pilastro 3 per forze in direzione x). Il massimo momento flettente che sollecita i pilastri nella direzione di maggior rigidzza è 16.79 tm (pilastro 10 per forze in direzione x). Nella direzione più debole il massimo è invece pari a 5.71 tm (pilastro 24, sempre per forze in direzione x). Valori di questo ordine di grandezza rendono necessarie armature di circa 15 cm^2 sul lato corto e 9 cm^2 sul lato lungo, che si ritengono accettabili.

Si osserva infine che gli spostamenti orizzontali dell'ultimo impalcato sono quasi uguali nelle due direzioni (9.8 e 9.4 mm), a conferma della uniformità di rigidzza globale della struttura in direzione x ed y .

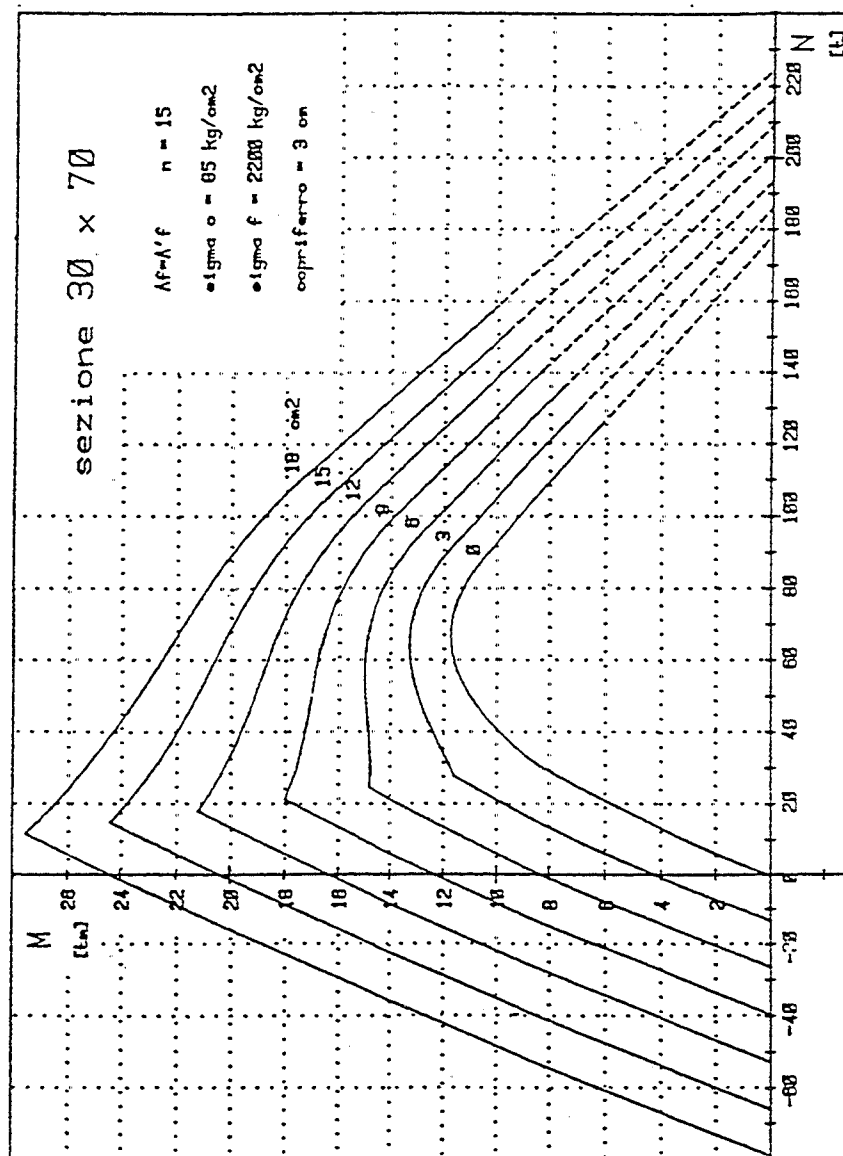


FIG.16

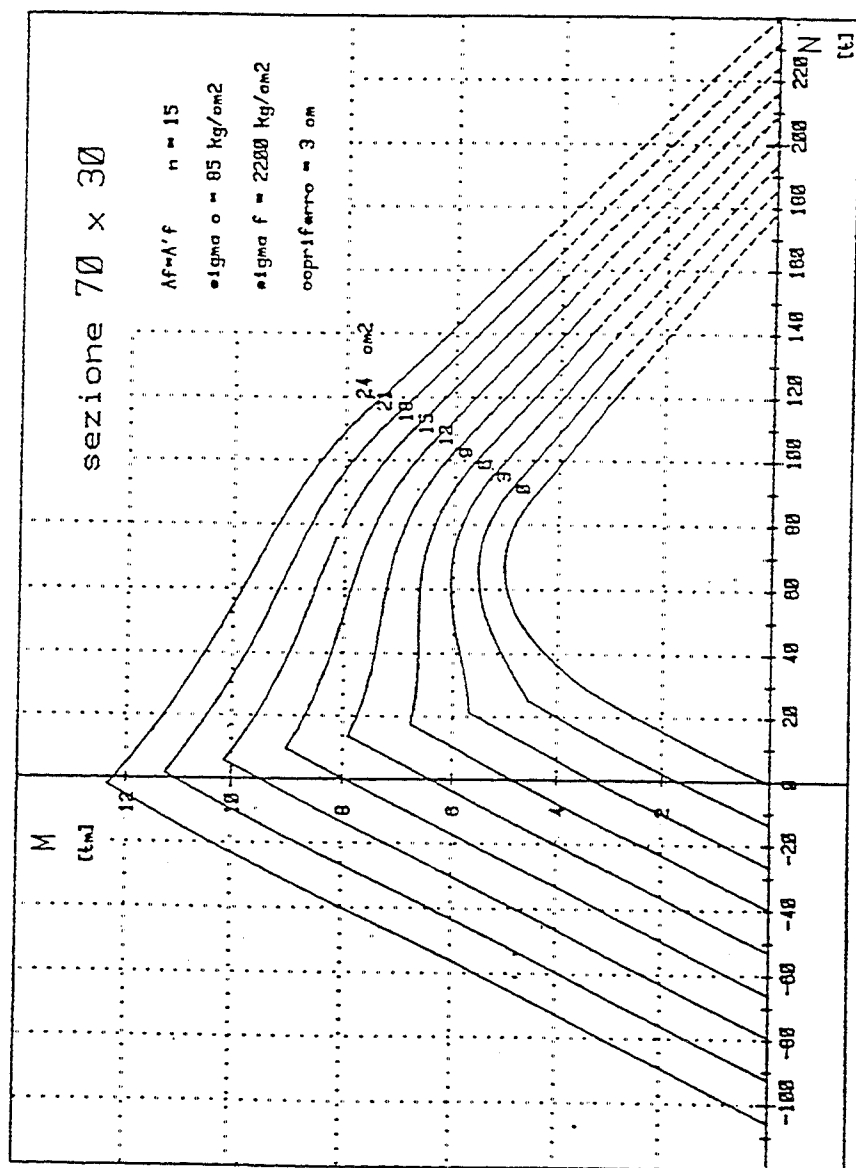


FIG.17

9.3. Risoluzione dello schema spaziale.

9.3.1. Calcolo delle rigidezze.

I risultati forniti dalla risoluzione dei due schemi sono stati utilizzati per la determinazione di un primo insieme di valori per le rigidezze dei telai.

Telai paralleli all'asse x .

Dagli spostamenti assoluti dei traversi dello schema di telaio spaziale traslante in direzione x si ottengono i seguenti spostamenti relativi tra gli impalcati:

interpiano 5	spostamento relativo:	1.070 mm
interpiano 4	spostamento relativo:	1.676 mm
interpiano 3	spostamento relativo:	2.229 mm
interpiano 2	spostamento relativo:	2.564 mm
interpiano 1	spostamento relativo:	2.293 mm

La rigidezza di ciascun telaio ad ogni piano è stata determinata come rapporto tra il taglio sopportato dal telaio (somma dei tagli dei singoli pilastri) ed il corrispondente spostamento relativo.

telaio	piano	taglio (t)	rigidezza ($t \text{ mm}^{-1}$)
1	5	13.02	12.17
	4	23.84	14.22
	3	31.90	14.31
	2	37.50	14.63
	1	39.21	17.10
2	5	7.66	7.16
	4	13.43	8.01
	3	18.05	8.10
	2	21.21	8.27
	1	21.66	9.45
3	5	10.25	9.58
	4	18.10	10.80
	3	24.25	10.88
	2	28.65	11.17
	1	28.41	12.39

telaio	piano	taglio (t)	rigidezza (t mm ⁻¹)
4	5	0.62	0.58
	4	1.06	0.63
	3	1.50	0.67
	2	1.61	0.63
	1	3.01	1.31
5	5	4.91	4.59
	4	9.86	5.88
	3	13.24	5.94
	2	15.35	5.99
	1	19.45	8.48

Telai paralleli all'asse y.

In maniera analoga, dai risultati dello schema di telaio spaziale traslante in direzione y si ottiene:

interpiano 5	spostamento relativo:	1.032 mm
interpiano 4	spostamento relativo:	1.609 mm
interpiano 3	spostamento relativo:	2.137 mm
interpiano 2	spostamento relativo:	2.453 mm
interpiano 1	spostamento relativo:	2.186 mm

telaio	piano	taglio (t)	rigidezza (t mm ⁻¹)
1	5	8.79	8.52
	4	15.66	9.73
	3	20.93	9.79
	2	24.78	10.10
	1	24.45	11.18
2	5	8.78	8.51
	4	15.67	9.74
	3	20.96	9.81
	2	24.78	10.10
	1	24.45	11.18
3	5	8.78	8.51
	4	15.67	9.74
	3	20.98	9.81
	2	24.78	10.10
	1	24.45	11.18

telaio	piano	taglio (t)	rigidezza ($t \text{ mm}^{-1}$)
4	5	4.21	4.08
	4	7.98	4.96
	3	10.70	5.01
	2	12.46	5.08
	1	14.25	6.52
5	5	0.59	0.57
	4	0.99	0.61
	3	1.42	0.66
	2	1.51	0.62
	1	2.85	1.30
6	5	0.59	0.57
	4	0.99	0.61
	3	1.42	0.66
	2	1.51	0.62
	1	2.85	1.30
7	5	4.69	4.54
	4	9.36	5.82
	3	12.57	5.88
	2	14.52	5.92
	1	18.43	8.43

Dai risultati innanzi riportati si può notare che, pur essendo i pilastri di ciascun telaio uguali a tutti gli ordini, la rigidezza varia da piano a piano, poiché essa dipende anche dalla rotazione dei nodi. La rigidezza al quinto ordine è inferiore rispetto a quella degli ordini sottostanti sia per la minore sezione delle travi emergenti al quinto impalcato (30x50 anziché 30x60), sia per l'assenza di pilastri sovrastanti. Al primo ordine essa è invece nettamente superiore, nonostante l'altezza lievemente maggiore dell'interpiano, perché i pilastri presentano al piede rotazioni nulle. La differenza tra la rigidezza al primo ordine e quella agli ordini superiori è particolarmente sensibile per i telai con travi a spessore (il quarto in direzione x, il quinto e il sesto in direzione y), proprio perché la modesta rigidezza delle travi consente rotazioni elevate a tutti i piani e quindi un maggior contrasto con la rotazione nulla delle sezioni di incastro.

9.9.2. Ripartizione del taglio tra i telai.

Una volta determinate le rigidezze dei telai, si sono calcolate le coordinate del loro baricentro ai diversi interpiani, come rapporto tra il momento statico rispetto agli assi coordinati e la rigidezza totale in ciascuna direzione. Si riporta il dettaglio dei calcoli relativi al quinto piano ed i soli valori finali ottenuti agli altri piani.

Piano 5:

Somma delle rigidezze dei telai paralleli all'asse x:

$$K_x = 12.17 + 7.16 + 9.58 + 0.58 + 4.59 = 34.08 \text{ t mm}^{-1}$$

Momento statico delle rigidezze rispetto all'asse x:

$$S = 12.17 \times 0.15 + 7.16 \times 4.55 + 9.58 \times 8.75 + 0.58 \times 12.25 + 4.59 \times 15.85 = 198.09$$

Ordinata del baricentro:

$$y_G = 198.09 / 34.08 = 5.81 \text{ m}$$

Somma delle rigidezze dei telai paralleli all'asse y:

$$K_y = 8.52 + 8.51 + 8.51 + 4.08 + 0.57 + 0.57 + 4.54 = 35.30 \text{ t mm}^{-1}$$

Momento statico delle rigidezze rispetto all'asse y:

$$S = 8.52 \times 0.15 + 8.51 \times 4.85 + 8.51 \times 8.65 + 4.08 \times 11.65 + \\ + 0.57 \times 14.85 + 0.57 \times 19.05 + 4.54 \times 22.65 = 285.85$$

Ascissa del baricentro:

$$x_G = 285.85 / 35.30 = 8.10 \text{ m}$$

Piano 4:	$x_G = 8.33 \text{ m}$	$y_G = 5.92 \text{ m}$
Piano 3:	$x_G = 8.36 \text{ m}$	$y_G = 5.93 \text{ m}$
Piano 2:	$x_G = 8.28 \text{ m}$	$y_G = 5.90 \text{ m}$
Piano 1:	$x_G = 9.07 \text{ m}$	$y_G = 6.25 \text{ m}$

Si è quindi determinato a ciascun livello il taglio globale Q e le coordinate del suo punto di applicazione (x_Q e y_Q), come risultante di tutte le forze sovrastanti.

Piano 5:

$$Q = 5.10 + 31.35 = 36.45 \text{ t}$$

$$x_Q = (5.10 \times 9.75 + 31.35 \times 10.20) / 36.45 = 10.14 \text{ m}$$

$$y_Q = (5.10 \times 4.86 + 31.35 \times 5.89) / 36.45 = 5.75 \text{ m}$$

Piano 4: $Q = 66.32 \text{ t}$ $x_Q = 10.23 \text{ m}$ $y_Q = 5.70 \text{ m}$

Piano 3: $Q = 88.95 \text{ t}$ $x_Q = 10.26 \text{ m}$ $y_Q = 5.69 \text{ m}$

Piano 2: $Q = 104.34 \text{ t}$ $x_Q = 10.28 \text{ m}$ $y_Q = 5.68 \text{ m}$

Piano 1: $Q = 111.73 \text{ t}$ $x_Q = 10.24 \text{ m}$ $y_Q = 5.72 \text{ m}$

Si può notare che le ordinate del baricentro del taglio globale differiscono poco da quelle del baricentro delle rigidezze. L'eccentricità va infatti da un minimo di 0.06 m (in corrispondenza del quinto impalcato) ad un massimo di 0.53 m (al primo impalcato). Per l'azione sismica in direzione x, la struttura si presenta quindi bilanciata e subirà rotazioni modeste. La conseguente ridistribuzione dei tagli tra i telai sarà praticamente irrilevante.

Nettamente maggiore è invece la differenza delle ascisse. L'eccentricità va da un minimo di 1.17 m (in corrispondenza del primo impalcato) ad un massimo di 2.04 m (al quinto impalcato). Le forze sismiche in direzione y provocheranno quindi rotazioni planimetriche di entità più elevata e variazioni non trascurabili delle sollecitazioni, rispetto ai valori forniti dal telaio spaziale traslante.

Applicando le formule descritte nella prima parte del testo, si è effettuata a ciascun piano la ripartizione del taglio globale tra i singoli telai. Si riporta di seguito il dettaglio dei calcoli relativi al quinto piano.

Somma delle rigidezze:

- telai paralleli ad x: $K_x = 34.08$

- telai paralleli ad y: $K_y = 35.30$

Momento d'inerzia delle rigidezze rispetto al loro baricentro:

- telai paralleli ad x:

$$I_x = 12.17 \times (0.15 - 5.81)^2 + 7.16 \times (4.55 - 5.81)^2 + 9.58 \times (8.75 - 5.81)^2 + \\ + 0.58 \times (12.25 - 5.81)^2 + 4.59 \times (15.85 - 5.81)^2 = 970.78$$

- telai paralleli ad y:

$$I_y = 8.52 \times (0.15 - 8.10)^2 + 8.51 \times (4.85 - 8.10)^2 + 8.51 \times (8.65 - 8.10)^2 +$$

$$+4.08x(11.65 - 8.10)^2 + 0.57x(14.85 - 8.10)^2 + 0.57x(19.05 - 8.10)^2 + \\ +4.54x(22.65 - 8.10)^2 = 1737.81$$

- totale:

$$I = I_x + I_y = 970.78 + 1737.81 = 2708.59$$

Ripartizione per forze in direzione x:

$$Q_x = 36.45 \text{ t} \quad Q_y = 0$$

$$M = 36.45x(5.75 - 5.81) - 0x(10.14 - 8.10) = -2.27 \text{ tm}$$

- telaio 1 in direzione x :

$$Q_{x1} = 36.45x12.17/34.08 - 2.27x12.17x(0.15 - 5.81)/2708.59 = \\ = 13.02 + 0.06 = 13.08 \text{ t}$$

In maniera analoga si ottengono i valori per i restanti telai.

Ripartizione per forze in direzione y:

$$Q_x = 0 \quad Q_y = 36.45 \text{ t}$$

$$M = 0x(5.75 - 5.81) - 36.45x(10.14 - 8.10) = -74.44 \text{ tm}$$

- telaio 1 in direzione x :

$$Q_{x1} = 0x12.17/34.08 - 74.44x12.17x(0.15 - 5.81)/2708.59 = \\ = 0 + 1.89 = 1.89 \text{ t}$$

- telaio 1 in direzione y :

$$Q_{y1} = 36.45x8.52/35.30 + 74.44x8.52x(0.15 - 8.10)/2708.59 = \\ = 8.80 - 1.86 = 6.94 \text{ t}$$

Data la ripetitività del calcolo, si è utilizzato il programma illustrato nella terza parte del testo. I relativi risultati sono riportati nelle pagine seguenti.

PIANO 5

forza 36.45 t posizione : x = 10.14 m y = 5.75 m
 taglio 36.45 t posizione : xQ = 10.14 m yQ = 5.75 m
 baricentro rigidezze : xG = 8.10 m yG = 5.81 m
 Somma e momento d'inerzia rigidezze : 34.08 35.30 2708.59

FORZE IN DIREZIONE X

Qx = 36.45 t Qy = 0.00 t M = -2.27 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 12.17	Taglio = 13.02 t + 0.06 t = 13.07 t
telaio 2	Rigid. = 7.16	Taglio = 7.66 t + 0.01 t = 7.67 t
telaio 3	Rigid. = 9.58	Taglio = 10.25 t + -0.02 t = 10.22 t
telaio 4	Rigid. = 0.58	Taglio = 0.62 t + -0.00 t = 0.62 t
telaio 5	Rigid. = 4.59	Taglio = 4.91 t + -0.04 t = 4.87 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 8.52	Taglio = 0.00 t + -0.06 t = -0.06 t
telaio 2	Rigid. = 8.51	Taglio = 0.00 t + -0.02 t = -0.02 t
telaio 3	Rigid. = 8.51	Taglio = 0.00 t + 0.00 t = 0.00 t
telaio 4	Rigid. = 4.08	Taglio = 0.00 t + 0.01 t = 0.01 t
telaio 5	Rigid. = 0.57	Taglio = 0.00 t + 0.00 t = 0.00 t
telaio 6	Rigid. = 0.57	Taglio = 0.00 t + 0.01 t = 0.01 t
telaio 7	Rigid. = 4.54	Taglio = 0.00 t + 0.06 t = 0.06 t

FORZE IN DIREZIONE Y

Qx = 0.00 t Qy = 36.45 t M = -74.44 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 12.17	Taglio = 0.00 t + 1.89 t = 1.89 t
telaio 2	Rigid. = 7.16	Taglio = 0.00 t + 0.25 t = 0.25 t
telaio 3	Rigid. = 9.58	Taglio = 0.00 t + -0.77 t = -0.77 t
telaio 4	Rigid. = 0.58	Taglio = 0.00 t + -0.10 t = -0.10 t
telaio 5	Rigid. = 4.59	Taglio = 0.00 t + -1.27 t = -1.27 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 8.52	Taglio = 8.80 t + -1.86 t = 6.94 t
telaio 2	Rigid. = 8.51	Taglio = 8.79 t + -0.76 t = 8.03 t
telaio 3	Rigid. = 8.51	Taglio = 8.79 t + 0.13 t = 8.92 t
telaio 4	Rigid. = 4.08	Taglio = 4.21 t + 0.40 t = 4.61 t
telaio 5	Rigid. = 0.57	Taglio = 0.59 t + 0.11 t = 0.69 t
telaio 6	Rigid. = 0.57	Taglio = 0.59 t + 0.17 t = 0.76 t
telaio 7	Rigid. = 4.54	Taglio = 4.69 t + 1.82 t = 6.50 t

PIANO 4

forza 29.87 t posizione : x = 10.35 m y = 5.64 m
 taglio 66.32 t posizione : xQ = 10.23 m yQ = 5.70 m
 baricentro rigidezze : xG = 8.33 m yG = 5.92 m
 Somma e momento d'inerzia rigidezze : 39.54 41.21 3294.17

FORZE IN DIREZIONE X

Qx = 66.32 t Qy = 0.00 t M = -14.42 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.22	Taglio = 23.85 t + 0.36 t = 24.21 t
telaio 2	Rigid. = 8.01	Taglio = 13.44 t + 0.05 t = 13.48 t
telaio 3	Rigid. = 10.80	Taglio = 18.11 t + -0.13 t = 17.98 t
telaio 4	Rigid. = 0.63	Taglio = 1.06 t + -0.02 t = 1.04 t
telaio 5	Rigid. = 5.88	Taglio = 9.86 t + -0.26 t = 9.61 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 9.73	Taglio = 0.00 t + -0.35 t = -0.35 t
telaio 2	Rigid. = 9.74	Taglio = 0.00 t + -0.15 t = -0.15 t
telaio 3	Rigid. = 9.74	Taglio = 0.00 t + 0.01 t = 0.01 t
telaio 4	Rigid. = 4.96	Taglio = 0.00 t + 0.07 t = 0.07 t
telaio 5	Rigid. = 0.61	Taglio = 0.00 t + 0.02 t = 0.02 t
telaio 6	Rigid. = 0.61	Taglio = 0.00 t + 0.03 t = 0.03 t
telaio 7	Rigid. = 5.82	Taglio = 0.00 t + 0.36 t = 0.36 t

FORZE IN DIREZIONE Y

Qx = 0.00 t Qy = 66.32 t M = -126.38 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.22	Taglio = 0.00 t + 3.15 t = 3.15 t
telaio 2	Rigid. = 8.01	Taglio = 0.00 t + 0.42 t = 0.42 t
telaio 3	Rigid. = 10.80	Taglio = 0.00 t + -1.17 t = -1.17 t
telaio 4	Rigid. = 0.63	Taglio = 0.00 t + -0.15 t = -0.15 t
telaio 5	Rigid. = 5.88	Taglio = 0.00 t + -2.24 t = -2.24 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 9.73	Taglio = 15.66 t + -3.05 t = 12.61 t
telaio 2	Rigid. = 9.74	Taglio = 15.67 t + -1.30 t = 14.37 t
telaio 3	Rigid. = 9.74	Taglio = 15.67 t + 0.12 t = 15.79 t
telaio 4	Rigid. = 4.96	Taglio = 7.98 t + 0.63 t = 8.61 t
telaio 5	Rigid. = 0.61	Taglio = 0.98 t + 0.15 t = 1.13 t
telaio 6	Rigid. = 0.61	Taglio = 0.98 t + 0.25 t = 1.23 t
telaio 7	Rigid. = 5.82	Taglio = 9.37 t + 3.20 t = 12.56 t

PIANO 3

forza	22.63 t	posizione :	x = 10.35 m	y = 5.64 m
taglio	88.95 t	posizione :	xQ = 10.26 m	yQ = 5.69 m
baricentro rigidezze :			xG = 8.36 m	yG = 5.93 m
Somma e momento d'inerzia rigidezze :			39.90	41.62 3331.06

FORZE IN DIREZIONE X

Qx = 88.95 t Qy = 0.00 t M = -21.58 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.31	Taglio = 31.90 t + 0.54 t = 32.44 t
telaio 2	Rigid. = 8.10	Taglio = 18.06 t + 0.07 t = 18.13 t
telaio 3	Rigid. = 10.88	Taglio = 24.26 t + -0.20 t = 24.06 t
telaio 4	Rigid. = 0.67	Taglio = 1.49 t + -0.03 t = 1.47 t
telaio 5	Rigid. = 5.94	Taglio = 13.24 t + -0.38 t = 12.86 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 9.79	Taglio = 0.00 t + -0.52 t = -0.52 t
telaio 2	Rigid. = 9.81	Taglio = 0.00 t + -0.22 t = -0.22 t
telaio 3	Rigid. = 9.81	Taglio = 0.00 t + 0.02 t = 0.02 t
telaio 4	Rigid. = 5.01	Taglio = 0.00 t + 0.11 t = 0.11 t
telaio 5	Rigid. = 0.66	Taglio = 0.00 t + 0.03 t = 0.03 t
telaio 6	Rigid. = 0.66	Taglio = 0.00 t + 0.05 t = 0.05 t
telaio 7	Rigid. = 5.88	Taglio = 0.00 t + 0.55 t = 0.55 t

FORZE IN DIREZIONE Y

Qx = 0.00 t Qy = 88.95 t M = -169.61 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.31	Taglio = 0.00 t + 4.21 t = 4.21 t
telaio 2	Rigid. = 8.10	Taglio = 0.00 t + 0.57 t = 0.57 t
telaio 3	Rigid. = 10.88	Taglio = 0.00 t + -1.56 t = -1.56 t
telaio 4	Rigid. = 0.67	Taglio = 0.00 t + -0.22 t = -0.22 t
telaio 5	Rigid. = 5.94	Taglio = 0.00 t + -3.00 t = -3.00 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 9.79	Taglio = 20.92 t + -4.09 t = 16.83 t
telaio 2	Rigid. = 9.81	Taglio = 20.97 t + -1.75 t = 19.21 t
telaio 3	Rigid. = 9.81	Taglio = 20.97 t + 0.15 t = 21.11 t
telaio 4	Rigid. = 5.01	Taglio = 10.71 t + 0.84 t = 11.55 t
telaio 5	Rigid. = 0.66	Taglio = 1.41 t + 0.22 t = 1.63 t
telaio 6	Rigid. = 0.66	Taglio = 1.41 t + 0.36 t = 1.77 t
telaio 7	Rigid. = 5.88	Taglio = 12.57 t + 4.28 t = 16.85 t

PIANO 2

forza 15.39 t posizione : x = 10.35 m y = 5.64 m
 taglio 104.34 t posizione : xQ = 10.28 m yQ = 5.68 m
 baricentro rigidezze : xG = 8.28 m yG = 5.90 m
 Somma e momento d'inerzia rigidezze : 40.69 42.54 3374.55

FORZE IN DIREZIONE X

Qx = 104.34 t Qy = 0.00 t M = -23.50 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.63	Taglio = 37.52 t + 0.59 t = 38.10 t
telaio 2	Rigid. = 8.27	Taglio = 21.21 t + 0.08 t = 21.28 t
telaio 3	Rigid. = 11.17	Taglio = 28.64 t + -0.22 t = 28.42 t
telaio 4	Rigid. = 0.63	Taglio = 1.62 t + -0.03 t = 1.59 t
telaio 5	Rigid. = 5.99	Taglio = 15.36 t + -0.41 t = 14.95 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 10.10	Taglio = 0.00 t + -0.57 t = -0.57 t
telaio 2	Rigid. = 10.10	Taglio = 0.00 t + -0.24 t = -0.24 t
telaio 3	Rigid. = 10.10	Taglio = 0.00 t + 0.03 t = 0.03 t
telaio 4	Rigid. = 5.08	Taglio = 0.00 t + 0.12 t = 0.12 t
telaio 5	Rigid. = 0.62	Taglio = 0.00 t + 0.03 t = 0.03 t
telaio 6	Rigid. = 0.62	Taglio = 0.00 t + 0.05 t = 0.05 t
telaio 7	Rigid. = 5.92	Taglio = 0.00 t + 0.59 t = 0.59 t

FORZE IN DIREZIONE Y

Qx = 0.00 t Qy = 104.34 t M = -208.52 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 14.63	Taglio = 0.00 t + 5.20 t = 5.20 t
telaio 2	Rigid. = 8.27	Taglio = 0.00 t + 0.69 t = 0.69 t
telaio 3	Rigid. = 11.17	Taglio = 0.00 t + -1.96 t = -1.96 t
telaio 4	Rigid. = 0.63	Taglio = 0.00 t + -0.25 t = -0.25 t
telaio 5	Rigid. = 5.99	Taglio = 0.00 t + -3.68 t = -3.68 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 10.10	Taglio = 24.77 t + -5.07 t = 19.70 t
telaio 2	Rigid. = 10.10	Taglio = 24.77 t + -2.14 t = 22.63 t
telaio 3	Rigid. = 10.10	Taglio = 24.77 t + 0.23 t = 25.00 t
telaio 4	Rigid. = 5.08	Taglio = 12.46 t + 1.06 t = 13.52 t
telaio 5	Rigid. = 0.62	Taglio = 1.52 t + 0.25 t = 1.77 t
telaio 6	Rigid. = 0.62	Taglio = 1.52 t + 0.41 t = 1.93 t
telaio 7	Rigid. = 5.92	Taglio = 14.52 t + 5.26 t = 19.78 t

PIANO 1

forza	7.39 t	posizione :	x = 9.75 m	y = 6.33 m
taglio	111.73 t	posizione :	xQ = 10.24 m	yQ = 5.72 m
baricentro rigidzze :			xG = 9.07 m	yG = 6.25 m
Somma e momento d'inerzia rigidzze :			48.73	51.09 4431.28

FORZE IN DIREZIONE X

Qx = 111.73 t Qy = 0.00 t M = -58.74 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 17.10	Taglio = 39.21 t + 1.38 t = 40.59 t
telaio 2	Rigid. = 9.45	Taglio = 21.67 t + 0.21 t = 21.88 t
telaio 3	Rigid. = 12.39	Taglio = 28.41 t + -0.41 t = 28.00 t
telaio 4	Rigid. = 1.31	Taglio = 3.00 t + -0.10 t = 2.90 t
telaio 5	Rigid. = 8.48	Taglio = 19.44 t + -1.08 t = 18.36 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 11.18	Taglio = 0.00 t + -1.32 t = -1.32 t
telaio 2	Rigid. = 11.18	Taglio = 0.00 t + -0.63 t = -0.63 t
telaio 3	Rigid. = 11.18	Taglio = 0.00 t + -0.06 t = -0.06 t
telaio 4	Rigid. = 6.52	Taglio = 0.00 t + 0.22 t = 0.22 t
telaio 5	Rigid. = 1.30	Taglio = 0.00 t + 0.10 t = 0.10 t
telaio 6	Rigid. = 1.30	Taglio = 0.00 t + 0.17 t = 0.17 t
telaio 7	Rigid. = 8.43	Taglio = 0.00 t + 1.52 t = 1.52 t

FORZE IN DIREZIONE Y

Qx = 0.00 t Qy = 111.73 t M = -130.51 tm

TELAI PARALLELI ALL'ASSE X

telaio 1	Rigid. = 17.10	Taglio = 0.00 t + 3.07 t = 3.07 t
telaio 2	Rigid. = 9.45	Taglio = 0.00 t + 0.47 t = 0.47 t
telaio 3	Rigid. = 12.39	Taglio = 0.00 t + -0.91 t = -0.91 t
telaio 4	Rigid. = 1.31	Taglio = 0.00 t + -0.23 t = -0.23 t
telaio 5	Rigid. = 8.48	Taglio = 0.00 t + -2.40 t = -2.40 t

TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y

telaio 1	Rigid. = 11.18	Taglio = 24.45 t + -2.94 t = 21.51 t
telaio 2	Rigid. = 11.18	Taglio = 24.45 t + -1.39 t = 23.06 t
telaio 3	Rigid. = 11.18	Taglio = 24.45 t + -0.14 t = 24.31 t
telaio 4	Rigid. = 6.52	Taglio = 14.26 t + 0.49 t = 14.75 t
telaio 5	Rigid. = 1.30	Taglio = 2.84 t + 0.22 t = 3.06 t
telaio 6	Rigid. = 1.30	Taglio = 2.84 t + 0.38 t = 3.22 t
telaio 7	Rigid. = 8.43	Taglio = 18.44 t + 3.37 t = 21.81 t

9.3.3. Iterazione del procedimento.

Nelle pagine precedenti, per evidenziare l'effetto della rotazione, si sono fatte stampare separatamente le due aliquote di taglio dovute rispettivamente alla traslazione (e quindi coincidenti, a meno di errori di arrotondamento, con i valori del telaio traslante) ed alla rotazione (conseguenti all'eccentricità tra baricentro del taglio e delle rigidezze).

I risultati della ripartizione, per forze agenti in direzione x , confermano la scarsa rilevanza della rotazione. Essa infatti incrementa del 3.5% il taglio nel telaio 1 (alla base, 40.59 t anziché 39.21 t), lo decrementa del 5.5% nel telaio 5 (18.36 t anziché 19.44 t). Tali differenze sono modeste e potrebbe quindi evitarsi la risoluzione di ulteriori schemi.

Per forze agenti in direzione y , invece, la rotazione conseguente alla forte eccentricità comporta sia l'insorgere di sollecitazioni nei telai perpendicolari alla direzione del sisma (comunque trascurabili, perchè di entità inferiore a quelle prodotte dal sisma in direzione x), sia notevoli variazioni nella distribuzione del taglio tra i telai paralleli all'asse y . Nel telaio 7 l'incremento del taglio è compreso tra il 30% e il 40% a tutti i livelli, escluso il primo, per il quale è inferiore al 20%. Viceversa, per il telaio 1 si ha una riduzione del taglio di circa il 20% (12% al primo piano). Le differenze rispetto al telaio traslante non possono quindi assolutamente essere trascurate e diventa necessario iterare il procedimento, effettuando la risoluzione degli schemi dei singoli telai, ciascuno caricato con le forze fornite da questa prima ripartizione.

Il nuovo calcolo è necessario per tutti i telai paralleli all'asse y . A titolo di esempio si riportano in dettaglio solo le elaborazioni relative al settimo telaio in direzione y , cioè quello per il quale sono più sensibili gli effetti della rotazione.

Le forze su esso agenti si determinano come differenza tra i tagli di piani consecutivi. Si ha così:

piano 5	taglio = 6.50 t	forza = 6.50 t
piano 4	taglio = 12.56 t	forza = 6.06 t
piano 3	taglio = 16.85 t	forza = 4.29 t
piano 2	taglio = 19.78 t	forza = 2.93 t
piano 1	taglio = 21.81 t	forza = 2.03 t

Lo schema è stato risolto con le modalità già descritte in precedenza, ottenendo i risultati riportati di seguito.

TELAIO 7 y

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.60

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
27 - 20	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
20 - 13	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
27	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
20	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
13	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CARICHI

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	6.50
4	6.06
3	4.29
2	2.93
1	2.03

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	12.343
4	10.933
3	8.768
2	5.907
1	2.678

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
27 - 20	5	3.34	-3.10	-1.57	-1.57
27 - 20	4	8.22	-7.67	-3.88	-3.88
27 - 20	3	11.93	-11.06	-5.61	-5.61
27 - 20	2	14.57	-13.57	-6.86	-6.86
27 - 20	1	14.93	-13.59	-6.96	-6.96
20 - 13	5	3.10	-3.34	-1.57	-1.57
20 - 13	4	7.67	-8.22	-3.88	-3.88
20 - 13	3	11.06	-11.93	-5.61	-5.61
20 - 13	2	13.57	-14.57	-6.86	-6.86
20 - 13	1	13.59	-14.93	-6.96	-6.96

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
27	5	3.34	-1.60	1.55	1.57
27	4	6.62	-3.89	3.29	5.45
27	3	8.03	-6.15	4.43	11.05
27	2	8.42	-7.95	5.11	17.92
27	1	6.98	-16.78	6.60	24.87
20	5	6.20	-4.71	3.41	-0.00
20	4	10.63	-8.54	5.99	-0.00
20	3	13.58	-11.97	7.98	-0.00
20	2	15.18	-15.39	9.55	-0.00
20	1	11.80	-19.19	8.61	-0.00
13	5	3.34	-1.60	1.55	-1.57
13	4	6.62	-3.89	3.29	-5.45
13	3	8.03	-6.15	4.43	-11.05
13	2	8.42	-7.95	5.11	-17.92
13	1	6.98	-16.78	6.60	-24.87

Gli spostamenti relativi tra i traversi assumono i seguenti valori:

interpiano 5	spostamento relativo:	1.410 mm
interpiano 4	spostamento relativo:	2.165 mm
interpiano 3	spostamento relativo:	2.861 mm
interpiano 2	spostamento relativo:	3.229 mm
interpiano 1	spostamento relativo:	2.678 mm

Dividendo il taglio per lo spostamento relativo si ottiene la rigidezza del telaio ai singoli piani:

piano	taglio	rigidezza	valore precedente
5	6.50	4.61	4.54
4	12.56	5.80	5.82
3	16.85	5.89	5.88
2	19.78	6.13	5.92
1	21.81	8.14	8.43

A fianco al nuovo valore della rigidezza è riportato, per rendere più immediato il confronto, il valore ottenuto dalla risoluzione del telaio spaziale traslante. Appare evidente che, nonostante la sensibile differenza tra le forze applicate, i nuovi valori determinati sono quasi coincidenti con quelli precedenti (il massimo scarto, al primo piano, è inferiore al 4%). Ciò è dovuto al fatto che, in conseguenza all'adozione di sezioni uguali a tutti i

livelli, le forze ottenute con la prima ripartizione, utilizzate per determinare le nuove rigidezze, sono quasi proporzionali a quelle assorbite dal telaio nello schema precedente (telaio spaziale traslante).

In maniera analoga si è proceduto per gli altri telai paralleli alla direzione y. Il calcolo è stato ripetuto anche per quelli paralleli alla direzione x, pur non essendo ciò strettamente necessario data la modesta entità dell'effetto prodotto su essi dalla rotazione. Si riportano di seguito i valori ottenuti per la rigidezza.

telaio	piano	rigidezza	valore precedente
1 x	5	12.12	12.17
	4	14.23	14.22
	3	14.31	14.31
	2	14.57	14.63
	1	17.16	17.10
2 x	5	7.15	7.16
	4	8.02	8.01
	3	8.10	8.10
	2	8.26	8.27
	1	9.46	9.45
3 x	5	9.59	9.58
	4	10.80	10.80
	3	10.89	10.88
	2	11.18	11.17
	1	12.37	12.39
4 x	5	0.59	0.58
	4	0.63	0.63
	3	0.67	0.67
	2	0.63	0.63
	1	1.31	1.31
5 x	5	4.63	4.59
	4	5.88	5.88
	3	5.94	5.94
	2	6.03	5.99
	1	8.42	8.48

telaio	piano	rigidezza	valore precedente
1 y	5	8.46	8.52
	4	9.76	9.73
	3	9.80	9.79
	2	9.90	10.10
	1	11.41	11.18
2 y	5	8.51	8.51
	4	9.74	9.74
	3	9.80	9.81
	2	10.04	10.10
	1	11.26	11.18
3 y	5	8.54	8.51
	4	9.73	9.74
	3	9.80	9.81
	2	10.13	10.10
	1	11.15	11.18
4 y	5	4.10	4.08
	4	4.95	4.96
	3	5.01	5.01
	2	5.13	5.08
	1	6.45	6.52
5 y	5	0.58	0.57
	4	0.61	0.61
	3	0.67	0.66
	2	0.64	0.62
	1	1.28	1.30
6 y	5	0.58	0.57
	4	0.61	0.61
	3	0.67	0.66
	2	0.64	0.62
	1	1.26	1.30

telaio	piano	rigidezza	valore precedente
7 y	5	4.61	4.54
	4	5.80	5.82
	3	5.89	5.88
	2	6.13	5.92
	1	8.14	8.43

La sostanziale coincidenza tra valori nuovi e vecchi della rigidezza, riscontrata nel telaio 7 y, è confermata dall'esame globale dei risultati. Utilizzando questi ultimi nell'applicare nuovamente le formule per la ripartizione del taglio tra i telai si otterranno quindi valori che differiscono dai precedenti solo per quantità trascurabili ai fini pratici.

Pertanto, per l'edificio in esame spostamenti e caratteristiche di sollecitazione determinati nei singoli telai piani caricati con le forze fornite dalla prima ripartizione possono essere considerati soluzioni sostanzialmente valide dello schema spaziale.

CAPITOLO X

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SOGGETTO A CARICHI VERTICALI

Data la sostanziale regolarità della struttura, si ritiene valido esaminare separatamente i singoli telai piani soggetti ai carichi verticali su essi direttamente gravanti.

Per controllare la correttezza di questa ipotesi, si è preso in esame il settimo telaio parallelo all'asse y , che presenta una sensibile dissimmetria di carico a causa dell'esistenza di uno sbalzo del solaio gravante solo su una campata. Utilizzando il programma per il calcolo di telai piani a maglie rettangolari riportato nella terza parte del testo, si sono effettuate due distinte elaborazioni, i cui risultati sono riportati nelle pagine seguenti. Nella prima i traversi sono stati considerati liberi di traslare, nella seconda si è invece imposto che i nodi siano fissi.

Dai risultati del secondo schema si possono ricavare le reazioni dei vincoli fittizi, necessarie per assicurare l'equilibrio alla traslazione dei traversi. I valori ottenuti sono molto bassi (-0.11 , -0.11 , 0.04 , 0.00 , 0.15 t nell'ordine dal primo al quinto piano). Queste forze, cambiate di segno, insieme alle analoghe determinate per i restanti telai, andrebbero applicate allo schema spaziale per valutare esattamente l'effetto della traslazione e della rotazione dell'impalcato. La loro modesta entità rende però inutile questo ulteriore calcolo.

Una conferma della piccolezza dell'effetto della traslazione si ha confrontando le caratteristiche di sollecitazione determinate con i due schemi.

La massima differenza tra i momenti flettenti è pari a 0.15 tm, valore sicuramente ininfluenza ai fini della verifica o della entità delle armature da disporre.

TELAIO 7 Y A MODI SPOSTABILI CON CARICHI VERTICALI

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.60

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
27 - 20	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
20 - 13	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
27	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
20	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
13	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CARICHI

CARICHI VERTICALI

campata	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)
27 - 20	5	1.87	4	3.56	3	3.56	2	3.56
	1	1.37						
20 - 13	5	0.93	4	1.37	3	1.37	2	1.37
	1	1.37						

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	0.091
4	0.066
3	0.040
2	0.013
1	-0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
27 - 20	5	-2.21	-2.72	3.71	-3.96
	4	-4.35	-5.03	7.13	-7.47
	3	-4.35	-5.07	7.12	-7.48
	2	-4.29	-4.99	7.13	-7.47
	1	-1.64	-2.15	2.68	-2.93
20 - 13	5	-1.53	-1.06	2.02	-1.79
	4	-2.34	-1.62	2.99	-2.63
	3	-2.31	-1.60	2.98	-2.63
	2	-2.44	-1.56	3.02	-2.59
	1	-1.97	-1.63	2.89	-2.73

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
27	5	-2.21	2.20	-1.38	-3.71
27	4	-2.15	2.12	-1.33	-10.84
27	3	-2.23	2.35	-1.43	-17.96
27	2	-1.94	1.23	-0.99	-25.09
27	1	-0.41	0.20	-0.17	-27.77
20	5	1.18	-1.30	0.78	-5.98
20	4	1.39	-1.33	0.85	-16.43
20	3	1.43	-1.58	0.94	-26.89
20	2	0.98	-0.39	0.43	-37.38
20	1	-0.22	0.11	-0.09	-43.21
13	5	1.06	-0.87	0.60	-1.79
13	4	0.75	-0.79	0.48	-4.42
13	3	0.80	-0.77	0.49	-7.06
13	2	0.79	-1.01	0.56	-9.65
13	1	0.62	-0.31	0.26	-12.37

TELAIO 7 Y A NODI FISSI CON CARICHI VERTICALI

I dati geometrici sono identici al caso precedente.

CARICHI

CARICHI VERTICALI

campata	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)
27 - 20	5	1.87	4	3.56	3	3.56	2	3.56
	1	1.37						
20 - 13	5	0.93	4	1.37	3	1.37	2	1.37
	1	1.37						

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	0.000
4	0.000
3	0.000
2	0.000
1	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
27 - 20	5	-2.27	-2.66	3.74	-3.93
27 - 20	4	-4.47	-4.92	7.19	-7.41
27 - 20	3	-4.48	-4.95	7.18	-7.41
27 - 20	2	-4.39	-4.90	7.17	-7.42
27 - 20	1	-1.66	-2.13	2.70	-2.92

20 - 13	5	-1.59	-0.99	2.05	-1.76
20 - 13	4	-2.46	-1.50	3.04	-2.57
20 - 13	3	-2.43	-1.47	3.04	-2.57
20 - 13	2	-2.53	-1.46	3.07	-2.55
20 - 13	1	-2.00	-1.61	2.90	-2.71

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
27	5	-2.27	2.26	-1.42	-3.74
27	4	-2.21	2.18	-1.37	-10.93
27	3	-2.30	2.45	-1.48	-18.11
27	2	-1.94	1.29	-1.01	-25.28
27	1	-0.37	0.19	-0.16	-27.98
20	5	1.07	-1.19	0.71	-5.98
20	4	1.27	-1.22	0.78	-16.43
20	3	1.30	-1.43	0.85	-26.89
20	2	0.94	-0.31	0.39	-37.38
20	1	-0.19	0.09	-0.08	-43.21
13	5	0.99	-0.81	0.56	-1.76
13	4	0.68	-0.74	0.44	-4.33
13	3	0.73	-0.68	0.44	-6.91
13	2	0.78	-0.95	0.54	-9.45
13	1	0.66	-0.33	0.27	-12.17

CAPITOLO XI

VERIFICA E ARMATURA DELLE TRAVI

Nella pratica professionale occorre ovviamente verificare ed armare tutte le travi dell'edificio. Un controllo di massima della struttura del fabbricato analizzato nel testo è stato effettuato nel capitolo 9. A titolo di esempio si prende quindi ora in esame una trave del primo impalcato, appartenente al telaio 2y (pilastri 22-15-8-5-2).

11.1. Schemi di carico.

Nel capitolo 5 si è determinata l'entità dei carichi verticali, minimi e massimi, gravanti sul telaio 2y. Nel capitolo 9 si è invece calcolato quale aliquota delle azioni orizzontali viene da esso sopportata. È quindi possibile valutare le caratteristiche di sollecitazione che insorgono nel telaio analizzandolo separatamente dagli altri.

Per brevità si è effettuato il calcolo considerando sempre presenti i massimi carichi verticali, valutando solo in via approssimata l'effetto dell'assenza dei sovraccarichi. Si sono risolti quindi i due schemi base (solo forze orizzontali e solo carichi verticali), nonché due schemi nei quali i carichi verticali sono accoppiati alle forze agenti rispettivamente verso destra (cioè col segno positivo) e verso sinistra (cioè col segno negativo).

Nelle pagine che seguono sono riportati i dati geometrici e di carico ed i risultati ottenuti. Nelle figure 18 e 19 sono rappresentati i diagrammi del

momento flettente conseguenti rispettivamente alle forze orizzontali ed ai carichi verticali, considerati separatamente.

TELAIO 2 y

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
5	3.20
4	3.20
3	3.20
2	3.20
1	3.60

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
22 - 15	4.30	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
15 - 8	4.10	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
8 - 5	3.70	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				
5 - 2	3.60	5	0.30	0.50	0.003125	4	0.30	0.60	0.005400
		3	0.30	0.60	0.005400	2	0.30	0.60	0.005400
		1	0.30	0.60	0.005400				

SEZIONI DEI PILASTRI

pilastro	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
22	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				
15	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				

8	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
5	5	0.30	0.70	0.008575	4	0.30	0.70	0.008575
	3	0.30	0.70	0.008575	2	0.30	0.70	0.008575
	1	0.30	0.70	0.008575				
2	5	0.70	0.30	0.001575	4	0.70	0.30	0.001575
	3	0.70	0.30	0.001575	2	0.70	0.30	0.001575
	1	0.70	0.30	0.001575				

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CONDIZIONE DI CARICO N. 1

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	8.03
4	6.34
3	4.84
2	3.42
1	0.43

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	8.680
4	7.737
3	6.262
2	4.302
1	2.048

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
22	15	5	1.35	-1.64	-0.70
22	15	4	3.42	-4.14	-1.76
22	15	3	4.93	-6.01	-2.54
22	15	2	6.12	-7.42	-3.15
22	15	1	6.10	-7.73	-3.22
15	8	5	1.99	-1.96	-0.96
15	8	4	5.00	-4.92	-2.42
15	8	3	7.30	-7.15	-3.52
15	8	2	8.99	-8.83	-4.35
15	8	1	9.57	-9.33	-4.61
8	5	5	2.13	-2.15	-1.16
8	5	4	5.37	-5.39	-2.91
8	5	3	7.81	-7.85	-4.23
8	5	2	9.65	-9.68	-5.22
8	5	1	10.15	-10.24	-5.51
5	2	5	1.84	-1.46	-0.92
5	2	4	4.64	-3.72	-2.32
5	2	3	6.72	-5.34	-3.35
5	2	2	8.31	-6.63	-4.15
5	2	1	8.57	-6.53	-4.20

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	piano	momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
22	5	1.35	-1.23	0.81	0.70
22	4	2.19	-2.04	1.32	2.45
22	3	2.89	-2.76	1.76	5.00
22	2	3.36	-3.40	2.11	8.15
22	1	2.70	-3.21	1.64	11.36
15	5	3.64	-2.57	1.94	0.27
15	4	6.58	-4.98	3.61	0.93
15	3	8.32	-7.16	4.84	1.91
15	2	9.25	-8.80	5.64	3.11
15	1	8.50	-14.41	6.36	4.50
8	5	4.09	-3.06	2.23	0.19
8	4	7.22	-5.74	4.05	0.68
8	3	9.22	-8.09	5.41	1.39
8	2	10.38	-10.11	6.40	2.27
8	1	9.38	-14.85	6.73	3.17

5	5	3.98	-2.95	2.17	-0.24
5	4	7.08	-5.56	3.95	-0.83
5	3	9.01	-7.89	5.28	-1.71
5	2	10.10	-9.72	6.19	-2.78
5	1	9.09	-14.71	6.61	-4.10
2	5	1.46	-1.36	0.88	-0.92
2	4	2.36	-2.23	1.43	-3.24
2	3	3.11	-3.00	1.91	-6.59
2	2	3.63	-3.68	2.28	-10.74
2	1	2.86	-3.30	1.71	-14.94

CONDIZIONE DI CARICO N. 2

CARICHI VERTICALI

campata	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)
22 - 15	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
	1	3.99						
15 - 8	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
	1	3.84						
8 - 5	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
	1	3.99						
5 - 2	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
	1	3.99						

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	-0.042
4	-0.031

3	-0.024
2	-0.016
1	-0.006

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata piano			momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
22	- 15	5	-2.47	-6.34	6.37	-8.17
22	- 15	4	-3.52	-6.99	7.45	-9.06
22	- 15	3	-3.25	-7.05	7.37	-9.14
22	- 15	2	-3.34	-7.04	7.40	-9.12
22	- 15	1	-3.02	-7.43	7.55	-9.60
15	- 8	5	-5.13	-4.45	7.09	-6.76
15	- 8	4	-5.62	-5.18	7.98	-7.77
15	- 8	3	-5.71	-5.13	8.02	-7.73
15	- 8	2	-5.66	-5.15	8.00	-7.75
15	- 8	1	-5.84	-5.05	8.07	-7.68
8	- 5	5	-4.06	-4.09	6.48	-6.50
8	- 5	4	-4.65	-4.54	7.41	-7.35
8	- 5	3	-4.62	-4.60	7.39	-7.37
8	- 5	2	-4.64	-4.57	7.40	-7.36
8	- 5	1	-4.62	-4.63	7.38	-7.38
5	- 2	5	-4.77	-1.60	7.20	-5.44
5	- 2	4	-5.28	-2.30	8.01	-6.35
5	- 2	3	-5.32	-2.13	8.07	-6.30
5	- 2	2	-5.32	-2.17	8.06	-6.31
5	- 2	1	-5.41	-1.88	8.16	-6.20

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
22	5	-2.47	1.98	-1.39	-6.37
22	4	-1.54	1.60	-0.98	-13.82
22	3	-1.64	1.62	-1.02	-21.19
22	2	-1.72	1.85	-1.12	-28.58
22	1	-1.17	0.59	-0.49	-36.14
15	5	1.21	-0.81	0.63	-15.26
15	4	0.56	-0.65	0.38	-32.30
15	3	0.69	-0.64	0.42	-49.46
15	2	0.74	-0.92	0.52	-66.57
15	1	0.66	-0.30	0.27	-84.24

8	5	0.39	-0.29	0.21	-13.25
8	4	0.24	-0.25	0.15	-28.43
8	3	0.26	-0.26	0.16	-43.54
8	2	0.25	-0.26	0.16	-58.69
8	1	0.17	-0.05	0.06	-73.75
5	5	-0.67	0.47	-0.36	-13.70
5	4	-0.28	0.34	-0.19	-29.06
5	3	-0.38	0.35	-0.23	-44.50
5	2	-0.40	0.47	-0.27	-59.92
5	1	-0.31	0.19	-0.14	-75.47
2	5	1.60	-1.29	0.90	-5.44
2	4	1.02	-1.05	0.65	-11.79
2	3	1.07	-1.07	0.67	-18.09
2	2	1.11	-1.16	0.71	-24.40
2	1	0.72	-0.35	0.30	-30.60

CONDIZIONE DI CARICO N. 3

CARICHI VERTICALI

campata	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)
22 - 15	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
	1	3.99						
15 - 8	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
	1	3.84						
8 - 5	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
	1	3.99						
5 - 2	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
	1	3.99						

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	8.03

4	6.34
3	4.84
2	3.42
1	0.43

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	8.638
4	7.705
3	6.238
2	4.286
1	2.042

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano		momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
22 - 15	5		-1.12	-7.98	5.67	-8.86
22 - 15	4		-0.10	-11.12	5.69	-10.82
22 - 15	3		1.68	-13.07	4.83	-11.69
22 - 15	2		2.78	-14.45	4.25	-12.27
22 - 15	1		3.08	-15.15	4.34	-12.82
15 - 8	5		-3.13	-6.40	6.13	-7.73
15 - 8	4		-0.61	-10.10	5.56	-10.19
15 - 8	3		1.58	-12.28	4.49	-11.25
15 - 8	2		3.33	-13.98	3.65	-12.09
15 - 8	1		3.73	-14.38	3.46	-12.29
8 - 5	5		-1.92	-6.24	5.33	-7.66
8 - 5	4		0.72	-9.93	4.50	-10.26
8 - 5	3		3.19	-12.45	3.16	-11.61
8 - 5	2		5.00	-14.25	2.18	-12.59
8 - 5	1		5.53	-14.87	1.87	-12.90
5 - 2	5		-2.93	-3.06	6.28	-6.35
5 - 2	4		-0.64	-6.02	5.69	-8.68
5 - 2	3		1.41	-7.47	4.72	-9.65
5 - 2	2		2.99	-8.80	3.91	-10.46
5 - 2	1		3.17	-8.41	3.97	-10.40

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
22	5	-1.12	0.75	-0.58	-5.67
22	4	0.65	-0.44	0.34	-11.36
22	3	1.24	-1.14	0.75	-16.19
22	2	1.63	-1.55	1.00	-20.44
22	1	1.53	-2.62	1.15	-24.77
15	5	4.85	-3.38	2.57	-14.99
15	4	7.13	-5.64	3.99	-31.37
15	3	9.01	-7.80	5.25	-47.55
15	2	9.99	-9.72	6.16	-63.46
15	1	9.16	-14.71	6.63	-79.74
8	5	4.48	-3.35	2.45	-13.05
8	4	7.46	-5.99	4.20	-27.74
8	3	9.48	-8.35	5.57	-42.15
8	2	10.63	-10.37	6.56	-56.43
8	1	9.55	-14.91	6.79	-70.58
5	5	3.31	-2.49	1.81	-13.94
5	4	6.80	-5.22	3.76	-29.89
5	3	8.64	-7.55	5.06	-46.21
5	2	9.69	-9.25	5.92	-62.70
5	1	8.78	-14.52	6.47	-79.56
2	5	3.06	-2.65	1.78	-6.35
2	4	3.37	-3.28	2.08	-15.03
2	3	4.19	-4.07	2.58	-24.68
2	2	4.73	-4.83	2.99	-35.14
2	1	3.58	-3.65	2.01	-45.53

CONDIZIONE DI CARICO N. 4

CARICHI VERTICALI

campata	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)	piano	carico (t/m)
22 - 15	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
	1	3.99						

15	-	8	5	3.38	4	3.84	3	3.84	2	3.84
			1	3.84						
8	-	5	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
			1	3.99						
5	-	2	5	3.51	4	3.99	3	3.99	2	3.99
			1	3.99						

FORZE ORIZZONTALI

piano	forza (t)
5	-8.03
4	-6.34
3	-4.84
2	-3.42
1	-0.43

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

impalcato	spostamento (mm)
5	-8.723
4	-7.768
3	-6.285
2	-4.318
1	-2.055

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

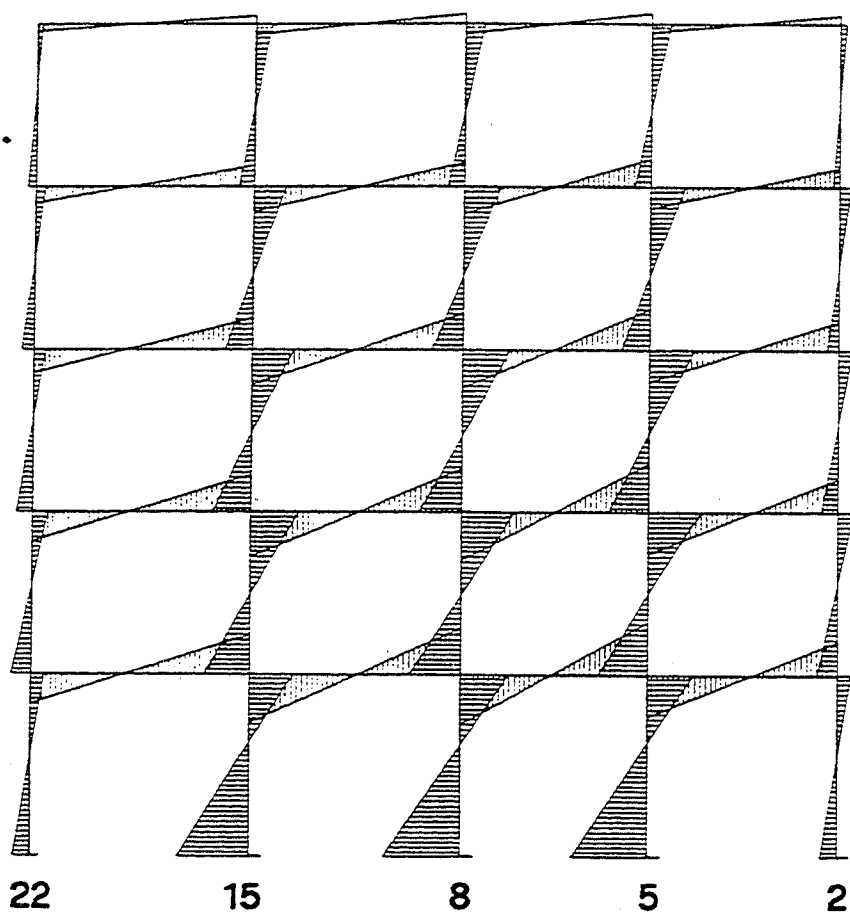
campata	piano		momento a sinistra (tm)	momento a destra (tm)	taglio a sinistra (t)	taglio a destra (t)
22 - 15	5		-3.82	-4.70	7.06	-7.47
22 - 15	4		-6.94	-2.85	9.21	-7.30
22 - 15	3		-8.17	-1.04	9.91	-6.60
22 - 15	2		-9.46	0.38	10.54	-5.97
22 - 15	1		-9.12	0.30	10.77	-6.39

15 - 8	5	-7.12	-2.49	8.06	-5.80
15 - 8	4	-10.62	-0.27	10.40	-5.35
15 - 8	3	-13.01	2.03	11.54	-4.20
15 - 8	2	-14.65	3.68	12.34	-3.40
15 - 8	1	-15.41	4.28	12.57	-3.07
8 - 5	5	-6.19	-1.95	7.64	-5.35
8 - 5	4	-10.02	0.85	10.32	-4.44
8 - 5	3	-12.43	3.25	11.62	-3.14
8 - 5	2	-14.29	5.11	12.63	-2.14
8 - 5	1	-14.77	5.61	12.89	-1.87
5 - 2	5	-6.61	-0.14	8.12	-4.52
5 - 2	4	-9.92	1.42	10.33	-4.03
5 - 2	3	-12.04	3.22	11.42	-2.94
5 - 2	2	-13.63	4.46	12.21	-2.16
5 - 2	1	-13.98	4.66	12.36	-2.00

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro piano		momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
22	5	-3.82	3.21	-2.20	-7.06
22	4	-3.73	3.65	-2.31	-16.27
22	3	-4.53	4.38	-2.78	-26.19
22	2	-5.08	5.25	-3.23	-36.73
22	1	-3.86	3.81	-2.13	-47.50
15	5	-2.42	1.75	-1.31	-15.53
15	4	-6.02	4.33	-3.24	-33.23
15	3	-7.63	6.52	-4.42	-51.37
15	2	-8.50	7.87	-5.12	-69.68
15	1	-7.84	14.12	-6.10	-88.74
8	5	-3.70	2.77	-2.02	-13.44
8	4	-6.98	5.49	-3.90	-29.11
8	3	-8.97	7.84	-5.25	-44.93
8	2	-10.13	9.84	-6.24	-60.96
8	1	-9.21	14.80	-6.67	-76.92
5	5	-4.66	3.42	-2.52	-13.46
5	4	-7.35	5.90	-4.14	-28.24
5	3	-9.39	8.24	-5.51	-42.80
5	2	-10.50	10.19	-6.47	-57.14
5	1	-9.40	14.90	-6.75	-71.37
2	5	0.14	0.08	0.02	-4.52
2	4	-1.34	1.18	-0.79	-8.55
2	3	-2.04	1.94	-1.24	-11.50
2	2	-2.52	2.52	-1.57	-13.66
2	1	-2.14	2.94	-1.41	-15.66

CONDIZIONE DI CARICO F.O.



SCALA

Lunghezze	1 : 50	
Momenti	1 cm = 5 tm	

FIG.18

CONDIZIONE DI CARICO : CARICHI VERTICALI MAX

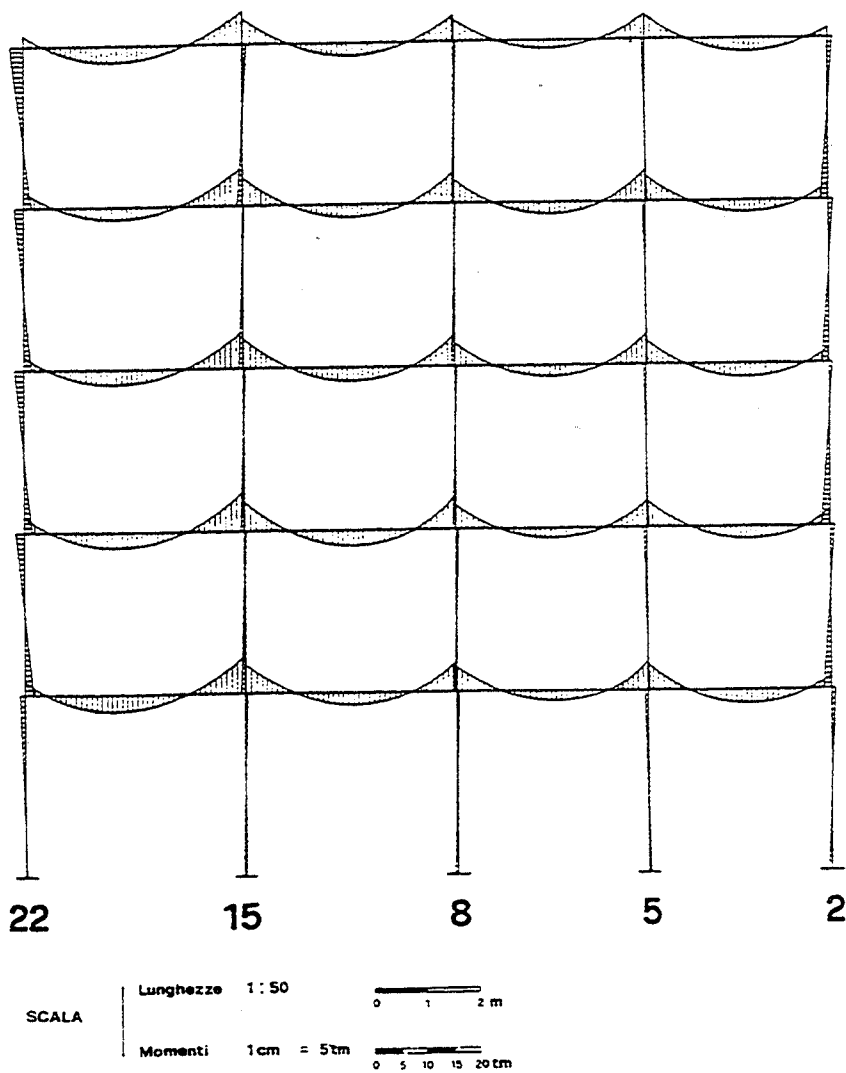


FIG.19

I valori forniti dalla risoluzione dello schema di telaio piano sono stati utilizzati per tracciare il diagramma di involucro del momento flettente, riportato in figura 20. Per ciascuna campata sono indicate due curve, che rappresentano l'effetto combinato di carichi verticali ed azioni orizzontali (agenti nei due versi). Si può immediatamente notare la sensibile differenza rispetto agli usuali diagrammi conseguenti a soli carichi verticali. Agli estremi si ha infatti un'inversione del segno del momento, e in conseguenza a ciò il massimo momento positivo si ha non in mezzzeria bensì in prossimità dei pilastri. Questa situazione è tanto più accentuata quanto più rilevante è l'effetto del sisma rispetto a quello dei carichi verticali, ed è quindi massima nelle campate più corte e rigide, come la 8-5.

Nel diagramma è riportata anche una terza curva, corrispondente allo schema di singole campate semplicemente appoggiate agli estremi; il carico verticale considerato è la metà di quello realmente agente, poiché questo è uno schema limite valido solo a rottura. Nel caso in esame i valori da esso forniti sono di poco rilievo, perché sostanzialmente contenuti entro quelli dei primi due schemi. Esso può invece diventare condizionante nel caso di travi che risentono in misura limitata dell'azione sismica, cioè in campate a spessore oppure poste negli impalcati superiori.

L'effetto provocato dalla parziale o totale assenza dei sovraccarichi è stato valutato solo in maniera approssimata ed è quindi riportato nel diagramma con brevi tratti curvilinei con linea tratteggiata.

La presenza dei soli carichi fissi comporta una diminuzione del momento negativo (ovvero un incremento di quello positivo) agli estremi delle campate. Nella trave presa in considerazione i sovraccarichi rappresentano in tutte le campate circa il 25% del carico totale. Il loro effetto può quindi essere stimato come una percentuale dei valori forniti dal secondo schema di carico, in cui agiscono i carichi verticali massimi. Ad esempio, per il primo estremo della campata 8-5 esso è pari a circa $4.62 \times 0.25 = 1.16$ tm; questo valore va sommato a quello valutato per carichi verticali e forze verso destra (5.53 tm). L'incremento così ottenuto comporta una lieve maggiorazione del massimo momento positivo nella seconda, terza e quarta campata. L'effetto diventa irrilevante quando il carico totale è basso, perché in tal caso la variazione è in assoluto modesta. Può ugualmente essere trascurato quando le azioni orizzontali non comportano inversione del momento agli estremi.

L'effetto dei sovraccarichi a scacchiera può essere valutato facendo riferimento ad uno schema ideale di trave continua ad infinite campate, con uguale luce e carico.

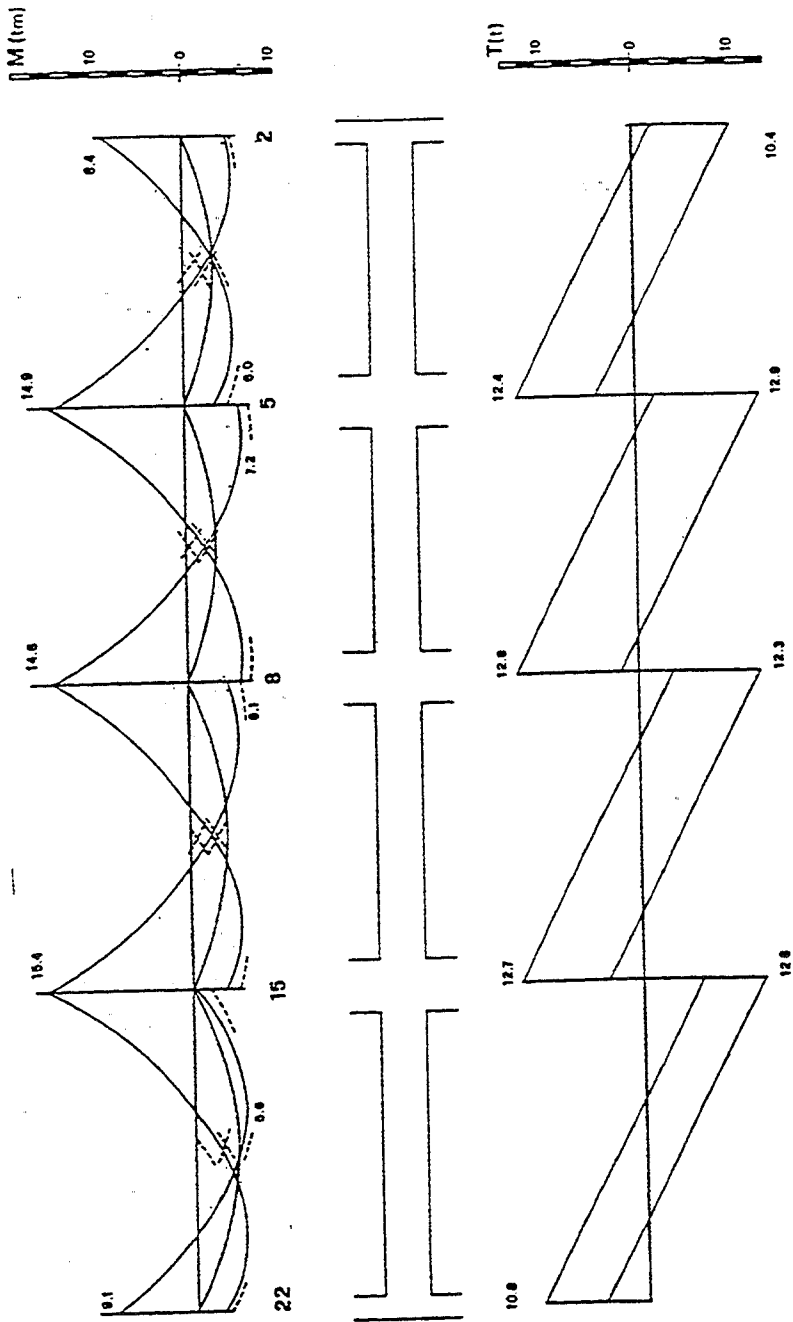


FIG.20 - Diagramma involucro di momento flettente e taglio

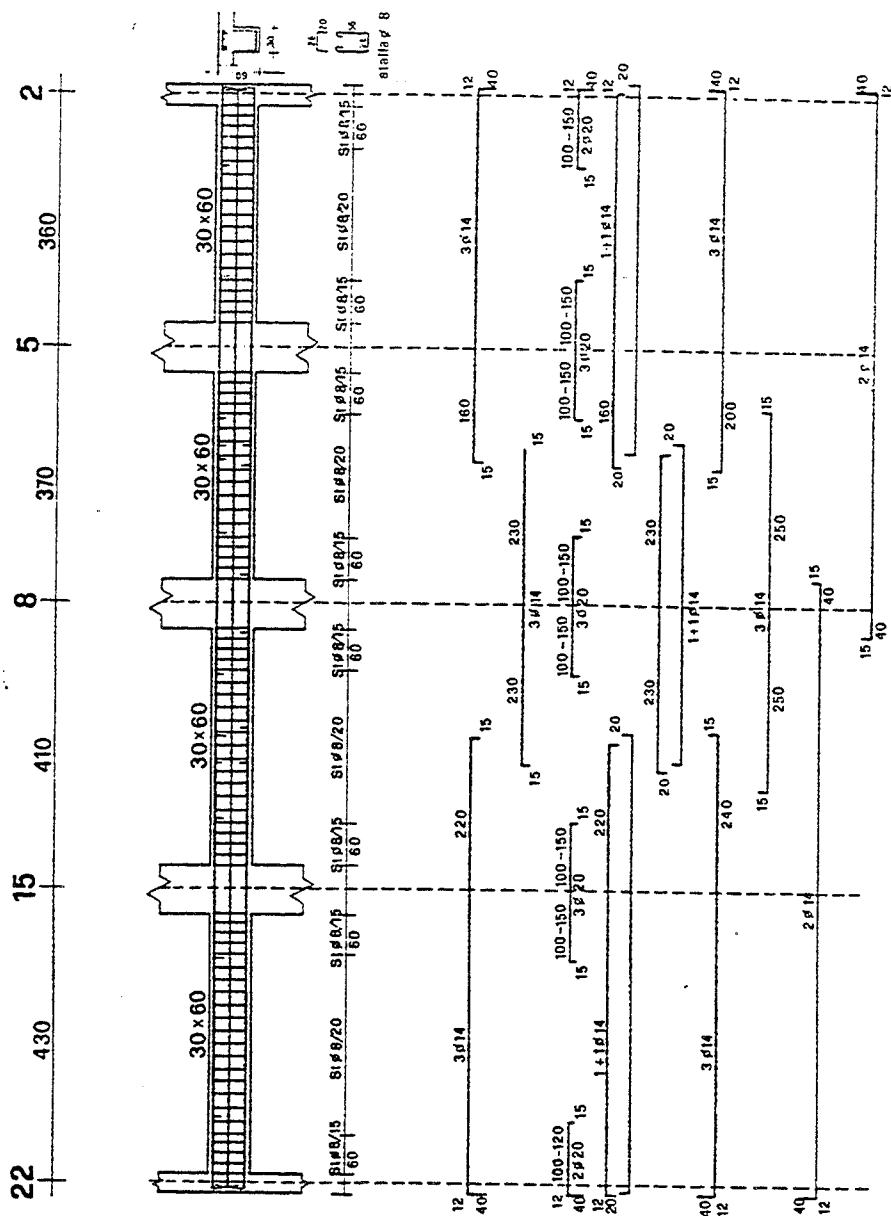


FIG.21 - Armatura della trave

Se si indica con p l'entità del sovraccarico e con l la luce, tale schema limite comporta, rispetto a quello con carichi massimi, un aumento del momento positivo in mezzzeria pari a $pl^2/24$ ed una sua diminuzione pari a $pl^2/12$. Lo schema reale differisce sensibilmente da quello innanzi descritto, ma le formule riportate possono essere utilizzate per una valutazione approssimata. Per la campata 8-5 si ha ad esempio $1.02 \times 3.70^2/24 = 0.58$ tm di incremento e 1.16 tm di decremento rispetto ai valori determinati in mezzzeria. Si può osservare che nel caso in esame le variazioni ottenute sono irrilevanti, tranne forse che per la prima campata. Esse però possono diventare importanti nel caso di travi che risentono in misura limitata dell'azione sismica.

11.2. Verifica a flessione e taglio.

Per verificare l'ammissibilità delle tensioni che insorgono nel calcestruzzo a causa del momento flettente si è proceduto in maniera indiretta, determinando il momento ammissibile per la sezione, in funzione di diverse percentuali di armatura in compressione, e confrontando con questi valori i massimi momenti forniti dal calcolo.

Per la sezione 30x60, con copriferro di 3 cm, in base alle caratteristiche del materiale definite nel capitolo 2 ed indicando con A_f l'armatura tesa ed A'_f quella compressa, il momento resistente del calcestruzzo M_{rc} vale:

per $A'_f = 0$	$r = 0.270$	$M_{rc} = 13.34$ tm
per $A'_f = 0.25 A_f$	$r' = 0.252$	$M_{rc} = 15.38$ tm
per $A'_f = 0.50 A_f$	$r' = 0.232$	$M_{rc} = 18.09$ tm
per $A'_f = 0.75 A_f$	$r' = 0.211$	$M_{rc} = 21.88$ tm
per $A'_f = A_f$	$r' = 0.188$	$M_{rc} = 27.53$ tm

Il massimo momento flettente riscontrato nella trave è pari a 15.41 tm ed è quindi ammissibile purché l'armatura in compressione sia almeno il 25% di quella tesa.

In maniera analoga, per verificare che le tensioni tangenziali siano accettabili si è calcolato il taglio ammissibile per la sezione, corrispondente alla tensione limite τ_{b1} , che per il materiale utilizzato è pari a 16.86 kgcm^{-2} . Il valore così determinato, 25.94 t, è nettamente maggiore del massimo taglio riscontrato nella trave (12.90 t).

11.3. Armatura a flessione.

L'armatura (fig. 21) è stata realizzata con barre dritte, seguendo i criteri proposti nella prima parte del testo. L'armatura inferiore è costituita da 5 $\phi 14$, interrotti in parte in corrispondenza ai pilastri e in parte nella mezzeria. L'armatura superiore è costituita da 3 $\phi 14$ filanti che fungono anche da reggistaffe. Ad essi sono aggiunti dei monconi $\phi 20$ (2 in corrispondenza dei pilastri di estremità, 3 per quelli interni) aventi lunghezza decrescente con regolarità.

11.4. Armatura a taglio.

L'armatura a taglio è stata realizzata con staffe e ferri di parete. Per maggior rapidità, anziché calcolare l'area di ferro necessaria in ciascuna sezione in base al taglio ivi presente, si è preferito determinare una volta per tutte il taglio corrispondente alle poche alternative possibili. Si ottengono in tal modo, per la sezione 30x60 e con il tipo di acciaio definito per il caso in esame, i valori di seguito riportati.

Ferri di parete:

$$T = 2 \sigma_f A_f$$

2 $\phi 10$	T = 6.91 t	2 $\phi 14$	T = 13.55 t
4 $\phi 10$	T = 13.82 t	4 $\phi 14$	T = 27.09 t
6 $\phi 10$	T = 20.73 t		

Staffe:

$$T = \frac{2 h \sigma_f}{\Delta z} \cdot A_f \quad \Delta z = 100 \text{ cm}$$

$\phi 8/25$	T = 10.09 t	$\phi 8/20$	T = 12.61 t
$\phi 8/15$	T = 16.81 t	$\phi 8/10$	T = 25.21 t

Nella trave presa in considerazione si raggiungono agli estremi di tutte le campate valori del taglio prossimi alle 13 t. Tenendo conto anche dei minimi regolamentari si dispongono quindi staffe $\phi 8/15$ agli estremi, per un tratto di 60 cm dal filo pilastro, e $\phi 8/20$ nella parte centrale di ciascuna campata.

CAPITOLO XII

VERIFICA E ARMATURA DEI PILASTRI

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

Per definire l'armatura dei pilastri occorrerebbe individuare per ciascuna sezione la coppia $M-N$ più gravosa. In realtà non sempre è facile individuare la condizione di carico per la quale si verifica tale situazione, e si è quindi costretti ad effettuare più verifiche. Dovendo operare manualmente, si sono calcolati direttamente i valori limite, minimo e massimo, dello sforzo normale e li si è considerati accoppiati al momento flettente massimo.

I valori limite di M ed N sono dovuti alla contemporanea presenza di carichi verticali e forze orizzontali.

I carichi verticali provocano nei pilastri sforzi normali di entità sicuramente non trascurabile, il cui valore massimo è stato determinato nel capitolo 6. In quella sede si è anche osservato che in assenza di sovraccarichi lo sforzo normale si riduce di un'aliquota compresa tra il 10 e il 25%. Per semplicità operativa, ma sicuri di operare a vantaggio di sicurezza, si è assunto quindi nel caso in esame che lo sforzo normale minimo sia pari al 70% di quello massimo.

Gli stessi carichi inducono invece nei pilastri un momento flettente usualmente modesto. È comunque opportuno tenerne conto, utilizzando i valori forniti dalla risoluzione dei singoli telai. Nell'esempio trattato il calcolo per carichi verticali è stato effettuato solo per due telai (il 7y nel capitolo 10

ed il 2y nel capitolo 11). Il momento flettente è stato quindi stimato "ad occhio", con valori compresi tra 0 e 2 tm (maggiori per pilastri di estremità o corrispondenti a travi con sensibili squilibri di carico, minori e al limite nulli per pilastri adiacenti a travi poco caricate o in condizioni di simmetria).

Le forze orizzontali provocano, al contrario, momenti flettenti elevati e sforzi normali in genere bassi, ma quasi mai trascurabili. Nel capitolo 9 si è effettuata la risoluzione del telaio spaziale, ottenendo i tagli agenti sui singoli telai piani componenti la struttura. In base a tali tagli sono stati calcolati tutti i telai dell'edificio, anche se, per ragioni di spazio, nel testo sono stati riportati solo i risultati relativi ai telai 7y e 2y (nei capitoli 9 e 11). Quando la rotazione degli impalcati è molto piccola, i valori possono comunque essere stimati approssimativamente incrementando o decrementando i risultati del telaio traslante, in proporzione al rapporto tra tagli forniti dalla ripartizione finale e tagli assorbiti nello schema traslante.

Per ciascun pilastro occorrerebbe considerare separatamente le due sezioni, in testa e al piede. È però possibile effettuare una verifica unica, perché lo sforzo normale è in esse praticamente uguale, a meno del peso proprio, ed anche il momento flettente presenta in genere valori non molto dissimili. L'unica eccezione è costituita dai pilastri del primo ordine, che hanno un momento al piede nettamente maggiore di quello in testa. Una verifica differenziata delle due estremità diventa in tal caso opportuna se l'armatura necessaria alla base risulta particolarmente elevata.

Nelle pagine seguenti sono riportati i valori del momento flettente (in tm) e dello sforzo normale (in t) provocati dai carichi verticali ed orizzontali, ed i conseguenti valori limite. A ciascun ordine del singolo pilastro corrispondono due righe, poiché la verifica deve essere effettuata in due direzioni ortogonali. Esse contengono innanzitutto le indicazioni relative al pilastro: numerazione in carpenteria, ordine, sezione. Seguono tre colonne relative agli effetti dei carichi verticali: sforzo normale massimo $N_{q \max}$, sforzo normale minimo $N_{q \min}$ (pari, come detto, al 70% del precedente) e momento flettente M_q . Vengono quindi i valori conseguenti alle azioni orizzontali: sforzo normale N_f e momento flettente M_f , riportati senza segno perché devono essere sia sommati che sottratti. Le successive tre colonne contengono i valori limite: sforzo normale massimo, pari a $N_{q \max} + N_f$, sforzo normale minimo, pari a $N_{q \min} - N_f$, momento flettente massimo, pari a $M_q + M_f$. L'ultima colonna è infine riservata all'area di ferro necessaria, di cui si parla nel paragrafo seguente.

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
1	30x70	6.7	4.7	0.5	1.1	2.4	7.8	3.6	2.9	2
V	70x30			1.5	0.8	1.3	7.5	3.9	2.8	4
1	30x70	15.4	10.8	0.5	3.7	4.9	19.1	7.1	5.4	3
IV	70x30			1.5	2.8	2.1	18.2	8.0	3.6	4
1	30x70	24.1	16.9	0.5	7.6	5.9	31.7	9.3	6.4	3
III	70x30			1.5	5.8	2.7	29.9	11.1	4.2	6
1	30x70	32.8	23.0	0.5	12.3	6.2	45.1	10.7	6.7	3
II	70x30			1.5	9.5	3.2	42.3	13.5	4.7	6
1	30x70	41.7	29.2	0.5	17.3	13.8	59.0	11.9	14.3	8
I	70x30			1.5	13.3	3.1	55.0	15.9	4.6	6
2	30x70	9.9	6.9	0.0	0.3	4.7	10.2	6.6	4.7	2
V	70x30			2.0	0.9	1.5	10.8	6.0	3.5	5
2	30x70	22.5	15.8	0.0	1.0	8.1	23.5	14.8	8.1	3
IV	70x30			2.0	3.2	2.4	25.7	12.6	4.4	5
2	30x70	35.2	24.6	0.0	2.0	10.4	37.2	22.6	10.4	3
III	70x30			2.0	6.6	3.1	41.8	18.0	5.1	5
2	30x70	47.9	33.5	0.0	3.2	11.7	51.1	30.3	11.7	3
II	70x30			2.0	10.7	3.7	58.6	22.8	5.7	6
2	30x70	60.7	42.5	0.0	4.5	15.9	65.2	38.0	15.9	8
I	70x30			2.0	14.9	3.3	75.6	27.6	5.3	5
3	30x70	6.0	4.2	0.5	1.4	2.7	7.4	2.8	3.2	2
V	70x30			1.5	1.0	1.6	7.0	3.2	3.1	5
3	30x70	13.9	9.7	0.5	4.7	5.3	18.6	5.0	5.8	4
IV	70x30			1.5	3.6	2.6	17.5	6.1	4.1	6
3	30x70	21.7	15.2	0.5	9.6	6.4	31.3	5.6	6.9	5
III	70x30			1.5	7.3	3.4	29.0	7.9	4.9	7
3	30x70	29.5	20.7	0.5	15.6	6.8	45.1	5.0	7.3	5
II	70x30			1.5	11.8	4.0	41.3	8.8	5.5	9
3	30x70	37.5	26.3	0.5	21.9	14.0	59.4	4.4	14.5	10
I	70x30			1.5	16.4	3.5	53.9	9.9	5.0	7

pilastro ord. sez.	carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
4 70x30	10.4	7.3	0.5	0.2	0.4	10.6	7.1	0.9	—
V 30x70			0.0	0.1	3.4	10.5	7.2	3.4	1
4 70x30	23.3	16.3	0.5	0.4	0.6	23.7	15.9	1.1	—
IV 30x70			0.0	0.2	6.1	23.5	16.1	6.1	1
4 70x30	36.1	25.3	0.5	0.8	0.7	36.9	24.5	1.2	—
III 30x70			0.0	0.5	7.7	36.6	24.8	7.7	—
4 70x30	49.0	34.3	0.5	1.2	0.7	50.2	33.1	1.2	—
II 30x70			0.0	0.7	8.6	49.7	33.6	8.6	—
4 70x30	62.1	43.5	0.5	1.7	2.4	63.8	41.8	2.9	—
I 30x70			0.0	1.2	13.6	63.3	42.3	13.6	4
5 70x30	16.3	11.4	0.0	0.1	0.7	16.4	11.3	0.7	—
V 30x70			0.0	0.2	4.0	16.5	11.2	4.0	1
5 70x30	34.5	24.2	0.0	0.2	1.0	34.7	24.0	1.0	—
IV 30x70			0.0	0.8	7.1	35.3	23.3	7.1	—
5 70x30	52.7	36.9	0.0	0.4	1.3	53.1	36.5	1.3	—
III 30x70			0.0	1.7	9.0	54.4	35.2	9.0	—
5 70x30	70.9	49.6	0.0	0.6	1.3	71.5	49.0	1.3	—
II 30x70			0.0	2.8	10.1	73.7	46.8	10.1	—
5 70x30	89.3	62.5	0.0	0.9	2.7	90.2	61.6	2.7	—
I 30x70			0.0	4.1	14.7	93.4	58.4	14.7	9
6 70x30	8.9	6.2	0.5	0.2	0.4	9.1	6.0	0.9	—
V 30x70			0.0	0.3	4.4	9.2	5.9	4.4	3
6 70x30	19.9	13.9	0.5	0.6	0.7	20.5	13.3	1.2	—
IV 30x70			0.0	0.9	7.8	20.8	13.0	7.8	3
6 70x30	30.8	21.6	0.5	1.2	0.8	32.0	20.4	1.3	—
III 30x70			0.0	1.9	9.9	32.7	19.7	9.9	4
6 70x30	41.8	29.3	0.5	1.9	0.8	43.7	27.4	1.3	—
II 30x70			0.0	3.1	11.1	44.9	26.2	11.1	3
6 70x30	53.0	37.1	0.5	2.6	2.5	55.6	34.5	3.0	—
I 30x70			0.0	4.5	15.6	57.5	32.6	15.6	8

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
7	70x30	9.9	6.9	0.5	0.2	0.4	10.1	6.7	0.9	—
V	30x70			0.0	0.1	3.5	10.0	6.8	3.5	1
7	70x30	22.2	15.5	0.5	0.4	0.6	22.6	15.1	1.1	—
IV	30x70			0.0	0.4	6.3	22.6	15.1	6.3	1
7	70x30	34.5	24.2	0.5	0.8	0.7	35.3	23.3	1.2	—
III	30x70			0.0	0.7	8.1	35.2	23.5	8.1	1
7	70x30	46.8	32.8	0.5	1.3	0.7	48.1	31.5	1.2	—
II	30x70			0.0	1.2	9.1	48.0	31.6	9.1	1
7	70x30	59.4	41.6	0.5	1.8	2.5	61.2	39.8	3.0	—
I	30x70			0.0	1.7	13.8	61.1	39.9	13.8	8
8	70x30	15.8	11.1	0.0	0.0	0.7	15.8	11.1	0.7	—
V	30x70			0.0	0.2	4.1	16.0	10.9	4.1	1
8	70x30	33.5	23.5	0.0	0.0	0.9	33.5	23.5	0.9	—
IV	30x70			0.0	0.7	7.2	34.2	22.7	7.2	—
8	70x30	51.1	35.8	0.0	0.1	1.1	51.2	35.7	1.1	—
III	30x70			0.0	1.4	9.2	52.5	34.4	9.2	—
8	70x30	68.8	48.2	0.0	0.1	1.2	68.9	48.1	1.2	—
II	30x70			0.0	2.3	10.4	71.1	45.9	10.4	—
8	70x30	86.7	60.7	0.0	0.1	2.7	86.8	60.6	2.7	—
I	30x70			0.0	3.2	14.9	89.9	57.5	14.9	9
9	70x30	19.9	13.9	0.0	1.2	1.9	21.1	12.7	1.9	1
V	30x70			0.5	0.2	4.5	20.1	13.7	5.0	1
9	70x30	34.8	24.4	0.0	4.5	3.0	39.3	19.9	3.0	1
IV	30x70			0.5	0.8	7.9	35.6	23.6	8.4	1
9	70x30	49.6	34.7	0.0	9.3	4.0	58.9	25.4	4.0	2
III	30x70			0.5	1.5	10.1	51.1	33.2	10.6	2
9	70x30	64.5	45.2	0.0	15.2	4.7	79.7	29.9	4.7	3
II	30x70			0.5	2.5	11.4	67.0	42.7	11.9	2
9	70x30	79.5	55.7	0.0	20.9	3.8	100.4	34.8	3.8	1
I	30x70			0.5	3.5	15.7	83.0	52.2	16.2	11

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
10	30x70	16.0	11.2	1.0	0.2	4.9	16.2	11.0	5.9	2
V	70x30			1.0	0.8	1.6	16.8	10.4	2.6	3
10	30x70	29.8	20.9	1.0	0.7	8.6	30.5	20.2	9.6	3
IV	70x30			1.0	2.9	2.6	32.7	18.0	3.6	3
10	30x70	43.6	30.5	1.0	1.4	11.1	45.0	29.1	12.1	4
III	70x30			1.0	5.9	3.4	49.5	24.6	4.4	3
10	30x70	57.5	40.3	1.0	2.2	12.5	59.7	38.1	13.5	5
II	70x30			1.0	9.5	4.0	67.0	30.8	5.0	4
10	30x70	69.6	48.7	1.0	3.4	16.6	73.0	45.3	17.6	11
I	70x30			1.0	13.2	3.6	82.8	35.5	4.6	3
11	30x70	10.8	7.6	0.0	0.6	4.8	11.4	7.0	4.8	2
V	70x30			0.5	0.2	0.5	11.0	7.4	1.0	1
11	30x70	26.1	18.3	0.0	2.0	8.3	28.1	16.3	8.3	3
IV	70x30			0.5	0.6	0.7	26.7	17.7	1.2	—
11	30x70	41.4	29.0	0.0	4.1	10.7	45.5	24.9	10.7	3
III	70x30			0.5	1.1	0.9	42.5	27.9	1.4	—
11	30x70	56.7	39.7	0.0	6.7	12.1	63.4	33.0	12.1	3
II	70x30			0.5	1.7	0.8	58.4	38.0	1.3	—
11	30x70	68.1	47.7	0.0	9.3	16.5	77.4	38.4	16.5	10
I	70x30			0.5	2.4	2.6	70.5	45.3	3.1	—
12	30x70	12.1	8.5	0.0	0.0	4.3	12.1	8.5	4.3	2
V	70x30			0.5	0.2	0.5	12.3	8.3	1.0	1
12	30x70	29.4	20.6	0.0	0.1	7.7	29.5	20.5	7.7	2
IV	70x30			0.5	0.6	0.8	30.0	20.0	1.3	—
12	30x70	46.6	32.6	0.0	0.2	9.7	46.8	32.4	9.7	1
III	70x30			0.5	1.2	0.9	47.8	31.4	1.4	—
12	30x70	63.9	44.7	0.0	0.4	10.9	64.3	44.3	10.9	1
II	70x30			0.5	1.9	0.9	65.8	42.8	1.4	—
12	30x70	76.7	53.7	0.0	0.3	16.0	77.0	53.4	16.0	9
I	70x30			0.5	2.6	2.8	79.3	51.1	3.3	—

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
13	70x30	7.3	5.1	2.0	1.1	1.7	8.4	4.0	3.7	6
V	30x70			0.5	1.6	3.3	8.9	3.5	3.8	2
13	70x30	17.7	12.4	2.0	3.7	2.7	21.4	8.7	4.7	7
IV	30x70			0.5	5.5	6.6	23.2	6.9	7.1	4
13	70x30	28.1	19.7	2.0	7.5	3.5	35.6	12.2	5.5	7
III	30x70			0.5	11.1	8.0	39.2	8.6	8.5	5
13	70x30	38.5	27.0	2.0	12.3	4.2	50.8	14.6	6.2	8
II	30x70			0.5	17.9	8.4	56.4	9.0	8.9	5
13	70x30	46.9	32.8	2.0	17.0	3.7	63.9	15.8	5.7	5
I	30x70			0.5	24.9	16.8	71.8	7.9	17.3	12
14	70x30	12.2	8.5	0.5	0.2	0.4	12.4	8.3	0.9	—
V	30x70			0.5	0.4	3.3	12.6	8.1	3.8	2
14	70x30	28.5	19.9	0.5	0.4	0.6	28.9	19.5	1.1	—
IV	30x70			0.5	1.3	5.9	29.8	18.7	6.4	1
14	70x30	44.7	31.3	0.5	0.8	0.7	45.5	30.5	1.2	—
III	30x70			0.5	2.6	7.5	47.3	28.7	8.0	—
14	70x30	61.0	42.7	0.5	1.3	0.7	62.3	41.4	1.2	—
II	30x70			0.5	4.3	8.4	65.3	38.4	8.9	—
14	70x30	74.9	52.4	0.5	1.8	2.5	76.7	50.6	3.0	—
I	30x70			0.5	6.2	13.5	81.1	46.2	14.0	6
15	70x30	17.7	12.4	0.0	0.1	0.7	17.8	12.3	0.7	—
V	30x70			0.0	0.3	3.6	18.0	12.1	3.6	—
15	70x30	37.6	26.3	0.0	0.2	1.0	37.8	26.1	1.0	—
IV	30x70			0.0	0.9	6.6	38.5	25.4	6.6	—
15	70x30	57.5	40.3	0.0	0.3	1.3	57.8	40.0	1.3	—
III	30x70			0.0	1.9	8.3	59.4	38.3	8.3	—
15	70x30	77.3	54.1	0.0	0.5	1.4	77.8	53.6	1.4	—
II	30x70			0.0	3.1	9.3	80.4	51.0	9.3	—
15	70x30	98.1	68.7	0.0	0.7	2.8	98.8	68.0	2.8	—
I	30x70			0.0	4.5	14.4	102.6	64.2	14.4	11

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
16	70x30	26.6	18.6	1.0	0.0	0.8	26.6	18.6	1.8	—
V	30x70			0.0	0.3	4.0	26.9	18.3	4.0	—
16	70x30	46.1	32.3	1.0	0.0	1.0	46.1	32.3	2.0	—
IV	30x70			0.0	1.0	7.2	47.1	31.3	7.2	—
16	70x30	65.7	46.0	1.0	0.1	1.3	65.8	45.9	2.3	—
III	30x70			0.0	2.1	9.1	67.8	43.9	9.1	—
16	70x30	85.2	59.6	1.0	0.1	1.4	85.3	59.5	2.4	—
II	30x70			0.0	3.4	10.2	88.6	56.2	10.2	—
16	70x30	105.0	73.5	1.0	0.1	2.8	105.1	73.4	3.8	1
I	30x70			0.0	4.9	15.3	109.9	68.6	15.3	14
17	70x30	22.0	15.4	0.5	1.0	1.9	23.0	14.4	2.4	1
V	30x70			0.5	0.5	4.5	22.5	14.9	5.0	1
17	70x30	40.8	28.6	0.5	3.7	3.0	44.5	24.9	3.5	1
IV	30x70			0.5	1.5	7.9	42.3	27.1	8.4	1
17	70x30	59.6	41.7	0.5	7.7	4.0	67.3	34.0	4.5	2
III	30x70			0.5	3.2	10.1	62.8	38.5	10.6	2
17	70x30	78.3	54.8	0.5	12.5	4.7	90.8	42.3	5.2	5
II	30x70			0.5	5.2	11.2	83.5	49.6	11.7	2
17	70x30	98.1	68.7	0.5	17.4	3.9	115.5	51.3	4.4	7
I	30x70			0.5	7.5	16.1	105.6	61.2	16.6	12
18	30x70	13.8	9.7	0.0	0.2	4.4	14.0	9.5	4.4	1
V	70x30			0.0	0.0	0.8	13.8	9.7	0.8	—
18	30x70	29.3	20.5	0.0	0.6	8.0	29.9	19.9	8.0	2
IV	70x30			0.0	0.1	1.1	29.4	20.4	1.1	—
18	30x70	44.7	31.3	0.0	1.3	10.2	46.0	30.0	10.2	2
III	70x30			0.0	0.1	1.4	44.8	31.2	1.4	—
18	30x70	60.2	42.1	0.0	2.1	11.4	62.3	40.0	11.4	2
II	70x30			0.0	0.2	1.5	60.4	41.9	1.5	—
18	30x70	77.5	54.3	0.0	2.7	16.6	80.2	51.6	16.6	11
I	70x30			0.0	0.2	2.9	77.7	54.1	2.9	—

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
19	30x70	15.7	11.0	0.0	0.0	4.3	15.7	11.0	4.3	1
V	70x30			0.0	0.0	0.9	15.7	11.0	0.9	—
19	30x70	33.3	23.3	0.0	0.1	7.8	33.4	23.2	7.8	1
IV	70x30			0.0	0.1	1.2	33.4	23.2	1.2	—
19	30x70	50.8	35.6	0.0	0.1	9.9	50.9	35.5	9.9	1
III	70x30			0.0	0.1	1.5	50.9	35.5	1.5	—
19	30x70	68.4	47.9	0.0	0.2	11.1	68.6	47.7	11.1	1
II	70x30			0.0	0.2	1.6	68.6	47.7	1.6	—
19	30x70	88.1	61.7	0.0	0.0	16.5	88.1	61.7	16.5	11
I	70x30			0.0	0.2	3.0	88.3	61.5	3.0	—
20	70x30	11.5	8.1	2.0	1.1	1.7	12.6	7.0	3.7	4
V	30x70			1.5	0.0	6.2	11.5	8.1	7.7	4
20	70x30	27.8	19.5	2.0	3.7	2.7	31.5	15.8	4.7	5
IV	30x70			1.5	0.0	10.6	27.8	19.5	12.1	5
20	70x30	44.1	30.9	2.0	7.6	3.6	51.7	23.3	5.6	5
III	30x70			1.5	0.0	13.6	44.1	30.9	15.1	6
20	70x30	60.4	42.3	2.0	12.4	4.2	72.8	29.9	6.2	8
II	30x70			1.5	0.0	15.4	60.4	42.3	16.9	10
20	70x30	75.0	52.5	2.0	17.3	3.7	92.3	35.2	5.7	8
I	30x70			1.5	0.0	19.2	75.0	52.5	20.7	17
21	30x70	10.7	7.5	2.0	1.1	2.5	11.8	6.4	4.5	2
V	70x30			2.0	0.6	1.2	11.3	6.9	3.2	5
21	30x70	27.1	19.0	2.0	3.9	5.1	31.0	15.1	7.1	2
IV	70x30			2.0	2.1	1.9	29.2	16.9	3.9	3
21	30x70	43.5	30.5	2.0	7.9	6.2	51.4	22.6	8.2	1
III	70x30			2.0	4.3	2.5	47.8	26.1	4.5	3
21	30x70	59.8	41.9	2.0	12.9	6.5	72.7	29.0	8.5	1
II	70x30			2.0	7.1	3.0	66.9	34.8	5.0	4
21	30x70	69.6	48.7	2.0	18.3	15.1	87.9	30.4	17.1	13
I	70x30			2.0	10.0	3.0	79.6	38.7	5.0	3

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
22	30x70	14.0	9.8	0.0	0.2	4.7	14.2	9.6	4.7	2
V	70x30			2.0	0.7	1.4	14.7	9.1	3.4	4
22	30x70	34.0	23.8	0.0	0.6	8.3	34.6	23.2	8.3	2
IV	70x30			2.0	2.5	2.2	36.5	21.3	4.2	4
22	30x70	54.0	37.8	0.0	1.2	10.6	55.2	36.6	10.6	2
III	70x30			2.0	5.0	2.9	59.0	32.8	4.9	4
22	30x70	74.0	51.8	0.0	2.0	12.0	76.0	49.8	12.0	2
II	70x30			2.0	8.2	3.4	82.2	43.6	5.4	4
22	30x70	89.4	62.6	0.0	2.7	17.2	92.1	59.9	17.2	14
I	70x30			2.0	11.4	3.2	100.8	51.2	5.2	8
23	30x70	18.4	12.9	1.0	0.3	4.4	18.7	12.6	5.4	1
V	70x30			1.5	0.8	1.5	19.2	12.1	3.0	3
23	30x70	34.0	23.8	1.0	0.9	8.0	34.9	22.9	9.0	2
IV	70x30			1.5	2.7	2.4	36.7	21.1	3.9	3
23	30x70	49.6	34.7	1.0	2.0	10.2	51.6	32.7	11.2	2
III	70x30			1.5	5.5	3.2	55.1	29.2	4.7	3
23	30x70	65.1	45.6	1.0	3.2	11.4	68.3	42.4	12.4	3
II	70x30			1.5	9.0	3.7	74.1	36.6	5.2	5
23	30x70	78.4	54.9	1.0	4.8	16.9	83.2	50.1	17.9	13
I	70x30			1.5	12.4	3.4	90.8	42.5	4.9	3
24	70x30	15.2	10.6	1.0	0.0	2.3	15.2	10.6	3.3	4
V	30x70			0.5	1.3	2.7	16.5	9.3	3.2	—
24	70x30	29.4	20.6	1.0	0.1	3.7	29.5	20.5	4.7	5
IV	30x70			0.5	4.4	5.4	33.8	16.2	5.9	1
24	70x30	43.6	30.5	1.0	0.1	4.9	43.7	30.4	5.9	9
III	30x70			0.5	9.0	6.6	52.6	21.5	7.1	1
24	70x30	57.9	40.5	1.0	0.2	5.8	58.1	40.3	6.8	10
II	30x70			0.5	14.7	6.9	72.6	25.8	7.4	1
24	70x30	70.3	49.2	1.0	0.3	4.3	70.6	48.9	5.3	3
I	30x70			0.5	20.7	14.6	91.0	28.5	15.1	9

pilastro		carichi verticali			forze orizzontali		valori limite			Af
ord.	sez.	Nmax	Nmin	M	N	M	Nmax	Nmin	Mmax	
25	30x70	10.9	7.6	0.0	0.1	4.3	11.0	7.5	4.3	2
V	70x30			0.5	0.2	0.4	11.1	7.4	0.9	—
25	30x70	26.6	18.6	0.0	0.2	7.8	26.8	18.4	7.8	2
IV	70x30			0.5	0.5	0.7	27.1	18.1	1.2	—
25	30x70	42.2	29.5	0.0	0.4	9.9	42.6	29.1	9.9	2
III	70x30			0.5	1.0	0.8	43.2	28.5	1.3	—
25	30x70	57.8	40.5	0.0	0.6	11.1	58.4	39.9	11.1	2
II	70x30			0.5	1.6	0.8	59.4	38.9	1.3	—
25	30x70	69.5	48.7	0.0	1.2	16.7	70.7	47.4	16.7	11
I	70x30			0.5	2.2	2.6	71.7	46.4	3.1	—
26	30x70	12.4	8.7	0.0	0.0	4.4	12.4	8.7	4.4	2
V	70x30			0.5	0.2	0.5	12.6	8.5	1.0	1
26	30x70	30.2	21.1	0.0	0.0	7.9	30.2	21.1	7.9	1
IV	70x30			0.5	0.6	0.8	30.8	20.5	1.3	—
26	30x70	48.0	33.6	0.0	0.0	10.0	48.0	33.6	10.0	1
III	70x30			0.5	1.1	0.9	49.1	32.5	1.4	—
26	30x70	65.9	46.1	0.0	0.0	11.3	65.9	46.1	11.3	1
II	70x30			0.5	1.7	0.8	67.6	44.4	1.3	—
26	30x70	79.1	55.4	0.0	0.2	16.8	79.3	55.2	16.8	11
I	70x30			0.5	2.4	2.7	81.5	53.0	3.2	1
27	70x30	9.5	6.6	2.0	1.1	1.7	10.6	5.5	3.7	5
V	30x70			2.0	1.6	3.3	11.1	5.0	5.3	3
27	70x30	24.5	17.2	2.0	3.8	2.7	28.3	13.4	4.7	5
IV	30x70			2.0	5.5	6.6	30.0	11.7	8.6	4
27	70x30	39.4	27.6	2.0	7.7	3.6	47.1	19.9	5.6	6
III	30x70			2.0	11.1	8.0	50.5	16.5	10.0	4
27	70x30	54.4	38.1	2.0	12.5	4.3	66.9	25.6	6.3	8
II	30x70			2.0	17.9	8.4	72.3	20.2	10.4	4
27	70x30	63.1	44.2	2.0	17.5	3.8	80.6	26.7	5.8	6
I	30x70			2.0	24.9	16.8	88.0	19.3	18.8	16

12.2. Verifica e armatura a pressoflessione.

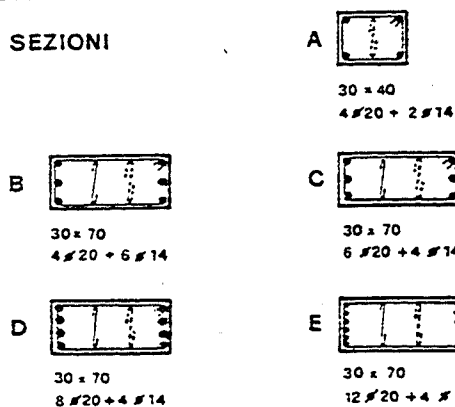
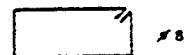
L'area di ferro necessaria su ciascun lato dei pilastri è stata valutata utilizzando i domini $M-N$ di figura 16 e 17. Si può notare che delle due coppie limite, $M_{\max} - N_{\max}$ e $M_{\max} - N_{\min}$, la prima risulta più gravosa per gli ordini inferiori dei pilastri centrali, nei quali la tensione media provocata dallo sforzo normale è abbastanza elevata. Ai piani superiori, e nel caso dei pilastri laterali anche a quelli inferiori, lo sforzo normale è invece basso e costituisce un aiuto per la sezione; per essi risulta quindi più pericoloso lo sforzo normale minimo.

I risultati ottenuti mostrano che l'area di ferro necessaria è quasi ovunque molto bassa. Si ricorda che, pur non essendo imposto dalla normativa vigente, è bene che l'area totale di ferro sia pari ad almeno l'1% dell'area della sezione di calcestruzzo. Per soddisfare tale requisito si prevede, nei pilastri dell'edificio qui esaminato, di sezione 30x70, un'armatura minima costituita da 4 $\phi 20$ agli spigoli più 6 $\phi 14$ lungo i lati. È in tal caso presente un'area di ferro pari a 7.8 cm² sul lato corto e 9.4 cm² su quello lungo. L'area richiesta supera tali valori solo in poche sezioni, poste quasi tutte al primo e solo qualcuna anche al secondo ordine. È evidente che in tale situazione sarebbe stato possibile condurre l'analisi delle armature necessarie agli ordini superiori in maniera molto più sintetica, controllando solo un campione limitato di pilastri. Un'ulteriore riduzione del lavoro sarebbe stata consentita dalla regolarità della struttura, che avrebbe permesso di riunire anche ai piani inferiori i pilastri in gruppi omogenei ed effettuare quindi un'unica verifica per gruppo, con le caratteristiche di sollecitazione massime riscontrate tra i pilastri che lo costituiscono.

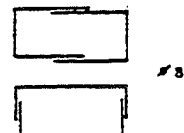
Nel passare dall'area di ferro necessaria alle armature effettivamente disposte (fig.22) ci si è fatti guidare da due criteri orientativi: uniformità tra i pilastri dello stesso ordine e gradualità di variazione in verticale. Si sono individuate una sezione (tipo A) per i pilastri 30x40 del torrino e quattro sezioni tipo, con armatura sul lato corto via via crescente (2 $\phi 20$ +1 $\phi 14$ per il tipo B, 3 $\phi 20$ per il C, 4 $\phi 20$ per il D e 6 $\phi 20$ per il tipo E), per i pilastri 30x70. Per i pilastri meno sollecitati si è utilizzata l'armatura D al primo ordine, la C al secondo e la B ai restanti livelli (fig.23), anche quando ciò non appariva necessario dai risultati del calcolo. Per i pilastri che richiedevano alla base la massima armatura, E, si è prevista una riduzione graduale lungo l'altezza adottando il tipo D al secondo ordine ed eventualmente il C al terzo.

ordine	VI			V	IV	III	II	I	dalla fondazione
pilastro	sezione	armat.	sezione	armatura					
1			70 x 30	B	B	B	C	D	D
2			70 x 30	B	B	B	C	D	D
3			70 x 30	B	B	B	C	D	D
4			30 x 70	B	B	B	C	D	D
5			30 x 70	B	B	B	C	D	D
6			30 x 70	B	B	B	C	D	D
7			30 x 70	B	B	B	C	D	D
8			30 x 70	B	B	B	C	D	D
9	30 x 40	A	30 x 70	B	B	B	C	D	D
10	40 x 30	A	70 x 30	B	B	B	C	D	D
11			70 x 30	B	B	B	C	D	D
12			70 x 30	B	B	B	C	D	D
13			30 x 70	B	B	B	C	D	D
14			30 x 70	B	B	B	C	D	D
15			30 x 70	B	B	B	C	D	D
16	30 x 40	A	30 x 70	B	B	B	C	E	E
17	30 x 40	A	30 x 70	B	B	B	C	D	D
18			70 x 30	B	B	B	C	D	D
19			70 x 30	B	B	B	C	D	D
20			30 x 70	B	B	C	D	E	E
21			70 x 30	B	B	B	D	E	E
22			70 x 30	B	B	B	D	E	E
23	40 x 30	A	70 x 30	B	B	B	D	E	E
24	30 x 40	A	30 x 70	B	B	B	C	D	D
25			70 x 30	B	B	B	C	D	D
26			70 x 30	B	B	B	C	D	D
27			30 x 70	B	B	C	D	E	E

SEZIONI

STAFFE
NEL PILASTRO

STAFFE NEL NODO



TIRANTI #8 ALTERNATI

FIG.22 - Tabella dei pilastri

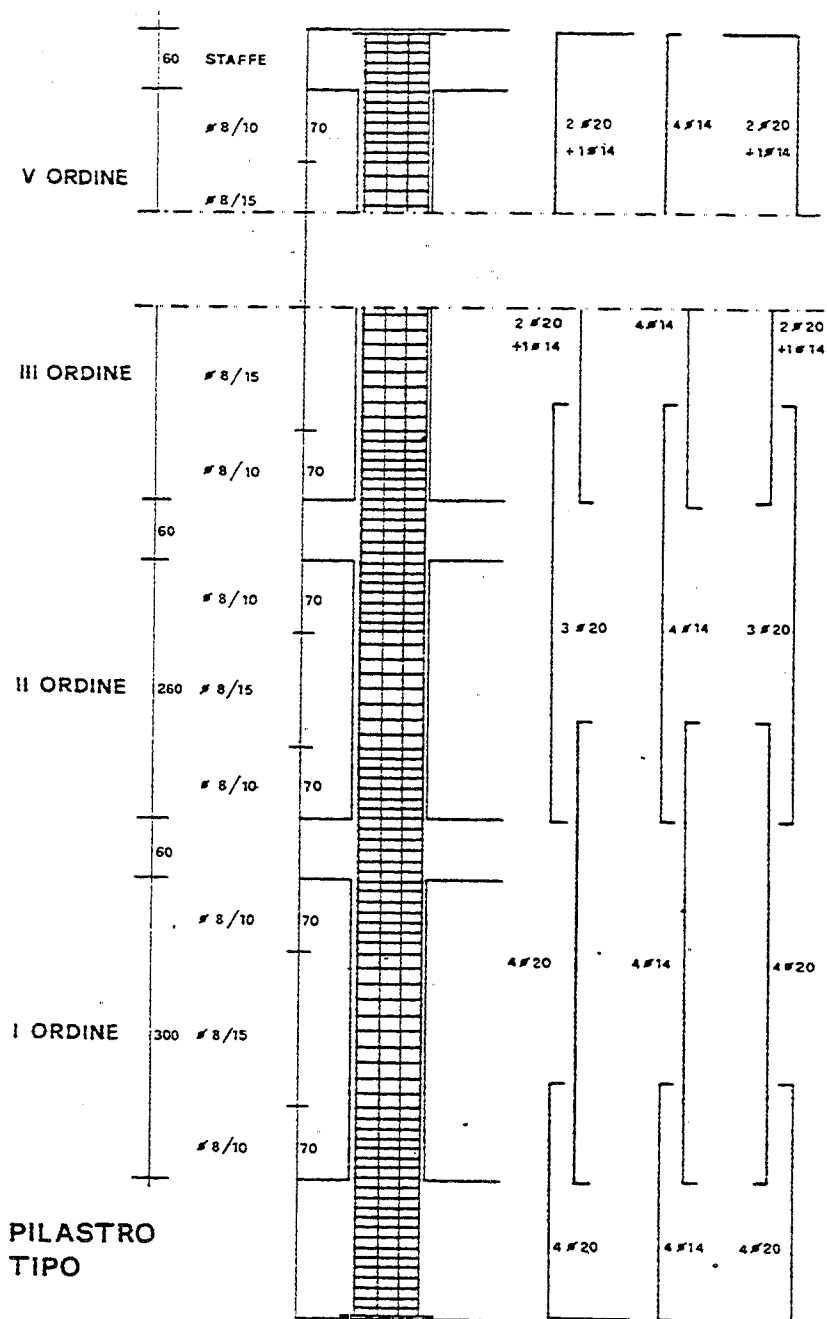


FIG.23 - Armatura del pilastro tipo

12.3. Verifica e armatura a taglio.

Il pilastro più sollecitato a taglio è il 20, per il quale tale caratteristica di sollecitazione raggiunge al secondo ordine il valore di 9.55 t. La tensione tangenziale τ ad esso corrispondente andrebbe determinata tenendo conto dello sforzo normale, che è compreso tra 42.3 e 60.4 t. Adottando per semplicità le formule relative alla flessione semplice, con le considerazioni effettuate nella prima parte del testo, si ha $\tau = 6.2 \text{ kgcm}^{-2}$ se si considera la sezione parzializzata, $\tau = 8.4 \text{ kgcm}^{-2}$ se la si considera tutta reagente. Entrambi tali valori sono comunque nettamente al di sotto della tensione limite τ_{b1} .

Utilizzando ancora, a vantaggio di sicurezza, le formule per la flessione semplice risulta necessaria una quantità di staffe di area pari a 3.8 cm^2 a metro e ferri di parete per 2.2 cm^2 .

La staffatura prevista, $\phi 8/15$ infittita a $\phi 8/10$ agli estremi del pilastro, è quindi sicuramente idonea al fabbisogno.

PARTE TERZA

PROGRAMMI

CAPITOLO I

GENERALITÀ

Le elaborazioni numeriche necessarie per l'analisi di un edificio antisismico sono indubbiamente molto onerose. Nella pratica professionale è quindi necessario il ricorso ad elaboratori elettronici. Per tale motivo si è ritenuto opportuno affiancare alla trattazione teorica ed agli esempi numerici una serie di programmi per personal computer. Nel far ciò si è volutamente evitato di seguire la tendenza attuale del mercato del software ingegneristico, che è quella di fornire agli utenti un programma completo, che richieda in ingresso la descrizione del fabbricato per fornire in uscita direttamente le armature di tutti gli elementi strutturali.

Questa scelta controcorrente è dovuta in parte anche ad esigenze didattiche e al desiderio di limitare la fatica di programmazione. Al di là di questo vi sono però due ben precise motivazioni. Innanzitutto, un programma di tale tipo è necessariamente, proprio per la sua complessità, poco flessibile; esso, cioè, non può contemplare tutte le possibili alternative (nella schematizzazione dei carichi, nella individuazione del tipo di armatura, ecc.) e costringe quindi il progettista a scelte non necessariamente scorrette, ma comunque diverse da quelle che egli effettuerebbe in assenza di costrizioni. In secondo luogo, la filosofia di fondo su cui si basano simili programmi è quella della possibilità di analizzare l'edificio in maniera esatta, rigorosamente ed universalmente valida. Si è invece più volte ribadito nel testo che la realtà di un edificio è complessa e qualunque modello, anche il più generale, riesce ad esaminarne solo un aspetto parziale. È compito dello

strutturista scegliere la schematizzazione più idonea, o meglio ancora più schemi entro cui si ritiene compreso l'effettivo comportamento. E solo lui, non un elaboratore elettronico, è in grado di cogliere le correzioni da apportare ai risultati, al di là del calcolo.

1.1. Documentazione dei programmi.

I sei programmi riportati nel testo hanno come scopo principale quello di agevolare chi si accinge al calcolo di un edificio antisismico a struttura intelaiata, effettuando per lui i calcoli maggiormente ripetitivi. A questo obiettivo si affianca anche il desiderio di mostrare una possibile via per concretizzare le indicazioni teoriche e soprattutto di evidenziare l'impostazione logica, di programmazione strutturata, che si ritiene fondamentale nello sviluppo di procedure per elaboratori.

Per la codifica dei programmi si è utilizzato il 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), ma le istruzioni adoperate potranno con facilità essere adattate alla quasi totalità dei computer. Le variabili con indice sono state dimensionate in maniera tale da non superare, unitamente al programma, un ingombro complessivo di memoria di 64 Kbytes, limite imposto dal GW BASIC. Per i programmi più complessi è però fornita anche una versione compilata mediante il Quick Basic Compiler, che supera tale limite, utilizzabile con computer dotati di almeno 256 Kbytes.

A ciascun programma è dedicato un capitolo della terza parte del testo, che contiene una documentazione esauriente, rivolta sia a chi vuole semplicemente utilizzarlo, sia a chi vuole capire come è fatto ed eventualmente adattarlo alle proprie personali esigenze.

Tutti i capitoli presentano la stessa organizzazione. Nel primo paragrafo è riportata una sintetica analisi del problema affrontato, con i richiami teorici necessari per la sua risoluzione. Il secondo paragrafo contiene la descrizione delle variabili utilizzate. In esso sono anche fornite, nel caso dei programmi più complessi, precise indicazioni sull'ingombro di memoria, che consentono di variare i limiti del dimensionamento in funzione della capacità di memoria del proprio elaboratore e delle possibilità del linguaggio adoperato. Nel terzo paragrafo sono presi in esame i blocchi di istruzione che costituiscono il programma stesso. Il relativo listato è riportato nel quarto paragrafo. Il quinto paragrafo contiene tutte le indicazioni necessarie per un corretto uso del programma. Il sesto paragrafo, infine, è costituito

da un esempio, utile sia per comprendere meglio le modalità di utilizzazione che per controllare il funzionamento del programma. Per esso sono riportati i dati necessari per l'elaborazione ed i risultati ottenuti.

1.2. Contenuto del dischetto.

A ciascuna copia del libro è allegato un dischetto da 5.25 pollici, formattato a 360 Kbytes per elaboratori con sistema operativo MS-DOS. Il dischetto contiene esclusivamente i file di programmi e dati descritti nel testo. In esso non vi è quindi il sistema operativo o il linguaggio BASIC, che d'altronde ciascun utente sicuramente già possiede. Se l'elaboratore non è dotato di disco fisso, occorre pertanto accendere il calcolatore dopo aver disposto il proprio disco di sistema nel drive A, caricare il GWBASIC e solo a questo punto inserire il disco fornito insieme al libro.

Il dischetto contiene innanzitutto 8 file aventi l'estensione .BAS, cioè programmi in BASIC, che possono essere caricati in memoria mediante l'istruzione `LOAD "nome"` e mandati in esecuzione mediante il comando `RUN`:

HELP.BAS	programma che visualizza sullo schermo sintetiche indicazioni sul contenuto del dischetto e sulle modalità di utilizzo dei programmi (in inglese help=aiuto).
DATI.BAS	programma che inserisce in un file dati su disco i valori contenuti in istruzioni DATA.
BARIC.BAS	programma per il calcolo del baricentro di una figura geometrica (e quindi delle masse dell'impalcato).
FORZE.BAS	programma per il calcolo delle forze, una volta note le masse degli impalcati.
TELPIA.BAS	programma per la risoluzione di uno schema di telaio piano a maglie rettangolari, soggetto a carichi distribuiti sulle travi, momenti concentrati nei nodi e forze orizzontali applicate ai traversi.
TELMAT.BAS	programma per la risoluzione (con metodi matriciali) di uno schema di telaio piano con aste comunque disposte, soggetto a carichi distribuiti sulle aste e momenti e forze concentrate nei nodi.
RIPART.BAS	programma per la ripartizione del tagliante orizzontale tra due insiemi di telai, paralleli a due direzioni ortogonali in pianta, in base alle loro rigidezze.

TESPA.BAS programma per la risoluzione di uno schema intelaiato spaziale, costituito da telai piani a maglie rettangolari paralleli a due direzioni ortogonali in pianta. Sono ammessi carichi distribuiti sulle travi, momenti concentrati nei nodi e forze o momenti di piano applicati agli impalcati.

Il dischetto contiene inoltre 3 file aventi l'estensione .EXE, cioè programmi in linguaggio macchina direttamente eseguibili. Per caricarli e mandarli in esecuzione bisogna lasciare il BASIC, tornando al sistema operativo con il comando SYSTEM, e poi digitare direttamente il nome del file, senza estensione. Questi tre programmi (TELPIA.EXE, TELMAT.EXE e TESPA.EXE) sono una versione dei tre programmi per il calcolo di telai compilata mediante il Quick Basic Compiler. L'uso di tale versione presenta, rispetto a quella in GWBASIC, il vantaggio di una velocità di esecuzione almeno quattro volte maggiore. Inoltre i limiti di dimensionamento delle variabili sono stati incrementati, rendendo così possibile il calcolo di telai aventi un numero di nodi più elevato. È però necessario che l'elaboratore sia dotato di una memoria di almeno 256 Kbytes.

Il dischetto contiene infine una serie di file privi di estensione, nei quali sono contenuti i dati richiesti dai programmi per l'elaborazione dei calcoli riportati come esempio nella seconda e terza parte del testo.

1.3. Utilizzazione dei programmi.

Come noto, nel GWBASIC esistono più istruzioni che consentono l'assegnazione di valori alle variabili di ingresso, cioè ai dati del problema.

L'istruzione INPUT si presta ad un ingresso dati conversazionale, nel quale i singoli valori siano richiesti espressamente all'utente. Non è però facilmente possibile la correzione di eventuali errori o la riutilizzazione degli stessi dati a distanza di tempo.

L'istruzione READ richiede invece la memorizzazione sequenziale dei dati in linee di programma contraddistinte dalla parola DATA. Essendo in tal modo possibile la correzione ed il riutilizzo dei dati, tale istruzione è preferibile alla precedente per quei problemi che richiedono una notevole mole di informazioni in ingresso. I dati così definiti fanno però parte integrante del programma, che non può quindi essere compilato una volta per tutte.

L'istruzione INPUT# opera in maniera analoga alla READ, ma preleva

i valori direttamente da un file sequenziale. Oltre a presentare i vantaggi già evidenziati per tale istruzione, essa è quindi utilizzabile anche in programmi compilati.

È infine possibile usare le istruzioni che consentono una gestione diretta della tastiera e dello schermo per realizzare maschere di ingresso dati che uniscono il vantaggio della interattività alla possibilità di correzione e riutilizzo dei valori.

Tra le quattro alternative elencate, l'ultima è indubbiamente da preferire, ma richiede un maggior onere di programmazione. Nei programmi presentati si è pertanto fatto ricorso, a seconda dei casi, all'istruzione `READ` o alla `INPUT#`. La prima è stata utilizzata nei programmi di minore complessità (`BARIC`, `FORZE` e `RIPART`). Per adoperarli occorre quindi richiamarli in memoria (con `LOAD`) ed inserire i dati in linee di programma numerate a partire da 1000, dopo aver cancellato eventuali `DATA` preesistenti. La seconda è stata utilizzata nei programmi per il calcolo di telai (`TELP`, `TELMAT` e `TESPA`), dei quali è fornita anche una versione compilata. Per adoperarli occorre aver preparato in precedenza il file dati con un word processor, oppure col programma che si presenta nel prossimo paragrafo.

Per quanto riguarda l'output di dati e risultati, si è voluto consentire all'utente la scelta dell'unità cui inviare tali informazioni. Nei programmi si è pertanto adoperata l'istruzione di scrittura su file (`PRINT#`) e si è aggiunta all'inizio la richiesta del nome del file di output. Indicando per esso `CON` (cioè console) i valori di uscita vengono visualizzati sullo schermo. Indicando `LPT1` (line printer 1) i valori vengono stampati su carta. Se invece si indica il nome di un file, i risultati vengono memorizzati in esso. Quest'ultima alternativa è particolarmente comoda, perché il contenuto del file può essere successivamente esaminato sullo schermo, oppure inviato alla stampa con l'istruzione del sistema operativo `TYPE nome-file > LPT1`.

1.4. Preparazione di un file dati.

Il modo più comodo per preparare un file dati è sicuramente l'utilizzare un word processor, cioè un programma dedicato alla scrittura di testi. I valori andranno scritti in sequenza, separati da virgole o da andate a capo; sfruttando le caratteristiche di tale programma sarà facile duplicare blocchi di dati ripetitivi, cambiare in un sol colpo più valori, e così via.

Per venire incontro alle esigenze di chi non è in grado di seguire tale via, si è fornito nel dischetto un programma, `DATI.BAS`, che legge valori

da linee DATA e li memorizza in un file. Per adoperarlo, basta caricarlo in memoria, inserire i dati in linee di programma numerate a partire da 1000, premettendo ad essi il nome del file in cui memorizzarli e concludendoli con la parola FINE (in maiuscolo), ed infine mandarlo in esecuzione.

Di seguito è riportato il listato del programma, con i dati relativi all'esempio presentato nel capitolo 7.

```

10  ' Creazione di un file dati su disco
20  ' con valori letti da linee DATA
30  '
100 READ VS
110 OPEN "O",#1,VS
120 READ VS
130 WHILE VS<>"FINE"
140   V=VAL(VS)
150   IF V=0 AND VS<>"O" THEN WRITE #1, VS ELSE WRITE #1, V
160   READ VS
170 WEND
180 CLOSE #1
190 PRINT
200 PRINT "HO FINITO"
210 END
900 '
910 ' Ordine di scrittura dati:
920 '   inserire innanzitutto il nome del file dati
930 '   poi 1 dati
940 '   terminare con la parola FINE (in maiuscolo)
950 '
990 ' Spazio per le linee DATA:
1000 DATA TELSPAZ
1010 DATA TELAIO SPAZIALE A TRE IMPALCATI
1020 DATA 3,3,3,8
1030 DATA 1,2,3,0,4,5,6,0,7,8,9,0,1,4,7,0,2,5,8,0,3,6,9,0
1040 DATA 3,3,3
1050 DATA 0,3,7,0,3,5,8,5
1060 DATA 3,5,5,3,5,5,3,5,5,3,4,3,4,3,4
1070 DATA 250000
1080 DATA 0,0,.9,.2,.3,.5,.3,.3,.3,.5,.5,.3,.3,.4,.4,.3
1090 DATA 1,1,3,1,3,1,1,3,1,3,1,1
1100 DATA 3,1,2,3,3,3,3,3,3,3,1,3
1110 DATA 3,3,2,2,3,3,3,3,3,3,3,3
1120 DATA 1,1,1,4,4,1,4,4,1,1,4,4,1,4,4,1,1,1
1130 DATA 7,7,1,4,4,4,4,4,4,8,4,4,8,4,4,1,4,4
1140 DATA 5,5,5,4,4,4,4,4,4,6,4,4,6,4,4,6,4,4
1150 DATA 0,0,1
1160 DATA 1.75,5,2,0,0,3,8,4,2,5,0,0,4,25,3,5,3,5,0,0
1170 DATA FINE

```

CAPITOLO II

CALCOLO DEL BARICENTRO DI UNA FIGURA GEOMETRICA

2.1. Analisi del problema.

L'area e la posizione del baricentro di un triangolo sono determinabili analiticamente se si conoscono le coordinate dei suoi vertici rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano ortogonale x-y.

Indicando con $P_0(X_0, Y_0)$, $P_1(X_1, Y_1)$, $P_2(X_2, Y_2)$ i tre vertici e le corrispondenti coordinate (fig.1), l'area del triangolo e le coordinate del suo baricentro sono fornite da:

$$A = (X_0 \cdot Y_1 - X_1 \cdot Y_0 + X_1 \cdot Y_2 - X_2 \cdot Y_1 + X_2 \cdot Y_0 - X_0 \cdot Y_2)/2$$

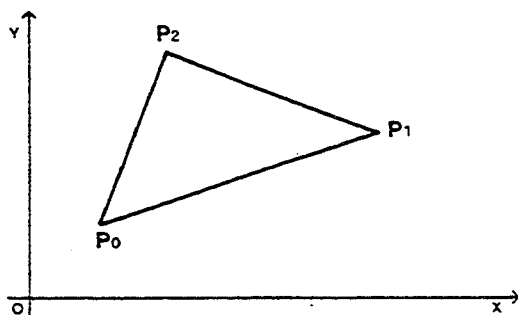


FIG.1

$$X = (X_0 + X_1 + X_2)/3$$

$$Y = (Y_0 + Y_1 + Y_2)/3$$

Se il punto P_0 coincide con l'origine degli assi, le espressioni si semplificano e diventano:

$$A = (X_1 \cdot Y_2 - X_2 \cdot Y_1)/2$$

$$X = (X_1 + X_2)/3$$

$$Y = (Y_1 + Y_2)/3$$

L'area così calcolata assume valore positivo se i tre punti sono ordinati in verso antiorario, negativo se sono ordinati in verso orario.

L'area e la posizione del baricentro di una figura geometrica poligonale (cioè con contorno definito mediante segmenti rettilinei) e semplicemente connessa (cioè, per così dire, senza "vuoti" interni) possono essere ottenuti scomponendo la figura in N triangoli, congiungendo ciascuno degli N vertici con un punto assegnato (fig.2). Per semplificare i calcoli è opportuno scegliere tale punto coincidente con l'origine degli assi.

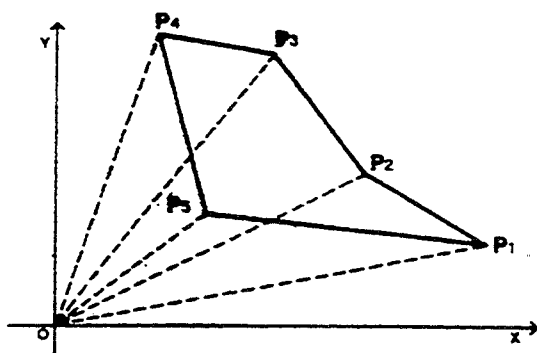


FIG.2

L'area e le coordinate del baricentro del triangolo i -esimo (OP_iP_{i+1}) sono ottenibili mediante le formule innanzi riportate. I suoi momenti statici rispetto agli assi sono forniti dal prodotto dell'area per le coordinate del baricentro.

Sommando algebricamente le aree elementari si ottiene l'area complessiva della figura geometrica. Essa sarà positiva o negativa a seconda che il verso di percorrenza $P_1 \dots P_N$ sia antiorario o orario.

Le coordinate del baricentro della figura si ottengono infine come rapporto tra la somma dei momenti statici (rispetto a ciascun asse) e l'area totale.

2.2. Elenco delle variabili.

Variabili utilizzate per input, calcolo e output.

A	area totale della figura geometrica;
A0	area del generico triangolo;
FO\$	nome del file cui inviare i risultati;
I	indice generico (del triangolo o del vertice);
I1	indice che individua il terzo vertice del triangolo I;
N	numero di vertici della figura geometrica;
S1	momento statico S_y della figura rispetto all'asse y;
S2	momento statico S_x della figura rispetto all'asse x;
X(I)	ascissa dei vertici della figura geometrica;
X	ascissa del baricentro della figura geometrica;
X0	ascissa del baricentro del generico triangolo;
Y(I)	ordinata dei vertici della figura geometrica;
Y	ordinata del baricentro della figura geometrica;
Y0	ordinata del baricentro del generico triangolo.

Variabili utilizzate per la grafica - sottoprogramma 800.

Variabili di ingresso:

X1,X2	valore minimo e massimo dell'ascissa dei vertici della figura;
Y1,Y2	valore minimo e massimo dell'ordinata dei vertici della figura.

Variabili interne:

FX,FY	dimensioni reali dell'area grafica (in metri);
LX,LY	dimensioni in scala dell'area grafica;
SC	fattore di scala;
XC,YC	coordinate del punto centrale della figura.

Variabili di uscita:

- X1,X2 valore minimo e massimo delle ascisse dell'area grafica, nella scala determinata;
Y1,Y2 valore minimo e massimo delle ordinate dell'area grafica, nella scala determinata.

2.3. Descrizione del programma.

Nel listato del programma per il calcolo automatico dell'area e della posizione del baricentro, riportato nel paragrafo seguente, si possono individuare i seguenti blocchi di istruzioni:

A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzione 20).

Le variabili sono state dimensionate in maniera tale da consentire l'uso del programma per una figura geometrica con un massimo di 100 vertici.

B) Definizione dell'unità di uscita (istruzioni 40-80).

C) Lettura dei dati (istruzioni 100-130).

Vengono letti il numero di vertici della figura geometrica e le coordinate di ciascuno di essi.

D) Calcolo (istruzioni 150-210).

I valori dell'area e dei momenti statici vengono inizialmente azzerati. Per tutti i triangoli si calcolano area e baricentro (col sottoprogramma 500) e vengono conseguentemente incrementati l'area ed i momenti statici totali. Vengono poi calcolate le coordinate del baricentro, come rapporto tra i momenti statici e l'area. Viene infine richiamato il sottoprogramma 600 che visualizza la figura e il suo baricentro.

E) Stampa dei risultati (istruzioni 230-300).

Se l'output è diretto alla stampante, viene innanzitutto fatta una copia su carta del disegno che compare sullo schermo.

Vengono poi inviati all'unità di uscita i valori dell'area e delle coordinate del baricentro. Si usa l'istruzione PRINT USING per la formattazione dell'output.

F) Ripetizione dell'esecuzione (istruzione 320).

Premendo il tasto CONT il programma legge nuovi dati e ripete per essi l'elaborazione.

G) Calcolo dell'area e del baricentro di un triangolo generico (istruzioni 500-540).

Si noti che nel sottoprogramma l'indice che individua il terzo vertice del

triangolo I-esimo viene calcolato con l'espressione $I \text{ MOD } N + 1$, cioè (resto della divisione I/N) + 1. In tal modo, per $I < N$ l'indice vale $I+1$ mentre per $I=N$ vale 1.

- H) Visualizzazione della figura geometrica e della posizione del baricentro (istruzioni 600-770).

La visualizzazione della figura geometrica è utile per il controllo dei dati. È infatti più facile riscontrare un errore guardando la figura ottenuta anziché controllando il valore numerico dei dati. È ovviamente importante che il disegno sia contenuto tutto nel video e che sia in scala, cioè che il rapporto di riduzione sia uguale per entrambe le direzioni x ed y. Le istruzioni 600-620 definiscono la modalità grafica e l'area dello schermo in cui rappresentare la figura; il programma è scritto per un calcolatore con scheda grafica CGA, con 640x200 pixel. Le istruzioni 630-690 consentono di calcolare il valore minimo e massimo delle ascisse e delle ordinate dei vertici.

L'istruzione 700 richiama il sottoprogramma 800 che definisce ascisse e ordinate degli estremi dello schermo in modo da centrare l'immagine e rispettare i rapporti dimensionali.

L'istruzione 710 definisce la scala del disegno. Le istruzioni 720-730 disegnano il contorno della figura geometrica. Le istruzioni 740-750 disegnano una crocetta che individua il baricentro.

- I) Definizione della scala per rappresentazione monometrica (istruzioni 800-920).

Il sottoprogramma è descritto in dettaglio nel paragrafo 7.6 del mio testo "Introduzione alla programmazione". I valori 0.19 e 0.125 utilizzati nelle linee 800 e 810 rappresentano le dimensioni dell'area grafica dello schermo (in metri) e vanno eventualmente adattate alle caratteristiche del proprio elaboratore.

2.4. Codifica del programma.

```

10 ' - - - - - dimensionamento variabili con indice
20 DIM X(100),Y(100)
30 ' - - - - - definizione unita` di uscita
40 CLS
50 PRINT "Unita` di uscita ";
60 INPUT FOS
70 OPEN "O",#1,FOS
80 CLOSE #1
90 ' - - - - - lettura dati
100 READ N
110 FOR I=1 TO N

```

```

120 READ X(I),Y(I)
130 NEXT I
140 ' - - - - - calcolo
150 A=0 : S1=0 : S2=0
160 FOR I=1 TO N
170 GOSUB 500
180 A=A+A0 : S1=S1+A0*X0 : S2=S2+A0*Y0
190 NEXT I
200 X=S1/A : Y=S2/A
210 GOSUB 600
220 ' - - - - - stampa risultati
230 IF FOS="LPT1" THEN LCOPY
240 OPEN "A", #1, FOS
250 PRINT #1, : PRINT #1,
260 PRINT #1, USING "Area =####.## m2"; A
270 PRINT #1, "Coordinate del baricentro:";
280 PRINT #1, USING " x =###.## y =###.## m"; X,Y
290 CLOSE #1
300 STOP
310 ' - - - - - ripete tutto se si preme il tasto CONT
320 GOTO 100
480 '
490 ' ----- calcolo area e baricentro del triangolo
500 I1=I MOD N + 1
510 A0=(X(I)*Y(I1)-X(I1)*Y(I))/2
520 X0=(X(I)+X(I1))/3
530 Y0=(Y(I)+Y(I1))/3
540 RETURN
580 '
590 ' ----- visualizzazione figura e baricentro
600 SCREEN 2 : KEY OFF
610 VIEW (0,0)-(639,199) : CLS
620 VIEW (0,56)-(639,199)
630 X1=X(1) : X2=X(1) : Y1=Y(1) : Y2=Y(1)
640 FOR I=2 TO N
650 IF X(I)<X1 THEN X1=X(I)
660 IF X(I)>X2 THEN X2=X(I)
670 IF Y(I)<Y1 THEN Y1=Y(I)
680 IF Y(I)>Y2 THEN Y2=Y(I)
690 NEXT I
700 GOSUB 800
710 WINDOW (X1,Y1)-(X2,Y2)
720 LINE -(X(N),Y(N)),2
730 FOR I=1 TO N : LINE -(X(I),Y(I)) : NEXT I
740 LINE (X-.5,Y)-(X+.5,Y)
750 LINE (X,Y-.5)-(X,Y+.5)
760 LOCATE 1,1
770 RETURN
780 '
790 ' ----- definizione scala per rappresentazione monometrica
800 FX=.19
810 FY=.125*18/25
820 SC=(X2-X1)/FX
830 IF SC<(Y2-Y1)/FY THEN SC=(Y2-Y1)/FY
840 LX=FX*SC
850 LY=FY*SC
860 XC=(X1+X2)/2
870 YC=(Y1+Y2)/2

```

```

880 X1=XC-LX/2
890 X2=XC+LX/2
900 Y1=YC-LY/2
910 Y2=YC+LY/2
920 RETURN
990

```

2.5. Modalità di utilizzazione del programma.

Per ciascuna figura di cui si vuole calcolare area e baricentro occorre preparare un blocco di dati memorizzati in linee di programma contraddistinte dalla parola DATA. Ciascun blocco deve contenere innanzitutto il numero di vertici della figura e poi l'ascissa e l'ordinata di ogni punto.

2.6. Esempio.

Il programma è stato utilizzato per il calcolo del baricentro degli impalcati dell'edificio esaminato nella seconda parte del testo. Si riportano di seguito le linee di programma contenenti i dati ed i risultati ottenuti.

```

1000 '   dati del sesto impalcato
1010 DATA 6.8,-.4,12.3,-.4,12.3,9.3,6.2,9.3,6.2,5.8,8.5,8
1020 '   dati del quinto impalcato
1030 DATA 18,-1.4,-1.4,8.8,-1.4,8.8,0,11.5,0,11.5,-1.4,24.2,-1.4
1040 DATA 24.2,4.4,23.2,4.4,23.2,9.3,22.8,9.3,22.8,10.3,11.5,10.3
1050 DATA 11.5,8.9,9.2,8.9,9.2,16.4,-.4,16.4,-.4,4.4,-1.4,4.4
1060 '   dati del quarto,terzo,secondo impalcato
1070 DATA 16,-1.4,-1.4,8.8,-1.4,8.8,0,11.5,0,11.5,-1.4,24.2,-1.4
1080 DATA 24.2,4.4,22.8,4.4,22.8,10.3,11.5,10.3,11.5,8.9,8.8,8.9
1090 DATA 8.8,16.0,16.0,4.4,-1.4,4.4
1100 '   dati del primo impalcato
1110 DATA 6.0,0,22.8,0,22.8,8.9,8.8,8.9,8.8,16.0,16

```

```

Area = 48.01 m^2
Coordinate del baricentro:      x = 9.75      y = 4.86 m

```

```

Area = 338.88 m^2
Coordinate del baricentro:      x = 10.20     y = 5.89 m

```

```

Area = 325.60 m^2
Coordinate del baricentro:      x = 10.35     y = 5.64 m

```

```

Area = 265.40 m^2
Coordinate del baricentro:      x = 9.75      y = 6.33 m

```


CAPITOLO III

DETERMINAZIONE DELLE FORZE ORIZZONTALI: ANALISI STATICA

3.1. Analisi del problema.

Come già descritto nella prima parte del testo, per la determinazione delle forze statiche equivalenti all'azione sismica occorre innanzitutto definire lo spettro di risposta dell'accelerazione mediante i coefficienti $CR\epsilon\beta I$. Bisogna poi valutare le quote degli impalcati rispetto allo spiccatto di fondazione e le masse presenti in corrispondenza di ciascuno di essi. Le forze da applicare alla struttura per eseguire l'analisi statica sono quindi fornite dall'espressione:

$$F_i = CR\epsilon\beta I \gamma_i W_i \quad \text{con} \quad \gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Il programma che si illustra si limita al calcolo delle quote a partire dalle altezze degli interpiani ed alla applicazione della formula innanzi riportata.

3.2. Elenco delle variabili.

- B coefficiente di struttura;
- C coefficiente di intensità sismica;
- E coefficiente di fondazione;

FO\$	nome del file cui inviare i risultati;
F(I)	forze orizzontali;
G(I)	coefficienti di distribuzione;
H(I)	quote degli orizzontamenti;
H0(I)	altezza degli interpiani;
I	indice che individua il piano, dal basso verso l'alto;
IO	coefficiente di destinazione;
N	numero di piani dell'edificio;
R	coefficiente di risposta;
S1	somma dei pesi degli impalcati;
S2	somma dei momenti statici dei pesi rispetto alla base;
W(I)	pesi degli impalcati.

3.3. Descrizione del programma.

Nel listato del programma, riportato nel capitolo seguente, si possono individuare 5 blocchi di istruzioni:

A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzione 20).

Le variabili sono state dimensionate in maniera tale da consentire l'uso del programma per un edificio con un massimo di 20 impalcati.

B) Definizione dell'unità di uscita (istruzioni 40-60).

C) Lettura dei dati (istruzioni 100-170).

Vengono letti, nell'ordine, il numero di orizzontamenti dell'edificio, i coefficienti che definiscono lo spettro di risposta della normativa, le altezze degli interpiani ed i pesi in corrispondenza degli impalcati.

D) Calcolo (istruzioni 190-320).

Le quote degli orizzontamenti vengono calcolate nelle istruzioni 190-220, sommando le altezze degli interpiani dal basso verso l'alto. Si determina poi la somma dei pesi degli impalcati e del loro momento statico rispetto alla base (istruzioni 230-280). Si calcolano infine i coefficienti di distribuzione γ e le forze orizzontali (istruzioni 290-320).

E) Stampa dei risultati (istruzioni 340-390).

Vengono stampati, dall'alto verso il basso, i valori dei pesi, delle quote, dei coefficienti di distribuzione e delle forze orizzontali ottenute.

3.4. Codifica del programma.

```

10 ' - - - - - dimensionamento variabili con indice
20 DIM F(20),G(20),H(20),HO(20),W(20)
30 ' - - - - - definizione unita' di uscita
40 CLS
50 PRINT "Unita' di uscita ";
60 INPUT FO$
90 ' - - - - - lettura dati
100 READ N
110 READ C,R,E,B,I0
120 FOR I=1 TO N
130   READ HO(I)
140 NEXT I
150 FOR I=1 TO N
160   READ W(I)
170 NEXT I
180 ' - - - - - calcolo
190 H(1)=HO(1)
200 FOR I=2 TO N
210   H(I)=H(I-1)+HO(I)
220 NEXT I
230 S1=0
240 S2=0
250 FOR I=1 TO N
260   S1=S1+W(I)
270   S2=S2+W(I)*H(I)
280 NEXT I
290 FOR I=1 TO N
300   G(I)=H(I)*S1/S2
310   F(I)=C*R*E*B*I0*G(I)*W(I)
320 NEXT I
330 ' - - - - - stampa risultati
340 OPEN "A", #1, FO$
350 FOR I=N TO 1 STEP -1
360   PRINT #1, USING "piano ##   W =####.## t"; I,W(I);
370   PRINT #1, USING "   h =###.## m   gamma =###.###"; H(I),G(I);
380   PRINT #1, USING "   F =###.## t"; F(I)
390 NEXT I
400 END
990

```

3.5. Modalità di utilizzazione del programma.

I dati devono essere memorizzati in linee di programma contraddistinte dalla parola DATA. Bisogna indicare prima il numero di impalcati, poi i valori dei coefficienti C , R , ε , β , I , quindi le altezze degli interpiani (dal basso verso l'alto) ed infine le masse degli impalcati (nello stesso ordine).

3.6. Esempio.

Si è utilizzato il programma per la determinazione dei valori delle forze orizzontali riportati nella seconda parte del testo. Si mostrano di seguito le linee del programma contenenti i dati ed i risultati ottenuti.

```
1000 DATA 6
1010 DATA .07,1,1,1,1
1020 DATA 3.6,3.2,3.2,3.2,3.2,3.2
1030 DATA 297.56,327.89,327.89,327.89,277.05,37.68
```

piano 6	W = 37.68 t	h = 19.60 m	gamma = 1.932	F = 5.10 t
piano 5	W = 277.05 t	h = 16.40 m	gamma = 1.617	F = 31.35 t
piano 4	W = 327.89 t	h = 13.20 m	gamma = 1.301	F = 29.87 t
piano 3	W = 327.89 t	h = 10.00 m	gamma = 0.986	F = 22.63 t
piano 2	W = 327.89 t	h = 6.80 m	gamma = 0.670	F = 15.39 t
piano 1	W = 297.56 t	h = 3.60 m	gamma = 0.355	F = 7.39 t

CAPITOLO IV

RISOLUZIONE DI TELAI PIANI A MAGLIE RETTANGOLARI

4.1. Analisi del problema.

Lo schema geometrico che si prende in esame è quello di telaio a maglie rettangolari, cioè composto da aste verticali (pilastri) e orizzontali (travi). Si effettuano inoltre le seguenti ipotesi:

- a) che travi e pilastri siano a sezione costante;
- b) che travi e pilastri possano essere considerati estensionalmente indeformabili;
- c) che il comportamento del telaio sia lineare, cioè non esistano non linearità geometriche (effetto $P-\Delta$ o effetto instabilizzante dei carichi verticali) o del materiale (plasticizzazione delle sezioni);
- d) che gli spostamenti dei nodi della struttura, provocati dai carichi su essa agenti, siano piccoli rispetto alle sue dimensioni.

Lo schema di carico prevede:

- a) carichi verticali uniformemente distribuiti sulle travi (positivi se diretti verso il basso);
- b) momenti concentrati nei nodi (positivi se orari);
- c) forze orizzontali concentrate, applicate a livello dei traversi (positive se dirette verso destra).

Per la risoluzione dello schema si utilizza il metodo degli spostamenti. Si

prende, cioè, in esame uno schema principale ottenuto impedendo spostamenti e rotazioni dei nodi (e quindi aggiungendo dei vincoli) e si assumono come incognite le componenti di movimento impedito. Il valore delle incognite è determinato mediante la risoluzione del sistema di equazioni che impone l'equilibrio in assenza dei vincoli aggiunti, cioè l'equilibrio tra i carichi nodali, le azioni sui nodi che insorgono nello schema principale per effetto dei carichi sulle aste (azioni di incastro perfetto) e le azioni sui nodi conseguenti alle componenti di movimento incognite. Si opera pertanto su un sistema congruente, e si individua tra le infinite soluzioni congruenti l'unica che sia anche equilibrata.

In particolare, per lo schema geometrico innanzi definito si assumono come incognite:

- a) le rotazioni dei nodi (φ_i , per il generico nodo i);
- b) gli spostamenti relativi tra i traversi (δ_r , per il generico interpiano r).

Utilizzando la simbologia e la convenzione dei segni dettagliatamente descritte nel seguito, il momento flettente all'estremo i della generica asta (ik) è fornito dall'espressione:

$$M_{ik} = \overline{M}_{ik} + 4w'_{(ik)} \varphi_i + 2w'_{(ik)} \varphi_k - 6w'_{(ik)} \frac{\delta_r}{h_{(ik)}}$$

L'equazione che impone l'equilibrio alla rotazione del generico nodo i è espressa da:

$$\sum_k M_{ik} - M_i = 0$$

ovvero, in funzione delle incognite:

$$\varphi_i = \left[M_i - \sum_k \overline{M}_{ik} - \sum_k 2w'_{(ik)} \varphi_k + \sum_k 6w'_{(ik)} \frac{\delta_r}{h_{(ik)}} \right] \frac{1}{\sum_k 4w'_{(ik)}}$$

L'equazione che impone equilibrio alla traslazione del generico traverso r è espressa da:

$$Q_r + \sum_k T_{ik} = 0$$

ovvero, in funzione delle incognite:

$$\delta_r = \left[Q_r + \sum_r 6w'_{(ik)} \frac{\varphi_i + \varphi_k}{h_{(ik)}} \right] \frac{1}{\sum_r 12w'_{(ik)}/h_{(ik)}^2}$$

La risoluzione del sistema di equazioni di equilibrio viene effettuata iterativamente, partendo da valori nulli delle incognite e ricavando man mano ciascuna incognita in funzione dei correnti valori delle altre.

Il procedimento iterativo termina quando per tutti i traversi lo squilibrio è inferiore ad un valore molto piccolo (assunto pari a 0.0005 tm per il momento flettente e 0.0005 t per il taglio).

Convenzione dei segni

Rotazione del nodo: positiva se oraria.

Spostamento relativo di un traverso rispetto al traverso sottostante: positivo se da sinistra verso destra.

Carico verticale sulle travi: positivo se diretto verso il basso.

Momento concentrato nel nodo: positivo se orario.

Forza o taglio globale di piano: positivo se diretto da sinistra verso destra.

Caratteristiche di sollecitazione - teoria:

momento flettente all'estremo di un'asta: positivo se, inteso come azione del nodo sull'asta, ha il verso definito positivo per la rotazione dei nodi;

taglio: positivo se la coppia elementare formata dalle forze applicate alle due facce della sezione generica ha il verso definito positivo per la rotazione dei nodi.

Caratteristiche di sollecitazione - programma:

vale la convenzione della Scienza delle Costruzioni, considerando le travi orientate da sinistra verso destra, i pilastri dal basso verso l'alto.

4.2. Elenco delle variabili.

Tra le grandezze che è necessario memorizzare per la risoluzione dello schema, quelle che maggiormente impegnano la memoria del calcolatore sono quelle connesse ai nodi o alle aste del telaio.

Per individuare un singolo nodo, e le informazioni ad esso collegate, si può far ricorso a due indici, che mostrino:

- la sua posizione nel telaio, ovvero il numero d'ordine della verticale (o, come si denominerà di seguito, della pilastrata) cui esso appartiene;
- il traverso di cui fa parte.

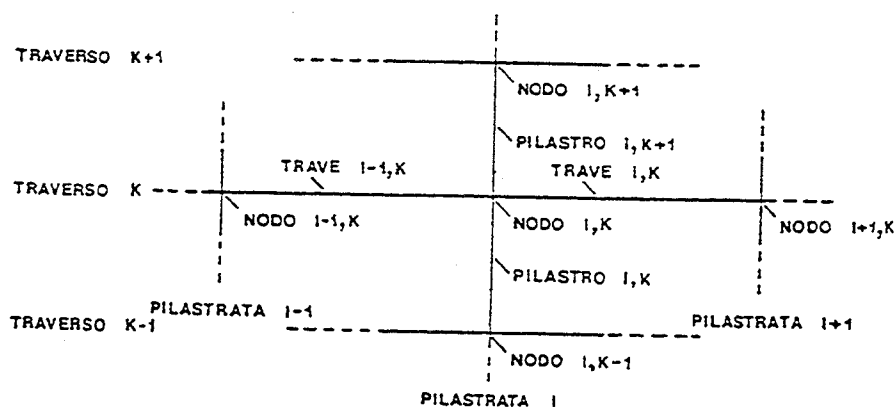


FIG.3

Mediante gli stessi indici è possibile individuare la singola trave o pilastro, come mostrato dalla figura 3.

Un problema da affrontare, legato alla limitatezza della memoria disponibile, è quello della scelta di quali valori memorizzare in variabili e quali calcolare di volta in volta. Per non rallentare eccessivamente l'esecuzione si sono conservati tutti quei valori che compaiono ripetutamente nel ciclo iterativo di risoluzione (come, ad esempio, la somma dei momenti di incastro perfetto delle aste concorrenti in un nodo); non si sono invece memorizzati quei valori che non richiedono un calcolo complesso e vengono utilizzati un numero limitato di volte (ad esempio il momento d'incastro perfetto, utilizzato solo all'inizio per calcolare la somma anzidetta e alla fine per determinare il valore del momento flettente).

Indici e grandezze per la definizione generale dello schema.

teoria	programma	descrizione
	I	numero d'ordine della pilastrata; le pilastrate sono numerate in sequenza, nel verso positivo dell'asse;
	I	insieme di travi su una stessa verticale, aventi come estremo sinistro la pilastrata I;

teoria	programma	descrizione
	(I)	grandezza relativa alla pilastrata o campata I;
	IZ	numero totale di pilastrate;
	MI	massimo valore ammissibile per IZ;
r	K	generico traverso o interpiano; traversi e interpiani sono numerati dal basso verso l'alto;
	(K)	grandezza relativa al traverso o interpiano k ;
	KZ	numero totale di traversi o interpiani;
	MK	massimo valore ammissibile per KZ;
i		nodo generico del telaio; grandezza relativa al nodo i ;
k		altro nodo generico (secondo estremo dell'asta generica);
	I,K	nodo generico appartenente alla pilastrata I ed al traverso K;
	(I,K)	grandezza relativa al nodo I,K;
(ik)		asta generica che collega i nodi i e k ; grandezza relativa all'asta (ik) considerata nella sua globalità;
ik		grandezza relativa all'estremo i dell'asta ik ;
	I,K	trave avente come estremo sinistro il nodo I,K; pilastro avente come estremo superiore il nodo I,K;
	(I,K)	grandezza relativa alla trave o al pilastro I,K;
	L	generico tipo di sezione;
	(L)	grandezza relativa al tipo di sezione L;
	LZ	numero di tipi di sezione;
	ML	massimo valore ammissibile per LZ.

Caratteristiche geometriche ed elastiche.

teoria	programma	descrizione
$l_{(ik)}$		lunghezza dell'asta (ik) ;
$h_{(ik)}$	H(I,K)	altezza del ritto (ik) (m);
h_r	HI(K)	altezza dei ritti dell'interpiano r (K), se uguale per tutti (m);
	DL(I)	luce della campata I (m);
	NP(I)	numerazione in carpenteria della pilastrata I;
	NT(I,K)	numero di tipo di sezione per la trave I,K;
	NR(I,K)	numero di tipo di sezione per il ritto I,K;
	ZB(L)	base del tipo di sezione rettangolare L (m);
	ZH(L)	altezza del tipo di sezione rettangolare L (m);
	ZI(L)	momento d'inerzia del tipo di sezione L (m^4);
	EL	modulo di elasticità del materiale ($kgcm^{-2}$);
E	E	modulo di elasticità del materiale (tm^{-2}); $E = EL \times 10$;
$w'_{ik} = \frac{EI}{I}$		indice di rigidezza dell'asta (ik) ;
	WT(I,K)	indice di rigidezza della trave I,K (tm);
	WR(I,K)	indice di rigidezza del ritto I,K (tm);
$\sum_k w'_{(ik)}$	WN(I,K)	somma degli indici di rigidezza delle aste che convergono nel nodo i (I,K) (tm);
$\sum_r w'/h^2$	WX(K)	somma dei w'/h^2 dei ritti dell'interpiano r (K) (tm).

Spostamenti e rotazioni.

teoria	programma	descrizione
φ_i	FI(I,K)	rotazione del nodo i (I,K) nel piano del telaio;
φ_k		rotazione del nodo k ;

teoria	programma	descrizione
δ_r	D(K)	spostamento relativo del traverso r rispetto al traverso sottostante (m);
	D(K)	una volta effettuata la risoluzione iterativa del sistema: spostamento assoluto del traverso r rispetto alla base del telaio (m).

Carichi esterni e caratteristiche di sollecitazione.

teoria	programma	descrizione
	IV,	indice di esistenza di carichi verticali sulle travi (0=non esistono);
	IM	indice di esistenza di carichi concentrati nei nodi (0=non esistono);
	IO	indice di esistenza di carichi orizzontali ai traversi (0 = non esistono);
$q_{(ik)}$	Q(I,K)	carico verticale uniformemente distribuito sulla trave (ik) (I,K) (tm^{-1});
\overline{M}_{ik}		momento d'incastro perfetto all'estremo i della trave (ik) ;
M_i	MN(I,K)	momento concentrato nel nodo i (I,K) (tm);
$\sum_k \overline{M}_{ik}$		somma dei momenti d'incastro perfetto delle aste che confluiscono nel nodo i ;
	SM(I,K)	momento concentrato nel nodo I,K meno la somma dei momenti d'incastro perfetto delle travi;
F_r	FX(K)	forza orizzontale applicata al traverso r (K) (t);
Q_r	QX(K)	taglio globale all'interpiano r (K) (somma delle forze applicate al traverso r (K) ed ai traversi sovrastanti) (t);
M_{ik}		momento all'estremo i dell'asta (ik) ;
T_{ik}		taglio all'estremo i dell'asta (ik) ;
	MS(I,K)	momento all'estremo sinistro della trave I,K (tm);

teoria	programma	descrizione
	MD(I,K)	momento all'estremo destro della trave I,K (tm);
	MT(I,K)	momento in testa al ritto I,K (tm);
	MP(I,K)	momento al piede del ritto I,K (tm);
	TS(I,K)	taglio all'estremo sinistro della trave I,K (t);
	TD(I,K)	taglio all'estremo destro della trave I,K (t);
	TR(I,K)	taglio nel ritto I,K (t);
	SN(I,K)	sforzo normale nel ritto I,K (t).

Altre variabili.

teoria	programma	descrizione
	ER	indica errore nei dati;
	FIS	nome del file che contiene i dati;
	FO\$	nome del file a cui inviare i risultati;
	K1	$K + 1$;
	KV	per stampa intestazioni;
	IT\$	intestazione dell'elaborazione;
	N	valore letto della numerazione dei pilastri in carpenteria;
	S, S1	registri ausiliari per somma;
	SQ	indica l'esistenza di squilibrio (0=no, 1=si);
	V	variabile ausiliaria di uso generico.

Ingombro complessivo di memoria

L'ingombro della versione in GWBASIC del programma è di circa 12 Kbytes. L'ingombro delle variabili può essere calcolato in funzione dei valori massimi di MI, MK, ML utilizzati nel loro dimensionamento. Si sono utilizzate 28 variabili con indice e 22 variabili semplici di tipo numerico, per un numero totale di valori pari a:

$$18 \cdot MI \cdot MK + 2 \cdot MI - 2 \cdot MK + 3 \cdot ML + 21.$$

Se si pone $MI=80$, $MK=8$, $ML=50$, il numero totale di variabili è pari a 11835. Poiché in GWBASIC ogni variabile reale a semplice precisione richiede 4 byte, l'ingombro di memoria dei dati è in tal caso pari a circa 48 Kbytes, valore che, sommato a quello del programma, si mantiene inferiore al limite di 64 Kbytes, caratteristico del GWBASIC.

Lo stesso ingombro complessivo può essere ottenuto variando i limiti del dimensionamento l'uno a scapito degli altri. Si può così, per esempio, portare il numero massimo dei piani MK a 12 purché si riduca il numero di pilastri MI a 55, e così via.

4.3. Descrizione del programma.

Nel listato del programma per la risoluzione di schemi piani di telai a maglie rettangolari, riportato nel paragrafo successivo, si possono individuare i seguenti blocchi di istruzioni:

- A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzioni 10-80).
Le variabili sono state dimensionate in maniera tale da consentire l'uso del programma per un telaio composto da 80 pilastri e 8 piani.
- B) Programma principale (istruzioni 200-410).
Contiene il richiamo a tutti i sottoprogrammi, cioè ai blocchi logici nei quali la procedura di soluzione è stata scomposta. Si può così notare in maniera immediata l'organizzazione complessiva del programma. Si evidenzia in particolare una prima fase (lettura, stampa ed elaborazione iniziale dei dati geometrici) ed una seconda fase (lettura e stampa dei carichi, risoluzione del sistema e stampa dei risultati); quest'ultima è ripetuta ciclicamente, per consentire la risoluzione di più schemi di carico.
- C) Definizione delle unità di ingresso e uscita (istruzioni 500-580).
Consente di indicare in quale file sono contenuti i dati ed a quale unità inviare l'output.
- D) Lettura dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 1000-1590).
L'ordine con cui i dati vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 4.5. Le sezioni delle aste sono definite facendo riferimento ad una tabella di tipi di sezione. Per semplicità si è ipotizzato che tutte le sezioni siano rettangolari, e quindi definibili mediante le due dimensioni (base ed altezza). In presenza di forme diverse, ad esempio pilastri circolari o travi a T, occorrerà fare riferimento a sezioni rettangolari aventi

momento d'inerzia pari a quello delle sezioni effettive. Nel programma sono inseriti controlli per evitare che il numero di piani, di tipi di sezioni o di pilastri sia maggiore di quanto previsto nel dimensionare le variabili con indice, o che il tipo di sezione assegnato ad un'asta non rientri tra quelli previsti.

E) Stampa dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 2000-2690)

F) Elaborazione iniziale dei dati geometrici (istruzioni 3000-3640).

Vengono calcolate tutte quelle grandezze, derivate dai dati geometrici ed elastici, che intervengono ripetutamente nel processo di soluzione: indici di rigidezza $w'_{(ik)}$ delle aste, somma degli indici di rigidezza delle aste che confluiscono in un nodo, somma degli indici di rigidezza dei ritti di un interpiano.

G) Lettura dei carichi verticali, nodali ed orizzontali (istruzioni 4000-4600). L'ordine con cui i dati relativi ai carichi vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 4.5. Se un gruppo di carichi (ad esempio quelli nodali) non è presente, il programma provvede automaticamente ad azzerarne i valori.

H) Stampa dei dati di carico (istruzioni 5000-5700).

I) Elaborazione iniziale dei dati di carico (istruzioni 6000-6170).

Vengono calcolate tutte quelle grandezze, derivate dai dati di carico, che intervengono ripetutamente nel processo di soluzione: momenti d'incastro perfetto, somma dei momenti d'incastro delle aste che convergono in un nodo e del momento concentrato nel nodo stesso, somma delle forze sovrastanti un interpiano.

L) Risoluzione iterativa del sistema (istruzioni 7000-7860).

Le istruzioni 7000-7090 mostrano sinteticamente il procedimento seguito: azzeramento iniziale delle incognite, ciclo di operazioni di equilibrio di nodo e piano, controllo della convergenza mediante l'esame della variabile SQ (azzerata all'inizio di ogni iterazione e posta successivamente pari ad 1 se un nodo o un piano sono squilibrati). Il sottoprogramma 7200-7260 esegue l'azzeramento. Il sottoprogramma 7400-7490 determina il valore della rotazione del generico nodo i necessaria per il suo equilibrio; se tutte le aste che convergono nel nodo hanno inerzia nulla l'operazione non viene effettuata. Il sottoprogramma 7600-7860 determina il valore dello spostamento relativo tra i traversi adiacenti all'interpiano r necessario per il suo equilibrio alla traslazione.

M) Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione agli estremi delle aste e degli spostamenti assoluti dei traversi (istruzioni 8000-8340).

Queste grandezze vengono calcolate in funzione dei valori determinati per le rotazioni dei nodi e gli spostamenti relativi dei traversi. Il segno

delle caratteristiche di sollecitazione è adeguato alle convenzioni usualmente adottate dalla Scienza delle Costruzioni (considerando le travi orientate da sinistra verso destra, i pilastri dal basso verso l'alto).

N) Stampa dei risultati (istruzioni 9000-9330).

4.4. Codifica del programma.

```

10 OPTION BASE 1 '   definisce l'estremo inf. dell'indice degli array
20 MI=80 : MK=8 : ML=50
30 DIM DL(MI-1),HI(MK),H(MI,MK),NP(MI),ZB(ML),ZH(ML),ZI(ML)
40 DIM NT(MI-1,MK),NR(MI,MK),WT(MI-1,MK),WR(MI,MK),WN(MI,MK)
50 DIM WX(MK),Q(MI-1,MK),MN(MI,MK),FX(MK),SM(MI,MK),QX(MK)
60 DIM FI(MI,MK),D(MK)
70 DIM MS(MI-1,MK),MD(MI-1,MK),MT(MI,MK),MP(MI,MK)
80 DIM TS(MI-1,MK),TD(MI-1,MK),TR(MI,MK),SN(MI,MK)
190 '
200 KEY OFF
210 GOSUB 500 '       definisce unita` di ingresso e uscita
220 OPEN "I",#1,FIS
230 OPEN "O",#2,FOS
240 GOSUB 1000 '      legge dati geometrici
250 GOSUB 2000 '      stampa dati geometrici
260 GOSUB 3000 '      calcola indici di rigidezza e loro somma
270 WHILE NOT EOF(1)
280   INPUT #1, IV,IM,IO
290   GOSUB 4000 '     legge i carichi
300   GOSUB 5000 '     stampa i carichi
310   GOSUB 6000 '     calcola somma mom.inc. e somma forze
320   GOSUB 7000 '     effettua la risoluzione iterativa del sistema
330   GOSUB 8000 '     calcola momento, taglio, sforzo norm. e spostam.
340   GOSUB 9000 '     stampa i risultati
350 WEND
360 CLOSE #1
370 CLOSE #2
380 KEY ON
390 LOCATE 24,1
400 PRINT "FINE ELABORAZIONE"
410 END
480 '
490 ' ----- definisce le unita` di ingresso e uscita
500 CLS
510 PRINT "Nome del file che contiene i dati ";
520 INPUT FIS
530 PRINT
540 PRINT "Unita` di uscita ?"
550 PRINT "CON=schermo, LPT1=stampante, oppure nome di un file"
560 INPUT FOS
570 PRINT
580 RETURN
980 '
990 ' ----- effettua l'input dei dati geometrici ed elastici
1000 INPUT #1, ITS,KZ,LZ
1010 IF KZ>MK THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI PIANI":STOP

```

```

1020 IF LZ>ML THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI TIPI DI SEZIONE":STOP
1030
1040 I=0
1050 INPUT #1, N
1060 WHILE N<>0
1070     IF I=MI THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI PILASTRI":STOP
1080     I=I+1
1090     NP(I)=N
1100     INPUT #1, N
1110 WEND
1120 IZ=I
1130
1140 KC=0
1150 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1160     INPUT #1, HI(K)
1170     IF HI(K)>0 THEN KC=KC+1
1180 NEXT K
1190 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1200     IF HI(K)>0 THEN 1210 ELSE 1250
1210         FOR I=1 TO IZ
1220             H(I,K)=HI(K)
1230         NEXT I
1240         GOTO 1290
1250         FOR I=1 TO IZ
1260             INPUT #1, H(I,K)
1270         NEXT I
1280         GOTO 1290
1290 NEXT K
1300
1310 FOR I=1 TO IZ-1
1320     INPUT #1, DL(I)
1330 NEXT I
1340
1350 INPUT #1, EL
1360 E=EL*10
1370
1380 FOR L=1 TO LZ
1390     INPUT #1, ZB(L),ZH(L)
1400     ZI(L)=ZB(L)*ZH(L)^3/12
1410 NEXT L
1420
1430 ER=0
1440 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1450     FOR I=1 TO IZ-1
1460         INPUT #1, NT(I,K)
1470         IF NT(I,K)<1 OR NT(I,K)>LZ THEN PRINT "TIPO DI SEZIONE INAC
CETTABILE PER LA TRAVE";I;K : ER=1
1480     NEXT I
1490 NEXT K
1500
1510 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1520     FOR I=1 TO IZ
1530         INPUT #1, NR(I,K)
1540         IF NR(I,K)<1 OR NR(I,K)>LZ THEN PRINT "TIPO DI SEZIONE INAC
CETTABILE PER IL RITTO";I;K : ER=1
1550     NEXT I
1560 NEXT K
1570 IF ER=1 THEN STOP

```

```

1580
1590 RETURN
1980 '
1990 ' ----- stampa i dati geometrici ed elastici
2000 PRINT #2, " "; ITS : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
2010 '
2020 PRINT #2, " ALTEZZA DEI PIANI"
2030 PRINT #2, : PRINT #2, " piano altezza (m)" : PRINT #2,
2040 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2050 PRINT #2, USING " ### "; K;
2060 IF HI(K)>0 THEN PRINT #2, USING "#####"; HI(K) ELSE PRINT #
2, " variabile"
2070 NEXT K
2080 IF KC=KZ THEN 2310
2090 IF IZ>4 THEN KV=4 ELSE KV=IZ
2100 PRINT #2, : PRINT #2,
2110 PRINT #2, " piano ";
2120 FOR K=1 TO KV
2130 PRINT #2, " pil. altezza";
2140 NEXT K
2150 PRINT #2,
2160 PRINT #2, " ";
2170 FOR K=1 TO KV
2180 PRINT #2, " (m) ";
2190 NEXT K
2200 PRINT #2, : PRINT #2,
2210 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2220 IF HI(K)>0 THEN 2290
2230 PRINT #2, USING " ## "; K;
2240 FOR I=1 TO IZ
2250 IF I MOD 4=1 AND I>1 THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
2260 PRINT #2, USING " ### ##.## "; NP(I),H(I,K);
2270 NEXT I
2280 PRINT #2, : PRINT #2,
2290 NEXT K
2300
2310 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
2320 PRINT #2, " LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI : PRINT #2,
2330 PRINT #2, " campata luce piano B H inerzia";
2340 IF KZ>1 THEN PRINT #2, " piano S H inerzia";
2350 PRINT #2,
2360 PRINT #2, " (m) (m) (m) (m^4) ";
2370 IF KZ>1 THEN PRINT #2, " (m) (m) (m^4) ";
2380 PRINT #2, : PRINT #2,
2390 FOR I=1 TO IZ-1
2400 PRINT #2, USING " ### -### ##.## "; NP(I),NP(I+1),DL(I);
2410 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2420 L=NT(I,K)
2430 IF (KZ-K) MOD 2=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
2440 PRINT #2, USING " ## ##.## ##.## ##.#####"; K,ZB(L),ZH(
L),ZI(L);
2450 NEXT K
2460 PRINT #2, : PRINT #2,
2470 NEXT I
2480 '
2490 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,

```

```

2500 PRINT #2, "    SEZIONI DEI PILASTRI" : PRINT #2,
2510 PRINT #2, "    pilastro      piano  B      H      inerzia";
2520 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "    piano  B      H      inerzia";
2530 PRINT #2,
2540 PRINT #2, "                                (m)  (m)  (m^4) ";
2550 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "                                (m)  (m)  (m^4) ";
2560 PRINT #2, : PRINT #2,
2570 FOR I=1 TO IZ
2580   PRINT #2, USING "    ###      "; NP(I);
2590   FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2600     L=NR(I,K)
2610     IF (KZ-K) MOD 2=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
2620       PRINT #2, USING "    ## ##.## ##.## ##.#####" ; K,ZB(L),ZH(
L),ZI(L);
2630   NEXT K
2640   PRINT #2, : PRINT #2,
2650 NEXT I
2660 '
2670 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, "    Modulo di elas
ticit  = ";EL;" kg/cm2"
2680 '
2690 RETURN
2970 '
2980 ' ----- calcola l'indice di rigidezza delle aste
2990 '          effettua la loro somma nei nodi e nel piano
3000 FOR K=1 TO KZ
3010   FOR I=1 TO IZ-1
3020     L=NT(I,K)
3030     WT(I,K)=E*ZI(L)/DL(I)
3040   NEXT I
3050   FOR I=1 TO IZ
3060     L=NR(I,K)
3070     WR(I,K)=E*ZI(L)/H(I,K)
3080   NEXT I
3090 NEXT K
3100 '
3110 FOR K=1 TO KZ
3120   FOR I=1 TO IZ
3130     S=WR(I,K)
3140     IF I>1 THEN S=S+WT(I-1,K)
3150     IF I<IZ THEN S=S+WT(I,K)
3160     IF K<KZ THEN S=S+WR(I,K+1)
3170     WN(I,K)=S
3180   NEXT I
3190 NEXT K
3200 '
3210 FOR K=1 TO KZ
3220   GOSUB 3600 '          calcola somma delle rigidezze
3230   WX(K)=S
3240 NEXT K
3250 '
3260 RETURN
3580 '
3590 ' calcola somma delle rigidezze
3600 S=0
3610 FOR I=1 TO IZ
3620   S=S+WR(I,K)/H(I,K)^2

```



```

3630 NEXT I
3640 RETURN
3970
3980 ' ----- 'effettua l'input dei carichi vertic., nodali ed orizzont.
3990 '          azzera i carichi che non legge
4000 IF IV=0 THEN 4100
4010 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4020   FOR I=1 TO IZ-1
4030     INPUT #1, Q(I,K)
4040   NEXT I
4050 NEXT K
4060 GOTO 4200
4090 ' azzera carichi verticali
4100 FOR K=1 TO KZ
4110   FOR I=1 TO IZ
4120     Q(I,K)=0
4130   NEXT I
4140 NEXT K
4190
4200 IF IM=0 THEN 4300
4210 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4220   FOR I=1 TO IZ
4230     INPUT #1, MN(I,K)
4240   NEXT I
4250 NEXT K
4260 GOTO 4400
4290 ' azzera momenti nodali
4300 FOR K=1 TO KZ
4310   FOR I=1 TO IZ
4320     MN(I,K)=0
4330   NEXT I
4340 NEXT K
4390
4400 IF IO=0 THEN 4500
4410 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4420   INPUT #1, FX(K)
4430 NEXT K
4440 GOTO 4600
4490 ' azzera carichi orizzontali
4500 FOR K=1 TO KZ
4510   FX(K)=0
4520 NEXT K
4590
4600 RETURN
4980
4990 ' ----- stampa i valori del carico verticale, nodale, orizzont.
5000 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5010 PRINT #2, " CARICHI"
5020 IF KZ>4 THEN KV=4 ELSE KV=KZ
5030 IF IV=0 THEN 5300 ' salta i carichi verticali
5040 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5050 PRINT #2, " CARICHI VERTICALI" : PRINT #2,
5060 PRINT #2, " campata";
5070 FOR K=1 TO KV
5080   PRINT #2, " piano carico";
5090 NEXT K
5100 PRINT #2,
5110 PRINT #2, "

```

```

5120 FOR K=1 TO KV
5130   PRINT #2, "          (t/m) ";
5140 NEXT K
5150 PRINT #2, : PRINT #2,
5160 FOR I=1 TO IZ-1
5170   PRINT #2, USING "    ## -##"; NP(I),NP(I+1);
5180   FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5190     IF (KZ-K) MOD 4=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
5200     PRINT #2, USING "    ## ####.## "; K,Q(I,K);
5210   NEXT K
5220 PRINT #2, : PRINT #2,
5230 NEXT I
5290 '
5300 IF IM=0 THEN 5600 '      salta i carichi nodali
5310 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5320 PRINT #2, "    MOMENTI NEI NODI " : PRINT #2,
5330 PRINT #2, "    pilastro";
5340 FOR K=1 TO KV
5350   PRINT #2, "    piano momento";
5360 NEXT K
5370 PRINT #2,
5380 PRINT #2, '          ";
5390 FOR K=1 TO KV
5400   PRINT #2, "          (tm) ";
5410 NEXT K
5420 PRINT #2, : PRINT #2,
5430 FOR I=1 TO IZ
5440   PRINT #2, USING "    ## " ; NP(I);
5450   FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5460     IF (KZ-K) MOD 4=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
5470     PRINT #2, USING "    ## ####.## "; K,MN(I,K);
5480   NEXT K
5490 PRINT #2, : PRINT #2,
5500 NEXT I
5590 '
5600 IF IO=0 THEN 5700 '      salta i carichi orizzontali
5610 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5620 PRINT #2, "    FORZE ORIZZONTALI" : PRINT #2,
5630 PRINT #2, "    piano forza"
5640 PRINT #2, "    (t)" : PRINT #2,
5650 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5660   PRINT #2, USING "    ## ####.## "; K,FX(K)
5670 NEXT K
5690 '
5700 RETURN
5970 '
5980 ' ----- calcola somma momenti d'incastro perf. e momenti nei nodi
5990 '      calcola somma forze
6000 FOR K=1 TO KZ
6010   SM(1,K)=MN(1,K)
6020   FOR I=1 TO IZ-1
6030     V=Q(I,K)*DL(I)^2/12
6040     SM(I,K)=SM(I,K)+V
6050     SM(I+1,K)=MN(I+1,K)-V
6060   NEXT I
6070 NEXT K

```

```

6080 '
6090 FOR K=1 TO KZ
6100   QX(K)=FX(K)
6110 NEXT K
6120 FOR K=KZ-1 TO 1 STEP-1
6130   K1=K+1
6140   QX(K)=QX(K)+QX(K1)
6150 NEXT K
6160
6170 RETURN
6980 '
6990 ' ----- effettua la risoluzione iterativa del sistema
7000 GOSUB 7200 '          azzera rotazioni e spostamenti
7010 SQ=0
7020 FOR K=1 TO KZ
7030   FOR I=1 TO IZ
7040     GOSUB 7400 '      operazione di nodo
7050     NEXT I
7060     GOSUB 7600 '      operazione di piano
7070   NEXT K
7080 IF SQ<>0 THEN 7010
7090 RETURN
7180 '
7190 ' azzera rotazioni e spostamenti
7200 FOR K=1 TO KZ
7210   FOR I=1 TO IZ
7220     FI(I,K)=0
7230     NEXT I
7240     D(K)=0
7250   NEXT K
7260 RETURN
7380 '
7390 ' operazione di nodo per il nodo I,K
7400 IF WN(I,K)=0 THEN RETURN
7410 S=SH(I,K)+6*WR(I,K)*D(K)/H(I,K)
7420 IF K>1 THEN S=S-2*WR(I,K)*FI(I,K-1)
7430 IF K<KZ THEN S=S+6*WR(I,K+1)*D(K+1)/H(I,K+1)-2*WR(I,K+1)*FI(I,K+1)
7440 IF I>1 THEN S=S-2*WT(I-1,K)*FI(I-1,K)
7450 IF I<IZ THEN S=S-2*WT(I,K)*FI(I+1,K)
7460 IF ABS (S-4*WN(I,K)*FI(I,K))<.0005 THEN RETURN
7470 FI(I,K)=S/4/WN(I,K)
7480 SQ=1
7490 RETURN
7580 '
7590 ' operazione di piano per il piano K
7600 GOSUB 7800 '          somma
7610 S1=QX(K)+6*S1
7620 IF ABS (S1-12*WX(K)*D(K))>.0005 THEN D(K)=S1/12/WX(K) : SQ=1
7630 RETURN
7780 '
7790 ' somma
7800 S1=0
7810 FOR I=1 TO IZ
7820   V=FI(I,K)
7830   IF K>1 THEN V=V+FI(I,K-1)
7840   S1=S1+V*WR(I,K)/H(I,K)
7850 NEXT I
7860 RETURN

```

```

7970
7980 ' ----- calcola momento flett., taglio, sforzo normale, spostam.
7990 '          utilizza le convenz. di segno della Scienza delle Costruz.
8000 FOR K=1 TO KZ
8010   FOR I=1 TO IZ-1
8020     V=Q(I,K)*DL(I)^2/12
8030     MS(I,K)=(4*FI(I,K)+2*FI(I+1,K))*WT(I,K)-V
8040     MD(I,K)=-((2*FI(I,K)+4*FI(I+1,K))*WT(I,K)+V)
8050   NEXT I
8060   FOR I=1 TO IZ
8070     IF K>1 THEN V=FI(I,K-1) ELSE V=0
8080     MT(I,K)=-((4*FI(I,K)+2*V-6*D(K)/H(I,K))*WR(I,K))
8090     MP(I,K)=(2*FI(I,K)+4*V-6*D(K)/H(I,K))*WR(I,K)
8100   NEXT I
8110 NEXT K
8120 FOR K=1 TO KZ
8130   FOR I=1 TO IZ-1
8140     V=Q(I,K)*DL(I)/2
8150     TS(I,K)=V+(MD(I,K)-MS(I,K))/DL(I)
8160     TD(I,K)=-V+(MD(I,K)-MS(I,K))/DL(I)
8170   NEXT I
8180   FOR I=1 TO IZ
8190     TR(I,K)=(MT(I,K)-MP(I,K))/H(I,K)
8200   NEXT I
8210 NEXT K
8220 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
8230   FOR I=1 TO IZ
8240     V=0
8250     IF I>1 THEN V=V+TD(I-1,K)
8260     IF I<IZ THEN V=V-TS(I,K)
8270     IF K<KZ THEN V=V+SN(I,K+1)
8280     SN(I,K)=V
8290   NEXT I
8300 NEXT K
8310 FOR K=2 TO KZ
8320   D(K)=D(K)+D(K-1)
8330 NEXT K
8340 RETURN
8980
8990 ' ----- stampa i risultati:
9000 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2.
9010 PRINT #2, "      RISULTATI"
9020 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9030 PRINT #2, "      SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI" : PRINT #2.
9040 PRINT #2, "      impalcato      spostamento"
9050 PRINT #2, "                      (mm)"
9060 PRINT #2.
9070 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9080   PRINT #2, USING "      ##          ###.###"; K,D(K)*1000
9090 NEXT K
9100 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9110 PRINT #2, "      CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI" : P
    RINT #2.
9120 PRINT #2, "      campata piano      momento a      momento a      tagli
o a      taglio a
9130 PRINT #2, "                      sinistra (tm) destra (tm) sinistr
a (t) destra (t)"
9140 FOR I=1 TO IZ-1

```

```

9150 PRINT #2,
9160 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9170 PRINT #2, USING "    ### -###   ##": NP(I),NP(I+1),K:
9180 PRINT #2, USING "    #####.## " : MS(I,K),MD(I,K),TS(I,K),T
      D(I,K)
9190 NEXT K
9200 NEXT I
9210 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9220 PRINT #2, "      CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI" :
      PRINT #2,
9230 PRINT #2, "      pilastro piano      momento      momento      tagl
      io      sforzo"
9240 PRINT #2, "      sup. (tm)   inf. (tm)      (t
      )      normale (t)"
9250 FOR I=1 TO IZ
9260 PRINT #2,
9270 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9280 PRINT #2, USING "    ###   ##": NP(I),K:
9290 PRINT #2, USING "    #####.## " : MT(I,K ),MP(I,K),TR(I,K),S
      N(I,K)
9300 NEXT K
9310 NEXT I
9320 PRINT #2, : PRINT #2,
9330 RETURN
9990
10000 spazio per i dati

```

4.5. Modalità di utilizzazione del programma.

La versione in GWBASIC del programma consente la risoluzione di un telaio piano a maglie rettangolari o trapezie, cioè con ritti di differente altezza, avente al massimo 80 pilastri ed 8 traversi. La versione compilata estende tali limiti a 120 pilastri e 10 traversi.

I dati devono essere conservati in un file su disco, che può essere preparato mediante un word processor oppure utilizzando il programma descritto nel paragrafo 1.4.

Ciascuna esecuzione consente la risoluzione di uno schema geometrico soggetto a più condizioni di carico. I dati vanno disposti col seguente ordine:

- Gruppo di dati che descrivono la geometria dello schema.
- Gruppo di dati che descrivono la prima condizione di carico.
- Gruppo di dati che descrivono la seconda condizione di carico.
-
- Gruppo di dati che descrivono l'ultima condizione di carico.

Il gruppo di dati che descrive la geometria dello schema deve rispettare l'ordine di seguito riportato. I valori forniti devono essere conformi alle unità di misura indicate tra parentesi.

- Intestazione.
- Numero di piani.
- Numero di tipi di sezione.
- Numerazione dei pilastri in carpenteria; dopo l'ultimo pilastro occorre aggiungere uno 0, che indica al calcolatore la fine della numerazione del telaio.
- Altezza degli interpiani, dall'alto verso il basso (m); se ad un interpiano i ritti non hanno tutti la stessa altezza, assegnare all'altezza il valore 0.
- Per ciascun interpiano i cui ritti non hanno tutti la stessa altezza, dall'alto verso il basso:
altezza di ciascun ritto (m).
- Luce delle campate (m).
- Modulo di elasticità (kgcm^{-2}).
- Tipi di sezione delle aste; per ogni tipo indicare prima la base e poi l'altezza (m).
- Per ciascun traverso, dall'alto verso il basso:
travi - tipo di sezione di ciascuna campata.
- Per ciascun interpiano, dall'alto verso il basso:
pilastri - tipo di sezione di ciascun ritto.

Il gruppo di dati che descrive la singola condizione di carico deve rispettare l'ordine e le unità di misura di seguito indicati.

- Indice di esistenza dei carichi verticali sulle travi (0=no, 1=si).
- Indice di esistenza dei momenti concentrati nei nodi (0=no, 1=si).
- Indice di esistenza dei carichi orizzontali (0=no, 1=si).
- Se il primo indice è 1 - per ciascun traverso, dall'alto verso il basso:
carico verticale su ciascuna campata (tm^{-1}), positivo se diretto verso il basso.
- Se il secondo indice è 1 - per ciascun traverso, dall'alto verso il basso:
momento concentrato in ciascun nodo (tm), positivo se orario.
- Se il terzo indice è 1 - per ciascun traverso, dall'alto verso il basso:
forza esterna di piano (t), positiva se diretta verso destra.

Casi particolari.

Se necessario, il programma può essere adattato per la risoluzione di uno schema di telaio piano a nodi fissi. A tal fine è sufficiente eliminare la linea di programma 7060, che fa eseguire l'operazione di piano; tolta questa, infatti, gli spostamenti mantengono un valore nullo. È ugualmente possibile

annullare lo spostamento relativo solo ad alcuni interpiani, imponendo nella linea 7060 che l'operazione di piano venga effettuata solo per determinati valori dell'indice di piano K. È infine possibile calcolare un telaio soggetto a spostamenti orizzontali prefissati, eliminando l'operazione di piano ed assegnando nel sottoprogramma 7200 i valori richiesti per gli spostamenti relativi.

4.6. Esempio.

Il programma è stato utilizzato per la risoluzione degli schemi intelaiati per l'edificio analizzato in precedenza. I dati relativi all'insieme di telai paralleli alla direzione x sono contenuti nel file TELAIX, il cui contenuto è riportato nel seguito. I risultati ottenuti sono invece già stati mostrati nel paragrafo 9.1. della seconda parte del testo.

TELAIX IN DIREZIONE X

```

5,6
21,22,23,24,25,26,27,14,15,16,17,18,19,20,7,8,9,10,11,12,13
4,5,6,1,2,3,0
3,2,3,2,3,2,3,2,3,6
4,3,3,8,3,2,3,2,4,2,3,6,1,4,7,3,8,3,3,2,4,2,3,6,1,4,7,3,8,2,9,3,3,4,2
3,6,1,4,7,3,8,1,4,3,3,8
250000
0,0,.6,.22,.3,.5,.3,.6,.3,.7,.7,.3
3,3,3,3,3,3,1,2,2,2,3,3,3,1,2,2,3,3,3,1,2,2,1,3,3
4,4,4,4,4,4,1,2,2,2,4,4,4,1,2,2,4,4,4,4,1,2,2,1,4,4
4,4,4,4,4,4,1,2,2,2,4,4,4,1,2,2,4,4,4,4,1,2,2,1,4,4
4,4,4,4,4,4,1,2,2,2,4,4,4,1,2,2,4,4,4,4,1,2,2,1,4,4
4,4,4,4,4,4,1,2,2,2,4,4,4,1,2,2,4,4,4,4,1,2,2,1,4,4
5,5,5,6,5,5,6,6,6,6,5,5,6,6,6,6,5,5,5,6,6,6,5,5,5
5,5,5,6,5,5,6,6,6,6,5,5,6,6,6,6,5,5,5,6,6,6,5,5,5
5,5,5,6,5,5,6,6,6,6,5,5,6,6,6,6,5,5,5,6,6,6,5,5,5
5,5,5,6,5,5,6,6,6,6,5,5,6,6,6,6,5,5,5,6,6,6,5,5,5
5,5,5,6,5,5,6,6,6,6,5,5,6,6,6,6,5,5,5,6,6,6,5,5,5
0,0,1
36.45,29.87,22.63,15.39,7.39
    
```


CAPITOLO V

RISOLUZIONE DI TELAI PIANI GENERICI

5.1. Analisi del problema.

Lo schema geometrico che si prende in esame è quello di un insieme piano di aste deformabili (travi alla De Saint Venant) collegate mutuamente in punti detti nodi. Si effettuano le seguenti ipotesi:

- a) che travi e pilastri siano a sezione costante;
- b) che il comportamento del telaio sia lineare, cioè non esistano non linearità geometriche (effetto $P-\Delta$ o effetto instabilizzante dei carichi verticali) o del materiale (plasticizzazione delle sezioni);
- c) che gli spostamenti dei nodi della struttura, provocati dai carichi su essa agenti, siano piccoli rispetto alle sue dimensioni.

Nella descrizione dello schema si fa riferimento ad un sistema di assi cartesiani ortogonali x ed y . L'asse x è orizzontale e orientato da sinistra verso destra; l'asse y è verticale e orientato dal basso verso l'alto.

Lo schema di carico prevede:

- a) azioni concentrate sui nodi, definite mediante le componenti F_x ed F_y parallele agli assi ed il momento M_x .
- b) carichi uniformemente distribuiti sulle aste, definiti mediante le componenti p_x e p_y parallele agli assi valutate per unità di lunghezza dell'asta.

Per la risoluzione dello schema si utilizza il metodo degli spostamenti,

già sinteticamente richiamato nel paragrafo 4.1. Mentre in quel caso si è seguita una impostazione "classica", con scrittura diretta e risoluzione iterativa del sistema di equazioni di equilibrio, per il presente schema si è preferita la via matriciale. Essa non è argomento del corso di Complementi di Tecnica delle Costruzioni, ma viene trattata nel parallelo seminario "Il personal computer nel calcolo di edifici" e sarà ampiamente illustrata in un testo di prossima pubblicazione. Se ne riportano di seguito solo le linee essenziali, per consentire a chi già abbia almeno un minimo di conoscenza dell'argomento una migliore comprensione del programma.

Il generico nodo i ha nel piano tre gradi di libertà. Il suo moto è individuato mediante il vettore spostamento nodale r_i che ha come componenti le due traslazioni v_x e v_y e la rotazione ϑ_z .

In una struttura reale non tutte le componenti di movimento dei nodi sono ammesse. Vi sono infatti sempre vincoli esterni che ne impediscono alcune. Vi possono essere inoltre vincoli mutui costituiti dagli impalcati, che impongono ai nodi di uno stesso traverso di avere uguale spostamento orizzontale v_x . Le componenti di movimento indipendenti e compatibili con i vincoli sono racchiuse nel vettore spostamenti nodali r , che costituisce l'incognita del problema. La prima fase di un procedimento applicativo consiste quindi nell'individuare le componenti di movimento incognite ed assegnare a ciascuna di esse un numero d'ordine, ovvero la sua posizione nel vettore r (numerazione delle incognite). Le modalità seguite nel programma sono illustrate nel paragrafo 5.3.

In maniera duale, le azioni esterne sul generico nodo i sono individuate dal vettore R_i che ha come componenti le due forze F_x ed F_y e il momento M_z . Esse sono costituite dalle azioni concentrate nodali e dalle azioni di incastro perfetto conseguenti ai carichi distribuiti sulle aste.

Le azioni esterne corrispondenti alle componenti di movimento incognite sono racchiuse nel vettore R , che rappresenta il carico agente sullo schema.

La relazione tra azioni e spostamenti può essere espressa come prodotto della matrice di rigidezza della struttura K (il cui generico termine K_{pq} rappresenta l'azione p -esima provocata da uno spostamento q -esimo unitario, con tutti gli altri spostamenti nulli) per il vettore spostamenti r :

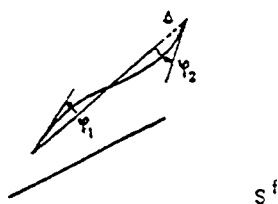
$$R = K r.$$

La matrice di rigidezza della struttura può essere determinata partendo dall'esame del comportamento delle singole aste.

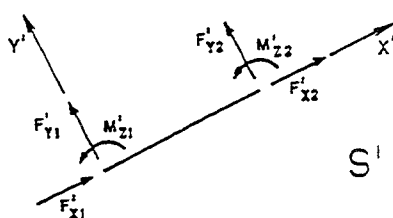
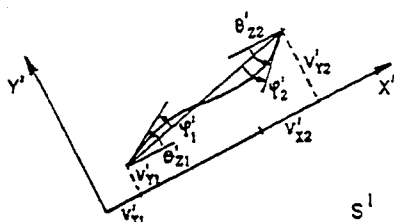
Le componenti di movimento s e le azioni S agli estremi della generica asta j possono essere individuate in tre maniere diverse (fig.4):

componenti di movimento
degli estremi dell'asta

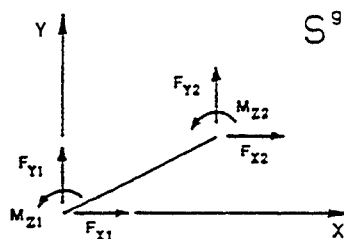
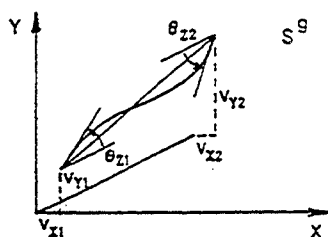
azioni
agli estremi dell'asta



a) insieme fondamentale



b) componenti rispetto al riferimento locale



c) componenti rispetto al riferimento globale

FIG.4

- a) utilizzando il minimo numero di grandezze necessario (insieme fondamentale): s_f ed S_f ;
- b) considerandone le componenti rispetto ad un sistema di riferimento locale, il cui asse x coincide con l'asse dell'asta, mentre l'asse y è ad esso perpendicolare: s_l ed S_l ;
- c) considerandone le componenti rispetto al sistema di riferimento globale x y definito inizialmente: s_g ed S_g .

Le relazioni tra questi tre insiemi sono fornite dalle seguenti espressioni:

- a) per le azioni:

$$S_g = L_d S_l \quad S_l = T S_f \quad \text{e quindi} \quad S_g = L_d T S_f \quad ;$$

- b) per le componenti di movimento:

$$s_f = T^T s_l \quad s_l = L_d^T s_g \quad \text{e quindi} \quad s_f = (L_d T)^T s_g$$

La matrice L_d , detta matrice di rotazione perchè consente di tener conto della rotazione del sistema di riferimento, è dipendente dall'angolo α che rappresenta l'inclinazione dell'asta rispetto all'asse x del riferimento globale:

$$L_d = \begin{vmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

La matrice T , detta matrice di trasformazione, dipende invece dalla lunghezza dell'asta:

$$T = \begin{vmatrix} 0 & 0 & -1 \\ \frac{1}{l} & \frac{1}{l} & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ -\frac{1}{l} & -\frac{1}{l} & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{vmatrix}$$

La relazione tra azioni e componenti di movimento fondamentali è espressa da:

$$S_f = k_f s_f$$

essendo k_f la matrice di rigidezza fondamentale dell'asta, che dipende dal modulo di elasticità del materiale, dall'area e dal momento d'inerzia della sezione, dalla lunghezza dell'asta:

$$k_f = \begin{vmatrix} 4\frac{EI}{l} & 2\frac{EI}{l} & 0 \\ 2\frac{EI}{l} & 4\frac{EI}{l} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{l} \end{vmatrix}$$

Analogamente la relazione tra azioni e componenti di movimento nel sistema di riferimento globale è espressa mediante la matrice di rigidezza globale:

$$S_g = k_g s_g$$

Usando le espressioni riportate in precedenza, la matrice di rigidezza globale k_g può essere ottenuta da quella fondamentale:

$$k_g = (L_d T) k_f (L_d T)^T$$

I termini della matrice di rigidezza dell'asta nel riferimento globale danno un contributo diretto alla matrice di rigidezza della struttura K . Indicando con r e c il numero d'ordine di due generiche componenti di movimento degli estremi di un'asta (compreso tra 1 e 6) e con p e q il numero d'ordine delle incognite ad esso corrispondenti, il termine k_{rc} di k_g dà un contributo al termine K_{pq} di K . La matrice K è quindi ottenuta come somma dei contributi di tutte le aste.

Le azioni esterne devono essere equilibrate dalle azioni sui nodi provocate dagli spostamenti incogniti, ovvero devono essere equivalenti alle azioni trasmesse dai nodi alle aste in conseguenza a tali spostamenti. La condizione di equilibrio è quindi espressa da:

$$R = Kr$$

Se lo schema non è labile, la matrice K è invertibile. Le componenti di movimento incognite possono essere quindi calcolate come:

$$r = K^{-1}R$$

Una volta ottenuti gli spostamenti nodali, si può risalire alle azioni agli estremi delle aste (somma delle azioni dovute allo spostamento e di quelle di incastro perfetto). Queste azioni, espresse nel riferimento locale, rappresentano le caratteristiche di sollecitazione: sforzo normale, taglio e momento flettente.

Convenzione dei segni.

Componenti di spostamento del nodo (v_x, v_y):

positive se concordi col verso positivo degli assi x ed y .

Rotazione del nodo (ϑ_z):

positiva se antioraria, cioè nel verso che porta l'asse x sull'asse y .

Componenti della forza esterna applicata al nodo (F_x, F_y):

positive se concordi col verso positivo degli assi x ed y .

Momento esterno applicato al nodo (M_z):

positivo se antiorario, cioè nel verso che porta l'asse x sull'asse y .

Componenti del carico uniformemente distribuito sull'asta (p_x, p_y):

positive se concordi col verso positivo degli assi x ed y .

Caratteristiche di sollecitazione:

vale la convenzione della Scienza delle Costruzioni, considerando le aste orientate dal primo al secondo estremo.

5.2. Elenco delle variabili.

Grandezze usate per la definizione generale dello schema.

Numerazione dei nodi:

I nodi (liberi o vincolati) vengono numerati progressivamente, a partire dal valore 1; poiché il criterio adoperato nella numerazione automatica delle incognite è legato alla numerazione dei nodi, questa ha influenza sulla ampiezza della banda della matrice di rigidezza della struttura.

I	Nodo generico;
I _Z	numero totale di nodi;
MI	massimo numero ammissibile di nodi (valore in base al quale sono dimensionate le variabili con indice, determinato in base alla capacità di memoria del calcolatore).

Numerazione delle aste:

Le aste vengono numerate progressivamente, a partire dal valore 1; l'ordine di numerazione non ha influenza sulla banda della matrice.

J	Asta generica;
J _Z	numero totale di aste;
MJ	massimo numero ammissibile di aste (valore in base al quale sono dimensionate le variabili con indice, determinato in base alla capacità di memoria del calcolatore).

Informazioni relative ai nodi:

X(I)	ascissa del nodo I (m) ;
Y(I)	ordinata del nodo I (m) .

Per ogni nodo occorre conoscere se ciascuna delle tre possibili componenti di movimento è ammessa o impedita. Si assume convenzionalmente di indicare con 0 una componente ammessa, con 1 una componente impedita, con C una componente ammessa, ma per la quale esiste un vincolo

cedevole; per ciascun nodo si avrà pertanto un insieme di tre simboli (0, 1 oppure C) che viene denominato codice di vincolo del nodo.

- VS(I) Codice di vincolo del nodo I;
 nel programma il codice di vincolo è memorizzato mediante una
 variabile alfanumerica, contenente 3 caratteri.
- KV(I,K) Rigidezza del vincolo corrispondente alla componente di movi-
 mento K del nodo I (con K compreso tra 1 e 3).
- IK Indica se vi sono vincoli cedevoli (0=no, 1=sì).

Informazioni relative agli impalcati:

Se lo schema di telaio presenta impalcati indeformabili, che costituiscono un vincolo mutuo agli spostamenti dei nodi, occorre indicare quali nodi sono da essi collegati.

- KZ Numero totale di impalcati;
- MK massimo numero ammissibile di impalcati;
- NI() array monodimensionale che contiene la numerazione dei nodi
 degli impalcati (l'elenco dei nodi di ciascun impalcato è termi-
 nato con un valore nullo).

Informazioni relative alle aste:

- E1(J) nodo che costituisce il primo estremo dell'asta J;
- E2(J) nodo che costituisce il secondo estremo dell'asta J;
- SA(J) area della sezione dell'asta J (m^2) ;
- SI(J) momento d'inerzia della sezione dell'asta J (m^4).

In genere nelle applicazioni pratiche numerose aste di uno schema presentano la stessa sezione. Si è pertanto ritenuto più comodo per la immissione dei dati individuare i differenti tipi di sezione, e definire poi per ciascuna asta il numero d'ordine della sezione corrispondente. Si è in particolare fatto riferimento a sezioni rettangolari, per le quali basta assegnare base ed altezza, lasciando al calcolatore il compito di determinare area e momento d'inerzia. Si ha quindi:

L	generico tipo di sezione;
LZ	numero totale di tipi di sezioni;
ML	massimo numero ammissibile di tipi di sezioni;
ZB(L)	base della sezione L (m) ;
ZH(L)	altezza della sezione L (m) ;
ZA(L)	area della sezione L (m^2) ;
ZI(L)	momento d'inerzia della sezione L (m^4);
NT(J)	tipo di sezione per l'asta J;
ER	variabile ausiliaria, utilizzata nel controllare il valore del tipo di sezione di un'asta (0 = valore ammissibile, cioè compreso tra 1 ed LZ; 1 = valore non ammissibile) .

Caratteristiche del materiale:

EL	modulo di elasticità tangenziale E ($kgcm^{-2}$) ;
E	modulo di elasticità tangenziale E (tm^{-2}) .

Grandezze utilizzate nella numerazione delle incognite.

G(I,K) Occorre definire, per ogni nodo e per ciascuna sua componente di movimento non impedita da vincoli, il numero d'ordine di tale incognita (cioè la sua posizione nel vettore r).

Per conservare queste informazioni, si usa un array bidimensionale; il primo indice rappresenta il numero d'ordine del nodo (da 1 a IZ); il secondo può assumere i valori 1, 2 o 3 per indicare, nell'ordine, gli spostamenti v_x e v_y , e la rotazione ϑ_z del nodo; il valore conservato in posizione I,K rappresenta pertanto il numero d'ordine dell'incognita associata alla componente di movimento K-esima del nodo I.

N	Numero d'ordine dell'incognita generica;
NL	numero di traslazioni incognite dei traversi;
NZ	numero totale di incognite;
MN	massimo numero ammissibile di incognite (valore in base al quale sono dimensionate le variabili con indice).

Grandezze relative alla singola asta.

Lunghezza ed inclinazione dell'asta:

Note le coordinate degli estremi dell'asta (x_1, y_1 per il primo estremo; x_2, y_2 per il secondo), se ne può calcolare lunghezza ed inclinazione (fig. 5):

DX	differenza delle ascisse; $dx = x_2 - x_1$;
DY	differenza delle ordinate; $dy = y_2 - y_1$;
LA	lunghezza dell'asta; $l = \sqrt{dx^2 + dy^2}$;
SN	seno dell'angolo alfa; $\sin \alpha = dy/l$;
CS	coseno dell'angolo alfa; $\cos \alpha = dx/l$.

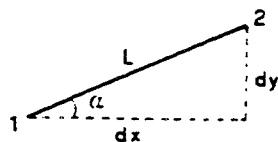


FIG.5

Vettore e matrici:

$N()$ Vettore di incidenza.

È composto di sei elementi, che indicano, per ciascuna componente di movimento degli estremi dell'asta (nell'ordine $v_{x1}, v_{y1}, \vartheta_{z1}, v_{x2}, v_{y2}, \vartheta_{z2}$) quale è il numero d'ordine della incognita ad essa corrispondente (o il valore 0, se la componente di movimento è impedita da vincoli esterni). I primi tre elementi sono costituiti dai numeri d'ordine delle incognite del primo estremo (e_1), gli altri tre da quelli del secondo estremo (e_2). Si ha così:

$$\begin{array}{lll} N(1) = G(e_1,1) & N(1) = G(e_1,2) & N(3) = G(e_1,3) \\ N(4) = G(e_2,1) & N(5) = G(e_2,2) & N(6) = G(e_2,3). \end{array}$$

$LD(,)$ Matrice di rotazione L_d (dimensioni 6 x 6).

$LDT(,)$ Trasposta della matrice di rotazione (dimensioni 6 x 6).

$T(,)$ Matrice di trasformazione T (dimensioni 6 x 3).

$KF(,)$ Matrice di rigidezza fondamentale (dimensioni 3 x 3).

$KG(,)$ Matrice di rigidezza nel riferimento globale (dimensioni 6 x 6).

Nel calcolare la matrice di rigidezza k_g mediante l'espressione $k_g = (L_d T) k_f (L_d T)^T$, si utilizzano le seguenti matrici ausiliarie:

$ATX(,)$ prodotto di L_d per T (dimensioni 6 x 3);

$A(,)$ trasposta del prodotto L_d per T (dimensioni 3 x 6);

$AT(,)$ prodotto di ATX per KF (dimensioni 6 x 3);
pertanto: $KG = ATX \cdot KF \cdot A = AT \cdot A$.

Carichi, azioni, spostamenti degli estremi dell'asta:

PX	Componente del carico distribuito perpendicolare all'asse dell'asta;
PY	componente del carico distribuito parallela all'asse dell'asta;
S1()	componenti di movimento degli estremi dell'asta;
SSX()	azioni di incastro perfetto agli estremi dell'asta, valutate nel riferimento locale;
SS()	azioni di incastro perfetto agli estremi dell'asta, valutate nel riferimento globale ($SS = LD \cdot SSX$);
S()	azioni agli estremi dell'asta, valutate nel riferimento globale ($S = KG \cdot S1 + SS$);
SX()	azioni agli estremi dell'asta, valutate nel riferimento locale ($SX = LDT \cdot S$).

Grandezze relative all'insieme di aste.

N1(J)	Azione normale al primo estremo dell'asta;
T1(J)	azione tagliante al primo estremo dell'asta;
M1(J)	momento flettente al primo estremo dell'asta;
N2(J)	azione normale al secondo estremo dell'asta;
T2(J)	azione tagliante al secondo estremo dell'asta;
M2(J)	momento flettente al secondo estremo dell'asta.

Grandezze relative ai nodi o all'intera struttura.

La matrice di rigidezza della struttura presenta in genere elementi non nulli concentrati in una banda diagonale ed in due bande laterali (fig.6). Essa è quindi stata memorizzata nei seguenti quattro array:

KTT(,)	parte della matrice di rigidezza che contiene i termini relativi agli spostamenti dei traversi;
KTF(,)	parte della matrice di rigidezza che contiene la banda laterale inferiore;
KFT(,)	parte della matrice di rigidezza che contiene la banda laterale superiore;

- KFF() parte della matrice di rigidezza che contiene la banda centrale; è organizzata come vettore e non come array bidimensionale, per essere indipendente dall'ampiezza della banda;
- RZ numero di elementi di KFF;
- MR massimo valore ammissibile per RZ, in base al quale è dimensionato l'array KFF;
- BB ampiezza della banda centrale della matrice di rigidezza;
- SB ampiezza della semibanda centrale della matrice;
- R() vettore azioni nodali R (somma delle azioni dirette sui nodi e delle azioni di incastro perfetto);
dopo la risoluzione del problema contiene il vettore spostamenti nodali r ;
- V() vettore spostamento del singolo nodo.

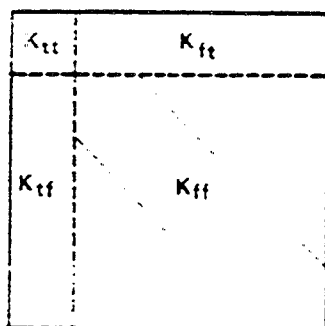


FIG.6

Grandezze relative ai carichi.

Carichi sui nodi:

- F(,) I carichi vengono memorizzati in un array bidimensionale; il primo indice rappresenta il numero d'ordine del nodo; il secondo può assumere i valori 1, 2 o 3 per indicare, nell'ordine, le forze F_x e F_y ed il momento M_z (in t e in tm).
Lo stesso array F(,) viene utilizzato al termine della risoluzione, per conservarvi la somma di azioni nodali esterne ed azioni trasmesse ai nodi delle aste, pari quindi alle azioni sui vincoli

esterni ed all'eventuale squilibrio dovuto ad arrotondamento nel calcolo.

Poiché spesso solo alcuni nodi sono soggetti a carichi, si è preferito specificare al calcolatore quali nodi sono caricati e fornire solo per questi i valori di F_x , F_y e M_z .

QN Numero di nodi ai quali sono direttamente applicati carichi.

Carichi sulle aste:

Si sono previsti soltanto carichi uniformemente distribuiti sulle aste. Poiché nella prassi comune si ha a che fare con carichi verticali ed orizzontali, indipendentemente dalla inclinazione delle aste, si è ritenuto preferibile definire tali carichi mediante le componenti p_x e p_y rispetto al sistema di riferimento globale, valutate per unità di lunghezza della trave (tm^{-1}).

P(,) I carichi sulle aste vengono memorizzati in un array bidimensionale; il primo indice rappresenta il numero d'ordine dell'asta; il secondo può assumere i valori 1 o 2 per indicare nell'ordine le componenti p_x e p_y .

Poiché spesso solo alcune aste sono soggette a carichi, si è preferito specificare al calcolatore quali aste sono caricate e fornire solo per queste i valori di p_x e p_y .

QA Numero di aste sulle quali sono applicati carichi uniformi.

Grandezze relative all'ingresso e uscita.

FIS Nome del file che contiene i dati.

FO\$ Nome dell'unità cui si vuole inviare l'output (CON = schermo, LPT1 = stampante, oppure nome di un file).

Altre variabili.

nel disegnare lo schema del telaio: FX, FY, LX, LY, SC, X1, X2, XC, Y1, Y2, YC;

nel numerare le incognite: I1, VN;

nel calcolare l'ampiezza della semibanda: G1, G2, I1, I2;

nella risoluzione del sistema: M, S, SC, SS, ST;

come indici di riga o colonna: C, P, Q, R;

e inoltre: EV\$, V.

Ingombro complessivo di memoria

L'ingombro della versione in GWBASIC del programma è di circa 16 Kbytes. L'ingombro delle variabili può essere calcolato in funzione dei valori massimi di MI, MJ, MK, ML, MN, MR utilizzati nel loro dimensionamento. Si sono utilizzate 38 variabili con indice e 57 variabili semplici di tipo numerico, per un totale di valori pari a:

$$13 \cdot MI + 13 \cdot MJ + 4 \cdot ML + MK + MK^2 + 2 \cdot MK \cdot MN + MN + MR + 285.$$

Se si pone MI=100, MJ=120, MK=7, ML=50, MN=180, MR=5000, il numero totale di variabili è pari a 11101. Poiché in GWBASIC ogni variabile reale a semplice precisione richiede 4 byte, l'ingombro di memoria dei dati è in tal caso pari a circa 44 Kbytes, valore che, sommato a quello del programma, si mantiene inferiore al limite di 64 Kbytes, caratteristico del GWBASIC.

Lo stesso ingombro complessivo può essere ottenuto variando i limiti del dimensionamento l'uno a scapito degli altri; ad esempio, se la banda della matrice è molto ampia può essere utile aumentare il valore di MR, e quindi le dimensioni della matrice KFF, diminuendo il numero totale di incognite MN.

5.3. Descrizione del programma.

Il linguaggio utilizzato nella implementazione del programma per la risoluzione di schemi piani di telai generici non possiede istruzioni che consentano l'immediata esecuzione di operazioni matriciali. Queste sono quindi state realizzate mediante cicli di operazioni elementari. In particolare, per l'inversione della matrice si è usato il procedimento di triangolarizzazione di Gauss-Jordan, in base al quale la matrice di rigidezza della struttura viene trasformata azzerando tutti i termini al di sopra della diagonale principale,

procedendo dall'ultima riga verso la prima, per consentire poi di calcolare le incognite procedendo nell'ordine opposto.

Nel listato del programma, riportato nel paragrafo seguente, si possono individuare i seguenti blocchi di istruzioni:

A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzioni 10-100).

Le variabili sono state dimensionate in maniera tale da consentire l'uso del programma per un telaio composto da 100 nodi e 120 aste, con non più di 180 gradi di libertà nodali e di 5000 elementi nella banda diagonale della matrice di rigidezza.

B) Programma principale (istruzioni 200-470).

Contiene il richiamo a tutti i sottoprogrammi, cioè ai blocchi logici nei quali la procedura di soluzione è stata scomposta. Si può così notare in maniera immediata l'organizzazione complessiva del programma. Si evidenzia in particolare una prima fase (lettura e stampa dei dati geometrici, preparazione e triangolarizzazione della matrice di rigidezza della struttura) ed una seconda fase (lettura e stampa dei carichi, risoluzione del sistema e stampa dei risultati); quest'ultima è ripetuta ciclicamente, per consentire la risoluzione di più schemi di carico.

C) Definizione delle unità di ingresso e uscita (istruzioni 500-580).

Consente di indicare in quale file sono contenuti i dati ed a quale unità inviare l'output.

D) Lettura dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 1000-1860).

L'ordine con cui i dati vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 5.5. Anche in questo caso si fa riferimento ad una tabella di tipi di sezione, per semplicità rettangolari.

E) Stampa dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 2000-2270).

F) Disegno dello schema del telaio (istruzioni 2500-2920).

Una dettagliata descrizione di questo sottoprogramma e delle istruzioni grafiche utilizzate è riportata nel capitolo 7 del mio libro "Il personal computer nel calcolo di edifici - Introduzione alla programmazione".

G) Preparazione della matrice di rigidezza della struttura (istruzioni 3000-4830).

Le istruzioni 3000-3045 mostrano sinteticamente il procedimento seguito: numerazione delle incognite, calcolo dell'ampiezza della banda diagonale, azzeramento iniziale della matrice K , ciclo per determinare il contributo di ciascuna asta alla matrice di rigidezza della struttura, valutazione del contributo di eventuali vincoli cedevoli.

Il sottoprogramma 3100-3270 effettua la numerazione delle incognite. Per la presenza di impalcati indeformabili, il procedimento può essere

diviso in due fasi. Preliminarmente si inizializza l'array $G()$ con un valore di default (-1) che indica convenzionalmente che la componente di movimento non è ancora stata presa in esame. Nella prima fase si numerano i gradi di libertà corrispondenti agli spostamenti orizzontali degli impalcati. Per ogni impalcato, si esaminano prima i vincoli dei nodi da esso collegati (se anche per uno solo di essi è impedita la traslazione, tutto il traverso è bloccato). Successivamente si assegna alla variabile $G(I,1)$, per tutti i nodi I dell'impalcato, il valore 0 se lo spostamento in direzione x è impedito, o il primo valore disponibile per il numero d'ordine delle incognite se esso è consentito. Nella seconda fase si procede nodo per nodo. Per ciascuno di essi si esamina prima la variabile $G()$ per vedere se è già stata definita nella prima fase. Si esamina quindi il codice di vincolo; in corrispondenza a ciascuna componente di movimento si assegna il valore 0 se il relativo codice di vincolo è 1, altrimenti si assegna il primo valore disponibile per il numero d'ordine delle incognite. Al termine viene controllato il numero di incognite, per evitare che esso superi il limite definito in fase di dimensionamento.

I sottoprogrammi 4000-4240 e 4300-4580 calcolano rispettivamente le matrici N , L_d e T , k_f , k_g per l'asta J . Si noti che, per limitare l'ingombro di memoria centrale e non ricorrere alla memoria di massa, le matrici relative alle aste non vengono memorizzate stabilmente. Gli stessi sottoprogrammi vengono quindi richiamati anche in altre parti del programma, ogni volta che occorre conoscere tali matrici.

I sottoprogrammi 3600-3640 e 3700-3725 determinano il contributo alla matrice di rigidezza globale della struttura fornito rispettivamente dall'asta J e dal vincolo cedevole del nodo I . Entrambi utilizzano il sottoprogramma 4700-4830 per posizionare i valori dei coefficienti in posizione corretta nelle sottomatrici $KT T$, KFT , KTF , KFF .

- H) Riduzione della matrice di rigidezza ad una matrice triangolare (istruzioni 5000-5340).

Il procedimento di riduzione assume un aspetto particolare a causa della divisione della matrice di rigidezza in 4 blocchi. Si individuano quindi due distinti gruppi di istruzioni: il primo azzeragli elementi della semibanda diagonale; il secondo quelli della banda laterale e del triangolo superiore della matrice $KT T$. I valori utilizzati per l'azzeramento vengono memorizzati al posto dei coefficienti annullati, in modo da poterli riutilizzare per operare sul vettore dei termini noti.

- I) Lettura dei carichi nodali e sulle aste (istruzioni 6000-6170).

L'ordine con cui i dati relativi ai carichi vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 5.5. Se un gruppo di carichi (ad esempio quello

sulle aste) non è presente, il programma provvede automaticamente ad azzerarne i valori.

L) Stampa dei dati di carico (istruzioni 6500-6670).

M) Determinazione del vettore carichi nodali (istruzioni 7000-7660).

Il vettore carichi nodali R è ottenuto come somma delle azioni esterne sui nodi e delle azioni di incastro perfetto (nel riferimento globale). Queste ultime vengono calcolate, come azioni agli estremi delle aste, dal sottoprogramma 7500-7660.

N) Calcolo del vettore soluzione (istruzioni 8000-8390).

Nel procedimento possono individuarsi due fasi. Nella prima si ripetono per il vettore R tutte le operazioni effettuate sulla matrice di rigidità, utilizzando i coefficienti azzeranti allora memorizzati. Nella seconda si determina ciclicamente il valore delle incognite, grazie alla forma triangolare in cui si è trasformata la matrice.

O) Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione agli estremi delle aste e delle azioni sui vincoli (istruzioni 8500-8920).

Le azioni agli estremi delle aste sono determinate come somma delle azioni di incastro perfetto e delle azioni conseguenti alle componenti di movimento nodale. Da esse, espresse nel sistema di riferimento locale, si ottengono le caratteristiche di sollecitazione, modificando per alcune il segno per adattarlo alle convenzioni della Scienza delle Costruzioni. I loro valori nel riferimento globale, sottratti al vettore carichi nodali, forniscono invece le azioni sui vincoli e l'eventuale squilibrio nei nodi, conseguente agli errori di arrotondamento commessi nel calcolo.

P) Stampa dei risultati (istruzioni 9000-9250).

5.4. Codifica del programma.

```

10 OPTION BASE 1 :      definisce l'estremo inf. dell'indice degli array
20 MI=100 : MJ=120 : MK=7 : ML=50 : MN=180 : MR=5000
30 DIM V(3), N(6), LD(6,6), LDT(6,6), T(6,3), KF(3,3), KG(6,6)
40 DIM ATX(6,3), AT(6,3), A(3,6), S(6), SX(6), SS(6), SSX(6), SI(6)
50 DIM X(MI), Y(MI), VS(MI), NI(MI+MK), G(MI,3), KV(MI,3)
60 DIM ZB(ML), ZH(ML), ZA(ML), ZI(ML)
70 DIM E1(MJ), E2(MJ), NT(MJ), SA(MJ), SI(MJ)
80 DIM M1(MJ), M2(MJ), T1(MJ), T2(MJ), N1(MJ), N2(MJ)
90 DIM F(MI,3), P(MJ,2)
100 DIM KTT(MK,MK), KTF(MK,MN), KFT(MN,MK), KFF(MR), R(MN)

```

```

190 '
200 KEY OFF
210 GOSUB 500 '      definisce unita` di ingresso e uscita
220 OPEN "I",#1,FIS
230 OPEN "O",#2,FOS
240 GOSUB 1000 '     legge dati geometrici
250 GOSUB 2000 '     stampa dati geometrici
260 SCREEN 2
270 GOSUB 2500 '     disegna schema del telaio
280 IF FOS="LPT1" THEN LCOPY
290 FOR V=1 TO 3000 : NEXT V
300 SCREEN 0
310 GOSUB 3000 '     calcola la matrice di rigidezza
320 GOSUB 5000 '     triangolarizza la matrice di rigidezza
330 WHILE NOT EOF(1)
340   INPUT #1, QN,QA
350   GOSUB 6000 '     legge i carichi
360   GOSUB 6500 '     stampa i carichi
370   GOSUB 7000 '     calcola vettore termini noti
380   GOSUB 8000 '     effettua la risoluzione del sistema
390   GOSUB 8500 '     calcola momento, taglio, sforzo norm. e spostam.
400   GOSUB 9000 '     stampa i risultati
410 WEND
420 CLOSE #1
430 CLOSE #2
440 KEY ON
450 LOCATE 24,1
460 PRINT "FINE ELABORAZIONE"
470 END
480 '
490 ' ----- definisce le unita` di ingresso e uscita
500 CLS
510 PRINT "Nome del file che contiene i dati ";
520 INPUT FIS
530 PRINT
540 PRINT "Unita` di uscita ?"
550 PRINT "CON=schermo, LPT1=stampante, oppure nome di un file"
560 INPUT FOS
570 PRINT
580 RETURN
590 '
980 '
990 ' ----- effettua l'input dei dati geometrici ed elastici
1000 ER=0
1010 GOSUB 1200 '     legge indicazioni generali
1020 IF ER=0 THEN GOSUB 1300 '     legge dati relativi ai nodi
1030 IF ER=0 THEN GOSUB 1500 '     legge dati relativi ai traversi
1040 IF ER=0 THEN GOSUB 1700 '     legge modulo elastico e sezioni
1050 IF ER=0 THEN GOSUB 1800 '     legge dati relativi alle aste
1060 IF ER=1 THEN STOP
1070 RETURN
1080 '
1190 ' --- legge indicazioni generali
1200 INPUT #1, ITS,IZ,JZ,KZ,LZ
1210 IF IZ>MI THEN PRINT "numero eccessivo di nodi" : ER=1
1220 IF JZ>MJ THEN PRINT "numero eccessivo di aste" : ER=1
1230 IF KZ>MK THEN PRINT "numero eccessivo di impalcati" : ER=1
1240 IF LZ>ML THEN PRINT "numero eccessivo di tipi sezione" : ER=1

```

```

1250 RETURN
1280 '
1290 ' --- legge dati relativi ai nodi
1300 IK=0
1310 FOR I=1 TO IZ
1320   INPUT #1, X(I),Y(I),VS(I)
1330   FOR K=1 TO 3
1340     EVS=MID$(VS(I),K,1)
1350     IF EVS="1" OR EVS="0" THEN 1400
1360     IF EVS="C" THEN 1420
1370     PRINT "Elemento ";K;" del codice vincolo nodo ";I;" non
       ammissibile"
1380     ER=1
1390     GOTO 1450
1400     KV(I,K)=0
1410     GOTO 1450
1420     IK=1
1430     INPUT #1, KV(I,K)
1440     GOTO 1450
1450   NEXT K
1460 NEXT I
1470 RETURN
1480 '
1490 ' --- legge dati relativi a traversi inestensibili
1500 IF KZ=0 THEN RETURN
1510 I=0
1520 FOR K=1 TO KZ
1530   I=I+1
1540   INPUT #1, NI(I)
1550   IF NI(I)<>0 THEN 1530
1560 NEXT K
1570 RETURN
1580 '
1590 ' --- legge modulo elastico e dati delle sezioni
1700 INPUT #1, EL
1710 E=EL*10
1720 FOR L=1 TO LZ
1730   INPUT #1, ZB(L),ZH(L)
1740   ZA(L)=ZB(L)*ZH(L)
1750   ZI(L)=ZB(L)*ZH(L)^3/12
1760 NEXT L
1770 RETURN
1780 '
1790 ' --- legge dati relativi alle aste
1800 FOR J=1 TO JZ
1810   INPUT #1, E1(J),E2(J),NT(J)
1820   L=NT(J)
1830   IF L<1 OR L>LZ THEN PRINT "tipo di sezione inaccettabile per
       l'asta ";J : ER=1
1840   IF ER=0 THEN SA(J)=ZA(L) : SI(J)=ZI(L)
1850 NEXT J
1860 RETURN
1880 '
1890 ' ----- stampa i dati geometrici ed elastici
2000 PRINT #2, "      ";ITS
2010 '
2020 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,

```

```

2030 PRINT #2, "      COORDINATE E VINCOLI DEI NODI" : PRINT #2.
2040 PRINT #2, "      nodo      x (m)      y (m)      vincolo";
2050 IF IK=1 THEN PRINT #2, "      rigidezza del vincolo";
2060 PRINT #2, : PRINT #2.
2070 FOR I=1 TO IZ
2080 PRINT #2, USING "      ###      #####.##      #####.##      \ \ " :
      I,X(I),Y(I),VS(I);
2090 IF IK=0 THEN 2130
2100 FOR K=1 TO 3
2110 IF KV(I,K)<>0 THEN PRINT #2, USING "      #####~~~~~";KV(I,K)
      ); ELSE PRINT #2, "      -      " :
2120 NEXT K
2130 PRINT #2.
2140 NEXT I
2150 '
2160 PRINT #2, : PRINT #2. : PRINT #2.
2170 PRINT #2, "      DATI RELATIVI ALLE ASTE" : PRINT #2.
2180 PRINT #2, "      asta estremi      b (m)      n (m)      area
      (m^2)      inerzia (m^4)" : PRINT #2.
2190 FOR J=1 TO JZ
2200 L=NT(J)
2210 PRINT #2, USING "      #####      ##      #####.##      #####.##
      #####.#####      " ;J,E1(J),E2(J),ZB(L),ZH(L),SA(J),
      SI(J)
2220 NEXT J
2230 '
2240 PRINT #2, : PRINT #2. : PRINT #2.
2250 PRINT #2, "      Modulo di elasticita` = " ;EL;" kg/cm2"
2260 '
2270 RETURN
2470 '
2480 " ----- disegna lo schema del telaio
2490 " determina i valori limite di X ed Y
2500 X1=X(1)
2510 X2=X(1)
2520 Y1=Y(1)
2530 Y2=Y(1)
2540 FOR I=2 TO IZ
2550 IF X1>X(I) THEN X1=X(I)
2560 IF X2<X(I) THEN X2=X(I)
2570 IF Y1>Y(I) THEN Y1=Y(I)
2580 IF Y2<Y(I) THEN Y2=Y(I)
2590 NEXT I
2600 " individua la scala del disegno
2610 GOSUB 2800
2620 WINDOW (X1,Y1)-(X2,Y2)
2630 " ciclo di graficizzazione
2640 FOR J=1 TO JZ
2650 LINE (X(E1(J)),Y(E1(J)))-(X(E2(J)),Y(E2(J)))
2660 NEXT J
2670 " fine
2680 RETURN
2780 '
2790 " --- definizione scala per rappresentazione monometrica
2800 FX=.125
2810 FY=.075
2820 SC=(X2-X1)/FX

```

```

2830 IF SC<(Y2-Y1)/FY THEN SC=(Y2-Y1)/FY
2840 LX=FX*SC
2850 LY=FY*SC
2860 XC=(X1+X2)/2
2870 YC=(Y1+Y2)/2
2880 X1=XC-LX/2
2890 X2=XC+LX/2
2900 Y1=YC-LY/2
2910 Y2=YC+LY/2
2920 RETURN
2980 '
2990 ' ----- calcola la matrice di rigidezza della struttura
3000 GOSUB 3100 '          conta e numera le incognite
3005 GOSUB 3300 '          calcola ampiezza semibanda
3010 GOSUB 3500 '          azzera matrice di rigidezza
3015 FOR J=1 TO JZ
3020 '          GOSUB 4000 '          calcola le matrici N ed Ld per l'asta J
3025 '          GOSUB 4300 '          calcola le matrici I, Kf e Kg per l'asta J
3030 '          GOSUB 3600 '          inserisce termini in matr. rigid. struttura
3035 NEXT J
3040 IF IK=1 THEN GOSUB 3700 '          aggiunge termini per vinc. cedevoli
3045 RETURN
3080 '
3085 ' --- numerazione automatica delle incognite
3090 ' inizializzazione G(.)
3100 FOR I=1 TO IZ
3105 '   FOR K=1 TO 3
3110 '     G(I,K)=0
3115 '   NEXT K
3120 NEXT I
3125 ' prima fase - spostamenti impalcati
3130 N=0
3135 IF KZ=0 THEN 3220
3140 I=1
3145 FOR K=1 TO KZ
3150 '   I=I+1
3155 '   VN=N+1
3160 '   WHILE NI(I)<>0
3165 '     IF MID$(VS(NI(I)),1,1)="-1" THEN VN=0
3170 '     I=I+1
3175 '   WEND
3180 '   I=I+1
3185 '   WHILE NI(I)<>0
3190 '     G(NI(I),1)=VN
3195 '     I=I+1
3200 '   WEND
3205 '   I=I+1
3210 '   IF VN<>0 THEN N=N+1
3215 '   NEXT K
3220 NL=N
3225 ' seconda fase - altre incognite
3230 FOR I=1 TO IZ
3235 '   FOR K=1 TO 3
3240 '     IF G(I,K)<>0 THEN 3250
3245 '     IF MID$(VS(I),K,1)="-1" THEN G(I,K)=0 ELSE N=N+1 : G(I,K)
3250 '     NEXT K

```

```

3255 NEXT I
3260 NZ=N
3265 IF NZ>MN THEN PRINT "numero eccessivo di incognite":STOP
3270 RETURN
3280 '
3290 ' --- calcola l'ampiezza della semibanda
3300 SB=0
3305 FOR J=1 TO JZ
3310     I1=E1(J)
3315     I2=E2(J)
3320     G1=NZ
3325     G2=NL
3330     FOR K=1 TO 3
3335         IF G(I1,K)<=NL THEN 3350
3340             IF G1>G(I1,K) THEN G1=G(I1,K)
3345             IF G2<G(I1,K) THEN G2=G(I1,K)
3350         IF G(I2,K)<=NL THEN 3365
3355             IF G1>G(I2,K) THEN G1=G(I2,K)
3360             IF G2<G(I2,K) THEN G2=G(I2,K)
3365     NEXT K
3370     IF G2>G1 AND SB<G2-G1 THEN SB=G2-G1
3375 NEXT J
3380 BB=2*SB+1
3385 RZ=BB*(NZ-NL)
3390 IF RZ>MR THEN PRINT "vettore KFF insufficiente":STOP
3395 RETURN
3480 '
3490 ' --- azzera matrice di rigidezza
3500 FOR R=1 TO NL
3505     FOR C=1 TO NL
3510         KTT(R,C)=0
3515     NEXT C
3520 NEXT R
3525 FOR R=1 TO NL
3530     FOR C=1 TO NZ-NL
3535         KTF(R,C)=0
3540         KFT(C,R)=0
3545     NEXT C
3550 NEXT R
3555 FOR R=1 TO RZ
3560     KFF(R)=0
3565 NEXT R
3570 RETURN
3580 '
3590 ' --- contributo dell'asta J alla matr. di rigid. della struttura
3600 FOR R=1 TO 6
3605     P=N(R)
3610     IF P=0 THEN 3635
3615     FOR C=1 TO 6
3620         Q=N(C)
3625         IF Q<>0 THEN V=KG(R,C) : GOSUB 4700
3630     NEXT C
3635 NEXT R
3640 RETURN
3680 '
3690 ' --- aggiunge rigid. dei vincoli cedevoli alla m.d.r.
3700 FOR I=1 TO IZ

```

```

3705     FOR K=1 TO 3
3710         IF G(I,K)<>0 THEN P=G(I,K) : Q=P : V=KV(I,K) : GOSUB 4700
3715     NEXT K
3720 NEXT I
3725 RETURN
3980 '
3990 ' ----- calcola le matrici "N" ed "LD" per l'asta "J"
4000 DX=X(E2(J))-X(E1(J))
4010 DY=Y(E2(J))-Y(E1(J))
4020 LA=SQR(DX^2+DY^2)
4030 SN=DY/LA
4040 CS=DX/LA
4050 FOR K=1 TO 3
4060     N(K)=G(E1(J),K)
4070     N(K+3)=G(E2(J),K)
4080 NEXT K
4090 FOR I=1 TO 6
4100     FOR L=1 TO 6
4110         LD(I,L)=0
4120     NEXT L
4130 NEXT I
4140 LD(1,1)=CS
4150 LD(2,2)=CS
4160 LD(4,4)=CS
4170 LD(5,5)=CS
4180 LD(1,2)=-SN
4190 LD(2,1)=SN
4200 LD(4,5)=-SN
4210 LD(5,4)=SN
4220 LD(3,3)=1
4230 LD(6,6)=1
4240 RETURN
4280 '
4290 ' ----- calcola le matrici "T", "Kf" e "Kg" per l'asta "J"
4300 FOR I=1 TO 6
4305     FOR L=1 TO 3
4310         T(I,L)=0
4315     NEXT L
4320 NEXT I
4325 T(1,3)=-1
4330 T(2,1)=1/LA
4335 T(2,2)=T(2,1)
4340 T(3,1)=1
4345 T(4,3)=1
4350 T(5,1)=-1/LA
4355 T(5,2)=T(5,1)
4360 T(6,2)=1
4365 FOR I=1 TO 3
4370     FOR L=1 TO 3
4375         KF(I,L)=0
4380     NEXT L
4385 NEXT I
4390 KF(1,1)=4*E*SI(J)/LA
4395 KF(2,2)=KF(1,1)
4400 KF(1,2)=2*E*SI(J)/LA
4405 KF(2,1)=KF(1,2)
4410 KF(3,3)=E*SA(J)/LA

```

```

4415 ' MAT ATX=LD*T
4420 FOR I=1 TO 6
4425 'FOR L=1 TO 3
4430 ' ATX(I,L)=0
4435 ' FOR K=1 TO 6
4440 ' ATX(I,L)=ATX(I,L)+LD(I,K)*T(K,L)
4445 ' NEXT K
4450 ' NEXT L
4455 ' NEXT I
4460 ' MAT A=TRN(ATX)
4465 FOR I=1 TO 3
4470 ' FOR L=1 TO 6
4475 ' A(I,L)=ATX(L,I)
4480 ' NEXT L
4485 ' NEXT I
4490 ' MAT AT=ATX*KF
4495 FOR I=1 TO 6
4500 ' FOR L=1 TO 3
4505 ' AT(I,L)=0
4510 ' FOR K=1 TO 3
4515 ' AT(I,L)=AT(I,L)+ATX(I,K)*KF(K,L)
4520 ' NEXT K
4525 ' NEXT L
4530 ' NEXT I
4535 ' MAT KG=AT*A
4540 FOR I=1 TO 6
4545 ' FOR L=1 TO 6
4550 ' KG(I,L)=0
4555 ' FOR K=1 TO 3
4560 ' KG(I,L)=KG(I,L)+AT(I,K)*A(K,L)
4565- ' NEXT K
4570 ' NEXT L
4575 ' NEXT I
4580 RETURN
4680 '
4690 ' --- inserisce valore nella matrice di rigidezza
4700 IF P<=NL AND Q<=NL THEN 4740
4710 IF P<=NL AND Q>NL THEN 4760
4720 IF P>NL AND Q<=NL THEN 4780
4730 GOTO 4800
4740 ' KTT(P,Q)=KTT(P,Q)+V
4750 GOTO 4830
4760 ' KTF(P,Q-NL)=KTF(P,Q-NL)+V
4770 GOTO 4830
4780 ' KFT(P-NL,Q)=KFT(P-NL,Q)+V
4790 GOTO 4830
4800 ' RR=(P-NL-1)*BB+Q-P+(BB+1)/2
4810 ' KFF(RR)=KFF(RR)+V
4820 GOTO 4830
4830 RETURN
4980 '
4990 ' --- effettua la riduzione del sistema
5000 FOR I=MZ-NL TO 1 STEP -1
5010 ' SS=I*BB-SB
5020 ' IF I-1<SB THEN SC=I-1 ELSE SC=SB
5030 ' IF SC=0 THEN 5140
5040 ' FOR J=1 TO SC

```



```

5050      ST=SS-J*(BB-1)
5060      KFF(ST)=-KFF(ST)/KFF(SS) ' rapporto azzerante
5070      FOR M=1 TO SC
5080          KFF(ST-M)=KFF(ST-M)+KFF(SS-M)*KFF(ST)
5090      NEXT M
5100      FOR M=1 TO NL
5110          KFT(I-J,M)=KFT(I-J,M)+KFT(I,M)*KFF(ST)
5120      NEXT M
5130      NEXT J
5140      FOR J=1 TO NL
5150          KTF(J,I)=-KTF(J,I)/KFF(SS) ' rapporto azzerante
5160          IF SC=0 THEN 5200
5170          FOR M=1 TO SC
5180              KTF(J,I-M)=KTF(J,I-M)+KFF(SS-M)*KTF(J,I)
5190          NEXT M
5200          FOR M=1 TO NL
5210              KTT(J,M)=KTT(J,M)+KFT(I,M)*KTF(J,I)
5220          NEXT M
5230      NEXT J
5240  NEXT I
5250
5260  FOR I=NL TO 2 STEP -1
5270      FOR J=I-1 TO 1 STEP -1
5280          KTT(J,I)=-KTT(J,I)/KTT(I,I) ' rapporto azzerante
5290          FOR M=I-1 TO 1 STEP -1
5300              KTT(J,M)=KTT(J,M)+KTT(I,M)*KTT(J,I)
5310          NEXT M
5320      NEXT J
5330  NEXT I
5340  RETURN
5380 '
5390 ' ----- legge i carichi nodali e sulle aste
5400  FOR I=1 TO IZ
5410      F(I,1)=0
5420      F(I,2)=0
5430      F(I,3)=0
5440  NEXT I
5450  FOR J=1 TO JZ
5460      P(J,1)=0
5470      P(J,2)=0
5480  NEXT J
5490  IF QN=0 THEN 6130
5500      FOR Q=1 TO QN
5510          INPUT #1, I,F(I,1),F(I,2),F(I,3)
5520      NEXT Q
5530  IF QA=0 THEN 6170
5540      FOR Q=1 TO QA
5550          INPUT #1, J,P(J,1),P(J,2)
5560      NEXT Q
5570  RETURN
5580 '
5590 ' ----- stampa i carichi nodali e sulle aste
5600  PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5610  IF QN=0 THEN 6600
5620      PRINT #2, "      CARICHI NODALI": PRINT #2,
5630      PRINT #2, "      nodo          fx (t)          fy (t)          M (tm)" :
5640          PRINT #2,

```

```

6550   FOR I=1 TO IZ
6560       IF F(I,1)=0 AND F(I,2)=0 AND F(I,3)=0 THEN 6580
6570       PRINT #2, USING "    ###    #####.##    #####.##
           #####.##"; I,F(I,1),F(I,2),F(I,3)
6580   NEXT I
6590   PRINT #2, : PRINT #2,
6600   IF QA=0 THEN 6670
6610   PRINT #2, "    CARICHI SULLE ASTE" : PRINT #2,
6620   PRINT #2, "    asta      px (t/m)      py (t/m)" : PRINT #2,
6630   FOR J=1 TO JZ
6640       IF P(J,1)=0 AND P(J,2)=0 GOTO 6660
6650       PRINT #2, USING "    ###    #####.##    #####.##
           #####.##"; J,P(J,1),P(J,2)
6660   NEXT J
6670   RETURN
6980 '
6990 ' ----- calcola il vettore carichi nodali
7000   FOR N=1 TO NZ
7010       R(N)=0
7020   NEXT N
7030   FOR I=1 TO IZ
7040       FOR K=1 TO 3
7050           P=G(I,K)
7060           IF P<>0 THEN R(P)=R(P)+F(I,K)
7070       NEXT K
7080   NEXT I
7090   FOR J=1 TO JZ
7100       IF P(J,1)=0 AND P(J,2)=0 THEN 7160
7110           GOSUB 4000 '    calcola le matrici N ed LD per l'asta J
7120           GOSUB 7500 '    calcola az. di incastro perfetto sull'asta
7130           FOR K=1 TO 6
7140               IF N(K)<>0 THEN R(N(K))=R(N(K))-SS(K)
7150           NEXT K
7160   NEXT J
7170   RETURN
7480 '
7490 ' ----- calcola il vettore azioni di incastro perf. per l'asta J
7500   PX=CS*P(J,1)+SN*P(J,2)
7510   PY=-(SN*P(J,1))+CS*P(J,2)
7520   SSX(1)=-(PX*LA/2)
7530   SSX(2)=-(PY*LA/2)
7540   SSX(3)=-(PY*LA^2/12)
7550   SSX(4)=SSX(1)
7560   SSX(5)=SSX(2)
7570   SSX(6)=-SSX(3)
7580   FOR I=1 TO 6
7590       SS(I)=0
7600   NEXT I
7610   FOR I=1 TO 6
7620       FOR K=1 TO 6
7630           SS(I)=SS(I)+LD(I,K)*SSX(K)
7640       NEXT K
7650   NEXT I
7660   RETURN
7980 '
7990 ' --- calcolo del vettore soluzione
8000   FOR I=NZ-NL TO 1 STEP -1

```

```

8010  SS=I*BB-SB
8020  IF I-1<SB THEN SC=I-1 ELSE SC=SB
8030  IF SC=0 THEN 8080
8040    FOR J=1 TO SC
8050      ST=SS-J*(BB-1)
8060      R(I-J+NL)=R(I-J+NL)+R(I+NL)*KFF(ST)
8070    NEXT J
8080  FOR J=1 TO NL
8090    R(J)=R(J)+R(I+NL)*KTF(J,I)
8100  NEXT J
8110 NEXT I
8120 FOR I=NL TO 2 STEP -1
8130   FOR J=I-1 TO 1 STEP -1
8140     R(J)=R(J)+R(I)*KTT(J,I)
8150   NEXT J
8160 NEXT I
8170 '
8180 FOR I=1 TO NL
8190   S=R(I)
8200   IF I=1 THEN 8240
8210   FOR J=1 TO I-1
8220     S=S-KTT(I,J)*R(J)
8230   NEXT J
8240   R(I)=S/KTT(I,I)
8250 NEXT I
8260 FOR I=1 TO NZ-NL
8270   S=R(I+NL)
8280   FOR J=1 TO NL
8290     S=S-KFT(I,J)*R(J)
8300   NEXT J
8310   SS=I*BB-SB
8320   IF I-1<SB THEN SC=I-1 ELSE SC=SB
8330   IF SC=0 THEN 8370
8340   FOR J=1 TO SC
8350     S=S-KFF(SS-J)*R(I-J+NL)
8360   NEXT J
8370   R(I+NL)=S/KFF(SS)
8380 NEXT I
8390 RETURN
8480 '
8490 ' ----- calcola le azioni sulle aste
8500 FOR J=1 TO JZ
8510   GOSUB 4000 '      calcola le matrici N ed LD per l'asta J
8520   GOSUB 4300 '      calcola le matrici T, Kf e Kg per l'asta J
8530   FOR K=1 TO 6
8540     IF N(K)=0 THEN S1(K)=0 ELSE S1(K)=R(N(K))
8550   NEXT K
8560   FOR I=1 TO 6
8570     S(I)=0
8580   NEXT I
8590   FOR I=1 TO 6
8600     FOR K=1 TO 6
8610       S(I)=S(I)+KG(I,K)*S1(K)
8620     NEXT K
8630   NEXT I
8640   GOSUB 7500 '      calcola le azioni di incastro perfetto
8650   FOR I=1 TO 6

```

```

8660      S(I)=S(I)+SS(I)
8670      NEXT I
8680      FOR K=1 TO 3
8690          F(E1(J),K)=F(E1(J),K)-S(K)
8700          F(E2(J),K)=F(E2(J),K)-S(K+3)
8710      NEXT K
8720      FOR I=1 TO 6
8730          FOR L=1 TO 6
8740              LDT(I,L)=LD(L,I)
8750          NEXT L
8760      NEXT I
8770      FOR I=1 TO 6
8780          SX(I)=0
8790      NEXT I
8800      FOR I=1 TO 6
8810          FOR K=1 TO 6
8820              SX(I)=SX(I)+LDT(I,K)*S(K)
8830          NEXT K
8840      NEXT I
8850      M1(J)=-SX(1)
8860      T1(J)= SX(2)
8870      M1(J)=-SX(3)
8880      M2(J)= SX(4)
8890      T2(J)=-SX(5)
8900      M2(J)= SX(6)
8910  NEXT J
8920  RETURN
8980  '
8990  ' ----- stampa i risultati
9000  PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9010  PRINT #2, "      SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI" : PRINT #2,
9020  PRINT #2, "      nodo          Vx (cm)      Vy (cm)      rotaz." : PRINT
#2,
9030  FOR I=1 TO IZ
9040      FOR K=1 TO 3
9050          IF G(I,K)=0 THEN V(K)=0 ELSE V(K)=R(G(I,K))*100
9060      NEXT K
9070      PRINT #2, USING "      ###          ####.####      ###.###
#"; I,V(1),V(2),V(3)
9080  NEXT I
9090  PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9100  PRINT #2, "      CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE" : PR
INT #2,
9110  PRINT #2, "      asta          M1 (tm)      M2 (tm)      T1 (t)      T2 (t
)      M1 (t)      M2 (t)" : PRINT #2,
9120  FOR J=1 TO JZ
9130      PRINT #2, USING "      ###      ";J;
9140      PRINT #2, USING "#####.###":M1(J),M2(J),T1(J),T2(J),M1(J),M
2(J)
9150  NEXT J
9160  PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9170  PRINT #2, "      AZIONI SUI VINCOLI ( ED EVENTUALE SQUILIBRIO DEI
NODI )" : PRINT #2,
9180  PRINT #2, "      nodo          Fx (t)          Fy (t)          M (tm)" : P
RINT #2,
9190  FOR I=1 TO IZ
9200      IF ABS (F(I,1))+ABS (F(I,2))+ABS (F(I,3))<=.001 GOTO 9230

```

```

9210      PRINT #2, USING "    ### ";I;
9220      PRINT #2, USING "#####.###";F(1,1),F(1,2),F(1,3)
9230 NEXT I
9240 PRINT #2, : PRINT #2,
9250 RETURN
    
```

5.5. Modalità di utilizzazione del programma.

La versione in GWBASIC del programma consente la risoluzione di un telaio composto da 100 nodi e 120 aste, con non più di 180 gradi di libertà nodali. È possibile imporre a gruppi di nodi un vincolo mutuo che faccia in modo che essi abbiano lo stesso spostamento orizzontale, in modo da simulare la presenza di impalcati indeformabili (fino a un massimo di 7). Quando lo schema si avvicina ai limiti innanzi indicati, la possibilità di utilizzazione è condizionata anche dall'ampiezza della banda diagonale della matrice di rigidezza della struttura. Il prodotto del numero di incognite per l'ampiezza della banda non deve infatti superare il valore 5000 (cioè per 180 incognite la banda massima è pari a 27). La versione compilata estende tali limiti a 120 nodi, 150 aste, 8 impalcati, 250 gradi di libertà, 8000 elementi nella banda diagonale.

I dati devono essere conservati in un file su disco, che può essere preparato mediante un word processor oppure utilizzando il programma descritto nel paragrafo 1.4.

Ciascuna esecuzione consente la risoluzione di uno schema geometrico soggetto a più condizioni di carico. I dati vanno disposti col seguente ordine:

- Gruppo di dati che descrivono la geometria dello schema.
- Gruppo di dati che descrivono la prima condizione di carico.
- Gruppo di dati che descrivono la seconda condizione di carico.

.....

- Gruppo di dati che descrivono l'ultima condizione di carico.

Il gruppo di dati che descrive la geometria dello schema deve rispettare l'ordine di seguito riportato. I valori forniti devono essere conformi alle unità di misura indicate tra parentesi.

- Intestazione.
- Numero di nodi.

- Numero di aste.
- Numero di impalcati (ovvero di gruppi di nodi aventi lo stesso spostamento orizzontale).
- Numero di tipi di sezioni.
- Per ogni nodo:
 - ascissa (m), ordinata (m), codice di vincolo, costante elastica di eventuali vincoli cedevoli.

Il codice di vincolo è costituito da una stringa con tre caratteri, che si riferiscono ai tre gradi di libertà del nodo (nell'ordine: traslazione in direzione x ed y e rotazione). Si indica con 0 un grado di libertà libero, con 1 uno impedito, con C uno limitato da un vincolo cedevole.

La costante elastica (espressa in tm^{-1} per vincoli agli spostamenti, in tm per vincoli alla rotazione) deve essere fornita solo per quei gradi di libertà per i quali si è usato C come codice di vincolo.

- Per ogni impalcato:
 - nodi collegati dall'impalcato, che devono quindi avere lo stesso spostamento orizzontale (l'elenco dei nodi deve terminare con uno 0, che indica al calcolatore la fine dei nodi dell'impalcato).
- Modulo di elasticità (kgcm^{-2}).
- Tipi di sezione delle aste; per ogni tipo indicare prima la base e poi l'altezza (m).
- Per ciascuna asta:
 - primo estremo, secondo estremo, tipo di sezione.

Il gruppo di dati che descrive la singola condizione di carico deve rispettare l'ordine e le unità di misura di seguito indicati.

- Numero di nodi caricati.
- Numero di aste caricate.
- Per ciascun nodo caricato:
 - numero d'ordine del nodo, $F_x(t)$, $F_y(t)$, $M_z(\text{tm})$.
- Per ciascuna asta caricata:
 - numero d'ordine dell'asta, $p_x(\text{tm}^{-1})$, $p_y(\text{tm}^{-1})$.

5.6. Esempio.

Il programma è stato utilizzato per la risoluzione di uno schema di telaio con travi a ginocchio (fig.7). Di seguito sono mostrati i dati, contenuti nel file TELSCALA, ed i conseguenti risultati.

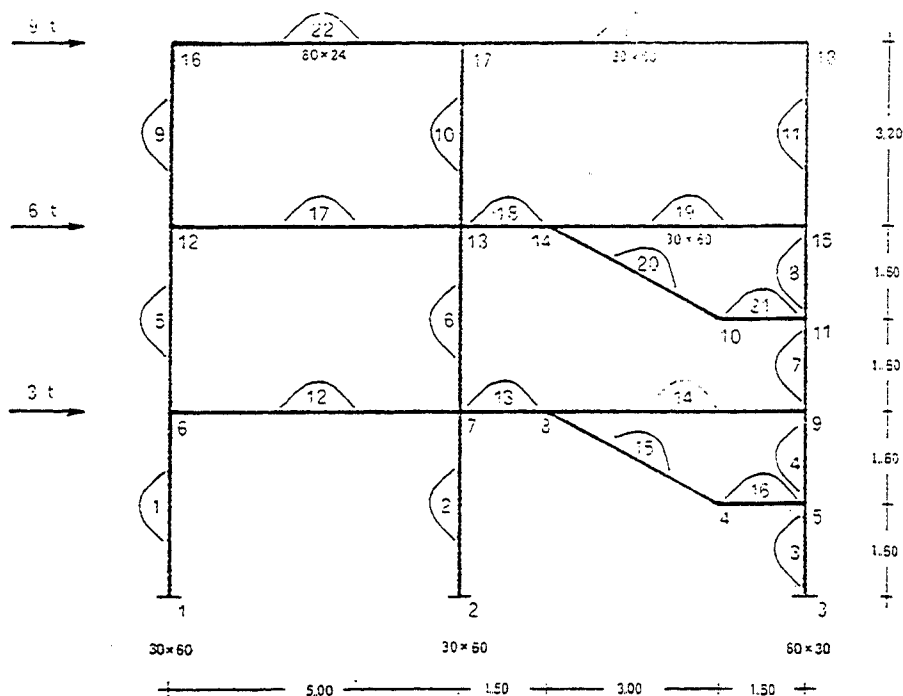


FIG.7

TELAIO CON TRAVE A GINOCCHIO

18,23,3,5

0,0,"111",5,0,"111",11,0,"111"

9,5,1,6,"000",11,1,6,"000"

0,3,2,"000",5,3,2,"000",6,5,3,2,"000",11,3,2,"000"

9,5,4,8,"000",11,4,8,"000"

0,6,4,"000",5,6,4,"000",6,5,6,4,"000",11,6,4,"000"

0,9,6,"000",5,9,6,"000",11,9,6,"000"

6,7,8,9,0,12,13,14,15,0,16,17,18,0

250000,3,6,6,6,3,8,24,3,5,3,6

1,6,1,2,7,1,3,5,2,5,9,2

6,12,1,7,13,1,9,11,2,11,15,2

12,16,1,13,17,1,15,18,2

6,7,3,7,8,5,8,9,5,8,4,5,4,5,5

12,13,3,13,14,5,14,15,5,14,10,5,10,11,5

16,17,3,17,18,4

3,0

6,3,0,0,12,6,0,0,16,9,0,0

TELAIO CON TRAVE A GINOCCHIO

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	5.00	0.00	111
3	11.00	0.00	111
4	9.50	1.60	000
5	11.00	1.60	000
6	0.00	3.20	000
7	5.00	3.20	000
8	6.50	3.20	000
9	11.00	3.20	000
10	9.50	4.80	000
11	11.00	4.80	000
12	0.00	6.40	000
13	5.00	6.40	000
14	6.50	6.40	000
15	11.00	6.40	000
16	0.00	9.60	000
17	5.00	9.60	000
18	11.00	9.60	000

DATI RELATIVI ALLE ASTE

asta	estremi	b (m)	h (m)	area (m ²)	inerzia (m ⁴)
1	1 6	0.30	0.60	0.1800	0.005400
2	2 7	0.30	0.60	0.1800	0.005400
3	3 5	0.60	0.30	0.1800	0.001350
4	5 9	0.60	0.30	0.1800	0.001350
5	6 12	0.30	0.60	0.1800	0.005400
6	7 13	0.30	0.60	0.1800	0.005400
7	9 11	0.60	0.30	0.1800	0.001350
8	11 15	0.60	0.30	0.1800	0.001350
9	12 16	0.30	0.60	0.1800	0.005400
10	13 17	0.30	0.60	0.1800	0.005400
11	15 18	0.60	0.30	0.1800	0.001350
12	6 7	0.80	0.24	0.1920	0.000922
13	7 8	0.30	0.60	0.1800	0.005400
14	8 9	0.30	0.60	0.1800	0.005400
15	8 4	0.30	0.60	0.1800	0.005400
16	4 5	0.30	0.60	0.1800	0.005400
17	12 13	0.80	0.24	0.1920	0.000922
18	13 14	0.30	0.60	0.1800	0.005400
19	14 15	0.30	0.60	0.1800	0.005400
20	14 10	0.30	0.60	0.1800	0.005400
21	10 11	0.30	0.60	0.1800	0.005400
22	16 17	0.80	0.24	0.1920	0.000922
23	17 18	0.30	0.50	0.1500	0.003125

Modulo di elasticità = 250000 kg/cm²

CARICHI NODALI

nodo	Fx (t)	Fy (t)	M (tm)
6	3.00	0.00	0.00
12	6.00	0.00	0.00
16	9.00	0.00	0.00

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	Vx (cm)	Vy (cm)	rotaz.
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.1309	-0.0063	0.0028
5	0.1260	-0.0058	-0.0186
6	0.1501	0.0016	-0.0612
7	0.1501	0.0101	-0.0379
8	0.1501	0.0046	0.0096
9	0.1501	-0.0096	-0.0565
10	0.3487	-0.0094	0.0069
11	0.3439	-0.0127	-0.0301
12	0.3627	0.0028	-0.0773
13	0.3627	0.0152	-0.0554
14	0.3627	-0.0091	0.0022
15	0.3627	-0.0135	-0.0228
16	0.6654	0.0035	-0.0891
17	0.6654	0.0155	-0.0739
18	0.6654	-0.0145	-0.0421

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (tm)	M2 (tm)	T1 (t)	T2 (t)	N1 (t)	N2 (t)
1	-6.710	1.549	2.581	2.581	2.256	2.256
2	-8.677	5.482	4.425	4.425	14.169	14.169
3	-9.187	8.404	10.994	10.994	-16.425	-16.425
4	2.050	-3.651	-3.563	-3.563	-10.515	-10.515
5	0.025	-1.384	-0.440	-0.440	1.689	1.689
6	-5.749	4.266	3.130	3.130	7.201	7.201
7	-9.291	10.407	12.311	12.311	-8.890	-8.890
8	2.010	-1.704	-2.321	-2.321	-2.127	-2.127
9	-3.388	2.390	1.805	1.805	0.928	0.928
10	-8.357	6.803	4.737	4.737	0.452	0.452
11	-4.135	3.728	2.457	2.457	-1.380	-1.380
12	1.523	-1.309	-0.566	-0.566	0.000	0.000
13	9.923	-1.379	-7.535	-7.535	0.000	0.000
14	1.673	-5.640	-1.625	-1.625	0.000	0.000
15	-3.052	2.510	1.636	1.636	-15.626	-15.626
16	2.510	-6.354	-5.910	-5.910	-14.557	-14.557
17	2.004	-1.803	-0.761	-0.761	0.000	0.000
18	10.820	-0.445	-7.510	-7.510	0.000	0.000
19	0.930	-2.431	-0.747	-0.747	0.000	0.000
20	-1.375	1.747	0.918	0.918	-16.093	-16.093
21	1.747	-8.397	-6.763	-6.763	-14.632	-14.632
22	2.390	-2.249	-0.928	-0.928	0.000	0.000
23	4.554	-3.728	-1.380	-1.380	0.000	0.000

AZIONI SUI VINCOLI (ED EVENTUALE SQUILIBRIO DEI NODI)

nodo	Fx (t)	Fy (t)	M (tm)
1	2.581	2.256	-6.710
2	4.425	14.169	-8.677
3	10.994	-16.425	-9.187
6	-0.021	0.000	0.000
7	-1.295	-0.000	-0.000
8	-14.557	-0.000	-0.000
9	15.874	0.000	-0.000
12	2.246	0.000	0.000
13	1.608	-0.000	0.000
14	-14.632	-0.000	0.000
15	4.778	0.000	-0.000
16	7.195	0.000	0.000
17	-4.737	0.000	0.000
18	-2.457	-0.000	-0.000

CAPITOLO VI

RIPARTIZIONE DEL TAGLIO TRA I TELAI

6.1. Analisi del problema.

Il programma che si presenta in questo capitolo consente innanzitutto di determinare a tutti i piani il valore del taglio globale e le coordinate del suo punto di applicazione, a partire dalle singole forze di piano. Fornisce poi le coordinate del baricentro, la somma ed il momento d'inerzia baricentrico delle rigidezze di telai. Considera infine il taglio agente prima in direzione x e poi in direzione y ed applica le formule per la sua ripartizione tra i singoli telai.

Tutte queste operazioni sono state descritte nel paragrafo 9.3 della prima parte del testo, al quale si rinvia per una più dettagliata analisi del problema.

6.2. Elenco delle variabili.

- D1(I) distanza dei telai paralleli ad x da tale asse (y_i);
- D2(J) distanza dei telai paralleli ad y da tale asse (x_j);
- F forza di piano;
- FO\$ nome del file cui inviare i risultati;

I	indice che individua il generico telaio parallelo all'asse x;
I1	momento d'inerzia delle rigidezze K_i rispetto a G ;
I2	momento d'inerzia delle rigidezze K_j rispetto a G ;
J	indice che individua il generico telaio parallelo all'asse y;
K	indice che individua il generico piano (dal basso verso l'alto);
K1(II)	rigidezze dei telai paralleli all'asse x (K_i);
K2(J)	rigidezze dei telai paralleli all'asse y (K_j);
M	numero di telai paralleli all'asse y;
M0	momento di Q_x e Q_y rispetto al baricentro delle rigidezze (M);
N	numero di telai paralleli all'asse x;
P	numero di piani;
Q	taglio globale di piano;
Q1	taglio globale in direzione x (Q_x);
Q2	taglio globale in direzione y (Q_y);
S1	somma delle rigidezze K_i dei telai paralleli all'asse x;
S2	somma delle rigidezze K_j dei telai paralleli all'asse y;
V	momento statico delle rigidezze K_i o K_j rispetto all'origine;
V1	aliquota di taglio nel singolo telaio dovuta alla traslazione;
V2	aliquota di taglio nel singolo telaio dovuta alla rotazione;
X	ascissa del punto di applicazione della forza di piano;
X0	ascissa del punto di applicazione del taglio globale (x_Q);
X1	ascissa del baricentro G delle rigidezze (x_G);
Y	ordinata del punto di applicazione della forza di piano;
Y0	ordinata del punto di applicazione del taglio globale (y_Q);
Y1	ordinata del baricentro G delle rigidezze (y_G).

6.3. Descrizione del programma.

Nel listato del programma, riportato nel seguito, si possono individuare i seguenti blocchi di istruzioni:

- A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzione 20).
Le variabili sono state dimensionate in modo da consentire l'uso del programma per un edificio con al massimo 20 telai in ciascuna direzione.
- B) Definizione dell'unità di uscita (istruzioni 40-90).
- C) Lettura dei dati validi per tutti i piani (istruzioni 110-170).
L'ordine con cui i dati vengono letti è indicato nel paragrafo 6.5.
- D) Assegnazione iniziale di valori nulli al taglio ed alle sue coordinate (istruzione 180).
- E) Ciclo di esecuzione per tutti i piani (dall'alto verso il basso).
Il ciclo inizia con l'istruzione 190 e termina con la 700. Quest'ultima è preceduta da un'istruzione di stampa di righe bianche, per distanziare i risultati di piani differenti, e seguita dall'istruzione di fine programma.
- F) Lettura dei dati validi per il singolo piano (istruzioni 210-270).
L'ordine con cui i dati vengono letti è indicato nel paragrafo 6.5.
- G) Calcolo del taglio globale di piano e del suo punto di applicazione, come risultante del taglio al piano superiore e della forza di piano (istruzioni 290-310).
- H) Determinazione delle coordinate del baricentro, della somma e del momento d'inerzia baricentrico delle rigidezze.
Il calcolo viene eseguito prima per i telai paralleli ad x (istruzioni 330-410) e poi per quelli paralleli ad y (istruzioni 430-510).
- I) Stampa dei risultati dei blocchi G e H (istruzioni 530-610).
Viene stampato innanzitutto il numero d'ordine del piano in esame. Seguono i valori della forza di piano e delle coordinate del suo punto di applicazione (stampate solo per consentire un controllo di tali dati), gli analoghi valori per il taglio globale, le coordinate del baricentro delle rigidezze, i valori della somma delle rigidezze dei telai paralleli ad x, di quelli paralleli ad y, del loro momento d'inerzia baricentrico.
- L) Ripartizione del taglio agente in direzione x (istruzioni 630-640).
Viene posto $Q_x = Q$ e $Q_y = 0$ e richiamato il sottoprogramma 800 che effettua la ripartizione e stampa i risultati conseguenti.
- M) Ripartizione del taglio agente in direzione y (istruzioni 650-670).
Viene posto $Q_x = 0$ e $Q_y = Q$ e richiamato il sottoprogramma 800 che effettua la ripartizione e stampa i risultati conseguenti.
- N) Calcolo e stampa dei tagli ripartiti tra i telai (istruzioni 800-940).
Viene valutato il momento delle componenti Q_x e Q_y del taglio globale rispetto al baricentro delle rigidezze ed il valore ottenuto viene stampato (istruzioni 800-820). Viene quindi effettuata la ripartizione tra i telai paralleli all'asse x, stampando i valori man mano determinati (istruzioni 830-870). Si procede in maniera analoga per i telai paralleli all'asse y,

(istruzioni 880-920). Il sottoprogramma termina con l'istruzione 940, che impone il ritorno al programma principale.

6.4. Codifica del programma.

```

10      - - - - - dimensionamento variabili con indice
20      DIM D1(20),D2(20),K1(20),K2(20)
30      - - - - - definizione unita' di uscita
40      KEY OFF
50      CLS
60      PRINT "Unita' di uscita ";
70      INPUT FOS
80      PRINT
90      OPEN "O",#1,FOS
100     - - - - - lettura dati generali
110     READ N,M,P
120     FOR I=1 TO N
130         READ D1(I)
140     NEXT I
150     FOR J=1 TO M
160         READ D2(J)
170     NEXT J
180     Q=0 : X0=0 : Y0=0
190     FOR K=P TO 1 STEP -1
200         - - - - - lettura dati di piano
210         FOR I=1 TO N
220             READ K1(I)
230         NEXT I
240         FOR J=1 TO M
250             READ K2(J)
260         NEXT J
270         READ F,X,Y
280         - - - - - calcolo taglio globale di piano
290         X0=(Q*X0+F*X)/(Q+F)
300         Y0=(Q*Y0+F*Y)/(Q+F)
310         Q=Q+F
320         - - - - - telai in direzione x
330         S1=0 : V=0 : I1=0
340         FOR I=1 TO N
350             S1=S1+K1(I)
360             V=V+K1(I)*D1(I)
370         NEXT I
380         Y1=V/S1
390         FOR I=1 TO N
400             I1=I1+K1(I)*(D1(I)-Y1)^2
410         NEXT I
420         - - - - - telai in direzione y
430         S2=0 : V=0 : I2=0
440         FOR J=1 TO M
450             S2=S2+K2(J)
460             V=V+K2(J)*D2(J)
470         NEXT J

```

```

480 X1=V/S2
490 FOR J=1 TO M
500 I2=I2+K2(J)*(D2(J)-X1)^2
510 NEXT J
520 ' - - - - - stampa risultati
530 PRINT #1, " PIANO ":K
540 PRINT #1, : PRINT #1,
550 PRINT #1, USING " forza ####.## t posizione : x
    = ##.## m y = ##.## m"; F,X,Y
560 PRINT #1,
570 PRINT #1, USING " taglio ####.## t posizione : xQ
    = ##.## m yQ = ##.## m"; Q,X0,Y0
580 PRINT #1,
590 PRINT #1, USING " baricentro rigidezze : xG
    = ##.## m yG = ##.## m"; X1,Y1
600 PRINT #1,
610 PRINT #1, USING " Somma e momento d'inerzia rigidezze : ###
    ##.## #####.## #####.##"; S1,S2,I1+I2
620 '
630 PRINT #1, : PRINT #1, : PRINT #1, " FORZE IN DIREZI
    ONE X"
640 Q1=Q : Q2=0 : GOSUB 800
650 '
660 PRINT #1, : PRINT #1, : PRINT #1, " FORZE IN DIREZI
    ONE Y"
670 Q1=0 : Q2=Q : GOSUB 800
680 '
690 PRINT #1, : PRINT #1, : PRINT #1,
700 NEXT K
710 CLOSE #1
720 KEY ON
730 LOCATE 24,1
740 END
780 '
790 ' ----- calcola e stampa valori per i telai
800 M0=Q1*(Y0-Y1)-Q2*(X0-X1)
810 PRINT #1,
820 PRINT #1, USING " Qx = ###.## t Qy = ###.## t M = #
    ###.## tm"; Q1,Q2,M0
830 PRINT #1, : PRINT #1, " TELAI PARALLELI ALL'ASSE X"
840 FOR I=1 TO N
850 V1=Q1*K1(I)/S1 : V2=M0*K1(I)*(D1(I)-Y1)/(I1+I2)
860 PRINT #1, USING " telaio ## Rigid. -###.## Taglio -###
    ## t + ###.## t -###.## t"; I,K1(I);V1,V2,V1+V2
870 NEXT I
880 PRINT #1, : PRINT #1, " TELAI PARALLELI ALL'ASSE Y"
890 FOR J=1 TO M
900 V1=Q2*K2(J)/S2 : V2=-M0*K2(J)*(D2(J)-X1)/(I1+I2)
910 PRINT #1, USING " telaio ## Rigid. -###.## Taglio -###
    ## t + ###.## t -###.## t"; J,K2(J),V1,V2,V1+V2
920 NEXT J
940 RETURN
980 '
990 ' spazio per i dati

```

6.5. Modalità di utilizzazione del programma.

I dati devono essere memorizzati in linee di programma contraddistinte dalla parola DATA.

Bisogna indicare innanzitutto i dati generali della struttura: numero di telai paralleli ad x, numero di telai paralleli ad y, numero di piani, ordinate dei telai in direzione x, ascisse dei telai in direzione y.

A queste indicazioni generali seguono tanti blocchi quanti sono i piani dell'edificio, ordinati dall'alto verso il basso. Ciascun blocco contiene le informazioni relative al piano, cioè, nell'ordine, i valori delle rigidezze dei telai paralleli ad x, quelli dei telai paralleli ad y, la forza di piano e le coordinate del suo punto di applicazione.

6.6. Esempio.

Il programma qui presentato è stato utilizzato per la ripartizione dei tagli tra i telai che costituiscono la struttura esemplificativamente esaminata nel testo. Si riportano di seguito le linee di programma contenenti i dati. I risultati ottenuti sono stati già riportati nel paragrafo 9.3 della seconda parte del testo.

```

990 '                                dati validi per tutti i piani
1000 DATA 5,7,5
1010 DATA .15,4.55,8.75,12.25,15.85
1020 DATA .15,4.85,8.65,11.65,14.85,19.05,22.65
1030 '                                dati del quinto piano
1040 DATA 12.17,7.16,9.58,.58,4.59
1050 DATA 8.52,8.51,8.51,4.08,.57,.57,4.54
1060 DATA 36.45,10.14,5.75
1070 '                                dati del quarto piano
1080 DATA 14.22,8.01,10.80,.63,5.88
1090 DATA 9.73,9.74,9.74,4.96,.61,.61,5.82
1100 DATA 29.87,10.35,5.64
1110 '                                dati del terzo piano
1120 DATA 14.31,8.10,10.88,.67,5.94
1130 DATA 9.79,9.81,9.81,5.01,.66,.66,5.88
1140 DATA 22.63,10.35,5.64
1150 '                                dati del secondo piano
1160 DATA 14.63,8.27,11.17,.63,5.99
1170 DATA 10.1,10.1,10.1,5.08,.62,.62,5.92
1180 DATA 15.39,10.35,5.64
1190 '                                dati del primo piano
1200 DATA 17.10,9.45,12.39,1.31,8.48
1210 DATA 11.18,11.18,11.18,6.52,1.30,1.30,8.43
1220 DATA 7.39,9.75,6.33

```


CAPITOLO VII

RISOLUZIONE DI TELAI SPAZIALI A MAGLIE RETTANGOLARI

7.1. Analisi del problema.

Lo schema geometrico che si prende in esame è quello di telaio spaziale composto da un doppio ordine di telai piani a maglie rettangolari, ortogonali tra loro in pianta. Si effettuano inoltre le seguenti ipotesi:

- a) che travi e pilastri siano a sezione costante;
- b) che travi e pilastri possano essere considerati estensionalmente indeformabili;
- c) che la rigidezza torsionale di travi e pilastri, trascurabile rispetto a quella flessionale, possa essere considerata nulla;
- d) che gli impalcati siano continui e indeformabili planimetricamente e costituiscano quindi ad ogni livello un vincolo mutuo orizzontale tra i telai;
- e) che il comportamento del telaio sia lineare, cioè non esistano non linearità geometriche (effetto $P-\Delta$ o effetto instabilizzante dei carichi verticali) o del materiale (plasticizzazione delle sezioni);
- f) che gli spostamenti dei nodi della struttura, provocati dai carichi su essa agenti, siano piccoli rispetto alle sue dimensioni.

Nella descrizione dello schema si fa riferimento ad un sistema di assi

cartesiani ortogonali x e y , con gli assi x ed y orientati secondo i due ordini di telai e l'asse z verticale e orientato dal basso verso l'alto.

Lo schema di carico prevede:

- a) carichi verticali uniformemente distribuiti sulle travi (positivi se diretti verso il basso);
- b) momenti concentrati nei nodi (positivi se nel verso che porta l'asse z sull'asse x o y);
- c) azioni orizzontali applicate a livello degli impalcati, definite mediante le due componenti F_x e F_y parallele ai due ordini di telai (positive se concordi col verso positivo degli assi x e y) ed il momento M_z (positivo se nel verso che porta l'asse y sull'asse x).

Per la risoluzione dello schema si utilizza il metodo degli spostamenti, già sinteticamente richiamato nel paragrafo 4.1. In particolare, si assumono come incognite:

- a) le rotazioni dei nodi dei telai, nel piano cui ciascun telaio appartiene (φ_i , per il generico nodo i);
- b) le tre componenti di movimento che definiscono lo spostamento relativo tra impalcati adiacenti:
 - le componenti in direzione x ed y dello spostamento relativo di un punto G_r dell'impalcato r rispetto alla sua posizione sull'impalcato sottostante ($\delta_{G_{rx}}$ e $\delta_{G_{ry}}$);
 - la rotazione relativa dell'impalcato r rispetto all'impalcato sottostante (Φ_r).

Come punto di riferimento G_r si è assunto il baricentro degli indici di rigidezza $w'_{(ik)}$ delle aste dell'interpiano, per le semplificazioni che tale scelta comporta nella scrittura delle equazioni di equilibrio.

Utilizzando la simbologia e la convenzione dei segni dettagliatamente descritte nel seguito, lo spostamento relativo degli estremi dei ritti dell'interpiano r del generico telaio piano j è fornito dall'espressione:

$$\delta_{jr} = \delta_{G_r} + \Phi_r d_{jr}$$

il cui significato geometrico è illustrato in figura 8.

Questi spostamenti non sono direttamente incognite del problema, ma sono stati utilizzati nella scrittura delle equazioni di equilibrio per la semplicità formale ed operativa che consentono e che rende la soluzione del problema quasi coincidente col caso del telaio piano a maglie rettangolari già esaminato.

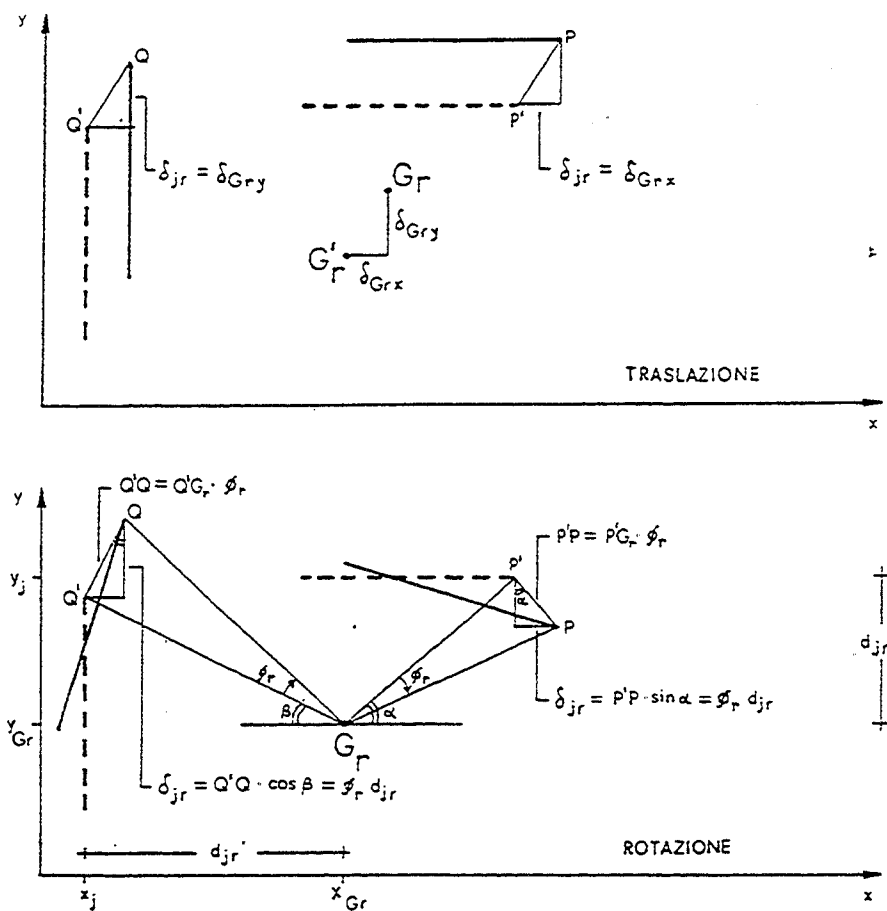


FIG.8 Relazione tra componenti di movimento dell'impalcato e spostamento dei telai piani.

telai paralleli all'asse x :

$$d_{jr} = y_j - y_{Gr}$$

$$\delta_{jr} = \delta_{Grx} + \Phi_r d_{jr}$$

telai paralleli all'asse y :

$$d_{jr} = -(x_j - x_{Gr})$$

$$\delta_{jr} = \delta_{Gry} + \Phi_r d_{jr}$$

Il momento flettente all'estremo i della generica asta (ik) è fornito dall'espressione:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 4w'_{(ik)}\varphi_i + 2w'_{(ik)}\varphi_k - 6w'_{(ik)}\frac{\delta_{jr}}{h_{(ik)}}$$

L'equazione che impone l'equilibrio alla rotazione del generico nodo i è espressa da:

$$\sum_k M_{ik} - M_i = 0$$

ovvero:

$$\varphi_i = \left[M_i - \sum_k \bar{M}_{ik} - \sum_k 2w'_{(ik)}\varphi_k + \sum_k 6w'_{(ik)}\frac{\delta_{jr}}{h_{(ik)}} \right] \frac{1}{\sum_k 4w'_{(ik)}}$$

L'equazione che impone l'equilibrio alla traslazione in direzione x del generico interpiano r è espressa da:

$$Q_{rx} + \sum_{ix} T_{ix} = 0$$

ovvero:

$$\delta_{Grx} = \left[Q_{rx} + \sum_{ix} 6w'_{(ik)}\frac{\varphi_i + \varphi_k}{h_{(ik)}} \right] \frac{1}{\sum_{rx} 12w'_{(ik)}/h_{(ik)}^2}$$

L'equazione che impone l'equilibrio alla traslazione in direzione y è analoga, ottenibile sostituendo nell'espressione innanzi riportata l'indice y all'indice x .

L'equazione che impone l'equilibrio alla rotazione del generico interpiano r è espressa da:

$$M_i + \sum_r T_{ik} d_{jr} = 0$$

ovvero:

$$\Phi_r = \left[M_r + \sum_r 6w'_{(ik)}\frac{\varphi_i + \varphi_k}{h_{(ik)}} d_{jr} \right] \frac{1}{\sum_r 12w'_{(ik)} d_{jr}^2 / h_{(ik)}^2}$$

La risoluzione del sistema di equazioni di equilibrio viene effettuata iterativamente, partendo da valori nulli delle incognite e ricavando man mano ciascuna incognita in funzione dei correnti valori delle altre.

Il procedimento iterativo termina quando per tutti i nodi e per tutti gli interpiani lo squilibrio è inferiore a un valore molto piccolo (assunto pari a 0.0005 tm per il momento flettente e 0.0005 t per il taglio).

Convenzione dei segni.

Rotazione del nodo: positiva nel verso che porta l'asse z sull'asse x (o y).

Rotazione relativa tra gli impalcati: positiva nel verso che porta l'asse y sull'asse x.

Spostamento relativo di un punto di un impalcato rispetto alla sua proiezione sull'impalcato sottostante; spostamento assoluto rispetto alla base del telaio: ciascuna componente dello spostamento è positiva se di verso concorde con quello dell'asse rispetto al quale è valutata.

Carico verticale sulle travi: positivo se diretto verso il basso (cioè in verso opposto a quello positivo dell'asse z).

Momento concentrato nel nodo: positivo se nel verso che porta l'asse z sull'asse x (o y).

Forza o taglio globale di piano: ciascuna componente è positiva se di verso concorde con quello dell'asse rispetto al quale è valutata.

Momento esterno di piano; momento globale dei tagli: positivo se nel verso che porta l'asse y sull'asse x.

Caratteristiche di sollecitazione - teoria:

momento flettente all'estremo di un'asta: positivo se, inteso come azione del nodo sull'asta, ha il verso definito positivo per la rotazione dei nodi;

taglio: positivo se la coppia elementare formata dalle forze applicate alle due facce della sezione generica ha il verso definito positivo per la rotazione dei nodi.

Caratteristiche di sollecitazione - programma:

vale la convenzione della Scienza delle Costruzioni, considerando ciascuna asta orientata nel verso positivo dell'asse cui essa è parallela.

7.2. Elenco delle variabili.

Tra le grandezze che è necessario memorizzare per la risoluzione dello schema di telaio spaziale, quelle che maggiormente impegnano la memoria del calcolatore sono tutte quelle connesse ai nodi, o alle aste, dei telai piani che lo compongono.

Per individuare un singolo nodo, e le informazioni ad esso collegate, si potrebbe far ricorso a tre indici, che mostrino:

- il numero d'ordine del telaio cui esso appartiene;
- la sua posizione nel telaio, ovvero il numero d'ordine della verticale (o, come si denominerà di seguito, della pilastrata) cui esso appartiene;
- l'impalcato di cui fa parte.

I corrispondenti array andrebbero dimensionati definendo un numero massimo di nodi per telaio (numero unico, uguale per tutti i telai). Nella pratica, però, i telai di un edificio hanno spesso un numero di nodi fortemente variabile; si pensi, per esempio, ad un edificio a pianta rettangolare allungata, che ha telai longitudinali con molte campate e telai trasversali con poche. L'uso di tre indici può comportare quindi un sensibile spreco di memoria, non accettabile per un personal computer. Inoltre non tutte le versioni del linguaggio BASIC attualmente presenti sul mercato consentono l'uso di tre indici (lo standard ANSI ne prevede solo due). Si può però pensare di disporre i telai piani che compongono lo schema spaziale in sequenza e individuare ciascuna pilastrata mediante la sua posizione in questo insieme. In tal modo i primi due indici possono essere sostituiti da uno solo. Occorreranno ovviamente delle informazioni aggiuntive, che chiariscano qual'è il pilastro iniziale e quello finale di ciascun telaio nell'insieme.

Un ulteriore problema da affrontare, legato alla limitatezza della memoria disponibile, è quello della scelta di quali valori memorizzare in variabili e quali calcolare di volta in volta. Per non rallentare eccessivamente l'esecuzione si sono conservati tutti quei valori che compaiono ripetutamente nel ciclo iterativo di risoluzione (come, ad esempio, la somma dei momenti di incastro perfetto delle aste concorrenti in un nodo); non si sono invece memorizzati quei valori che non richiedono un calcolo complesso e vengono utilizzati un numero limitato di volte (ad esempio il momento d'incastro perfetto, utilizzato solo all'inizio per calcolare la somma anzidetta e alla fine per determinare il valore del momento flettente).

Indici e grandezze per la definizione generale dello schema.

teoria	programma	descrizione
j	J	telaio generico; i telai sono numerati in sequenza considerando prima quelli paralleli all'asse x e poi quelli paralleli all'asse y;
	(J)	grandezza relativa al telaio J;
	JX	numero di telai paralleli all'asse x;
	JY	numero di telai paralleli all'asse y;
	JZ	numero totale di telai; $JZ=JX+JY$;
	MJ	massimo valore ammissibile per JZ;
	M	numero d'ordine della pilastrata nell'ambito del telaio piano cui essa appartiene; le pilastrate sono numerate in sequenza, nel verso positivo dell'asse cui il telaio è parallelo; insieme di travi su una stessa verticale, aventi come estremo sinistro la pilastrata M;
	MR(J)	numero di pilastrate del telaio J;
	I	numero d'ordine della pilastrata generica nell'ambito dell'insieme di telai che costituiscono lo schema spaziale; le pilastrate sono numerate in sequenza, considerando prima i telai paralleli all'asse x e poi quelli paralleli all'asse y, rispettando nell'ambito del singolo telaio l'ordine già definito per esse;
	I	insieme di travi su una stessa verticale, aventi come estremo sinistro la pilastrata I;
	(I)	grandezza relativa alla pilastrata o campata I;
	IZ	numero totale di pilastrate;
	MI	massimo valore ammissibile per IZ;
	IR(J)	numero di pilastrate dei telai che precedono il telaio J;

teoria	programma	descrizione
r	K	generico impalcato o interpiano; impalcati e interpiani sono numerati dal basso verso l'alto;
	(K)	grandezza relativa all'impalcato o interpiano K;
	KZ	numero totale di impalcati o interpiani;
	MK	massimo valore ammissibile per KZ;
i		nodo generico di un telaio piano che fa parte dello schema spaziale; grandezza relativa al nodo i ;
k		altro nodo generico (secondo estremo dell'asta generica);
	I,K	nodo generico appartenente alla pilastrata I ed all'impalcato K;
	(I,K)	grandezza relativa al nodo I,K;
(ik)		asta generica che collega i nodi i e k ; grandezza relativa all'asta (ik) considerata nella sua globalità;
ik		grandezza relativa all'estremo i dell'asta ik ;
	I,K	trave avente come estremo sinistro il nodo I,K; pilastro avente come estremo superiore il nodo I,K;
	(I,K)	grandezza relativa alla trave o al pilastro I,K;
	(J,K)	grandezza relativa all'impalcato o interpiano K del telaio J;
	L	generico tipo di sezione;
	(L)	grandezza relativa al tipo di sezione L;
	LZ	numero di tipi di sezione;
	ML	massimo valore ammissibile per LZ.

Caratteristiche geometriche ed elastiche.

teoria	programma	descrizione
$l_{(ik)}$		lunghezza dell'asta (ik) ;
$h_{(ik)}$		altezza del ritto (ik) ;
h_r	H(K)	altezza dei ritti dell'interpiano r (K), se uguale per tutti (m);
	DL(I)	luce della campata I (m);
	NP(I)	numerazione in carpenteria della pilastrata I;
y_j		distanza dall'asse x del telaio j (parallelo ad x);
x_j		distanza dall'asse y del telaio j (parallelo ad y);
	DT(J)	distanza del telaio J dall'asse cui esso è parallelo (m);
	NT(I,K)	numero di tipo di sezione per la trave I,K;
	NR(I,K)	numero di tipo di sezione per il ritto I,K;
	ZB(L)	base del tipo di sezione rettangolare L (m);
	ZH(L)	altezza del tipo di sezione rettangolare L (m);
	ZI(L)	momento d'inerzia del tipo di sezione L (m^4);
	EL	modulo di elasticità del materiale ($kgcm^{-2}$);
E	E	modulo di elasticità del materiale (tm^{-2}) $E = EL \times 10$;
$w'_{(ik)} = \frac{EI}{i}$		indice di rigidezza dell'asta (ik) ;
	WT(I,K)	indice di rigidezza della trave I,K (tm);
	WR(I,K)	indice di rigidezza del ritto I,K (tm);
G_r		baricentro delle grandezze $w'_{(ik)}/h_{(ik)}^2$ dei ritti dell'interpiano r ;
x_{G_r}	XG(K)	ascissa del baricentro dei w'/h^2 (m);
y_{G_r}	YG(K)	ordinata del baricentro dei w'/h^2 (m);
$d_{j,r}$	DG(J,K)	distanza del telaio j (J) dal baricentro dei w'/h^2 relativo al piano r (K), cambiata di segno se il telaio è parallelo all'asse y (m);

teoria	programma	descrizione
$\sum_k w'_{(ik)}$	WN(I,K)	somma degli indici di rigidezza delle aste che convergono nel nodo i (I,K) (tm);
$\sum_{rx} \frac{w'}{h^2}$	WX(K)	somma dei w'/h^2 dei ritti appartenenti a telai paralleli all'asse x, nell'interpiano r (K) (tm ⁻¹);
$\sum_{ry} \frac{w'}{h^2}$	WX(K)	somma dei w'/h^2 dei ritti appartenenti a telai paralleli all'asse y, nell'interpiano r (K) (tm ⁻¹);
$\sum_r \frac{w'}{h^2} djr$	WF(K)	momento d'inerzia rispetto al loro baricentro dei w'/h^2 dei ritti dell'interpiano r (K) (tm).

Spostamenti e rotazioni.

teoria	programma	descrizione
φ_i	FI(I,K)	rotazione del nodo i (I,K) nel piano del telaio cui esso appartiene;
φ_k		rotazione del nodo k ;
δ_{Grx}	DX(K)	componente in direzione x dello spostamento relativo tra il punto G_r e la sua proiezione sull'impalcato sottostante (m);
δ_{Gry}	DY(K)	componente in direzione y dello spostamento relativo tra il punto G_r e la sua proiezione sull'impalcato sottostante (m);
Φ_r	DF(K)	rotazione relativa tra l'impalcato r (K) e l'impalcato sottostante;
δ_{jr}	D(J,K)	componente dello spostamento relativo tra gli estremi dei ritti del telaio j (J) nell'interpiano r (K) valutata rispetto alla direzione del telaio stesso (m);
	D(J,K)	una volta effettuata la risoluzione iterativa del sistema: componente dello spostamento assoluto del traverso del telaio J all'impalcato K rispetto alla base del telaio, valutata nella direzione del telaio stesso (m).

Carichi esterni e caratteristiche di sollecitazione.

teoria	programma	descrizione
	IV	indice di esistenza di carichi verticali sulle travi (0 = non esistono);
	IM	indice di esistenza di carichi concentrati nei nodi (0 = non esistono);
	IO	indice di esistenza di carichi orizzontali agli impalcati (0 = non esistono);
$q_{(ik)}$	Q(I,K)	carico verticale uniformemente distribuito sulla trave (ik) (I,K) (tm ⁻¹);
\overline{M}_{ik}		momento d'incastro perfetto all'estremo i della trave (ik);
M_i	MN(I,K)	momento concentrato nel nodo i (I,K) (tm);
$\sum_k \overline{M}_{ik}$		somma dei momenti d'incastro perfetto delle aste che confluiscono nel nodo i;
	SM(I,K)	momento concentrato nel nodo I,K meno la somma dei momenti d'incastro perfetto delle travi;
x_{Fr}	XF(K)	ascissa del punto di applicazione del carico orizzontale dell'impalcato r (K) (m);
y_{Fr}	YF(K)	ordinata del punto di applicazione del carico orizzontale sull'impalcato r (K) (m);
F_{xr}	FX(K)	componente in direzione x del carico orizzontale applicato all'impalcato r (K) (t);
F_{yr}	FY(K)	componente in direzione y del carico orizzontale applicato all'impalcato r (K) (t);
	FM(K)	momento esterno applicato all'impalcato r (K) (tm);
Q_{xr}	QX(K)	componente in direzione x del taglio globale all'interpiano r (K) (somma delle componenti F_x delle forze applicate all'impalcato r (K) e agli impalcati sovrastanti) (t);

teoria	programma	descrizione
Q_{yr}	QT(K)	componente in direzione y del taglio globale all'interpiano r (K) (somma delle componenti F_y delle forze applicate all'impalcato r (K) e agli impalcati sovrastanti) (t);
M_r	QM(K)	momento globale dei tagli all'interpiano r (K) rispetto al baricentro dei w'/h^2 (momento rispetto a tale punto delle forze F_x ed F_y applicate all'impalcato r (K) ed agli impalcati sovrastanti, più i momenti concentrati di piano) (tm);
M_{ik}		momento all'estremo i dell'asta (ik);
T_{ik}		taglio all'estremo i dell'asta (ik);
	MS(I,K)	momento all'estremo sinistro della trave I,K (tm);
	MD(I,K)	momento all'estremo destro della trave I,K (tm);
	MT(I,K)	momento in testa al ritto I,K (tm);
	MP(I,K)	momento al piede del ritto I,K (tm);
	TS(I,K)	taglio all'estremo sinistro della trave I,K (t);
	TD(I,K)	taglio all'estremo destro della trave I,K (t);
	TR(I,K)	taglio nel ritto I,K (t);
	SN(I,K)	sforzo normale nel ritto I,K (t).

Altre variabili.

teoria	programma	descrizione
	ER	indica errore nei dati;
	FI\$	nome del file che contiene i dati;
	FO\$	nome del file a cui inviare i risultati;
	H2	altezza dell'interpiano elevata al quadrato;
	J1	primo estremo di un ciclo in J;
	J2	secondo estremo di un ciclo in J;

K1	K + 1;
KV	per stampa intestazioni;
IT\$	intestazione dell'elaborazione;
N	valore letto della numerazione dei pilastri in carpenteria;
S,S1,S2	registri ausiliari per somma;
SQ	indica l'esistenza di squilibrio (0=no, 1=si);
V	variabile ausiliaria di uso generico;
V\$	stringa per la stampa; contiene "x" o "y".

Ingombro complessivo di memoria.

L'ingombro della versione in GWBASIC del programma è di circa 16 Kbytes. L'ingombro delle variabili può essere calcolato in funzione dei valori massimi di MI, MJ, MK, ML utilizzati nel loro dimensionamento. Si sono utilizzate 44 variabili con indice e 32 variabili semplici di tipo numerico, per un numero totale di valori pari a:

$$17 \cdot MI \cdot MK + 2 \cdot MJ \cdot MK + 2 \cdot MI + 3 \cdot MJ + 10 \cdot MK + 3 \cdot ML + 31.$$

Se si pone $MI=80$, $MK=7$, $MJ=20$, $ML=50$, il numero totale di variabili è pari a 10271. Poiché in GWBASIC ogni variabile reale a semplice precisione richiede 4 byte, l'ingombro di memoria dei dati è in tal caso pari a circa 41 Kbytes, valore che, sommato a quello del programma, si mantiene inferiore al limite di 64 Kbytes, caratteristico del GWBASIC.

Lo stesso ingombro complessivo può essere ottenuto variando i limiti del dimensionamento l'uno a scapito degli altri. Si può così, per esempio, portare il numero massimo dei piani MK a 12 purché si riduca il numero di pilastri MI a 46, oppure portarlo a 5 aumentando MI a 120, e così via.

7.3. Descrizione del programma.

Nel listato del programma per la risoluzione di schemi di telai spaziali a maglie rettangolari, riportato nel paragrafo successivo, si possono individuare i seguenti blocchi di istruzioni:

A) Dimensionamento delle variabili con indice (istruzioni 10-110).

Le variabili sono state dimensionate in maniera tale da consentire l'uso del programma per un telaio spaziale composto da 20 telai piani, con un totale di 80 pilastri, e 8 piani.

B) Programma principale (istruzioni 200-410).

Contiene il richiamo a tutti i sottoprogrammi, cioè ai blocchi logici nei quali la procedura di soluzione è stata scomposta. Si può così notare in maniera immediata l'organizzazione complessiva del programma. Si evidenzia in particolare una prima fase (lettura, stampa ed elaborazione iniziale dei dati geometrici) ed una seconda fase (lettura e stampa dei carichi, risoluzione del sistema e stampa dei risultati); quest'ultima è ripetuta ciclicamente, per consentire la risoluzione di più schemi di carico.

C) Definizione delle unità di ingresso e uscita (istruzioni 500-580).

Consente di indicare in quale file sono contenuti i dati ed a quale unità inviare l'output.

D) Lettura dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 1000-1590).

L'ordine con cui i dati vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 7.5. Le sezioni delle aste sono definite facendo riferimento ad una tabella di tipi di sezione. Per semplicità si è ipotizzato che tutte le sezioni siano rettangolari, e quindi definibili mediante le due dimensioni (base ed altezza). In presenza di forme diverse, ad esempio pilastri circolari o travi a T, occorrerà fare riferimento a sezioni rettangolari aventi momento d'inerzia pari a quello delle sezioni effettive. Nel programma sono inseriti controlli per evitare che il numero di piani, di tipi di sezioni o di pilastri sia maggiore di quanto previsto nel dimensionare le variabili con indice, o che il tipo di sezione assegnato ad un'asta non rientri tra quelli previsti.

E) Stampa dei dati geometrici ed elastici (istruzioni 2000-2670)

F) Elaborazione iniziale dei dati geometrici (istruzioni 3000-3730).

Vengono calcolate tutte quelle grandezze, derivate dai dati geometrici ed elastici, che intervengono ripetutamente nel processo di soluzione: indici di rigidezza $w'_{(ik)}$ delle aste, somma degli indici di rigidezza delle aste che confluiscono in un nodo, coordinate del baricentro degli indici di rigidezza dei ritti di un interpiano, loro somma e momento d'inerzia baricentrico.

G) Lettura dei carichi verticali, nodali ed orizzontali (istruzioni 4000-4600).

L'ordine con cui i dati relativi ai carichi vengono letti è descritto in dettaglio nel paragrafo 7.5. Se un gruppo di carichi (ad esempio quelli nodali) non è presente, il programma provvede automaticamente ad azzerarne i valori.

- H) Stampa dei dati di carico (istruzioni 5000-5700).
- I) Elaborazione iniziale dei dati di carico (istruzioni 6000-6250).
Vengono calcolate tutte quelle grandezze, derivate dai dati di carico, che intervengono ripetutamente nel processo di soluzione: momenti d'incastro perfetto, somma dei momenti d'incastro delle aste che convergono in un nodo e del momento concentrato nel nodo stesso, somma delle forze sovrastanti un interpiano e loro momento rispetto al baricentro degli indici di rigidezza.
- L) Risoluzione iterativa del sistema (istruzioni 7000-7910).
Le istruzioni 7000-7130 mostrano sinteticamente il procedimento seguito: azzeramento iniziale delle incognite, ciclo di operazioni di equilibrio di nodo e piano, controllo della convergenza mediante l'esame della variabile SQ (azzerata all'inizio di ogni iterazione e posta successivamente pari ad 1 se un nodo o un piano sono squilibrati). Il sottoprogramma 7200-7290 esegue l'azzeramento. Il sottoprogramma 7400-7490 determina il valore della rotazione del generico nodo i necessaria per il suo equilibrio; se tutte le aste che convergono nel nodo hanno inerzia nulla l'operazione non viene effettuata. Il sottoprogramma 7600-7910 determina il valore delle componenti di movimento relativo tra gli impalcati adiacenti all'interpiano r , necessarie per il suo equilibrio alla traslazione in direzione x e y ed alla rotazione. Lo stesso sottoprogramma determina anche gli spostamenti relativi tra i traversi dei telai piani, conseguenti alle componenti di movimento trovate.
- M) Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione agli estremi delle aste e degli spostamenti assoluti dei traversi (istruzioni 8000-8440).
Queste grandezze vengono calcolate in funzione dei valori determinati per le rotazioni dei nodi e gli spostamenti relativi dei traversi. Il segno delle caratteristiche di sollecitazione è adeguato alle convenzioni usualmente adottate dalla Scienza delle Costruzioni (considerando le travi orientate da sinistra verso destra, i pilastri dal basso verso l'alto).
- N) Stampa dei risultati (istruzioni 9000-9580).

7.4. Codifica del programma.

```

10  OPTION BASE 1 '   definisce l'estremo inf. dell'indice degli array
20  MI=80 : MJ=20 : MK=7 : ML=50
30  DIM IR(MJ),MR(MJ)
40  DIM DL(MI-1),DT(MJ),H(MK),NP(MI),ZB(ML),ZH(ML),ZI(ML)
50  DIM NT(MI-1,MK),NR(MI,MK),WT(MI-1,MK),WR(MI,MK),WN(MI,MK)
60  DIM XG(MK),YG(MK),WX(MK),WY(MK),WF(MK)
70  DIM Q(MI-1,MK),MN(MI,MK),SH(MI,MK)
80  DIM XF(MK),YF(MK),FX(MK),FY(MK),FM(MK),QX(MK),QY(MK),QM(MK)
90  DIM DG(MJ,MK),FI(MI,MK),DX(MK),DY(MK),DF(MK),D(MJ,MK)
100 DIM MS(MI-1,MK),MD(MI-1,MK),MT(MI,MK),MP(MI,MK)

```

```

110 DIM TS(MI-1,MK),TD(MI-1,MK),TR(MI,MK),SN(MI,MK)
190 '
200 KEY OFF
210 GOSUB 500 '      definisce unita` di ingresso e uscita
220 OPEN "I",#1,FIS
230 OPEN "O",#2,FOS
240 GOSUB 1000 '     legge dati geometrici
250 GOSUB 2000 '     stampa dati geometrici
260 GOSUB 3000 '     calcola indici di rigidezza e loro somma
270 WHILE NOT EOF(1)
280     INPUT #1, IV,IM,IO
290     GOSUB 4000 '   legge i carichi
300     GOSUB 5000 '   stampa i carichi
310     GOSUB 6000 '   calcola somma mom.inc. e somma forze
320     GOSUB 7000 '   effettua la risoluzione iterativa del sistema
330     GOSUB 8000 '   calcola momento, taglio, sforzo norm. e spostam.
340     GOSUB 9000 '   stampa i risultati
350 WEND
360 CLOSE #1
370 CLOSE #2
380 KEY ON
390 LOCATE 24,1
400 PRINT "FINE ELABORAZIONE"
410 END
480 '
490 ' ----- definisce le unita` di ingresso e uscita
500 CLS
510 PRINT "Nome del file che contiene i dati ";
520 INPUT FIS
530 PRINT
540 PRINT "Unita` di uscita ?"
550 PRINT "CON=schermo, LPT1=stampante, oppure nome di un file"
560 INPUT FOS
570 PRINT
580 RETURN
980 '
990 ' ----- effettua l'input dei dati geometrici ed elastici
1000 INPUT #1, ITS,JX,JY,KZ,LZ
1010 JZ=JX+JY
1020 IF JZ>MJ THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI TELAI":STOP
1030 IF KZ>MK THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI PIANI":STOP
1040 IF LZ>ML THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI TIPI DI SEZIONE":STOP
1050 '
1060 I=0
1070 FOR J=1 TO JZ
1080     IR(J)=I
1090     INPUT #1, N
1100     WHILE N<>0
1110         IF I=MI THEN PRINT "NUMERO ECCESSIVO DI PILASTRI":STOP
1120         I=I+1
1130         NP(I)=N
1140         INPUT #1, N
1150     WEND
1160     MR(J)=I-IR(J)
1170 NEXT J
1180 IZ=I
1190 '
1200 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1210     INPUT #1, H(K)
1220 NEXT K

```



```

1230 '
1240 FOR J=1 TO JZ
1250     INPUT #1, DT(J)
1260 NEXT J
1270 '
1280 FOR J=1 TO JZ
1290     FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
1300         INPUT #1, DL(I)
1310     NEXT I
1320 NEXT J
1330 '
1340 INPUT #1, EL
1350 E=EL*10
1360 '
1370 FOR L=1 TO LZ
1380     INPUT #1, ZB(L),ZH(L)
1390     ZI(L)=ZB(L)*ZH(L)^3/12
1400 NEXT L
1410 '
1420 ER=0
1430 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1440     FOR J=1 TO JZ
1450         FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
1460             INPUT #1, NT(I,K)
1470             IF NT(I,K)<1 OR NT(I,K)>LZ THEN PRINT "TIPO DI SEZIONE I
                NACCETTABILE PER LA TRAVE";I;K : ER=1
1480         NEXT I
1490     NEXT J
1500 NEXT K
1510 '
1520 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
1530     FOR I=1 TO IZ
1540         INPUT #1, NR(I,K)
1550         IF NR(I,K)<1 OR NR(I,K)>LZ THEN PRINT "TIPO DI SEZIONE INAC
                CETTABILE PER IL RITTO";I;K : ER=1
1560     NEXT I
1570 NEXT K
1580 IF ER=1 THEN STOP
1590 '
1600 RETURN
1980 '
1990 ' ----- stampa i dati geometrici ed elastici
2000 PRINT #2, "      ";ITS : PRINT #2,": PRINT #2, : PRINT #2,
2010 '
2020 PRINT #2, "      ALTEZZA DEI PIANI"
2030 PRINT #2, : PRINT #2, "      piano      altezza (m)" : PRINT #2,
2040 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2050     PRINT #2, USING "      ###      #####.##"; K,H(K)
2060 NEXT K
2070 '
2080 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
2090 PRINT #2, "      POSIZIONE DEI TELAI" : PRINT #2,
2100 V=0 : VS="X"
2110 PRINT #2, "      telaio      distanza dall'asse (m)" : PRINT #2,
2120 FOR J=1 TO JZ
2130     IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="Y" : PRINT #2,
2140     PRINT #2, USING "      ### !      #####.##"; J-V,VS,DT(J)
2150 NEXT J
2160 '
2170 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,

```

```

2180 PRINT #2, "      LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI" : PRINT #2
2190 PRINT #2, "      telaio campata luce piano B      H      inerzia";
2200 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "      piano -B      H      inerzia";
2210 PRINT #2,
2220 PRINT #2, "                      (m)          (m) (m) (m^4) ";
2230 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "                      (m) (m) (m^4) ";
2240 PRINT #2,
2250 V=0 : VS="x"
2260 FOR J=1 TO JZ
2270   IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
2280   PRINT #2,
2290   FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
2300     IF I=IR(J)+1 THEN PRINT #2, USING "      ## !"; J-V,VS; ELSE
       PRINT #2, "      ";
2310     PRINT #2, USING "      ### -### ##.## "; NP(I),NP(I+1),DL(I);
2320     FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2330       L=NT(I,K)
2340       IF (KZ-K) MOD 2=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
          ";
2350       PRINT #2, USING "      ## ##.## #.## #.#####"; K,ZB(L),ZH(
          L),ZI(L);
2360     NEXT K
2370     PRINT #2,
2380   NEXT I
2390 NEXT J
2400 '
2410 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
2420 PRINT #2, "      SEZIONI DEI PILASTRI" : PRINT #2,
2430 PRINT #2, "      telaio pilastro      piano B      H      inerzia";
2440 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "      piano B      H      inerzia";
2450 PRINT #2,
2460 PRINT #2, "                      (m) (m) (m) (m^4) ";
2470 IF KZ>1 THEN PRINT #2, "                      (m) (m) (m^4) ";
2480 PRINT #2,
2490 V=0 : VS="x"
2500 FOR J=1 TO JZ
2510   IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
2520   PRINT #2,
2530   FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
2540     IF I=IR(J)+1 THEN PRINT #2, USING "      ## !"; J-V,VS; ELSE
       PRINT #2, "      ";
2550     PRINT #2, USING "      ###          "; NP(I);
2560     FOR K=KZ TO 1 STEP -1
2570       L=NR(I,K)
2580       IF (KZ-K) MOD 2=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
          ";
2590       PRINT #2, USING "      ## ##.## #.## #.#####"; K,ZB(L),ZH(
          L),ZI(L);
2600     NEXT K
2610     PRINT #2,
2620   NEXT I
2630 NEXT J
2640 '
2650 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, "      Modulo di elas
      ticità = ";EL;" kg/cm2"
2660 '
2670 RETURN
2680 '
2690 ----- calcola l'indice di rigidezza delle aste
2700 ----- effettua la loro somma nei nodi e nel piano

```

```

3000 FOR K=1 TO KZ
3010   FOR J=1 TO JZ
3020     FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
3030       L=NT(I,K)
3040       WT(I,K)=E*ZI(L)/DL(I)
3050     NEXT I
3060   NEXT J
3070   FOR I=1 TO IZ
3080     L=NR(I,K)
3090     WR(I,K)=E*ZI(L)/H(K)
3100   NEXT I
3110 NEXT K
3120 '
3130 FOR K=1 TO KZ
3140   I=0
3150   FOR J=1 TO JZ
3160     FOR M=1 TO MR(J)
3170       I=I+1
3180       S=WR(I,K)
3190       IF M>1 THEN S=S+WT(I-1,K)
3200       IF M<MR(J) THEN S=S+WT(I,K)
3210       IF K<KZ THEN S=S+WR(I,K+1)
3220       WN(I,K)=S
3230     NEXT M
3240   NEXT J
3250 NEXT K
3260 '
3270 FOR K=1 TO KZ
3280   J1=1 : J2=JX
3290   GOSUB 3600 '          calcola baricentro delle rigidezze
3300   WX(K)=S : WF(K)=S2
3310   YG(K)=S1
3320   FOR J=J1 TO J2
3330     DG(J,K)=DT(J)-YG(K)
3340   NEXT J
3350   J1=JX+1 : J2=JZ
3360   GOSUB 3600 '          calcola baricentro delle rigidezze
3370   WY(K)=S : WF(K)=WF(K)+S2
3380   XG(K)=S1
3390   FOR J=J1 TO J2
3400     DG(J,K)=XG(K)-DT(J)
3410   NEXT J
3420 NEXT K
3430 '
3440 RETURN
3580 '
3590 ' calcola baricentro delle rigidezze
3600 S=0 : S1=0 : S2=0
3610 H2=1/H(K)^2
3620 FOR J=J1 TO J2
3630   V=0
3640   FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
3650     V=V+WR(I,K)*H2
3660   NEXT I
3670   S=S+V
3680   S1=S1+V*DT(J)
3690   S2=S2+V*DT(J)^2
3700 NEXT J
3710 IF S<>0 THEN S1=S1/S '      S=0 se non esistono telai in una direz.
3720 S2=S2-S*S1^2

```

```

3730 RETURN
3970 '
3980 ' ----- effettua l'input dei carichi vertic., nodali ed orizzont.
3990 '      azzera i carichi che non legge
4000 IF IV=0 THEN 4100
4010 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4020   FOR J=1 TO JZ
4030     FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
4040       INPUT #1, Q(I,K)
4050     NEXT I
4060   NEXT J
4070 NEXT K
4080 GOTO 4200
4090 ' azzera carichi verticali
4100 FOR K=1 TO KZ
4110   FOR I=1 TO IZ
4120     Q(I,K)=0
4130   NEXT I
4140 NEXT K
4190 '
4200 IF IM=0 THEN 4300
4210 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4220   FOR I=1 TO IZ
4230     INPUT #1, MN(I,K)
4240   NEXT I
4250 NEXT K
4260 GOTO 4400
4290 ' azzera momenti nodali
4300 FOR K=1 TO KZ
4310   FOR I=1 TO IZ
4320     MN(I,K)=0
4330   NEXT I
4340 NEXT K
4390 '
4400 IF IO=0 THEN 4500
4410 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
4420   INPUT #1, XF(K),YF(K),FX(K),FY(K),FM(K)
4430 NEXT K
4440 GOTO 4600
4490 ' azzera carichi orizzontali
4500 FOR K=1 TO KZ
4510   XF(K)=0 : YF(K)=0
4520   FX(K)=0 : FY(K)=0 : FM(K)=0
4530 NEXT K
4590 '
4600 RETURN
4980 '
4990 ' ----- stampa i valori del carico verticale, nodale, orizzont.
5000 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5010 PRINT #2, " CARICHI"
5020 IF KZ>4 THEN KV=4 ELSE KV=KZ
5030 IF IV=0 THEN 5300 '      salta i carichi verticali
5040 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5050 PRINT #2, " CARICHI VERTICALI" : PRINT #2,
5060 PRINT #2, " telaio campata";
5070 FOR K=1 TO KV
5080   PRINT #2, " piano carico";
5090 NEXT K
5100 PRINT #2, : PRINT #2, "
5110 FOR K=1 TO KV

```

```

5120 PRINT #2, "          (t/m) " :
5130 NEXT K
5140 PRINT #2,
5150 V=0 : VS="x"
5160 FOR J=1 TO JZ
5170 PRINT #2,
5180 IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
5190 FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
5200 IF I=IR(J)+1 THEN PRINT #2, USING "    ## !"; J-V,VS; ELSE
PRINT #2, "    ";
5210 PRINT #2, USING "    ### -### "; NP(I),NP(I+1);
5220 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5230 IF (KZ-K) MOD 4=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
5240 PRINT #2, USING "    ## ###.## "; K,Q(I,K);
5250 NEXT K
5260 PRINT #2,
5270 NEXT I
5280 NEXT J
5290
5300 IF IM=0 THEN 5600 '      salta i carichi nodali
5310 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5320 PRINT #2, "      MOMENTI NEI NODI " : PRINT #2,
5330 PRINT #2, "      telaio pilastro";
5340 FOR K=1 TO KV
5350 PRINT #2, " piano momento";
5360 NEXT K
5370 PRINT #2,
5380 PRINT #2, "          " :
5390 FOR K=1 TO KV
5400 PRINT #2, "          (tm) " ;
5410 NEXT K
5420 PRINT #2,
5430 V=0 : VS="x"
5440 FOR J=1 TO JZ
5450 PRINT #2,
5460 IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
5470 FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
5480 IF I=IR(J)+1 THEN PRINT #2, USING "    ## !"; J-V,VS; ELSE
PRINT #2, "    ";
5490 PRINT #2, USING "    ### "; NP(I);
5500 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5510 IF (KZ-K) MOD 4=0 AND K<KZ THEN PRINT #2, : PRINT #2, "
";
5520 PRINT #2, USING "    ## ###.## "; K,MN(I,K);
5530 NEXT K
5540 PRINT #2,
5550 NEXT I
5560 NEXT J
5590
5600 IF IO=0 THEN 5700 '      salta i carichi orizzontali
5610 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
5620 PRINT #2, "      FORZE CRIZZONTALI " : PRINT #2,
5630 PRINT #2, "      piano          =          y          Fx          Fy
      M"
5640 PRINT #2, "          (m)          (m)          (t)          (t)
      (tm) " : PRINT #2,
5650 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
5660 PRINT #2, USING "    ##";K;
5670 PRINT #2, USING "    ###.##"; XF(K),YF(K),FX(K),FY(K),FM(K)

```

```

5680 NEXT K
5690 '
5700 RETURN
5970 '
5980 ' ----- calcola somma momenti d'incastro perf. e momenti nei nodi
5990 '         calcola somma forze
6000 FOR K=1 TO KZ
6010     I=0
6020     FOR J=1 TO JZ
6030         SM(I+1,K)=MN(I+1,K)
6040         FOR M=1 TO MR(J)-1
6050             I=I+1
6060             V=Q(I,K)*DL(I)^2/12
6070             SM(I,K)=SM(I,K)+V
6080             SM(I+1,K)=MN(I+1,K)-V
6090         NEXT M
6100         I=I+1
6110     NEXT J
6120 NEXT K
6130 '
6140 FOR K=1 TO KZ
6150     QX(K)=FX(K) : QY(K)=FY(K)
6160     QM(K)=FM(K)+FX(K)*(YF(K)-YG(K))-FY(K)*(XF(K)-XG(K))
6170 NEXT K
6180 FOR K=KZ-1 TO 1 STEP-1
6190     K1=K+1
6200     QX(K)=QX(K)+QX(K1)
6210     QY(K)=QY(K)+QY(K1)
6220     QM(K)=QM(K)+QM(K1)+QX(K1)*(YG(K1)-YG(K))-QY(K1)*(XG(K1)-XG(K))
6230 NEXT K
6240
6250 RETURN
5980 '
6990 ' ----- effettua la risoluzione iterativa del sistema
7000 GOSUB 7200 '         azzera rotazioni e spostamenti
7010 SQ=0
7020 FOR K=1 TO KZ
7030     I=0
7040     FOR J=1 TO JZ
7050         FOR M=1 TO MR(J)
7060             I=I+1
7070             GOSUB 7400 '         operazione di nodo
7080         NEXT M
7090     NEXT J
7100     GOSUB 7600 '         operazione di piano
7110 NEXT K
7120 IF SQ<>0 THEN 7010
7130 RETURN
7180 '
7190 azzera rotazioni e spostamenti
7200 FOR K=1 TO KZ
7210     FOR I=1 TO IZ
7220         FI(I,K)=0
7230     NEXT I
7240     FOR J=1 TO JZ
7250         D(J,K)=0
7260     NEXT J
7270     DX(K)=0 : DY(K)=0 : DF(K)=0
7280 NEXT K
7290 RETURN

```

```

7380 '
7390 ' operazione di nodo per il nodo I,K
7400 IF WN(I,K)=0 THEN RETURN
7410 S=SM(I,K)+6*WR(I,K)*D(J,K)/H(K)
7420 IF K>1 THEN S=S-2*WR(I,K)*FI(I,K-1)
7430 IF K<KZ THEN S=S+6*WR(I,K+1)*D(J,K+1)/H(K+1)-2*WR(I,K+1)*FI(I,K+1)
7440 IF M>1 THEN S=S-2*WT(I-1,K)*FI(I-1,K)
7450 IF M<MR(J) THEN S=S-2*WT(I,K)*FI(I+1,K)
7460 IF ABS (S-4*WN(I,K)*FI(I,K))<.0005 THEN RETURN
7470 FI(I,K)=S/4/WN(I,K)
7480 SQ=1
7490 RETURN
7580 '
7590 ' operazione di piano per il piano K
7600 S2=0
7610 J1=1 : J2=JX : GOSUB 7800 ' somma
7620 S1=QX(K)+6*S1/H(K)
7630 IF ABS (S1-12*WX(K)*DX(K))>.0005 THEN DX(K)=S1/12/WX(K) : SQ=1
7640 J1=JX+1 : J2=JZ : GOSUB 7800 ' somma
7650 S1=QY(K)+6*S1/H(K)
7660 IF ABS (S1-12*WY(K)*DY(K))>.0005 THEN DY(K)=S1/12/WY(K) : SQ=1
7670 S2=QM(K)+6*S2/H(K)
7680 IF ABS (S2-12*WF(K)*DF(K))>.0005 THEN DF(K)=S2/12/WF(K) : SQ=1
7690 FOR J=1 TO JX
7700 D(J,K)=DX(K)+DG(J,K)*DF(K)
7710 NEXT J
7720 FOR J=JX+1 TO JZ
7730 D(J,K)=DY(K)+DG(J,K)*DF(K)
7740 NEXT J
7750 RETURN
7780 '
7790 ' somma
7800 S1=0
7810 FOR J=J1 TO J2
7820 S=0
7830 FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
7840 V=FI(I,K)
7850 IF K>1 THEN V=V+FI(I,K-1)
7860 S=S+V*WR(I,K)
7870 NEXT I
7880 S1=S1+S
7890 S2=S2+S*DG(J,K)
7900 NEXT J
7910 RETURN
7970 '
7980 ' ----- calcola momento flett. taglio, sforzo normale, spostam.
7990 ' utilizza le convenz. di segno della Scienza delle Costruz.
8000 FOR K=1 TO KZ
8010 FOR J=1 TO JZ
8020 FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
8030 V=Q(I,K)*DL(I)^2/12
8040 MS(I,K)=(4*FI(I,K)+2*FI(I+1,K))*WT(I,K)-V
8050 MD(I,K)=-((2*FI(I,K)+4*FI(I+1,K))*WT(I,K)+V)
8060 NEXT I
8070 FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
8080 IF K>1 THEN V=FI(I,K-1) ELSE V=0
8090 MT(I,K)=-((4*FI(I,K)+2*V-6*D(J,K)/H(K))*WR(I,K))
8100 MP(I,K)=(2*FI(I,K)+4*V-6*D(J,K)/H(K))*WR(I,K)
8110 NEXT I
8120 NEXT J

```

```

8130 NEXT K
8140 FOR K=1 TO KZ
8150   FOR J=1 TO JZ
8160     FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
8170       V=Q(I,K)*DL(I)/2
8180       TS(I,K)=V+(MD(I,K)-MS(I,K))/DL(I)
8190       TD(I,K)=-V+(MD(I,K)-MS(I,K))/DL(I)
8200     NEXT I
8210     FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
8220       TR(I,K)=(MT(I,K)-MP(I,K))/H(K)
8230     NEXT I
8240   NEXT J
8250 NEXT K
8260 FOR K=KZ TO 1 STEP -1
8270   I=0
8280   FOR J=1 TO JZ
8290     FOR M=1 TO MR(J)
8300       I=I+1
8310       V=0
8320       IF M>1 THEN V=V+TD(I-1,K)
8330       IF M<MR(J) THEN V=V+TS(I,K)
8340       IF K<KZ THEN V=V+SN(I,K+1)
8350       SN(I,K)=V
8360     NEXT M
8370   NEXT J
8380 NEXT K
8390 FOR K=2 TO KZ
8400   FOR J=1 TO JZ
8410     D(J,K)=D(J,K)+D(J,K-1)
8420   NEXT J
8430 NEXT K
8440 RETURN
8980
8990 ' ----- stampe i risultati
9000 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9010 PRINT #2, "      RISULTATI"
9020 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9030 PRINT #2, "      SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI" : PRINT #2,
9040 PRINT #2, "      telaio      impalcato      spostamento"
9050 PRINT #2, "                                     (mm)"
9060 V=0 : VS="X"
9070 FOR J=1 TO JZ
9080   IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="Y"
9090   PRINT #2,
9100   FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9110     IF K=KZ THEN PRINT #2, USING "      ## !"; J-V,VS; ELSE PRIN
9120       T #2, "      ";
9120       PRINT #2, USING "      ##      ###.###"; K,D(J,K)*10
9130       00
9130   NEXT K
9140 NEXT J
9150 '
9160 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9170 PRINT #2, "      CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI" : P
9180 PRINT #2, "      telaio campata piano      momento a      momento a      t
9190 PRINT #2, "      aglio a      taglio a"
9190 PRINT #2, "      sinistra (tm) destra (tm) sin
9200 V=0 : VS="X"

```



```

9210 FOR J=1 TO JZ
9220   IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
9230   FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)-1
9240     PRINT #2,
9250     FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9260       IF I=IR(J)+1 AND K=KZ THEN PRINT #2, USING "   ## !";
          J-V,VS; ELSE PRINT #2, "   ";
9270       IF K=KZ THEN PRINT #2, USING "   ## -###"; NP(I),NP(I+1);
          ELSE PRINT #2, "   ";
9280       PRINT #2, USING "   ##"; K;
9290       PRINT #2, USING "   #####.## " ; MS(I,K),MD(I,K),TS(I,K
          ),TD(I,K)
9300     NEXT K
9310   NEXT I
9320 NEXT J
9330 '
9340 PRINT #2, : PRINT #2, : PRINT #2,
9350 PRINT #2, "   CARATTERISTICHE DE SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI " :
   PRINT #2,
9360 PRINT #2, "   telaio pilastro piano   momento           momento
          taglio           sforzo"
9370 PRINT #2, "   sup. (tm)   inf. (tm)
          (t)   normale (t)"
9380 V=0 : VS="x"
9390 FOR J=1 TO JZ
9400   IF J=JX+1 THEN V=JX : VS="y"
9410   FOR I=IR(J)+1 TO IR(J)+MR(J)
9420     PRINT #2,
9430     FOR K=KZ TO 1 STEP -1
9440       IF I=IR(J)+1 AND K=KZ THEN PRINT #2, USING "   ## !";
          J-V,VS; ELSE PRINT #2, "   ";
9450       IF K=KZ THEN PRINT #2, USING "   ##"; NP(I); ELSE PRIN
          T #2, "   ";
9460       PRINT #2, USING "   ##"; K;
9470       PRINT #2, USING "   #####.## " ; MT(I,K ),MP(I,K),TR(I,K
          ),SN(I,K)
9480     NEXT K
9490   NEXT I
9500 NEXT J
9510 '
9520 PRINT #2,
9530 PRINT #2, "   L'effettivo sforzo normale   in ciascun pilastro
          si ottiene sommando"
9540 PRINT #2, "   il suo peso proprio, lo scarico dei telai ortogon
          ali e gli eventuali"
9550 PRINT #2, "   carichi concentrati."
9560 PRINT #2, : PRINT #2,
9570 '
9580 RETURN

```

7.5. Modalità di utilizzazione del programma.

La versione in GWBASIC del programma consente la risoluzione di un telaio spaziale costituito al massimo da 20 telai piani a maglie rettangolari, con un totale di 80 pilastri, e 7 impalcati. La versione compilata estende tali limiti a 40 telai, 160 pilastri e 7 impalcati.

I dati devono essere conservati in un file su disco, che può essere preparato mediante un word processor oppure utilizzando il programma descritto nel paragrafo 1.4.

Ciascuna esecuzione consente la risoluzione di uno schema geometrico soggetto a più condizioni di carico. I dati vanno disposti col seguente ordine:

- Gruppo di dati che descrivono la geometria dello schema.
- Gruppo di dati che descrivono la prima condizione di carico.
- Gruppo di dati che descrivono la seconda condizione di carico.
-
- Gruppo di dati che descrivono l'ultima condizione di carico.

Il gruppo di dati che descrive la geometria dello schema deve rispettare l'ordine di seguito riportato. I valori forniti devono essere conformi alle unità di misura indicate tra parentesi.

- Intestazione.
- Numero di telai paralleli all'asse x.
- Numero di telai paralleli all'asse y.
- Numero di piani.
- Numero di tipi di sezione.
- Numerazione dei pilastri in carpenteria; dopo l'ultimo pilastro di ciascun telaio occorre aggiungere uno 0, che indica al calcolatore la fine della numerazione del telaio.
- Altezza degli interpiani, dall'alto verso il basso (m).
- Distanze dei telai dall'asse cui sono paralleli (m).
- Luce delle campate (m).
- Modulo di elasticità (kg cm^{-2}).
- Tipi di sezione delle aste; per ogni tipo indicare prima la base e poi l'altezza (m).
- Per ciascun impalcato, dall'alto verso il basso:
travi - tipo di sezione di ciascuna campata.
- Per ciascun interpiano, dall'alto verso il basso:
pilastri - tipo di sezione di ciascun ritto.

Il gruppo di dati che descrive la singola condizione di carico deve rispettare l'ordine e le unità di misura di seguito indicati.

- Indice di esistenza dei carichi verticali sulle travi (0=no, 1=si).
- Indice di esistenza dei momenti concentrati nei nodi (0=no, 1=si).
- Indice di esistenza dei carichi orizzontali (0=no, 1=si).
- Se il primo indice è 1 - per ciascun impalcato, dall'alto verso il basso: carico verticale su ciascuna campata (tm^{-1}), positivo se diretto verso il basso.
- Se il secondo indice è 1 - per ciascun impalcato, dall'alto verso il basso: momento concentrato in ciascun nodo (tm), positivo se nel verso che porta l'asse z sull'asse x (o y).
- Se il terzo indice è 1 - per ciascun impalcato, dall'alto verso il basso: ascissa e ordinata del punto di applicazione della forza di piano (m); componenti in direzione x e y della forza di piano (t), positive se di verso concorde con quello dell'asse cui sono parallele; momento di piano (tm), positivo se nel verso che porta l'asse y sull'asse x .

Casi particolari.

Se necessario, il programma può essere adattato per la risoluzione di uno schema di telaio spaziale a nodi fissi. A tal fine è sufficiente eliminare la linea di programma 7100, che fa eseguire l'operazione di piano; tolta questa, infatti, gli spostamenti mantengono un valore nullo. È ugualmente possibile annullare lo spostamento relativo solo ad alcuni interpiani, imponendo nella linea 7100 che l'operazione di piano venga effettuata solo per determinati valori dell'indice di piano K . È infine possibile calcolare un telaio soggetto a spostamenti orizzontali prefissati, eliminando l'operazione di piano ed assegnando nel sottoprogramma 7200 i valori richiesti per gli spostamenti relativi.

7.6. Esempio.

Il programma è stato utilizzato per la risoluzione dello schema intelaiato spaziale a tre piani mostrato nelle figure 9 e 10. Si è scelto uno schema con forti dissimetrie, per accentuarne il comportamento tridimensionale. Risulta in tal modo elevata la rotazione planimetrica degli impalcati e non trascurabili le sollecitazioni nei telai perpendicolari alla direzione delle forze orizzontali.

I dati relativi, contenuti nel file TELSPAZ, ed i risultati ottenuti sono mostrati nelle pagine che seguono.

TELAIO SPAZIALE A TRE IMPALCATI

3,3,3,8
 1,2,3,0,4,5,6,0,7,8,9,0,1,4,7,0,2,5,8,0,3,6,9,0
 3,3,3
 0,3,7,0,3,5,8,5
 3,5,5,3,5,5,3,5,5,3,4,3,4,3,4
 250000
 0,0,9,2,3,5,3,3,3,5,5,3,3,4,4,3
 1,1,3,1,3,1,1,3,1,3,1,1
 3,1,2,3,3,3,3,3,3,1,3
 3,3,2,2,3,3,3,3,3,3,3
 1,1,1,4,4,1,4,4,1,1,4,4,1,4,4,1,1,1
 7,7,1,4,4,4,4,4,8,4,4,8,4,4,1,4,4
 5,5,5,4,4,4,4,4,6,4,4,6,4,4,6,4,4
 0,0,1
 1,75,5,2,0,0,3,8,4,2,5,0,0,4,25,3,5,3,5,0,0

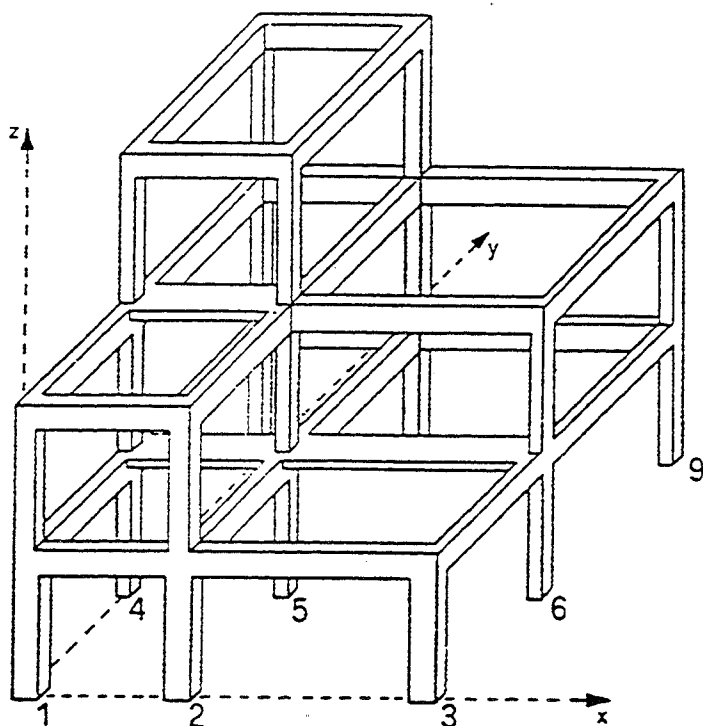


FIG.9 Edificio a 3 piani - struttura spaziale composta da travi e pilastri; nella figura non sono riportati i solai, che intervengono però nel calcolo come vincolo mutuo per i nodi di ogni impalcato.

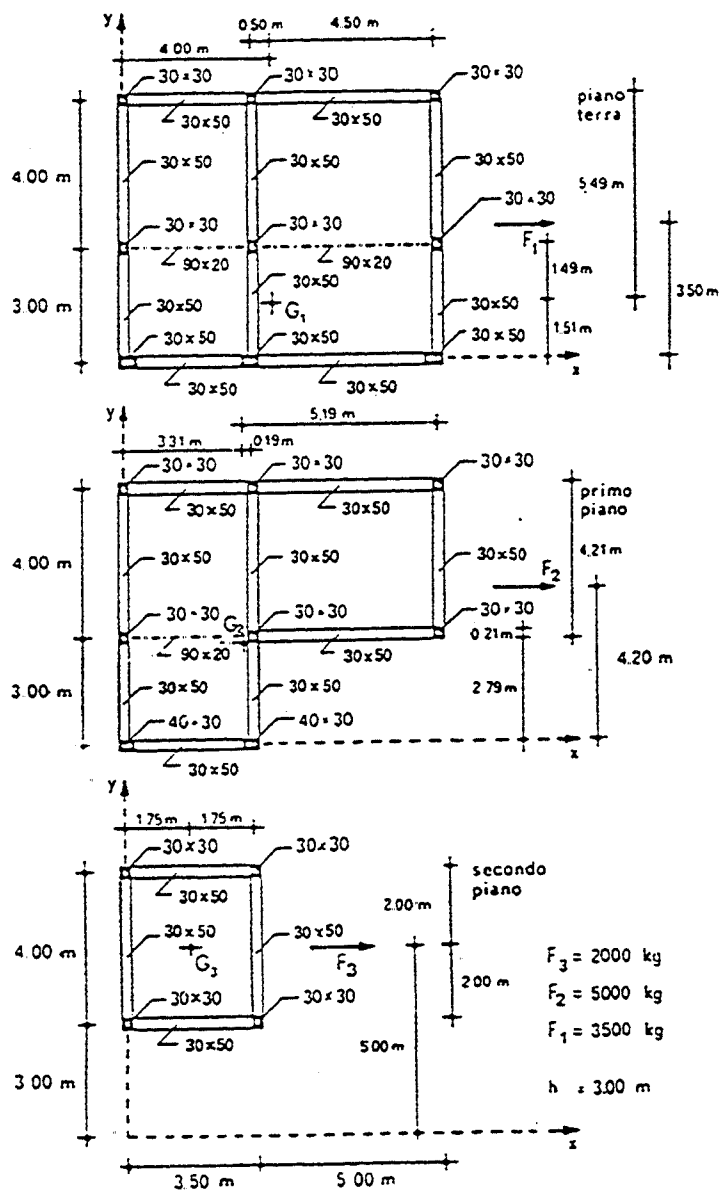


FIG.10 Edificio a 3 piani - pianta dei 3 piani e posizione dei baricentri degli indici di rigidità dei ritti di ogni piano; le dimensioni di pilastri e travi sono espresse in cm.

TELAIO SPAZIALE A TRE IMPALCATI

ALTEZZA DEI PIANI

piano	altezza (m)
3	3.00
2	3.00
1	3.00

POSIZIONE DEI TELAI

telaio	distanza dall'asse (m)
1 X	0.00
2 X	3.00
3 X	7.00
1 Y	0.00
2 Y	3.50
3 Y	8.50

LUCI E SEZIONI DELLE TRAVI

telaio	campata	luce (m)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)	piano	B (m)	H (m)	inerzia (m ⁴)
1 x	1 - 2	3.50	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
	2 - 3	5.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
			1	0.30	0.50	0.003125				
2 x	4 - 5	3.50	3	0.30	0.50	0.003125	2	0.90	0.20	0.000600
			1	0.90	0.20	0.000600				
	5 - 6	5.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.90	0.20	0.000600				
3 x	7 - 8	3.50	3	0.30	0.50	0.003125	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
	8 - 9	5.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
1 y	1 - 4	3.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
	4 - 7	4.00	3	0.30	0.50	0.003125	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
2 y	2 - 5	3.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				
	5 - 8	4.00	3	0.30	0.50	0.003125	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				

3 y	3 - 6	3.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
			1	0.30	0.50	0.003125				
	6 - 9	4.00	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.50	0.003125
			1	0.30	0.50	0.003125				

SEZIONI DEI PILASTRI

telai	pilastro	piano	B	H	inerzia	piano	B	H	inerzia
			(m)	(m)	(m ⁴)		(m)	(m)	(m ⁴)
1 x	1	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.40	0.001600
		1	0.30	0.50	0.003125				
	2	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.40	0.001600
		1	0.30	0.50	0.003125				
	3	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.30	0.50	0.003125				
2 x	4	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	5	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	6	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
3 x	7	3	0.30	0.30	0.000675	2 ²	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	8	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	9	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
1 y	1	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.40	0.30	0.000900
		1	0.50	0.30	0.001125				
	4	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	7	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
2 y	2	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.40	0.30	0.000900
		1	0.50	0.30	0.001125				
	5	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	8	3	0.30	0.30	0.000675	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
3 y	3	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.00	0.00	0.000000
		1	0.50	0.30	0.001125				
	6	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				
	9	3	0.00	0.00	0.000000	2	0.30	0.30	0.000675
		1	0.30	0.30	0.000675				

CARICHI

FORZE ORIZZONTALI

piano	x (m)	y (m)	F _x (t)	F _y (t)	M (tm)
3	1.75	5.00	2.00	0.00	0.00
2	3.80	4.20	5.00	0.00	0.00
1	4.25	3.50	3.50	0.00	0.00

RISULTATI

SPOSTAMENTO DEGLI IMPALCATI

telaio	impalcato	spostamento (mm)
1 X	3	3.301
	2	2.098
	1	0.851
2 X	3	4.018
	2	2.895
	1	1.329
3 X	3	4.973
	2	3.958
	1	1.966
1 Y	3	0.977
	2	1.010
	1	0.639
2 Y	3	0.140
	2	0.080
	1	0.081
3 Y	3	-1.054
	2	-1.248
	1	-0.715

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

telaio campata piano				momento a		taglio a	
				sinistra (tm)	destra (tm)	sinistra (t)	destra (t)
1 x	1 - 2	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		1.90	-2.01	-1.12	-1.12
		1		3.18	-2.76	-1.70	-1.70
	2 - 3	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		0.00	0.00	0.00	0.00
		1		1.82	-2.00	-0.76	-0.76
2 x	4 - 5	3		0.74	-0.90	-0.47	-0.47
		2		0.79	-0.60	-0.40	-0.40
		1		0.98	-0.91	-0.54	-0.54
	5 - 6	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		1.25	-1.00	-0.45	-0.45
		1		0.70	-0.82	-0.30	-0.30
3 x	7 - 8	3		0.80	-0.88	-0.48	-0.48
		2		2.13	-1.66	-1.08	-1.08
		1		2.96	-2.14	-1.46	-1.46
	8 - 9	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		1.13	-1.42	-0.51	-0.51
		1		1.76	-2.60	-0.87	-0.87
1 y	1 - 4	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		0.33	-0.21	-0.18	-0.18
		1		1.07	-0.63	-0.57	-0.57
	4 - 7	3		-0.04	0.05	0.02	0.02
		2		0.13	-0.19	-0.08	-0.08
		1		0.44	-0.72	-0.29	-0.29
2 y	2 - 5	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		-0.01	-0.02	-0.00	-0.00
		1		0.09	-0.05	-0.05	-0.05
	5 - 8	3		0.05	-0.05	-0.03	-0.03
		2		0.03	-0.04	-0.02	-0.02
		1		0.03	-0.06	-0.02	-0.02
3 y	3 - 6	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		0.00	0.00	0.00	0.00
		1		-1.02	0.68	0.56	0.56
	6 - 9	3		0.00	0.00	0.00	0.00
		2		-0.47	0.41	0.22	0.22
		1		-0.58	0.90	0.37	0.37

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

telaio pilastro piano			momento sup. (tm)	momento inf. (tm)	taglio (t)	sforzo normale (t)
1 x	1	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	1.90	-1.54	1.15	1.12
		1	1.64	-3.03	1.56	2.51
	2	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	2.01	-1.97	1.33	-1.12
		1	2.61	-3.52	2.04	-2.05
	3	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.00	0.00	0.00	0.00
		1	2.00	-3.22	1.74	-0.76
2 x	4	3	0.74	-0.35	0.36	0.47
		2	0.44	-0.41	0.28	0.87
		1	0.57	-1.03	0.54	1.41
	5	3	0.90	-0.81	0.57	-0.47
		2	1.04	-0.85	0.63	-0.42
		1	0.76	-1.13	0.63	-0.65
	6	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	1.00	-0.50	0.50	-0.45
		1	0.32	-0.91	0.41	-0.75
	7	3	0.80	-0.65	0.48	0.48
		2	1.49	-1.39	0.95	1.57
		1	1.58	-1.89	1.16	3.02
3 x	8	3	0.88	-0.86	0.58	-0.48
		2	1.93	-1.92	1.28	-1.06
		1	1.99	-2.10	1.36	-1.64
	9	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	1.42	-1.21	0.88	-0.51
		1	1.39	-1.80	1.06	-1.38
	1	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.33	-0.23	0.18	0.18
		1	0.84	-1.02	0.62	0.75
	4	3	-0.04	0.05	-0.03	-0.02
		2	0.39	-0.38	0.26	-0.12
		1	0.69	-0.70	0.46	-0.40
1 y	7	3	-0.05	0.08	-0.04	0.02
		2	0.27	-0.20	0.16	-0.06
		1	0.52	-0.62	0.38	-0.35
	2	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	-0.01	0.02	-0.01	0.00
		1	0.12	-0.14	0.08	0.05
	2	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	-0.01	0.02	-0.01	0.00
		1	0.12	-0.14	0.08	0.05
	2	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	-0.01	0.02	-0.01	0.00
		1	0.12	-0.14	0.08	0.05

3 y	5	3	0.05	-0.06	0.04	0.03
		2	-0.01	0.01	-0.00	0.04
		1	0.09	-0.09	0.06	0.02
	8	3	0.05	-0.05	0.04	-0.03
		2	-0.02	0.02	-0.01	-0.04
		1	0.08	-0.08	0.05	-0.07
	3	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	0.00	0.00	0.00	0.00
		1	-1.02	1.18	-0.73	-0.56
	6	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	-0.47	0.50	-0.32	-0.22
		1	-0.76	0.78	-0.51	-0.03
	9	3	0.00	0.00	0.00	0.00
		2	-0.41	0.33	-0.25	0.22
		1	-0.57	0.69	-0.42	0.59

L'effettivo sforzo normale in ciascun pilastro si ottiene sommando il suo peso proprio, lo scarico dei telai ortogonali e gli eventuali carichi concentrati.

APPENDICE

IL PROBLEMA DELLA VERIFICA DEGLI IMPALCATI NEGLI EDIFICI IN ZONA SISMICA

Aurelio Gherzi, Pietro Lenza

Sommario.

Si esamina il problema della verifica di resistenza e rigidità degli impalcati di edifici in zona sismica, necessaria per confermare il corretto impiego del modello di telaio spaziale a piani rigidi nell'analisi del fabbricato. Si propone l'esame sia della nuda struttura intelaiata che della stessa irrigidita da tompagnature, evidenziando problemi di interazione locale e globale.

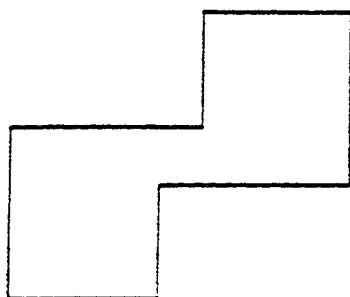
1. Introduzione.

Durante un terremoto, il movimento del terreno alla base di un fabbricato provoca accelerazioni in ogni massa presente in esso. L'edificio subisce un moto rigido di trascinamento che lo obbliga a seguire lo spostamento del terreno ed un moto di deformazione relativa, rispetto alla base fondale, dovuto all'elasticità del sistema [15]. Il sisma può quindi essere considerato in ogni istante equivalente ad un insieme di carichi orizzontali diffusi, pari alle forze d'inerzia.

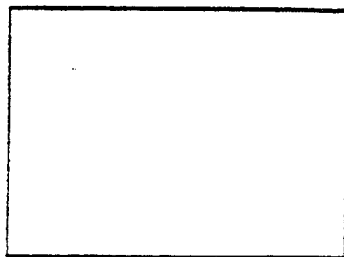
Nel definire il modello oggettuale dell'edificio, si prevede usualmente che esso sia dotato di impalcati orizzontali, continui e indeformabili nel loro piano, tali da costituire un vincolo mutuo tra i nodi della struttura. Grazie a tale ipotesi, nell'effettuare il calcolo del complesso spaziale è pos-

sibile considerare agente ad ogni livello direttamente l'azione complessiva, proporzionale alla massa totale ivi disposta.

Per accettare i risultati in tal modo conseguiti è però necessario controllare "a posteriori" l'attendibilità delle ipotesi formulate. La continuità è una caratteristica che dipende esclusivamente dalla geometria dell'impalcato, ed è quindi immediatamente riscontrabile. L'indefornabilità è invece legata anche ai carichi su esso agenti e richiede uno specifico controllo.



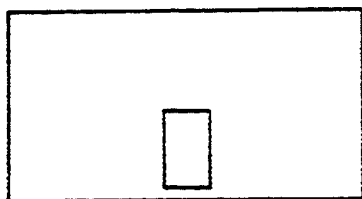
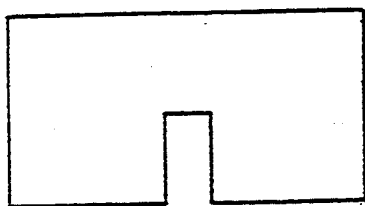
a) impalcato planimetricamente debole



b) impalcato compatto

FIG.1

Da un punto di vista puramente qualitativo, appare importante innanzitutto la forma planimetrica dell'impalcato. Nel caso di piante caratterizzate da sensibili restringimenti, come quella mostrata in figura 1a, l'ipotesi appare meno attendibile; infatti la deformazione, sia pure limitata alla zona più debole, può produrre anche notevoli variazioni di forma dell'intero impalcato; perché essa sia valida è quindi necessario che la distribuzione degli elementi resistenti verticali e dei carichi sia tale da non indurre sollecitazioni elevate nella zona più debole e che questa sia contemporaneamente ben rafforzata. Molto più idonee sono invece le forme compatte, come quella mostrata nella figura 1b. Nell'esprimere un giudizio sulle piante rettangolari allungate, spesso adottate dai progettisti architettonici, occorre tener presente che le rampe della scala sono elementi posti al di fuori del piano dell'impalcato, che presenta quindi in corrispondenza ad esse un sensibile restringimento (fig.2a). Un valido accorgimento per tali casi è proposto da A.Giliberti [11,14], che consiglia di realizzare la scala mediante una soletta rampante, che scarica su una trave di testata collegata mediante pilastri ad una trave posta alla stessa quota dei solai. La presenza di questa trave a livello del piano (fig.2b) aumenta infatti in misura rilevante la rigidità e la resistenza flessionale dell'impalcato (nel parlare di flessione si sottintende un modello di trave che, pur se non perfettamente rispondente alla realtà, può essere adottato quando la pianta è sensibilmente allungata).



a) impalcato con scala normale. FIG.2 b) impalcato con scala alla Giliberti

Ugualmente rilevante è la distribuzione degli elementi resistenti verticali. Tensioni e deformazioni nell'impalcato sono tanto minori quanto più diffusa ed uniforme è la presenza di irrigidimenti. L'ipotesi di impalcato indeformabile è quindi più attendibile nel caso di strutture intelaiate, mentre è più facile che cada in difetto per strutture dotate di un numero limitato di pareti in cemento armato o di tompagnature molto robuste e ben ammassate alla struttura intelaiata.

Per quanto utile, un esame qualitativo non è sufficiente per accertare la validità delle ipotesi. Occorre quindi verificare quantitativamente la rigidità dell'impalcato, cioè controllare che le deformazioni provocate dai carichi su esso agenti siano trascurabili rispetto alle deformazioni del complesso spaziale. Occorre però verificarne anche la resistenza, cioè controllare che le tensioni provocate da tali carichi siano ammissibili per il calcestruzzo e che sia ovunque disposta una armatura idonea ad assorbire gli sforzi di trazione.

Per effettuare le verifiche anzidette, occorre definire per l'impalcato uno schema geometrico e di carico. Col termine impalcato si indica in generale il complesso di solai e travi. Nei confronti di azioni orizzontali, quali quelle sismiche, esso è schematizzabile come una lastra nervata; la soletta del solaio ne rappresenta l'elemento principale, mentre travetti del solaio, travetti di ripartizione e travi ne costituiscono le nervature. Nel caso di piante molto allungate è possibile adottare, in alternativa a quello di lastra, il modello di trave alla De Saint Venant. La rispondenza teorica è minore, perché le due dimensioni della sezione sono nettamente differenti tra loro, ma i risultati ottenuti sono in genere accettabili, purché nel calcolare gli spostamenti si tenga conto anche della deformabilità tagliante.

Nel definire lo schema di carico è necessario far riferimento all'azione provocata dalla singola massa, e quindi schematizzare il sisma come un carico distribuito. Poiché usualmente le masse hanno una disposizione planimetrica regolare, si ottengono risultati sufficientemente corretti supponendo che esse siano distribuite uniformemente in pianta. Si valuterà in tal caso un carico sismico a metro quadro, come rapporto tra la forza totale

e la superficie dell'impalcato. Tale carico è bilanciato dalle azioni taglianti trasmesse dagli elementi verticali (pilastri ed eventualmente tompagni). A tale proposito, si noti che la presenza di tompagnature è stata trascurata nel calcolo dell'ossatura spaziale perché in genere essa comporta una riduzione globale delle sollecitazioni in travi e pilastri (anche se localmente può esservi un aggravio dello stato tensionale). Essa però comporta allo stesso tempo una variazione di distribuzione delle azioni taglianti che può invece risultare più gravosa per l'impalcato. Nel verificare quest'ultimo è quindi opportuno utilizzare più schemi di carico, corrispondenti alla assenza ed alla presenza di tompagnature.

2. Ossatura intelaiata priva di tompagni.

La risoluzione dello schema intelaiato tridimensionale fornisce i valori del taglio in tutti i pilastri. Sezionando la struttura in modo da isolare un impalcato (fig.3), questo può essere considerato come una lastra libera nello spazio, soggetta ad un insieme di carichi equilibrati: un carico distribuito equivalente al sisma ed azioni concentrate pari alla differenza tra i tagli dei pilastri superiori e di quelli inferiori. Si noti che per l'equilibrio alla rotazione sono necessari anche i tagli che nascono nei telai perpendicolari alla direzione dell'azione sismica.

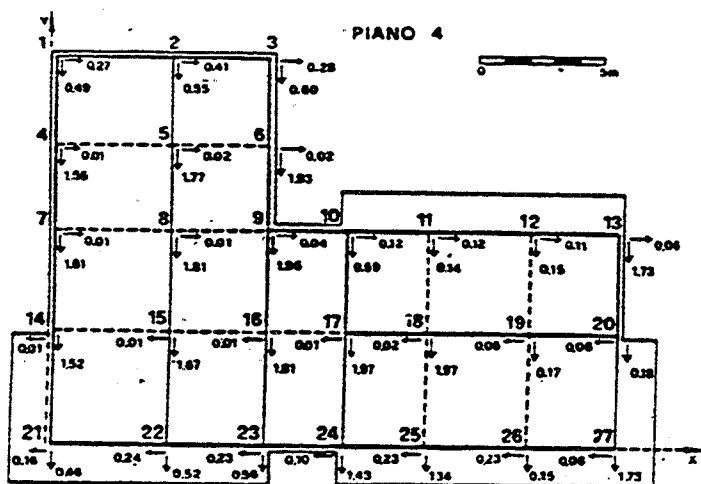


FIG.3 Sollecitazioni negli impalcati degli edifici.

Con riferimento al fabbricato esaminato in [13] si considera il quarto impalcato soggetto ai tagli trasmessi dai ritti superiori ed inferiori che complessivamente equilibrano l'azione sismica di piano (analisi statica, sisma in direzione y) considerata uniformemente distribuita sull'impalcato.

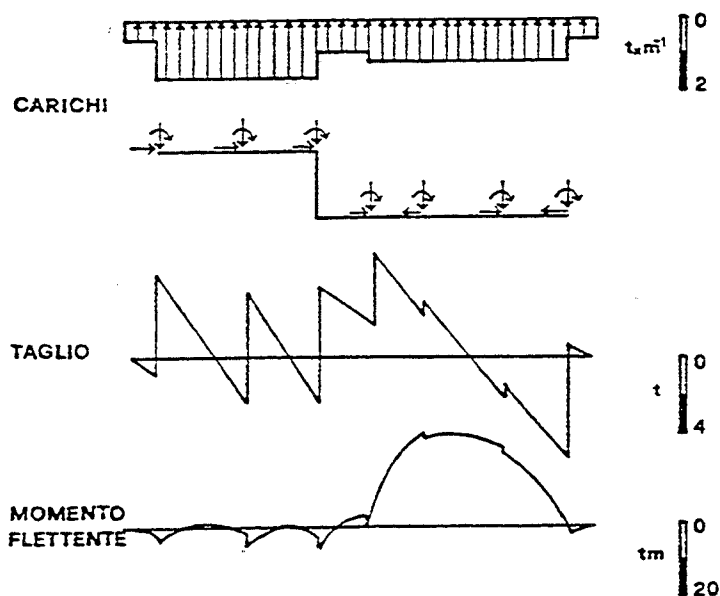


FIG.4a I diagrammi del taglio e del momento flettente per l'impalcato mostrato in fig.3 sono stati ottenuti assimilando l'impalcato ad una trave disposta nella fibra baricentrica, ove si trasportano le singole azioni taglienti con i relativi momenti.

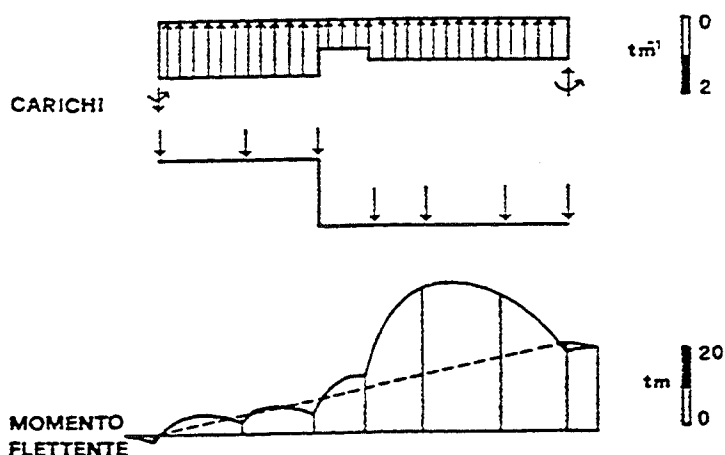


FIG.4b Se si trascura il contributo dei telai ortogonali alla direzione del sisma il momento squilibrato può approssimativamente considerarsi distribuito uniformemente lungo l'asse dell'impalcato; ciò corrisponde ad uno spostamento della fondamentale del diagramma (linea tratteggiata).

Nel caso di pianta di forma allungata, se per l'impalcato si utilizza il modello di trave l'entità del carico distribuito sarà ottenuta per ciascuna sezione moltiplicando il carico a metro quadro per la larghezza dell'impalcato. Tale carico è bilanciato da forze concentrate, poste in corrispondenza dei telai paralleli al sisma e pari alla somma algebrica dei tagli dei pilastri di ciascun telaio, e da momenti dovuti alle azioni taglianti ortogonali al sisma (fig.4a). Con una discreta approssimazione questi momenti possono essere sostituiti da un carico flettente uniformemente distribuito lungo l'asse della trave (fig.4b).

Deformazioni e sollecitazioni saranno tanto maggiori quanto più elevato è il carico sismico. Poiché le accelerazioni, e quindi le forze, dovute al terremoto sono massime ai piani superiori, le condizioni più gravose per tale schema si avranno quasi sempre nell'ultimo impalcato.

3. Ossatura intelaiata con tompagni.

La valutazione dell'effettivo contributo di un tompagno inserito in una maglia di un telaio presenta notevole complessità. La sua presenza infatti non altera l'integrità e la continuità della struttura intelaiata, ma può elasticamente contrastare l'avvicinamento dei vertici della maglia nella quale è inserito, mentre non esplica alcuna azione nel caso di allontanamento (vincolo interno unilaterale). Inoltre, se gli elementi in muratura non sono inizialmente ben ammorinati alla maglia del telaio in cemento armato l'interazione può verificarsi solo dopo deformazioni a volte cospicue.

Nelle applicazioni pratiche si utilizzano schematizzazioni semplificate. Il pannello può essere considerato come una lastra collegata ai nodi della struttura; in tal caso è però problematico tener conto della unilateralità del vincolo. Più semplicemente, e forse con maggior efficacia, può essere schematizzato come una coppia di pendoli che collegano i nodi diagonalmente opposti senza alterare l'integrità del telaio. Tali pendoli contrastano, come si è detto, solo l'avvicinamento dei relativi estremi. Per azioni orizzontali è quindi attivo in genere solo uno dei due.

Studi sperimentali svolti dal 1962 al 1977 da B.Stafford Smith [1], [2], [3], [5], [6] mostrano che la rigidità globale del complesso telaio-pannello dipende, oltre che dalle caratteristiche della muratura e dallo spessore del tompagno, anche dalla estensione della zona di contatto, e quindi sia dal rapporto base/altezza del pannello che dalla rigidità relativa dei due elementi. La larghezza B da assegnare alla sezione del pendolo può essere ottenuta come aliquota della lunghezza della diagonale del pannello l_d . Al

variare dei fattori anzidetti B è compresa tra 0.15 e 0.30 l_d . In base a tali considerazioni, la normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia [7], [8] consiglia di assumere cautelativamente una larghezza $B = 0.10 l_d$. M. Pagano [4], [9] propone invece di mettere in relazione la larghezza del pendolo con l'area A del pannello: $B = 0.5 A / l_d$. Tale espressione equivale a $B = 0.5 \sin \alpha \cos \alpha l_d$, dove α è l'angolo formato dalla diagonale con l'orizzontale. Per gli usuali rapporti base/altezza dei pannelli questa fornisce per B un valore compreso tra 0.20 e 0.25 l_d , comparabile con quelli ottenuti da Stafford Smith ma sensibilmente maggiore di quanto proposto dalla normativa.

Ancora più complesso è il caso di tompagni con aperture. Una modellazione abbastanza attendibile può essere ottenuta discretizzando il pannello mediante un insieme di lastre, con i problemi già citati relativi alla difficoltà di tener conto dell'unilateralità del vincolo. Ugualmente valido può essere lo schema di pendolo, purché la sezione venga opportunamente ridotta rispetto al caso del pannello non forato. Mancano però precise indicazioni bibliografiche sull'entità della riduzione, che andrà quindi effettuata sulla base dell'esperienza o di considerazioni semplificative.

Le incertezze evidenziate possono essere superate adottando un criterio di fascia di comportamento, cioè risolvendo più schemi limite, che massimizzano e minimizzano il contributo delle tompagnature. Adottando lo schema di pendolo, nel caso di pannelli pieni si potranno considerare come valori estremi per la sua larghezza quelli proposti da Pagano e dalla normativa citata. I tompagni dotati di aperture potranno essere considerati del tutto irrilevanti, oppure equivalenti, a meno di modeste riduzioni, ai pannelli pieni (fig.5).

Ulteriori problemi nascono per il fatto che la collaborazione statica dei tompagni è limitata sia dalla resistenza della muratura, caratterizzata da rottura fragile, sia dall'instabilità euleriana del pendolo (fuori dal piano del pannello). Entrambi i fenomeni producono, in pratica, la messa fuori uso dell'elemento resistente, con conseguente redistribuzione del tagliante assorbito.

Occorre infine ricordare gli effetti locali provocati dalla collaborazione dei tompagni sulle strutture intelaiate. L'azione del pannello, solo macroscopicamente schematizzabile come agente lungo la fibra diagonale, investe in realtà un certo tratto del ritto e del traverso del telaio in prossimità del nodo (fig.6a). Essa induce quindi in entrambi azioni taglienti e flettenti, che hanno entità rilevante, nonostante l'ampiezza limitata della zona interessata.

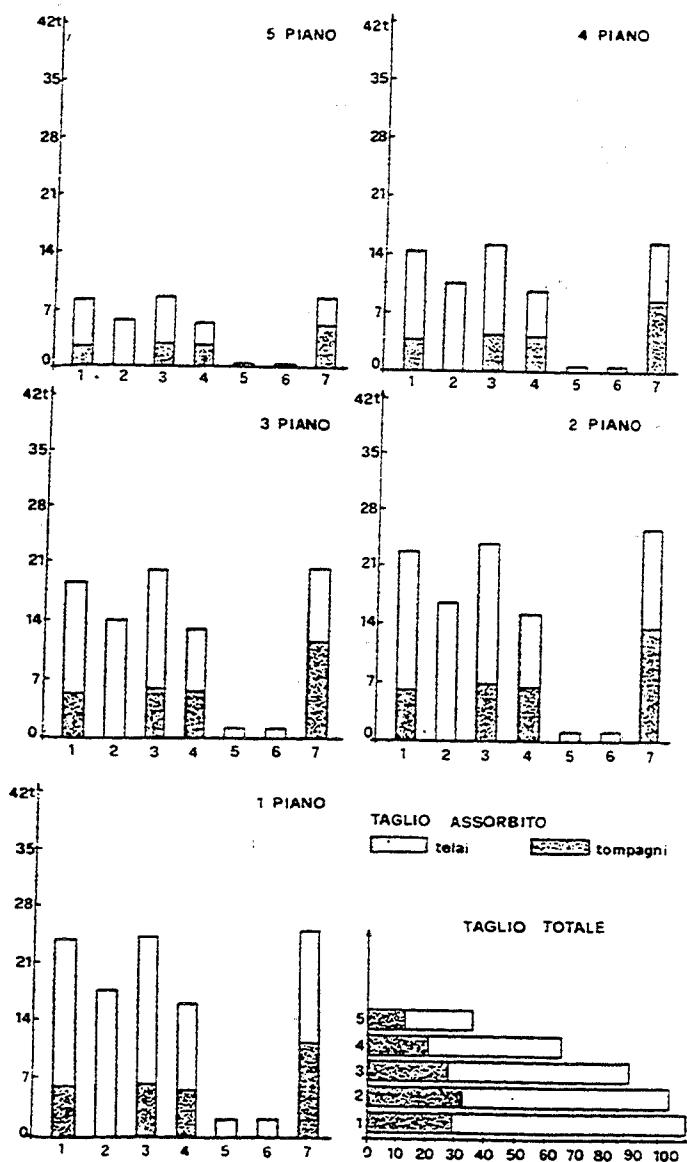


FIG.5 Con riferimento al fabbricato esaminato in [13] si considera il contributo dei tompagni all'assorbimento dell'azione sismica. I tompagni sono realizzati con doppia fodera di mattoni forati.

a) Viene trascurato il contributo dei tompagni dotati di aperture. La lunghezza del pendolo equivalente è calcolata con la formula proposta da M.Pagano.

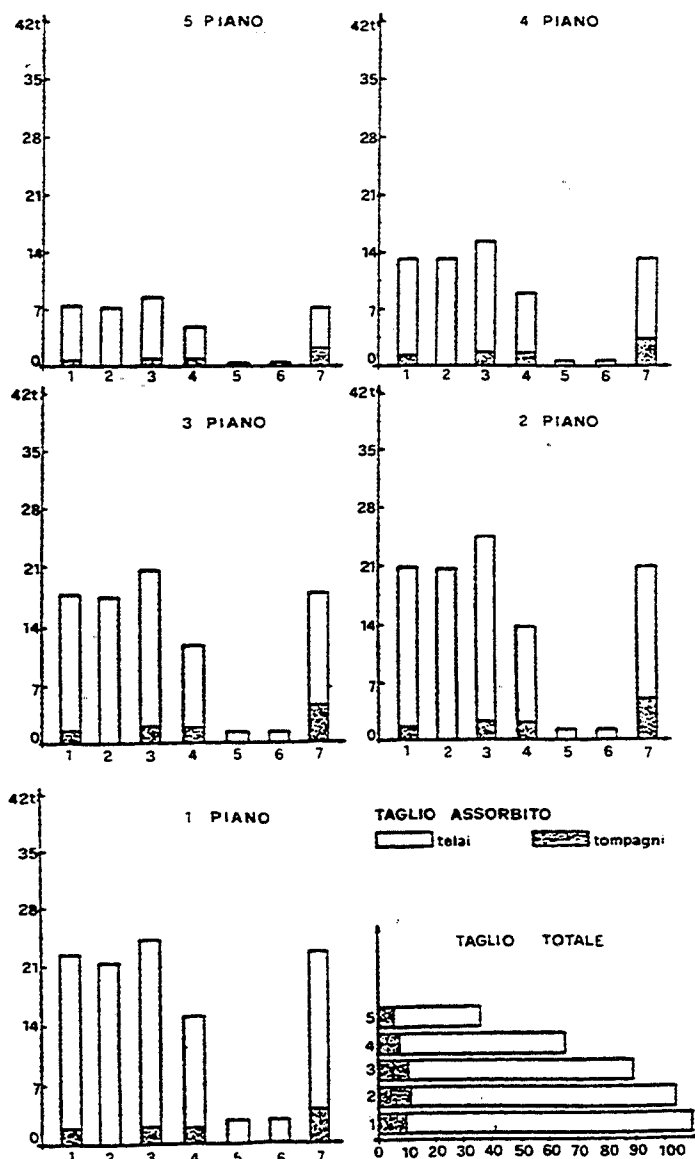


FIG.5b Viene trascurato il contributo dei tompagni dotati di aperture. La lunghezza del pendolo equivalente è calcolata con la formula proposta dalla normativa.

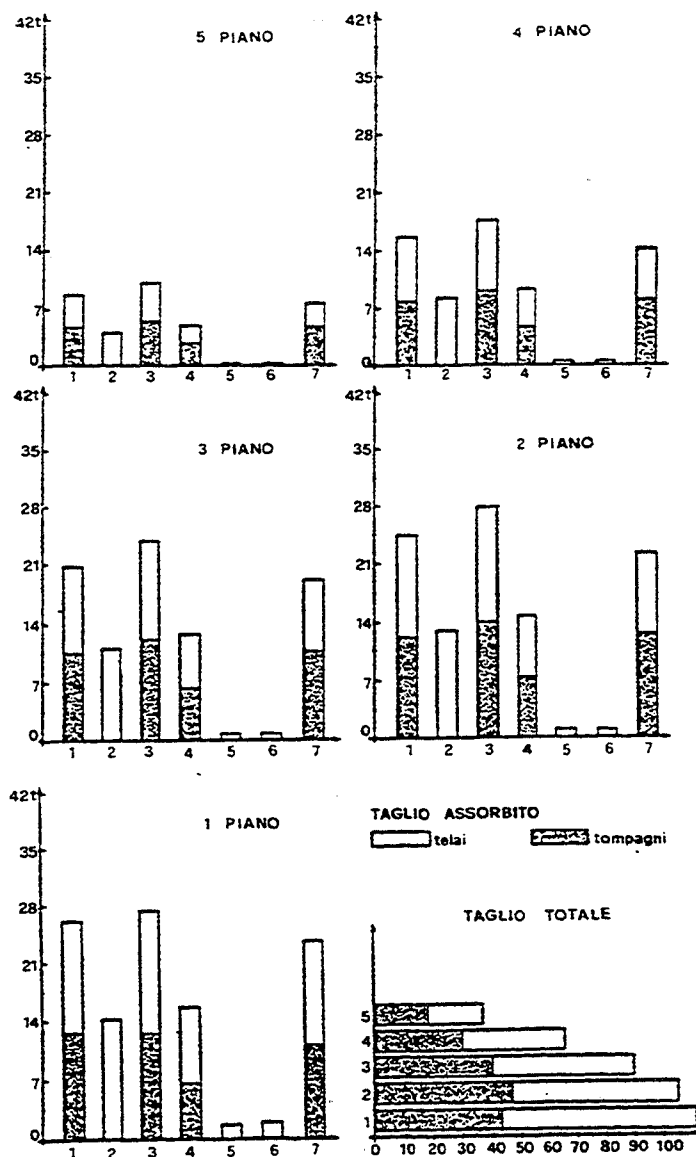


FIG.5c La rigidezza dei tompagni dotati di aperture è posta pari a $2/3$ (nel caso di finestra) e $1/3$ (in caso di porta-finestra) di quella di un analogo tompagno privo di aperture. La lunghezza del pendolo equivalente è calcolata con la formula proposta da M.Pagano.

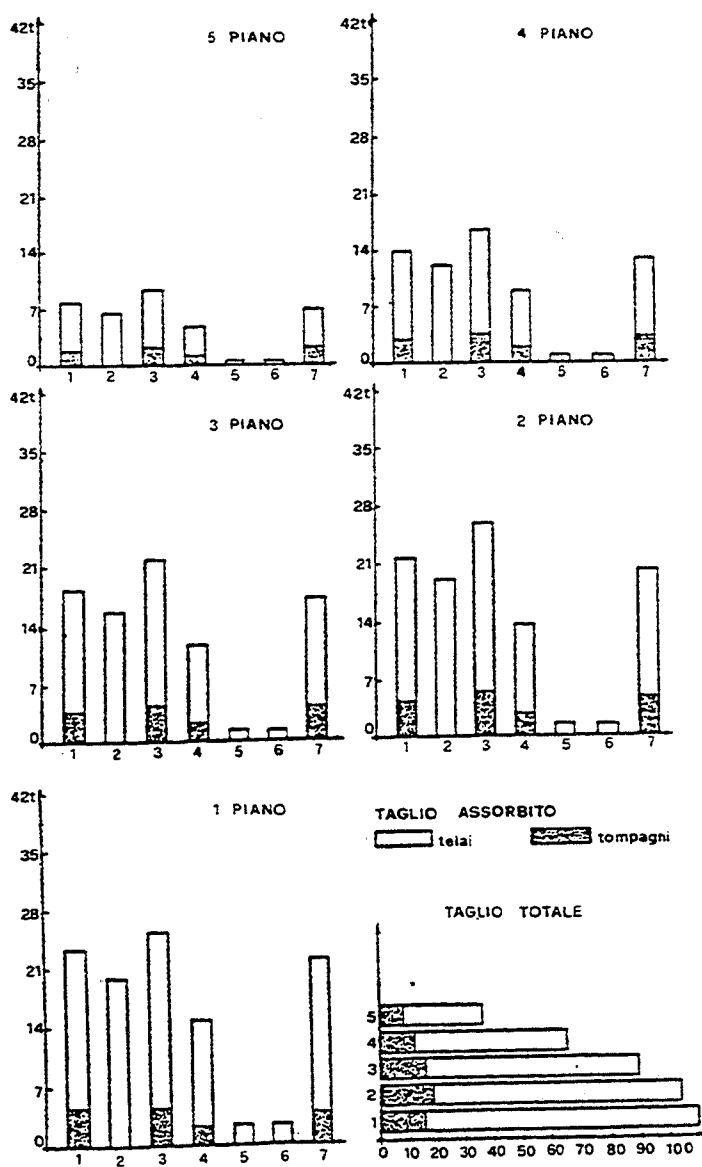


FIG.5d La rigidità dei tompagni dotati di aperture è posta pari a $2/3$ (nel caso di finestra) e $1/3$ (in caso di porta-finestra) di quella di un analogo tompagno privo di aperture. La lunghezza del pendolo equivalente è calcolata con la formula proposta dalla normativa.

L'azione tagliante T può essere stimata pari alla componente orizzontale (per i ritti) o verticale (per le travi) dello sforzo normale nel pendolo. L'azione flettente M può convenzionalmente essere valutata mediante l'espressione $M = Tl/10$, avendo indicato con l la lunghezza dell'asta del telaio. La presenza di queste azioni è un'ulteriore motivazione della particolare considerazione che merita la staffatura dei nodi e dei tratti terminali delle travi e dei pilastri negli edifici in zona sismica (fig.6b). Nel valutare lo sforzo normale ai fini di una verifica globale del ritto occorre ovviamente tenere conto anche dell'azione assiale, di compressione o trazione, indotta dalle tompagnature.

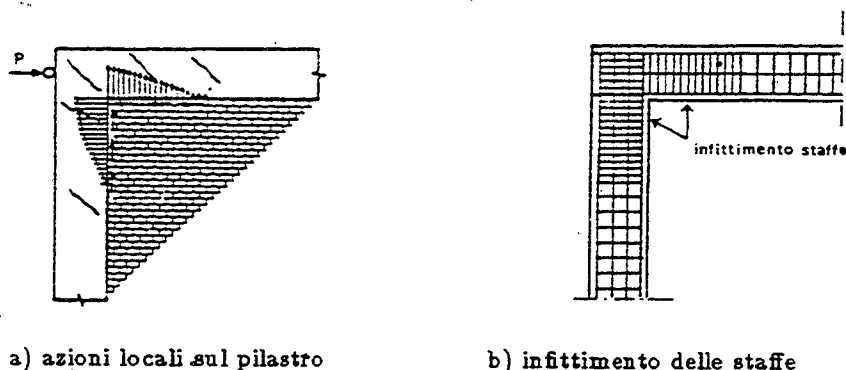


FIG.6

4. Schemi limite di comportamento in presenza di tompagni.

La collaborazione dei tompagni all'assorbimento dell'azione sismica è gravosa per l'impalcato, perché le tensioni e deformazioni che esso presenta durante un terremoto sono tanto maggiori quanto meno diffusi sono gli elementi resistenti verticali. Una valutazione immediata, a vantaggio di statica, delle condizioni dell'impalcato è quindi possibile ipotizzando che l'intera azione orizzontale venga bilanciata dai telai tompagnati. Si può addirittura supporre che risultino efficaci solo alcuni tra i tompagni, scelti in modo da massimizzare le sollecitazioni nell'impalcato. Gli schemi così ottenuti rappresentano un comportamento limite più gravoso e in genere molto distante da quello effettivo. Se però la deformazione da essi risultante è trascurabile rispetto agli spostamenti relativi degli impalcati e le tensioni sono modeste, tali da non richiedere un sensibile aumento dell'armatura disposta nella soletta, è ovviamente inutile effettuare una analisi più precisa.

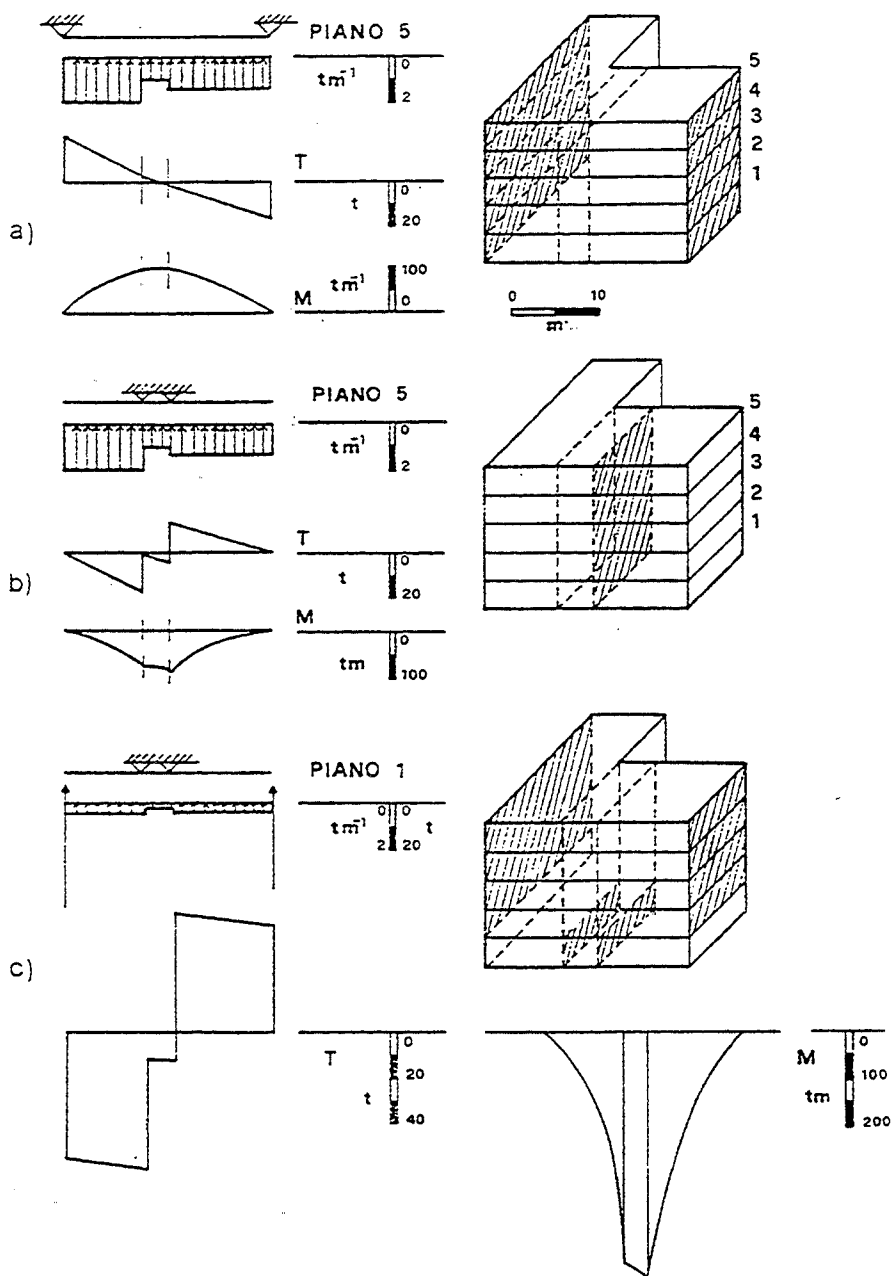


FIG.7 Alcuni schemi limite per l'edificio esaminato in [13], irrigidito da tompagnature rispettivamente nei telai laterali (a), in quelli del corpo scala (b) e per una combinazione assai sfavorevole dei due casi precedenti. Le sollecitazioni sono state determinate per ciascun caso al piano più sollecitato.

La scelta degli schemi limite deve essere effettuata da ciascun progettista, esaminando la pianta del fabbricato da calcolare. Come esempio, si prenda in considerazione un edificio di forma allungata (fig.7), in cui i rompagni sono disposti lungo il contorno ed in corrispondenza della scala. Un primo schema limite si ottiene trascurando i rompagni del vano scala ed ipotizzando che tutta l'azione sismica sia assorbita dai telai rompagnati perimetrali (fig.7a). L'impalcato può in tal caso essere riguardato come una trave appoggiata all'estremità. Un secondo schema corrisponde invece al trascurare i rompagni perimetrali ed ipotizzare che il sisma sia assorbito esclusivamente dal vano scala (fig.7b). Entrambi questi schemi provocano sollecitazioni e deformazioni massime dove le forze sismiche sono più elevate, cioè in genere all'ultimo impalcato.

La variazione della rompagnatura lungo l'altezza dell'edificio può portare a ulteriori schemi limite, ancora più gravosi perché coinvolgono la totalità delle forze sismiche anziché quelle relative ad un solo piano.

Tra le varie configurazioni vincolari, si esaminano a titolo di esempio due casi. Il primo è quello di un edificio avente rompagni perimetrali rigidi solo ad un piano, come ad esempio avviene nei cantinati quando le pareti esterne fungono anche da contenimento per il terreno. Anche in questo caso, analogamente alla situazione mostrata in figura 7a, si può ipotizzare che l'azione sismica venga assorbita interamente dai telai irrigiditi da tali pareti. In particolare, al carico orizzontale distribuito agente sul primo impalcato occorre però aggiungere i tagli trasmessi dai pilastri del secondo ordine che equilibrano globalmente l'azione sismica di tutti gli altri impalcati (dal secondo all'ultimo). Se, nello spirito di una valutazione rapida ma sufficientemente approssimata, si assimilano tali forze concentrate ad un carico distribuito, il primo impalcato potrà essere schematizzato come una lastra (o trave) semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico distribuito complessivamente pari all'intera azione sismica agente sul fabbricato.

Una situazione diversa si ha negli edifici dotati di robuste rompagnature lungo il perimetro esterno ed il corpo scala, nel caso che ad un piano il rompagno perimetrale sia molto più debole che agli altri livelli; questa situazione si verifica ad esempio quando il piano terra è adibito a negozi, dotati di ampie vetrine (fig.7c). In questo caso l'azione sismica, che agli altri ordini è equilibrata dai rompagni perimetrali e del vano scala, è assorbita a quel livello solo da questi ultimi. Lo stato tensionale dell'impalcato è quindi aggravato dal fatto che l'azione sismica relativa ai piani superiori si concentra all'estremità di esso. Una situazione del genere è poi globalmente più pericolosa per la struttura perché la presenza di un piano più debole (piano soffice) ne diminuisce la duttilità, rendendo inadeguate le azioni sismiche convenzionalmente prescritte dalla normativa.

5. Verifica di rigidezza.

Per controllare la rigidezza dell'impalcato, occorre valutarne la deformazione conseguente a ciascuno degli schemi individuati. Sia col modello di lastra che con quello di trave, si ipotizza che l'impalcato sia costituito da materiale omogeneo con modulo di elasticità pari a quello del calcestruzzo, trascurando la possibilità di parzializzazione per trazione, cioè ipotizzando la presenza di armature idonee ad assorbire tali tensioni.

Per quanto l'impalcato possa essere rigido, è inevitabile una sua deformazione, che comporta la variazione degli spostamenti dei telai piani costituenti la struttura rispetto a quanto previsto nel calcolo. Verificare l'attendibilità dell'ipotesi di impalcato indeformabile vuol dire quindi semplicemente controllare che le variazioni siano tali da non comportare cambiamenti apprezzabili dello stato tensionale di travi e pilastri. Occorrerebbe a tal fine confrontare la variazione di deformazione di due impalcati consecutivi con lo spostamento relativo fornito dalla risoluzione del telaio spaziale. Cautelativamente, si può esaminare la deformazione del singolo impalcato e considerarla accettabile se risulta essere almeno 10-20 volte minore dello spostamento relativo anzidetto.

Nei rari casi in cui l'ipotesi risulta non accettabile è possibile procedere iterativamente: si variano per tentativi gli spostamenti dei telai, in maniera congruente con la deformazione degli impalcati e rispettosa dell'equilibrio; si determina un nuovo insieme di tagli conseguente a questi spostamenti; si calcolano quindi i nuovi valori della deformazione. In genere la prima iterazione è sufficiente per una valutazione globale del fenomeno. Si osservi inoltre che l'impalcato tende sempre a deformarsi in maniera tale da ridurre gli spostamenti in corrispondenza degli elementi più rigidi, che risultano pertanto sgravati, ed incrementandoli per quelli più esili, che danno così un contributo maggiore (fig.8).

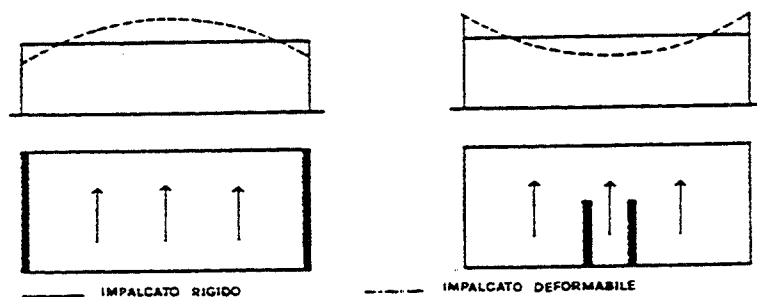


FIG.8 Diagramma degli spostamenti

6. Verifica di resistenza e armatura dell'impalcato.

Indipendentemente dal fatto di essere considerati infinitamente rigidi oppure deformabili, gli impalcato di un edificio antisismico hanno essenzialmente il compito di ripartire l'azione sismica tra i telai che compongono l'ossatura spaziale. Perché possano assolvere con efficacia a tale funzione, è necessario che essi siano in grado di sopportare le sollecitazioni che ne conseguono. Occorre pertanto verificare che la tensione di compressione risulti accettabile per il calcestruzzo e che l'armatura disposta nella soletta sia idonea ad assorbire la trazione (fig.9).

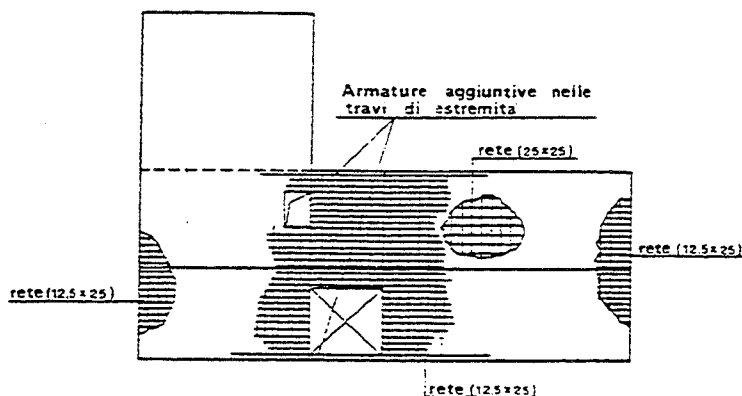


FIG.9 Armatura dell'impalcato.

La rete ordinariamente disposta ($\phi 8/25 \times 25$) viene infittita nelle sezioni più sollecitate. Armature suppletive possono essere necessarie nelle travi per la verifica della sezione più debole dell'impalcato.

Se nell'analizzare l'impalcato si è adottato il modello di lastra, occorre determinare in un numero sufficiente di punti le direzioni principali di trazione e compressione ed utilizzare per la verifica i valori corrispondenti delle tensioni.

Si può operare allo stesso modo anche se si è utilizzato il modello di trave. Dalle tensioni σ e τ , valutate in base alla flessione e al taglio, si può infatti risalire alle direzioni e tensioni principali.

In alternativa si può seguire fino in fondo il modello di trave, verificando a flessione e taglio le sezioni più pericolose, corrispondenti in genere

ai punti di attacco con gli elementi più rigidi (telai tompagnati o con pareti in c.a.) ed alle zone di minor ampiezza dell'impalcato (vano scala). Per coerenza con l'ipotesi di materiale omogeneo, le verifiche andrebbero effettuate considerando il materiale interamente reagente, e quindi con riferimento alla sezione geometrica dell'impalcato, costituita dalla soletta e dagli altri elementi longitudinali in calcestruzzo quali travi e travetti di ripartizione (fig.10). E comunque possibile, in alternativa, tener conto della parzializzazione della sezione o utilizzare schemi approssimati che affidino tutta la resistenza flessionale agli elementi più eccentrici.

Anche se complessivamente equivalenti, i diversi modelli di comportamento e di verifica possono portare a differenti disposizioni delle armature atte ad assorbire la trazione. In particolare, mentre la determinazione delle tensioni principali o lo schema di trave a sezione interamente reagente comportano la necessità di una armatura diffusa, il considerare la parzializzazione della sezione nella verifica a flessione spinge a concentrare l'armatura all'estremità.

È infine opportuno notare che la trazione che insorge in corrispondenza di travi poste alle estremità della sezione dell'impalcato andrebbe combinata con le sollecitazioni flessionali indotte dai carichi verticali su esse agenti; tali travi andrebbero quindi, più correttamente, verificate a tenso o pressoflessione.

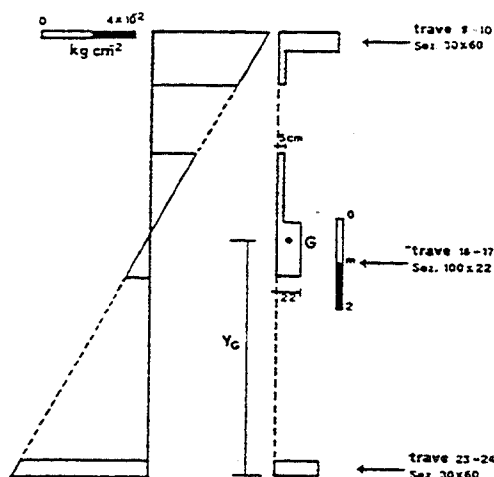


FIG.10 Sollecitazioni flessionali indotte da una coppia unitaria ($M = 1 \text{ tm}$) nella sezione trasversale più debole del fabbricato, in corrispondenza del vano scala e del foro dell'ascensore, nell'ipotesi che la scala a soletta rampante presenti una trave di testata a livello di piano [11,14]. La sezione è considerata di materiale omogeneo e resistente a trazione.

Bibliografia.

- [1] B.Stafford Smith, *Lateral stiffness of infilled frames*, Journal of structural division, ASCE, 1962.
- [2] B.Stafford Smith, *The composite behaviour of infilled frames*, Symposium on tall buildings, Southampton, 1966.
- [3] B.Stafford Smith, C.Carter, *A method of analysis for infilled frames*, Proc. ICE, 1969.
- [4] M.Pagano, *L'irrigidimento dei telai sottoposti a forze orizzontali*, Qualità e costi degli edifici in relazione ai materiali e ai sistemi di costruzione, 1969.
- [5] J.R.Riddington, B.Stafford Smith, *Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations*, The structural engineer, 1977.
- [6] B.Stafford Smith, J.R.Riddington, *The design of masonry infilled steel frames for bracing structures*, The structural engineer, 1978.
- [7] D.M. 2.7.1981, *Normativa per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia*.
- [8] *Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in cemento armato ed a struttura metallica danneggiati dal sisma*, 1981.
- [9] M.Pagano, *Teoria degli edifici*, vol.3°, tomo 2°, Liguori, Napoli, 1981.
- [10] A.Parducci, A.Checchi, *Interazione dei pannelli di muratura con i telai di cemento armato: comportamento del sistema strutturale per azioni complanari*, L'industria italiana del cemento, 1982.
- [11] A.Giliberti, *Progettare scale in zona sismica*, L'ingegnere italiano, 1983.
- [12] A.Carpinteri, *Effetto delle tamponature nelle strutture intelaiate sottoposte a sollecitazione sismica*, L'industria italiana del cemento, 1985.
- [13] A.Gherzi, *Edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a.*, I edizione, CUEN, Napoli, 1986.
- [14] A.Giliberti, *Una più razionale struttura della scala per edifici in zona sismica*, CUEN, Napoli, 1987.
- [15] P.Lenza, *Analisi dinamica di telai spaziali sottoposti ad eccitazione sismica del suolo*, dal volume Teoria degli edifici, vol.3°, tomo 3°, Liguori, Napoli, 1988.
- [16] M.De Matteo ed altri, *Sulla deformabilità dell'impalcato negli edifici in c.a. in zona sismica*, Industria italiana del cemento, in corso di stampa.

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

Aurelio Gherzi, Pietro Lenza

Sommario.

Si esaminano i principali sistemi di fondazione evidenziando le differenze con gli analoghi sistemi adottati in zona non sismica. Si valuta l'influenza della deformabilità dei vincoli di base dei telai sullo stato di sollecitazione della struttura in elevazione, generalmente trascurata in fase di dimensionamento; si indicano le procedure computazionali da adottare per tener conto del fenomeno.

1. Introduzione.

Le fondazioni di un edificio trasmettono al terreno il carico portato dai pilastri. La loro area di impronta è più ampia della sezione di quest'ultimi, perché il terreno è in genere capace di sopportare sollecitazioni molto minori di quelle accettabili per il materiale che costituisce i pilastri.

La scelta tra le diverse tipologie di fondazione è quindi dettata dalle caratteristiche meccaniche del terreno, che devono essere definite da una apposita relazione geotecnica. Per terreni via via peggiori, la scelta passa dai plinti isolati alle travi rovesce, ai reticoli di travi ed infine alle platee. Se il terreno è tanto scadente da rendere impossibile, o antieconomico, il ricorso a una fondazione di tipo diretto, si opta per le fondazioni su pali, in genere costituite da singoli plinti, ma se necessario anche da travi o platee

su pali.

Nel caso di edifici siti in zona sismica, alla precedente si affianca un'altra motivazione molto importante, legata all'essenza stessa dell'evento sismico.

Causa prima dei terremoti sono i lenti movimenti delle zolle di crosta terrestre, ipotizzati all'inizio del secolo da Wegener (deriva dei continenti) e definitivamente accettati negli anni '70 col modello di tettonica a zolle crostali. Lo scorrimento mutuo tra le rocce di zolle adiacenti, lungo le linee di contatto dette faglie, è frenato dall'attrito. Le rocce sono quindi costrette a deformarsi, accumulando elevatissime energie elastiche. L'improvvisa frattura delle rocce porta a scorrimenti tra i lati opposti della faglia che possono raggiungere l'entità di parecchi metri. Il moto si trasmette dal punto in cui ha avuto inizio (ipocentro) con onde elastiche di compressione e di taglio. Queste vibrazioni possono a loro volta causare ulteriori movimenti di masse di terreno, specialmente in zone franose.

I danni riscontrati a seguito di un terremoto sono dovuti essenzialmente a due motivazioni diverse. Una prima causa è l'oscillazione del terreno su cui poggia l'edificio, considerato come un blocco unico. Gran parte delle problematiche relative al "calcolo di edifici in zona sismica" vertono proprio sui modelli da utilizzare nello schematizzare e valutare l'effetto di tale moto sul fabbricato.

La seconda causa è invece il movimento relativo di parti del terreno su cui poggia uno stesso edificio. Appare evidente la necessità di evitare costruzioni in prossimità di una faglia, o in zone dichiaratamente franose. È però in ogni caso indispensabile realizzare un sistema di fondazioni tali da impedire movimenti relativi tra i pilastri del fabbricato. A tal fine la normativa richiede che le fondazioni siano collegate tra loro mediante travi in grado di sopportare forze di trazione o compressione pari a un decimo del carico verticale trasmesso dai pilastri.

Un'analisi accurata del complesso costituito da terreno, fondazioni e struttura in elevazione richiederebbe schematizzazioni complesse. Le fondazioni adottate nella pratica professionale sono però spesso molto meno deformabili della struttura in elevazione, consentendo di ipotizzare che quest'ultima sia perfettamente incastrata alla base.

Grazie a questa ipotesi, la determinazione dello stato tensionale in travi e pilastri risulta molto più agevole ed indipendente dal dimensionamento della fondazione, che può essere effettuato "a posteriori" (cioè dopo il calcolo della struttura in elevazione), considerando agenti su essa le azioni di incastro della struttura spaziale. Per poter accettare i risultati ottenuti, è però necessario controllare la validità dell'ipotesi, cioè valutare l'effetto provocato sull'elevazione dalle inevitabili deformazioni della fondazione.

2. Reticolo di travi di fondazione.

La presenza di consistenti azioni orizzontali sulla struttura in elevazione comporta per la fondazione una variazione nella distribuzione dei carichi verticali trasmessi e la presenza di momenti flettenti. Nel caso di fabbricati a struttura intelaiata, specialmente quando non vi sono grandi differenze di sezione tra i pilastri, le azioni flettenti sono distribuite con uniformità ed hanno entità tale da non risultare particolarmente rilevanti per le travi di fondazione. Il dimensionamento di queste può quindi essere effettuato seguendo i criteri validi per edifici siti in zona non sismica. Le sezioni che in tal modo si ottengono presentano normalmente una rigidezza flessionale e tagliante nettamente superiore a quella delle aste della struttura intelaiata. L'ipotesi che essa sia incastrata alla base appare quindi sostanzialmente corretta. Un controllo può comunque essere effettuato determinando abbassamenti e rotazioni dei punti di innesto dei pilastri. Se la loro entità non è molto elevata, è possibile valutare il momento flettente che insorgerebbe nelle travi per un cedimento relativo δ degli estremi ($M = 6EI\delta/l^2$) o nei pilastri per effetto della rotazione φ ($M = 4EI\varphi/l$) in assenza di altre deformazioni e sommare tale stato di sollecitazione a quello ottenuto nella risoluzione dello schema spaziale. Tale procedura, certamente non rigorosa, è cautelativa poiché induce a considerare nella struttura in elevazione tensioni, dovute alla deformabilità del complesso terreno-opere di fondazione, localmente maggiori di quelle effettive. In presenza di rotazioni e cedimenti differenziali rilevanti, occorrerebbe un calcolo più complesso, che tenga conto della effettiva integrazione tra fondazione e sovrastruttura. È però da notare che il reale effetto di abbassamenti anche elevati, che avvengano in un lungo periodo, è sensibilmente minore di quanto prevedibile con una analisi elastica, a causa degli adattamenti plastici della struttura in elevazione.

La situazione è completamente diversa nel caso di fabbricati che presentano irrigidimenti concentrati, come pareti in cemento armato. I momenti flettenti che insorgono in tali elementi sono infatti di entità molto elevata e condizionano decisamente la scelta delle dimensioni della fondazione. Anche l'ipotesi di incastro alla base risulta spesso poco attendibile. Essa va pertanto verificata sempre con molta accuratezza e se necessario rimossa.

Si presti inoltre attenzione ad un problema frequentemente riscontrato in tali casi. L'elemento di fondazione delle pareti viene dimensionato in base alle azioni che esso deve assorbire durante il sisma, cioè in un momento particolare e di durata molto breve rispetto alla vita della struttura. Esso è quindi nettamente sovradimensionato rispetto alla situazione corrente, in

cui sono presenti solo i carichi verticali. Le fondazioni dei pilastri, che in un edificio con pareti in cemento armato sono scarsamente sollecitati dal terremoto, sono invece dimensionate senza larghezza. Questa differenza può portare a cedimenti relativi non previsti, e conseguentemente a danni almeno agli elementi di tamponatura.

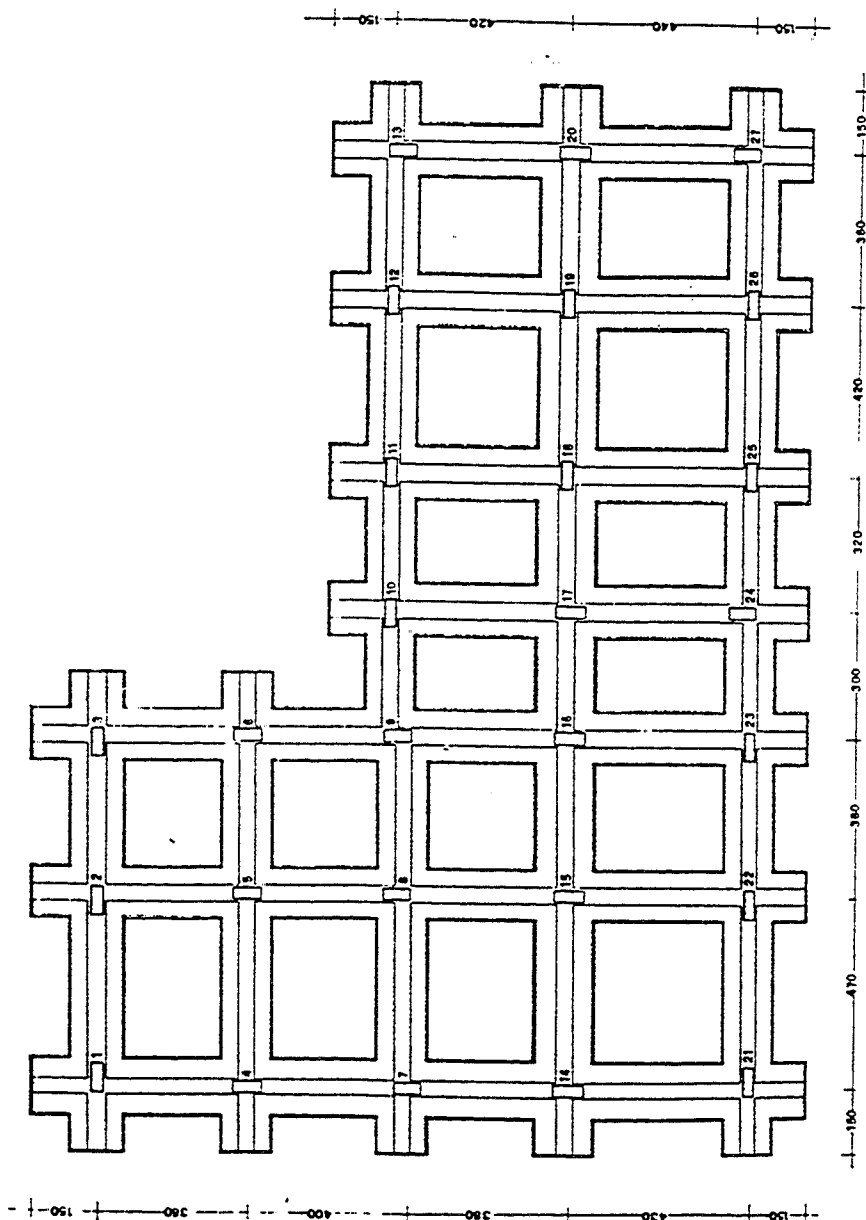


FIG.1 Reticolo di travi e fondazione

3. Plinti diretti.

Per verificare un plinto diretto occorre assegnarne le dimensioni e poi valutare il carico limite sopportabile, funzione delle caratteristiche del terreno, delle dimensioni del plinto ed anche dell'eccentricità e dell'inclinazione del carico su esso gravante. È però ancora comune tra gli strutturisti il ricorso al modello di Winkler, come relazione tra carichi e abbassamenti, e al concetto di "carico ammissibile" inteso come proprietà del terreno. In realtà l'effettivo carico ammissibile si ottiene dividendo il carico limite per un coefficiente di sicurezza; non si avrà quindi per esso un valore unico, bensì più valori dipendenti dai diversi fattori innanzi indicati.

Come si è appena detto, nel dimensionare i plinti diretti non si può trascurare l'eccentricità del carico, cioè l'effetto del momento flettente. Nell'ipotesi di risultante comunque contenuta nel nocciolo d'inerzia, secondo il modello di Winkler per una fondazione infinitamente rigida la massima tensione di esercizio sul terreno per un plinto di pianta rettangolare di lato h ed area A vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{h} \right)$$

cioè è incrementata rispetto alla tensione media di una aliquota dipendente dal rapporto tra eccentricità e dimensione del plinto. Il dimensionamento può quindi essere effettuato basandosi sulla tensione media, assumendo per essa un valore opportunamente ridotto (in genere di circa il 30%).

Poiché i plinti di un fabbricato sito in zona sismica sono sempre collegati tra loro da travi, nell'effettuare la verifica occorrerebbe conoscere in che modo il momento flettente, agente alla base del pilastro, si ripartisce tra plinto e travi. La rigidità del primo dipende ovviamente dalle caratteristiche del terreno ed è tanto minore quanto più esso è deformabile. Terreni molto cedevoli hanno però contemporaneamente anche caratteristiche meccaniche scadenti, ed i plinti in essi realizzati hanno dimensioni maggiori. La rigidità dei plinti è quindi spesso nettamente prevalente rispetto a quella delle travi di collegamento. Almeno in prima approssimazione si può quindi verificare ciascun plinto ipotizzando che esso assorba la totalità del momento flettente. Nel verificare le travi si assumerà invece cautelativamente che esse sopportino almeno il 50% dell'azione flettente.

Per una valutazione più precisa dell'interazione tra plinti, travi di collegamento e struttura in elevazione si può utilizzare il modello di telaio, inserendo in esso le travi e schematizzando i plinti come vincoli elasticamente cedevoli, aventi un legame lineare tra forza verticale e abbassamento

e tra momento flettente e rotazione:

$$N = K'y \quad ; \quad M = K''\theta.$$

Se il terreno è schematizzato come un semispazio elastico alla Bousinesq, le costanti elastiche sono fornite dalle espressioni:

$$K' = \frac{\beta_y \sqrt{BHE}}{(1 - \nu^2)}$$

$$K'' = \frac{BH^2 E}{I_\theta (1 - \nu^2)}$$

nelle quali B ed H sono le dimensioni del plinto, E e ν il modulo elastico ed il coefficiente di Poisson del terreno, β_y e I_θ due coefficienti adimensionali dipendenti dal rapporto B/H , tabellati da Lee, Whitman e Richart (fig.2).

Se si utilizza invece per il terreno il modello di Winkler, le costanti elastiche sono fornite da:

$$K' = cA$$

$$K'' = cI$$

essendo A ed I l'area ed il momento d'inerzia della base del plinto e c la costante di sottofondo del terreno.

(Lee, 1963; Whitman and Richart, 1967)

B/H	0.1	0.2	0.5	1	1.5	2	∞
I_θ	1.59	2.29	3.53	3.7	4.12	4.38	5.1

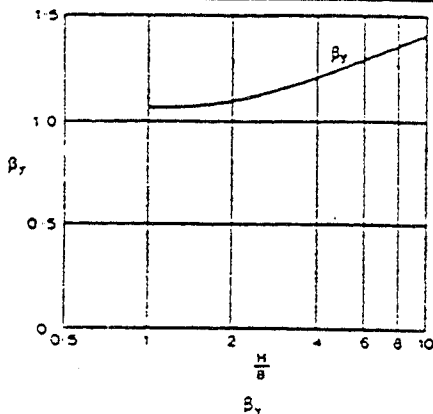


FIG.2

(Whitman and Richart, 1967).

Per il tipo di analisi innanzi descritto occorre adottare una procedura di calcolo che consideri tutti i gradi di libertà della struttura, cioè gli spostamenti orizzontali e verticali e le rotazioni dei nodi. Se si ha invece a disposizione un programma di calcolo che considera come incognite cinematiche solo gli spostamenti orizzontali dei traversi e le rotazioni dei nodi, si può simulare almeno in parte l'effetto del plinto con l'inserimento di ulteriori aste verticali. Più precisamente, il complesso di elementi di fondazione può essere schematizzato aggiungendo un piano inferiore, con spostamenti orizzontali impediti, i cui traversi sono costituiti dalle travi di collegamento ed i ritti hanno altezza e sezione tale da essere flessionalmente equivalenti ai plinti. Se h è l'altezza dell'interpiano aggiunto ed I il momento d'inerzia della sezione di un ritto, il legame momento-rotazione è espresso da:

$$M = 4 \frac{EI}{h} \theta$$

e per l'equivalenza dovrà quindi essere:

$$4 \frac{EI}{h} = K''$$

cioè

$$I = \frac{hK''}{4E}$$

In questo modo non è però possibile valutare l'effetto della cedevolezza verticale del plinto.

È evidente che entrambi tali approcci possono essere adottati fin dall'inizio del processo di verifica del fabbricato, consentendo di esaminare il comportamento globale del complesso costituito da telai in elevazione, reticolo di travi di collegamento, terreno ed opere di fondazione. Diventa in tal caso indispensabile predefinire interamente la geometria strutturale ed in particolare le dimensioni della fondazione. Per tale motivo nella prassi operativa si usa posticipare tale verifica globale. Essa peraltro non rende di norma necessarie modifiche delle sezioni in elevazione. Analisi numeriche, effettuate nel campo di variabilità dei parametri meccanici del terreno per fabbricati con travi di collegamento di sezione non molto dissimile da quella delle aste del telaio, hanno evidenziato solo modeste variazioni dello stato tensionale nei ritti e traversi della struttura in elevazione, a fronte di vistose variazioni nella ripartizione tra travi di collegamento e plinti; tali elementi quindi, nel campo delle geometrie usualmente adottate, costituiscono complessivamente un vincolo effettivamente prossimo all'incastro (fig.3).

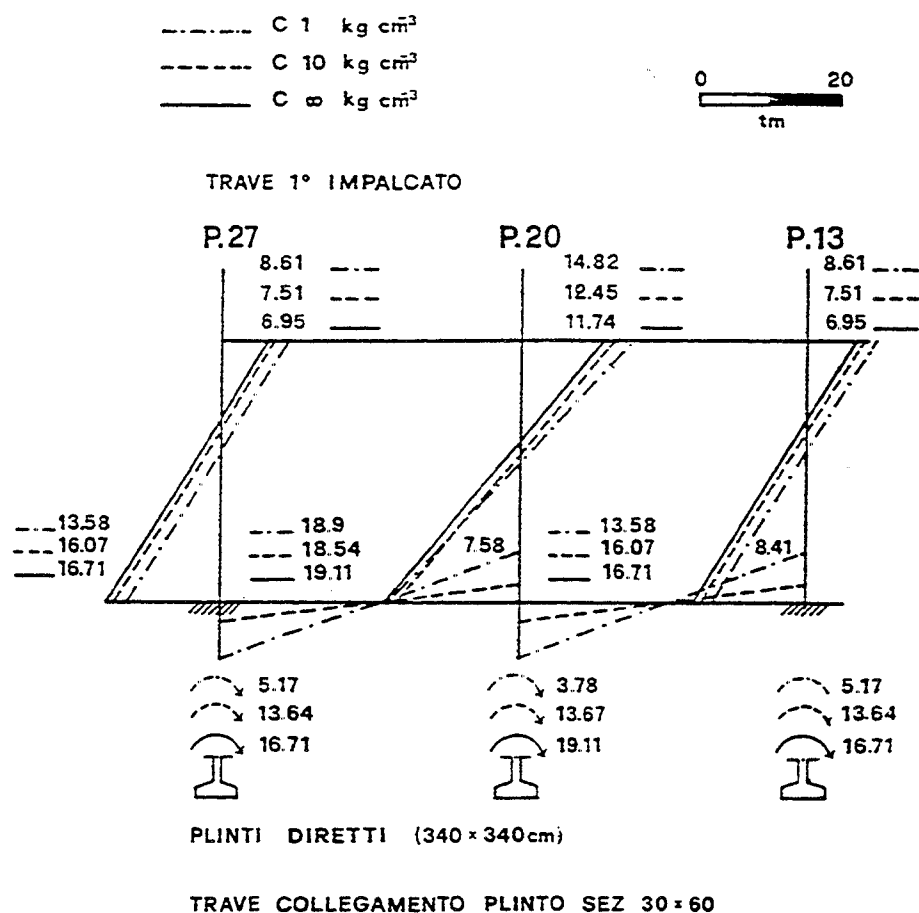


FIG.3 Analisi dell'interazione tra telaio, plinti e travi di collegamento.

Con riferimento al telaio 7y dell'edificio esaminato in [13] sottoposto a forze orizzontali da sinistra, si tiene conto della deformabilità angolare del vincolo di base, nell'ipotesi che le fondazioni siano costituite da plinti diretti, variando la costante di sottofondo ($c = 1 - 10 - \infty \text{ kg cm}^{-3}$).

4. Plinti su pali.

Nel caso di fondazioni su pali, il dato di base per la verifica è il carico limite del palo, che, diviso per un adeguato coefficiente di sicurezza, fornisce il carico ammissibile, cioè il carico massimo che si ritiene accettabile per esso. Nel caso di plinti soggetti solo ad azioni verticali, il carico di esercizio sul singolo palo è ottenuto immediatamente come rapporto tra carico totale e numero di pali. In presenza di azioni flettenti occorrerà tener conto dell'incremento di carico dovuto al momento. Ad esempio, nel caso di un plinto a quattro pali si ha:

$$P = \frac{N}{4} + \frac{M}{2d} = \frac{N}{4} \left(1 + \frac{2e}{d} \right)$$

essendo d la distanza tra i pali, in genere pari a tre volte il loro diametro. Si può quindi effettuare il dimensionamento basandosi su un carico medio opportunamente ridotto rispetto al valore ammissibile (in genere di circa il 30%) ed utilizzare poi formule analoghe a quella su riportata per la verifica.

Anche nel caso di plinti su pali, la presenza di travi di collegamento renderebbe necessaria una ripartizione delle azioni flettenti tra plinti e travi. Essendo in genere i primi più rigidi delle seconde, è ancora possibile assegnare, a vantaggio di sicurezza, il 100% del momento ai plinti ed il 50% alle travi.

Per una valutazione più precisa dell'azione mutua, il plinto può essere schematizzato come un vincolo cedevole, le cui costanti elastiche K' e K'' dipendono dalla deformabilità k del palo ($y = kP$). Per un plinto a quattro pali, posti a una distanza d , si ha:

$$K' = \frac{4}{k}$$

$$K'' = \frac{d^2}{k}$$

Nel caso di pali che lavorano per attrito laterale la deformabilità k dipende sia dalle dimensioni del palo che dalle caratteristiche del terreno e può essere ricavata mediante una prova di carico dopo la realizzazione della palificata. Se invece il palo lavora di punta, poggiando su un banco di roccia o di terreno molto compatto, essa è pari alla deformabilità estensionale:

$$k = \frac{l}{EA}$$

Anche per tale tipo di fondazioni sono possibili procedure di analisi che tengano conto dell'interazione tra struttura in elevazione, reticoli di collegamento e plinti di fondazione. Il problema è però più complesso perché a rigore occorre tener conto anche della cedevolezza orizzontale dei pali, che è un dato geotecnico di difficile valutazione. Sul piano operativo non vi sono difficoltà se si opera con un modello che tenga conto di tutti i gradi di libertà della struttura. Operando invece col modello di telaio flessionale con vincoli fissi è possibile tener conto solo della cedevolezza angolare del plinto, con la procedura già descritta nel paragrafo precedente (fig.4).

Bibliografia.

- [1] S.Chamecki, *Structural rigidity in calculating settlements*, Journal Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, 1956.
- [2] H.G.Poulos, D.Claps, *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, Wiley, 1974.
- [3] A.Chirugi, M.Merli, *Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche*, Atti dell'istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 1977.
- [4] E.Santucci De Magistris, C.Viggiani, *Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico*, VIII ciclo annuale di conferenze dedicate alla Mecc. dei terreni ed alla Ing. delle fondazioni, Politecnico di Torino, 1977.
- [5] C.Viggiani, *Alcune considerazioni sull'interazione statica fra terreno, fondazione e sovrastruttura*, XIII Convegno nazionale di geotecnica, Merano, 1978.
- [6] M.Bolton, *A guide to soil mechanics*, 1979.

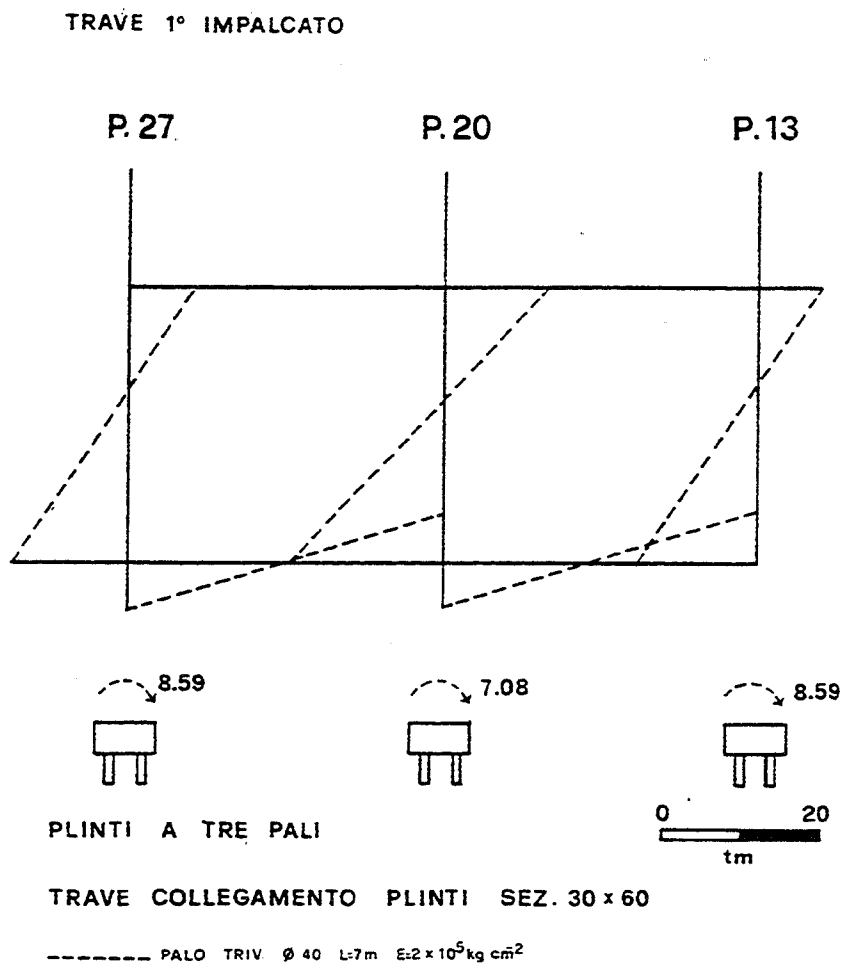


FIG.4 Analisi dell'interazione tra telaio, plinti e travi di collegamento.
 Con riferimento al telaio 7y dell'edificio esaminato in [13] sottoposto a forze orizzontali da sinistra, si tiene conto della deformabilità angolare del vincolo di base, nell'ipotesi che le fondazioni siano costituite da plinti a castello a 3 pali, di deformabilità assiale $EA/L = 359 \text{ t cm}^{-1}$.

FONDAZIONI SU PALI NEGLI EDIFICI IN ZONA SISMICA

Mario De Matteo

Sommario.

Si affronta il problema della ripartizione di sforzi normali accompagnati da momenti e di sforzi orizzontali tra un gruppo di pali. Le azioni orizzontali possono derivare da sisma, vento, pressione dell'acqua, spinta di terreni. Con riferimento all'edificio in zona sismica, ogni pilastro scarica sulla fondazione, per ogni condizione di carico, uno sforzo normale N , un momento M_{xx} , un taglio T_x , un momento M_{xy} e un taglio T_y . Per azioni orizzontali, agenti ad esempio in direzione x , sono prevalenti M_{xx} e T_x rispetto a M_{xy} e T_y derivanti da soli carichi verticali. Con riferimento ad un gruppo di pali (plinto singolo e/o platea) si ripartiscono tra i pali le azioni trasmesse dai pilastri. In quanto segue si fa l'ipotesi che l'elemento di fondazione che collega i pali sia infinitamente rigido e che quindi sia valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Per quanto concerne la definizione della portanza del singolo palo, il comportamento dei pali in gruppo, le interazioni palo-terreno e tutte le altre considerazioni di natura geotecnica si rinvia alla bibliografia specifica in materia.

1. Ripartizione di un sistema generico di carichi.

1.1. Baricentro di un sistema di masse.

Assegnato un sistema di m masse m_i e le coordinate (X_i, Y_i) di ognuna rispetto ad un sistema di assi cartesiani (O, X, Y) si ricercano le coordinate (X_G, Y_G) del baricentro G delle masse suddette.

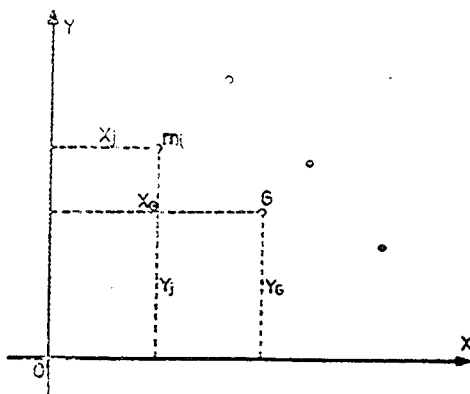


FIG.1

Per l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse Y si ha:

$$\sum_{i=1}^m m_i X_i = X_G \sum_{i=1}^m m_i$$

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^m m_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^m m_i} \quad (1)$$

Analogamente si ricerca l'ordinata del baricentro delle masse imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse X :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m m_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^m m_i} \quad (2)$$

1.2. Centro di sollecitazione.

Assegnato un sistema di carichi (P_j, M_{jx}, M_{jy}) e note le coordinate (X_j, Y_j) del punto di applicazione rispetto al sistema (O, X, Y) prima assunto, si ricerca il baricentro P di detti carichi, ossia il centro di sol-

lecitazione, come l'intersezione degli assi di sollecitazione paralleli rispettivamente agli assi X e Y.

Per l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse Y si ha:

$$\sum_{j=1}^m P_j \cdot X_j + \sum_{j=1}^m M_{jz} = X_P \sum_{j=1}^m P_j$$

$$X_P = \frac{\sum_{j=1}^m P_j \cdot X_j + \sum_{j=1}^m M_{jz}}{N}$$

Analogamente per l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse X si ha:

$$Y_P = \frac{\sum_{j=1}^m P_j \cdot Y_j + \sum_{j=1}^m M_{jy}}{N}$$

Nelle precedenti si è posto: $N = \sum_{j=1}^m P_j$

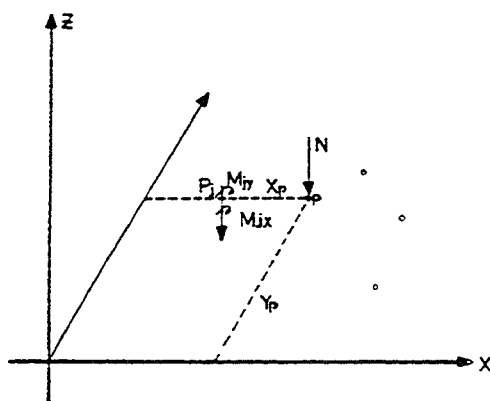


FIG.2

Se il sistema è del tipo (T_{jx}, T_{jy}) come in figura 3, analogamente si ricavano le coordinate del centro P di sollecitazione:

$$X_P = \frac{\sum_{j=1}^m T_{jy} \cdot X_j}{T_y}$$

$$Y_P = \frac{\sum_{j=1}^m T_{jx} \cdot Y_j}{T_x}$$

Nelle precedenti si sono posti:

$$\sum_{j=1}^m T_{jy} = T_y = \text{Risultante in direzione } y$$

$$\sum_{j=1}^m T_{jx} = T_x = \text{Risultante in direzione } x$$

La risultante vale: $T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$

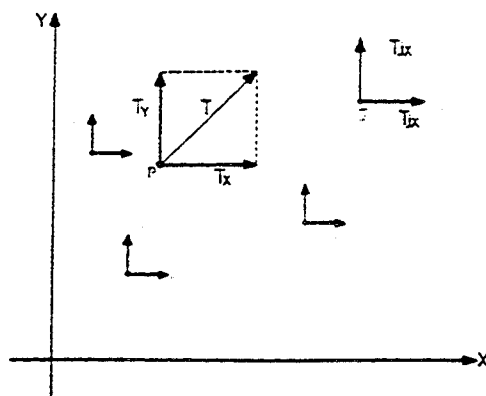


FIG.3

1.3. Ripartizione di uno sforzo verticale eccentrico N .

Si vuole ripartire tra un insieme di masse e/o rigidezze m_i uno sforzo verticale N applicato nel centro di sollecitazione $P(X_P, Y_P)$ diverso dal loro baricentro $G(X_G, Y_G)$. Per il principio di conservazione delle sezioni piane e per gli equilibri alla traslazione parallelamente all'asse Z e alla rotazione intorno agli assi Y e X si ha:

$$N_i = N \cdot m_i \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^m m_i} + \frac{(X_P - X_G)}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot (X_i - X_G)^2} \cdot (X_i - X_G) + \frac{(Y_P - Y_G)}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot (Y_i - Y_G)^2} \cdot (Y_i - Y_G) \right] \quad (3)$$

Se il carico N è eccentrico in una sola direzione, ad esempio X , risulta $Y_P - Y_G = 0$; nella precedente si annulla il terzo termine in parentesi.

Se assumiamo il sistema di riferimento con origine nel baricentro G delle masse, risultando $X_G = 0$ e $Y_G = 0$, la precedente diventa:

$$N_i = N \cdot m_i \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^m m_i} + \frac{X_P \cdot X_i}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot X_i^2} + \frac{Y_P \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot Y_i^2} \right)$$

1.4. Ripartizione di uno sforzo orizzontale T .

Si vuole ripartire lo sforzo orizzontale T applicato nel centro di sollecitazione $P(X_P, Y_P)$, diverso dal baricentro delle masse e/o rigidezze $G(X_G, Y_G)$, detto centro di torsione (fig.4).

Assumendo il principio di conservazione delle sezioni piane e imponendo gli equilibri alla traslazione orizzontale nella direzione di T e alla rotazione intorno alla retta per G parallela all'asse z si ottiene:

$$1) \text{ equilibrio alla traslazione} \quad T_i^t = \frac{T}{\sum_{i=1}^m m_i} \cdot m_i \quad (4)$$

$$2) \text{ equilibrio alla rotazione} \quad T_i^r = \frac{T \cdot e}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot d_i^2} \cdot m_i \cdot d_i \quad (5)$$

Nelle precedenti espressioni si è indicato con d_i la distanza della massa m_i dal centro di torsione G , che vale:

$$d_i = \sqrt{(X_i - X_G)^2 + (Y_i - Y_G)^2}$$

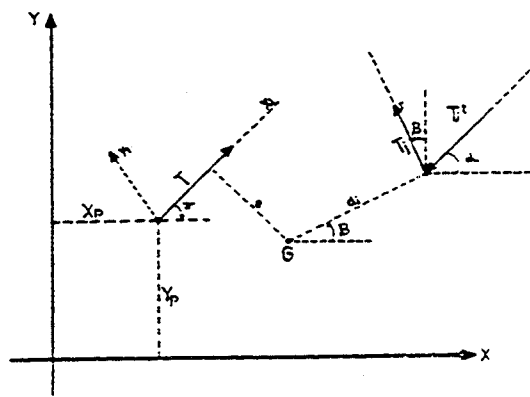


FIG.4

Lo sforzo tagliante T_i assorbito dalla massa m_i sarà la risultante degli sforzi T_i^t e T_i^r ; si noti che T_i^t ha direzione parallela allo sforzo T mentre T_i^r ha direzione ortogonale alla congiungente la massa m_i e il centro di torsione G .

Assumiamo un sistema locale con origine in P , asse X' concorde con T , asse Y' tale che il sistema (P, X', Y') sia concorde con il sistema (O, X, Y) . Definiamo l'angolo α di inclinazione dello sforzo T come l'angolo che l'asse X' deve compiere in senso orario per portarsi in posizione parallela e concorde con l'asse X .

Assumiamo inoltre l'eccentricità e positiva se il momento T_x è orario e le componenti dello sforzo sul palo positive se dirette nel verso contrario a quello assunto come positivo per gli assi X e Y .

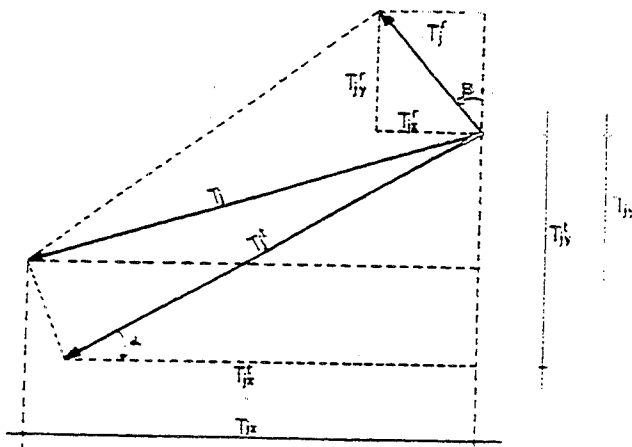


FIG.5

Detto β l'angolo di inclinazione della congiungente il centro di torsione con la massa m_i si calcolano in valore e segno le quantità:

$$\sin \beta = \frac{(Y_i - Y_G)}{d_i} \quad (6)$$

$$\cos \beta = \frac{(X_i - X_G)}{d_i} \quad (7)$$

Le componenti dello sforzo sul palo valgono:

$$T_{iz} = T_{iz}^t + T_{iz}^r = T_i^t \cos \alpha + T_i^r \sin \beta$$

$$T_{iy} = T_{iy}^t - T_{iy}^r = T_i^t \sin \alpha - T_i^r \cos \beta$$

Sostituendo nelle precedenti le espressioni (4), (5), (6) e (7), si ottiene:

$$T_{ix} = \frac{T \cdot \cos \alpha}{\sum_{i=1}^m m_i} \cdot m_i + \frac{T \cdot e}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot d_i^2} \cdot m_i \cdot (Y_i - Y_G) \quad (8)$$

$$T_{iy} = \frac{T \cdot \sin \alpha}{\sum_{i=1}^m m_i} \cdot m_i - \frac{T \cdot e}{\sum_{i=1}^m m_i \cdot d_i^2} \cdot m_i \cdot (X_i - X_G) \quad (9)$$

Note le componenti secondo gli assi X e Y si valuta lo sforzo risultante:

$$T_i = \sqrt{T_{ix}^2 + T_{iy}^2}$$

2. Platea su pali.

Il sistema di carichi (P_j, M_{jx}, M_{jy}) considerato al paragrafo 1 rappresenta l'insieme degli sforzi normali, dei momenti agenti nel piano $Z-X$ e dei momenti agenti nel piano $Z-Y$, trasmessi dai pilastri alla struttura di fondazione; analogamente il sistema di carichi (T_{jx}, T_{jy}) rappresenta l'insieme degli sforzi di taglio paralleli agli assi X e Y , trasmessi dai pilastri alla struttura di fondazione.

I due sistemi di sforzi innanzi citati sono in numero pari alle condizioni di carico considerate per la struttura in elevazione.

Nel caso di fabbricato in zona sismica risultano generalmente trascurabili, per azioni sismiche in direzione X , M_{jy} e T_{jy} mentre, per azioni sismiche in direzione Y , M_{jx} e T_{jx} .

2.1. Ripartizione degli sforzi normali.

Ricercate come prima detto la risultante N degli sforzi normali P_j e le coordinate del centro di sollecitazione $P(X_P, Y_P)$, si sostituisce nelle (1), (2), (3) alle masse m_i le rigidezze assiali W_i dei singoli pali ottenendo così le coordinate del baricentro delle rigidezze e lo sforzo normale nel palo generico.

La rigidezza assiale W_i deve essere determinata sperimentalmente, come rapporto tra lo sforzo applicato sul palo ed il corrispondente accorciamento.

Detto accorciamento è pari alla deformazione elastica del palo se quest'ultimo lavora esclusivamente di punta; in detta ipotesi si può assumere $W_i = K \cdot E_i \cdot A_i / l_i$.

Nell'ipotesi che K, E_i, l_i siano costanti ed essendo $A_i = \pi D_i^2 / 4$ si può assumere $W_i = K_1 \cdot D_i^2$.

In tal caso le coordinate del baricentro delle rigidzze (centro elastico della palificata) e lo sforzo sul palo diventano:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^m D_i^2 \cdot X_i}{\sum_{i=1}^m D_i^2} \quad (1')$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m D_i^2 \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^m D_i^2} \quad (2')$$

$$N_i = N \cdot D_i^2 \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^m D_i^2} + \frac{(X_P - X_G) \cdot (X_i - X_G)}{\sum_{i=1}^m D_i^2 \cdot (X_i - X_G)^2} + \frac{(Y_P - Y_G) \cdot (Y_i - Y_G)}{\sum_{i=1}^m D_i^2 \cdot (Y_i - Y_G)^2} \right] \quad (3')$$

Nel caso di platea su pali dello stesso diametro le precedenti si semplificano ulteriormente e diventano:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^m X_i}{m} \quad (1'')$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m Y_i}{m} \quad (2'')$$

$$N_i = N \cdot \left[\frac{1}{m} + \frac{(X_P - X_G) \cdot (X_i - X_G)}{\sum_{i=1}^m (X_i - X_G)^2} + \frac{(Y_P - Y_G) \cdot (Y_i - Y_G)}{\sum_{i=1}^m (Y_i - Y_G)^2} \right] \quad (3'')$$

Nel caso lo sforzo N cada sulla retta per G parallela all'asse Y , ossia $X_P = X_G$, si ha:

$$N_i = N \cdot \left[\frac{1}{m} + \frac{(Y_P - Y_G) \cdot (Y_i - Y_G)}{\sum_{i=1}^m (Y_i - Y_G)^2} \right]$$

Analogamente se N cade sulla retta per G parallela all'asse X , risultando $Y_P = Y_G$, si ottiene:

$$N_i = N \cdot \left[\frac{1}{m} + \frac{(X_P - X_G) \cdot (X_i - X_G)}{\sum_{i=1}^m (X_i - X_G)^2} \right]$$

Gli ultimi due casi si verificano generalmente per fabbricati in zona sismica e per azioni sismiche agenti rispettivamente in direzione Y ed in direzione X , se i momenti derivanti dalla direzione ortogonale per soli carichi verticali sono nulli.

2.2. Ripartizione di uno sforzo orizzontale.

Nota la risultante T degli sforzi di taglio e le coordinate del centro di sollecitazione $P(X_P, Y_P)$, si sostituisce nelle (1); (2), (4), (5) la rigidezza tagliente del palo alla grandezza m_i , ottenendo così le coordinate del baricentro delle rigidezze (centro di torsione) e i valori di T_i^t e T_i^r .

La rigidezza tagliente W_i^o deve essere determinata sperimentalmente, come rapporto tra la forza orizzontale applicata in testa al palo ed il corrispondente spostamento orizzontale.

Detto spostamento orizzontale è funzione delle caratteristiche del terreno, della condizione di vincolo della testa del palo, del diametro e della lunghezza del palo. Per maggiori dettagli sulla definizione della rigidezza tagliente si rinvia alla bibliografia.

Nel caso particolare che i pali abbiano tutti le stesse caratteristiche geometriche ed il terreno sia omogeneo, la rigidezza dei pali è costante e si ha:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^m X_i}{m} \quad (1''')$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m Y_i}{m} \quad (2''')$$

$$T_i^t = \frac{T}{m} \quad (4')$$

$$T_i^r = \frac{T \cdot e}{\sum_{i=1}^m d_i^2} \cdot d_i \quad (5')$$

Nell'ipotesi che i pali abbiano tutti la stessa rigidezza e lo sforzo T sia parallelo ad uno degli assi X e Y , come usualmente avviene nel caso di fabbricati siti in zona sismica, si ottiene:

per $T//X$:

$$T_{ix} = \frac{T}{m} + \frac{T \cdot (Y_P - Y_G) \cdot (Y_i - Y_G)}{\sum_{i=1}^m d_i^2} \quad (8')$$

$$T_{iy} = - \frac{T \cdot (Y_P - Y_G) \cdot (X_i - X_G)}{\sum_{i=1}^m d_i^2} \quad (9')$$

per $T//Y$:

$$T_{ix} = - \frac{T \cdot (X_P - X_G) \cdot (Y_i - Y_G)}{\sum_{i=1}^m d_i^2} \quad (8'')$$

$$T_{iy} = \frac{T}{m} + \frac{T \cdot (X_P - X_G) \cdot (X_i - X_G)}{\sum_{i=1}^m d_i^2} \quad (9'')$$

2.3. Conclusioni e considerazioni particolari relative a fabbricati in zona sismica.

Nel caso di fabbricato in zona sismica risulta:

N = peso del fabbricato

T = sommatoria di tutte le forze sismiche di piano

Se le rigidezze taglianti e assiali dei pali sono proporzionali, il centro elastico della palificata coincide con il centro di torsione. Detta coincidenza si verifica in particolare se tutti i pali hanno la stessa rigidezza assiale e la stessa rigidezza tagliante, ossia nel caso di pali uguali.

Le formule per la ripartizione di uno sforzo normale e di uno sforzo orizzontale, esplicitate per la platea, valgono ovviamente anche nel caso di plinti isolati.

Nel caso di plinti collegati, bisogna invece considerare la presenza di detti collegamenti e, nel caso conferiscano alla struttura di fondazione rigidezza sufficiente a far traslare e ruotare la stessa come un corpo rigido, la ripartizione deve essere effettuata, tenendo conto dello sforzo tagliante relativo a tutto il fabbricato, tra i pali dell'intera fondazione.

Dette considerazioni valgono anche nel caso che due o più plinti si comportino come un corpo rigido. In quest'ultima ipotesi si consiglia, ai fini del calcolo del massimo sforzo di taglio in testa al palo, di operare la ripartizione nella ipotesi di plinti operanti in gruppo e di plinti isolati; tra i due valori di T , così calcolati si sceglie, ai fini della verifica del palo, il maggiore.

Noti per ogni palo e per ogni condizione di carico lo sforzo assiale N_i e l'azione orizzontale T_i da applicare in testa al palo, conviene, prima di procedere alla verifica di resistenza ed al calcolo delle armature, verificare che lo sforzo N_i risulti minore o uguale del carico ammissibile sul palo.

Quando N_i in uno o più pali risulta maggiore del carico ammissibile si devono adottare uno o più dei provvedimenti seguenti:

- a) aumentare il numero dei pali;
- b) aumentare la sezione del palo;
- c) variare il posizionamento dei pali.

È molto importante il posizionamento dei pali che dovrebbe tendere ad una ripartizione uniforme dello sforzo N e dello sforzo T tra i pali, ottenendo così la palificata più economica. Per ottenere ciò, si deve fare in modo che la risultante dei carichi verticali e la risultante dei carichi orizzontali siano applicate nel baricentro della palificata; in tale ipotesi i pali si caricano uniformemente. In presenza di più schemi di carico, con riferimento al fabbricato in zona sismica, tale condizione può ottenersi per uno solo degli schemi; in tal caso conviene ottenere la uniformità di carico sui pali per la condizione di soli carichi verticali sul fabbricato.

Nota per ogni palo la coppia (N_i, T_i) per ogni condizione di carico, si devono tracciare i diagrammi del momento e del taglio lungo il palo ed effettuarne quindi la verifica a pressoflessione.

Per quanto concerne la definizione della funzione momento e della funzione taglio lungo il palo, dipendenti dalle caratteristiche del terreno e del palo nonché del vincolo in testa al palo, si rinvia alla bibliografia sull'argomento.

3. Plinto a m pali uguali disposti lungo una circonferenza.

Si vuole operare la ripartizione di uno sforzo normale, momento e taglio tra m pali uguali disposti lungo una circonferenza.

I pali sono disposti a distanza mutua l e l'angolo al centro, corrispondente alla corda tra due pali successivi, vale:

$$\alpha = \frac{360^\circ}{m}$$

Il legame $R - l$ risulta:

$$R = \frac{l/2}{\sin \alpha/2}$$

Detto β_0 l'angolo che il raggio per il primo palo forma con l'asse Y e β_i l'angolo che il palo i forma con lo stesso asse Y, tra i vari i valgono le seguenti relazioni:

$$\beta_1 = \beta_0$$

$$\beta_2 = \beta_1 + \alpha$$

$$\vdots$$

$$\beta_m = \beta_{m-1} + \alpha$$

Si è assunto un sistema di assi con origine nel centro della circonferenza, ossia nel baricentro dei pali.

Le coordinate del palo i , con le posizioni innanzi fatte, valgono:

$$X_i = R \sin \beta_i$$

$$Y_i = R \cos \beta_i$$

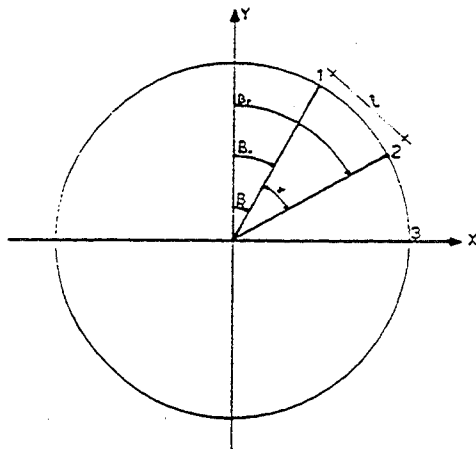


FIG.6

In presenza di uno sforzo normale N , di un momento M_{zy} e di un taglio T_y , detta H l'altezza del plinto, essendo

$$Y_P = \frac{M_{zy} + T_y \cdot H}{N}, X_P = 0, X_G = 0, Y_G = 0$$

dalla (3'') si ricava¹:

$$N_i = \frac{N}{m} + \frac{N \cdot Y_P \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^m Y_i^2} = \frac{N}{m} + \frac{N \cdot Y_P}{R^2 \cdot \sum_{i=1}^m \cos^2 \beta_i} \cdot R \cos \beta_i =$$

$$= \frac{N}{m} + \frac{N \cdot Y_P}{R \cdot m/2} \cdot \cos \beta_i = \frac{N}{m} \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P \cos \beta_i}{R} \right) \quad (10)$$

Lo sforzo di taglio nel palo i , essendo il baricentro dei pali coincidente con il centro di sollecitazione, risulta dalle (8'') e (9''):

$$T_{iz} = 0$$

$$T_{iy} = \frac{T_y}{m} \quad (11)$$

$$T_i = \frac{T_y}{m}$$

In presenza di uno sforzo N , di un momento M_{zx} e di un taglio T_x , analogamente al caso precedente, si ricavano:

$$X_P = \frac{M_{zx} + T_x \cdot H}{N}, \quad Y_P = 0, \quad X_G = 0, \quad Y_G = 0$$

$$N_i = \frac{N}{m} \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{R} \cdot \sin \beta_i \right) \quad (12)$$

$$T_i = \frac{T_x}{m} \quad (13)$$

Si semplificano nel seguito le espressioni (10), (11), (12) e (13) con riferimento ai plinti a 2, 3, 4, 5, 6 pali.

¹Per m intero ≥ 3 , qualunque sia β_0 si verifica:

$$\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 + \dots + \sin^2 \beta_m = \frac{m}{2}$$

$$\cos^2 \beta_1 + \cos^2 \beta_2 + \dots + \cos^2 \beta_m = \frac{m}{2}$$

3.1. Plinto a due pali.

Nel caso di plinto a due pali risulta:

$$m = 2$$

$$\alpha = 180^\circ$$

$$R = l/2$$

$$\beta_0 = 0^\circ$$

$$\beta_1 = 0^\circ$$

$$\beta_2 = 180^\circ$$

FIG. 7

In presenza di N, M_{zy}, T_y e tenuto conto che $\sum_{i=1}^m \cos^2 \beta_i = 2$, si ha:

$$N_i = \frac{N}{2} + \frac{N \cdot Y_P}{R^2 \cdot \sum_{i=1}^m \cos^2 \beta_i} \cdot R \cos \beta_i = \frac{N}{2} \left(1 + \frac{Y_P}{R} \cdot \cos \beta_i \right) =$$

$$= \frac{N}{2} \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l} \cos \beta_i \right)$$

Tenuto conto che $\cos \beta_1 = 1$ e $\cos \beta_2 = -1$ si ha:

$$N_1 = \frac{N}{2} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l} \right)$$

$$N_2 = \frac{N}{2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot Y_P}{l} \right)$$

In presenza di N, M_{zx}, T_x e tenuto conto che $\sum_{i=1}^m \sin^2 \beta_i = 0$, si ha:

$$N_i = \frac{N}{2} + \frac{N \cdot X_P}{R^2 \cdot 0} \cdot R \cdot 0 \quad (\text{indeterminata})$$

$$T_i = \frac{T_x}{2}$$

Il plinto a due pali non in grado di fronteggiare un momento M_{xx} per cui in direzione X è indispensabile la presenza di una trave di collegamento.

3.2. Plinto a tre pali.

Nel plinto a tre pali risulta:

$$m = 3$$

$$\alpha = 120^\circ$$

$$R = \frac{l/2}{\sin 60^\circ} = l \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}$$

$$\beta_0 = 0^\circ$$

$$\beta_1 = 0^\circ$$

$$\beta_2 = 120^\circ$$

$$\beta_3 = 240^\circ$$

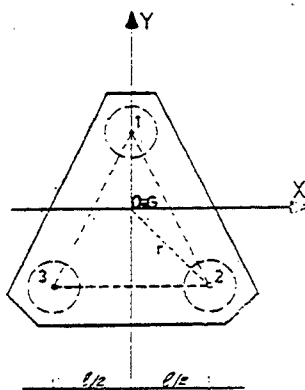


FIG. 8

In presenza di N , M_{xy} , T_y dalle (10) e (11) si ottiene:

$$N_i = \frac{N}{3} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}} \cdot \cos \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_y}{3}$$

Gli sforzi nei singoli pali, tenuto conto del relativo valore di $\cos \beta_i$, risultano:

$$N_1 = \frac{N}{3} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P \sqrt{3}}{l} \right)$$

$$N_2 = N_3 = \frac{N}{3} \cdot \left(1 - \frac{Y_P \cdot \sqrt{3}}{l} \right)$$

In presenza di N, M_{xx}, T_x dalle (12) e (13) si ottiene:

$$N_i = \frac{N}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{l \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}} \cdot \sin \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_x}{3}$$

Gli sforzi nei singoli pali valgono:

$$N_1 = \frac{N}{3}$$

$$N_2 = \frac{N}{3} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot X_P}{l} \right)$$

$$N_3 = \frac{N}{3} \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot X_P}{l} \right)$$

3.3. Plinto a quattro pali.

Risultano in questo caso:

$$m = 4$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$R = \frac{l/2}{\sin 45^\circ} = l \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\beta_0 = 45^\circ$$

$$\beta_1 = 45^\circ$$

$$\beta_2 = 135^\circ$$

$$\beta_3 = 225^\circ$$

$$\beta_4 = 315^\circ$$

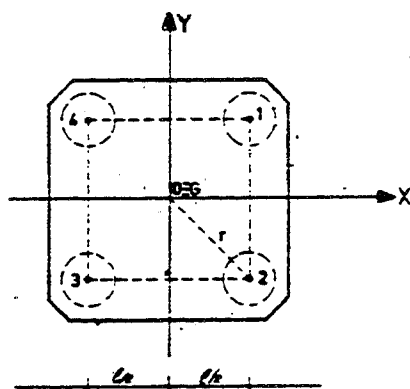


FIG.9

In presenza di N, M_{zy}, T_y si ha:

$$N_i = \frac{N}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} \cdot \cos \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_y}{4}$$

Gli sforzi nei singoli pali, valgono:

$$N_1 = N_4 = \frac{N}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l} \right)$$

$$N_2 = N_3 = \frac{N}{4} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot Y_P}{l} \right)$$

In presenza di N, M_{zx}, T_x si ottiene :

$$N_i = \frac{N}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{l} \cdot \sin \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_x}{4}$$

Gli sforzi nei singoli pali valgono:

$$N_1 = N_2 = \frac{N}{4} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{l} \right)$$

$$N_3 = N_4 = \frac{N}{4} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot X_P}{l} \right)$$

3.4. Plinto a cinque pali.

In questo caso risultano:

$$m = 5$$

$$\alpha = 72^\circ$$

$$R = \frac{l/2}{\sin(72^\circ/2)} = 0.85l$$

$$\beta_0 = 0^\circ$$

$$\beta_1 = 0^\circ$$

$$\beta_2 = 72^\circ$$

$$\beta_3 = 144^\circ$$

$$\beta_4 = 216^\circ$$

$$\beta_5 = 288^\circ$$

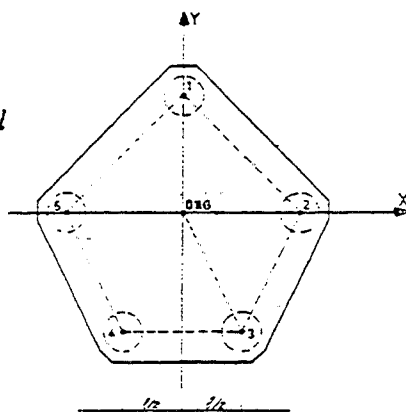


FIG.10

In presenza di N, M_{zy}, T_y si ha:

$$N_i = \frac{N}{5} \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{0.85 \cdot l} \cdot \cos \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_y}{5}$$

Gli sforzi nei singoli pali valgono:

$$N_1 = \frac{N}{5} + \frac{N \cdot Y_P}{2.125 \cdot l}$$

$$N_2 = N_5 = \frac{N}{5} + \frac{N \cdot Y_P \cdot 0.31}{2.125 \cdot l}$$

$$N_3 = N_4 = \frac{N}{5} - \frac{N \cdot Y_P \cdot 0.81}{2.125 \cdot l}$$

In presenza di N, M_{zx}, T_x si ha:

$$N_i = \frac{N}{5} \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{0.85 \cdot l} \cdot \sin \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_x}{5}$$

Gli sforzi nei singoli pali valgono:

$$N_1 = \frac{N}{5}$$

$$N_2 = \frac{N}{5} + \frac{N \cdot X_P \cdot 0.95}{2.125 \cdot l}$$

$$N_3 = \frac{N}{5} + \frac{N \cdot X_P \cdot 0.59}{2.125 \cdot l}$$

$$N_4 = \frac{N}{5} - \frac{N \cdot X_P \cdot 0.59}{2.125 \cdot l}$$

$$N_5 = \frac{N}{5} - \frac{N \cdot X_P \cdot 0.95}{2.125 \cdot l}$$

3.5. Plinto a sei pali.

In questo caso risultano:

$$m = 6$$

$$\alpha = 60''$$

$$R = l$$

$$\beta_0 = 30''$$

$$\beta_1 = 30''$$

$$\beta_2 = 90''$$

$$\beta_3 = 150''$$

$$\beta_4 = 210''$$

$$\beta_5 = 270''$$

$$\beta_6 = 330''$$

FIG.11

In presenza di N, M_{zy}, T_y si ha:

$$N_i = \frac{N}{6} \left(1 + \frac{2 \cdot Y_P}{l} \cdot \cos \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_y}{6}$$

Gli sforzi nei singoli pali valgono:

$$N_1 = N_6 = \frac{N}{6} \left(1 + \frac{Y_P}{l} \sqrt{3} \right)$$

$$N_2 = N_5 = \frac{N}{6}$$

$$N_3 = N_4 = \frac{N}{6} \left(1 - \frac{Y_P}{l} \sqrt{3} \right)$$

In presenza di N, M_{zx}, T_x si ha :

$$N_i = \frac{N}{6} \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{l} \cdot \sin \beta_i \right)$$

$$T_i = \frac{T_x}{6}$$

Gli sforzi nei singoli pali risultano:

$$N_1 = N_3 = \frac{N}{6} \left(1 + \frac{X_P}{l} \right)$$

$$N_2 = \frac{N}{6} \left(1 + \frac{2 \cdot X_P}{l} \right)$$

$$N_4 = N_6 = \frac{N}{6} \left(1 - \frac{X_P}{l} \right)$$

$$N_5 = \frac{N}{6} \left(1 - \frac{2 \cdot X_P}{l} \right)$$

4. Progetto dei plinti su pali.

Nel seguito si fa riferimento esplicito, per il progetto e le verifiche, al caso del plinto a due pali potendosi, con opportune modifiche, utilizzare le stesse formule per i plinti con più di due pali.

4.1. Progetto a flessione.

Si fa l'ipotesi di plinto di normale altezza, ossia di plinto per il quale sia ipotizzabile un comportamento a trave e sia quindi schematizzabile come due mensole incastrate a filo pilastro e caricate dalla reazione dei pali.

Con riferimento alla figura 12 il momento a filo pilastro risulta:

$$M = P \cdot d$$

Si può progettare l'altezza del plinto con la seguente:

$$h = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (14)$$

essendo r funzione delle sollecitazioni ammissibili nel calcestruzzo e nelle armature nonché del rapporto E_f/E_c e $b = (D + 10 + 10)$.

Definita l'altezza del plinto si calcola l'armatura a flessione da disporre inferiormente a filo pilastro:

$$A_f = \frac{M}{0.9 h \sigma_f} = \frac{P \cdot d}{0.9 h \sigma_f} \quad (15)$$

4.2. Progetto a punzonamento e a taglio.

Il diagramma della caratteristica tagliante è costante e vale $T = P$.

Si assume la sollecitazione tangenziale costante e pari al valore massimo:

$$\tau = \frac{P}{0.9 b h}$$

a) punzonamento

Con riferimento alla sezione A-B di fig.12 lo sforzo di trazione vale:

$$F_1 = \frac{\tau b h}{\sqrt{2}} = \frac{P}{0.9 b h} \cdot \frac{b h}{\sqrt{2}} = \frac{P}{0.9 \sqrt{2}}$$

L'area dei sagomati da disporre nella sezione A-B vale:

$$A_f^{(2)} = \frac{F_1}{\sigma_f} = \frac{P}{0.9 \sqrt{2} \sigma_f} \quad (16)$$

b) taglio

Con riferimento alla sezione A-C di fig.12 lo sforzo di trazione vale:

$$F_2 = \tau b d \sqrt{2} = \frac{P}{0.9 b h} \cdot b d \sqrt{2} = \frac{P d \sqrt{2}}{0.9 h}$$

L'area dei sagomati da disporre nella sezione A-C vale:

$$A_f^{(3)} = \frac{F_2}{\sigma_f} = \frac{P d \sqrt{2}}{0.9 h \sigma_f} \quad (17)$$

Detta area deve essere presente in tutte le sezioni parallele alla sezione A-C ed è relativa alla lunghezza $d \cdot \sqrt{2}$.

Ricerchiamo l'area a punzonamento da disporre nel tratto generico Δz (pari al rapporto tra $A_f^{(2)}$ e la lunghezza $h/\sqrt{2}$ moltiplicato per la lunghezza Δz):

$$A_f^{(2)}(\Delta z) = \frac{P}{0.9\sqrt{2}\sigma_f} \cdot \frac{1}{h/\sqrt{2}} \cdot \Delta z = \frac{P\Delta z}{0.9h\sigma_f} \quad (16')$$

Si ricerca analogamente l'area a taglio da disporre nel tratto generico Δz :

$$A_f^{(3)}(\Delta z) = \frac{P d\sqrt{2}}{0.9h\sigma_f} \cdot \frac{1}{d\sqrt{2}} \cdot \Delta z = \frac{P\Delta z}{0.9h\sigma_f} \quad (17')$$

Confrontando le espressioni (16') e (17') si evince che, con riferimento al tratto generico Δz inclinato di 45° rispetto all'orizzontale, l'area di sagomati è la stessa a punzonamento e a taglio, per cui si può calcolare detta area con un'unica formula.

Si può concludere che, per ogni valore Δz , qualunque sia la sua posizione, bisogna intercettare la stessa area di sagomati, per cui è opportuno disporre uniformemente le armature e quindi, a parità, di diametro a distanza costante.

Ponendo $\Delta z = 100$ cm ed esprimendo P in kg, h in cm e σ_f in kg cm^{-2} , l'area di sagomati a metro lineare diventa:

$$A_{f, \text{ sag}} = \frac{P \cdot 100}{0.9h\sigma_f} \quad (18)$$

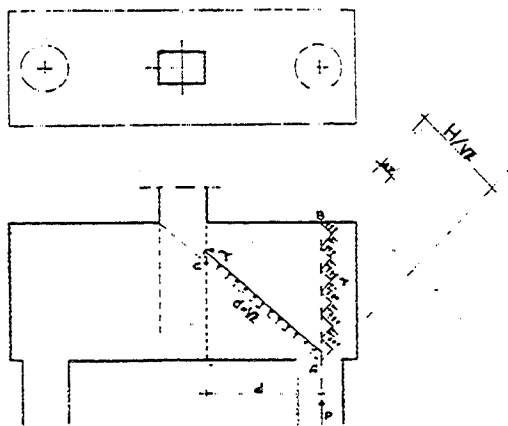


FIG. 12

4.3. Progetto a rottura.

Quando l'altezza del plinto cresce, circostanza che generalmente si verifica per conferire al plinto la capacità di comportarsi come un corpo rigido e ripartire, in presenza di solo sforzo normale, equamente tra i pali lo sforzo, il modello che meglio interpreta il comportamento effettivo del plinto è quello a rottura.

Il modello (fig.13) è costituito da puntoni in calcestruzzo (elementi 1 e 2) e tirante di base in acciaio (elemento 3).

I puntoni, in analogia con le lesioni che si osservano a rottura, presentano rispetto all'orizzontale una inclinazione variabile tra 45° e 90° .

In particolare l'inclinazione vale 45° in presenza di solo taglio, vale 90° in presenza di sola flessione e assume valori compresi tra 45° e 90° in presenza contemporanea di flessione e taglio.

Detta inclinazione si pone generalmente in funzione del rapporto $\varphi = M / T H$ e assume i valori limiti 45° per $\varphi = 0$ e 90° per $\varphi = \infty$.

Nel caso del plinto per rendere trascurabile il regime flessionale rispetto a quello tagliente si fa in modo che risulti $d_1 \leq h$ (per $d_1 = h$ risulta $\varphi = 1$).

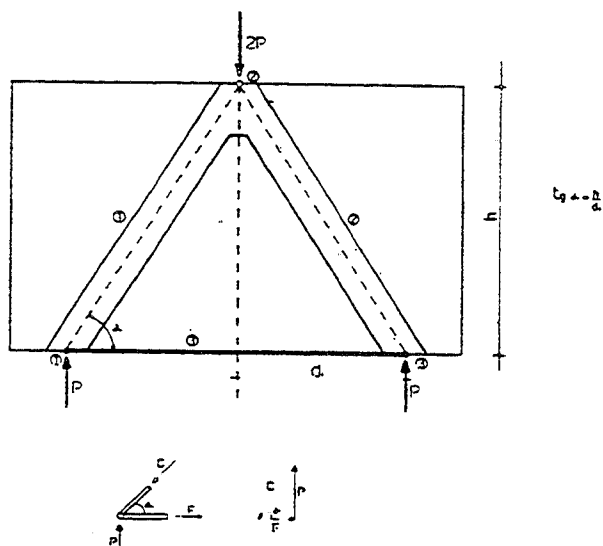


FIG.13

Per semplicità i singoli elementi vengono considerati incernierati agli estremi.

Per l'equilibrio del nodo 1 si ha:

$$C = \frac{P}{\sin \alpha}$$

$$F = \frac{P}{\tan \alpha} = \frac{P d_1}{h}$$

Dalla precedente si evince che al crescere del rapporto d_1/h cresce lo sforzo nel tirante; per $d_1/h < 1$ risulta $F < P$, per $d_1/h = 1$ risulta $F = P$ e per $d_1/h > 1$ risulta $F > P$.

L'ultima possibilità $d_1/h > 1$ comporterebbe una inclinazione del puntone $< 45^\circ$ in contrasto con la circostanza ormai acquisita che la inclinazione assume il valore minimo di 45° ; per $d_1/h > 1$ il modello a rottura cade in difetto.

Perché il modello a rottura sia applicabile deve risultare $d_1/h \leq 1$ e quindi $h \geq d_1$.

Lo sforzo nel tirante per quanto sopra assume valori $\leq P$

L'area del tirante risulta:

$$A_f = \frac{F}{\sigma_f} = \frac{P d_1}{h \sigma_f} \quad (\text{valore max } P/\sigma_f) \quad (19)$$

Si noti come per $d_1 = d/0.9$ l'area del tirante risulta eguale ad A_f calcolata a flessione nella sezione a filo pilastro.

Per $d_1 = h$ detta area assume il valore massimo $A_f = P/\sigma_f$, cioè è pari al rapporto tra il taglio e la σ_f ; essa è proprio l'area da disporre inferiormente nelle travi semplicemente appoggiate, prevista al paragrafo 5.3.3 delle "Norme Tecniche" decreto 1/4/1983 del Ministero LL.PP.

4.4. Conclusioni.

Con le considerazioni finora esposte si possono trarre le seguenti conclusioni relativamente al progetto dell'altezza del plinto e delle sue armature.

a) progetto altezza

- a flessione

$$h = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

- a taglio e/o punzonamento

$$h = \frac{P}{0.9 b \tau}$$

- a rottura

$$h \geq d_1$$

Tra i tre valori precedenti di h si adotta il maggiore.

b) progetto armature

- a flessione

$$A_f^{(1)} = \frac{P d}{0.9 h \sigma_f} \quad \left(\text{superflua per } d_1 \geq \frac{d}{0.9} \right)$$

- a rottura

$$A_f = \frac{P d_1}{h \sigma_f} \quad \left(\text{a vantaggio di statica si può assumere } A_f = \frac{P}{\sigma_f} \right)$$

- a taglio o punzonamento

$$A_{f sag} = \frac{P \cdot 100}{0.9 h \sigma_f}$$

In termini applicativi le fasi sono le seguenti:

- calcolare l'area dei sagomati a metro lineare e disporli uniformemente;
- calcolare l'area a rottura e disporla diritta inferiormente;
- calcolare l'area a flessione a filo pilastro e confrontarla con quella a rottura; per $h \geq d_1$ le differenze sono lievi ed anche se l'area a flessione risultasse maggiore di quella a rottura, comunque la presenza di sagomati oltre il filo pilastro sarebbe sufficiente ad integrare quest'ultima.

Bibliografia.

- [1] M. Pagano, *Teoria degli edifici*, Liguori, Napoli.
- [2] M. Como, G. Lanni, *Elementi di costruzioni antisismiche*, Cremonese, Roma.
- [3] C. Cestelli Guidi, *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, Hoepli, Milano.
- [4] G. Menditto, *Esercitazioni di tecnica delle costruzioni*, Liguori, Napoli.
- [5] M. De Matteo, *Ricerca teorico-sperimentale sulla rottura in regime flessotagliante di travi in c.a.*, Industria italiana del cemento, Roma, luglio-agosto 1984.

DOMINI DI RESISTENZA $M-N$.

Assegnata una sezione soggetta a pressoflessione, è possibile valutare, per ciascuna coppia delle caratteristiche di sollecitazione momento flettente M e sforzo normale N , l'ammissibilità delle conseguenti tensioni. L'insieme delle coppie di valori accettabili costituisce, nel piano $M-N$, un dominio, delimitato da una curva che verrà indicata col termine "curva limite nel piano $M-N$ " o più sinteticamente "diagramma $M-N$ ".

La valutazione di ammissibilità può essere fatta con riferimento sia alle tensioni di rottura del calcestruzzo e snervamento dell'acciaio (nel qual caso si parlerà di domini limite a rottura) che alle tensioni ammissibili. Nella verifica delle strutture in zona sismica si farà sempre riferimento a questo secondo caso, essendo per esse attualmente esclusa la possibilità di un calcolo a rottura:

L'uso dei diagrammi $M-N$ può rendere più rapida la verifica a pressoflessione delle sezioni dei pilastri dell'edificio. Lo stato tensionale sarà infatti accettabile se il punto che rappresenta la coppia $M-N$ si trova all'interno o sulla frontiera del dominio.

La maggiore utilità si riscontra, però, non tanto nella verifica quanto nella scelta delle armature da disporre in una assegnata sezione. Se per essa si determinano i domini corrispondenti a quantità diverse di armatura, si ottiene nel piano $M-N$ un insieme di curve, che delimitano ciascun dominio. Per ciascuna coppia delle caratteristiche di sollecitazione si può allora individuare graficamente quale sia la quantità di armatura necessaria perché il punto che rappresenta tale coppia sia all'interno del dominio. Diventa inoltre facile valutare visivamente quale tra le numerose coppie $M-N$ che

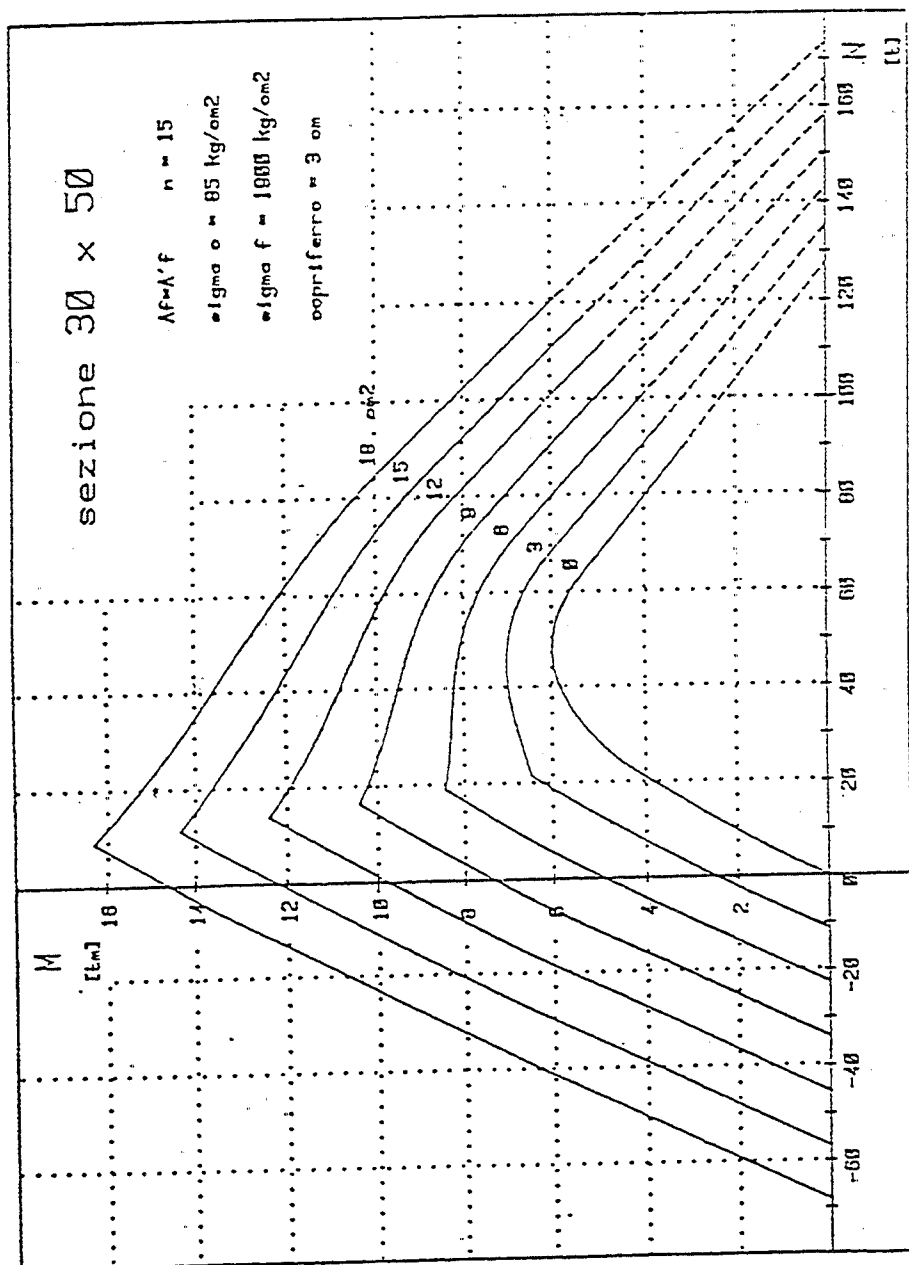
sollecitano la sezione sia la più gravosa.

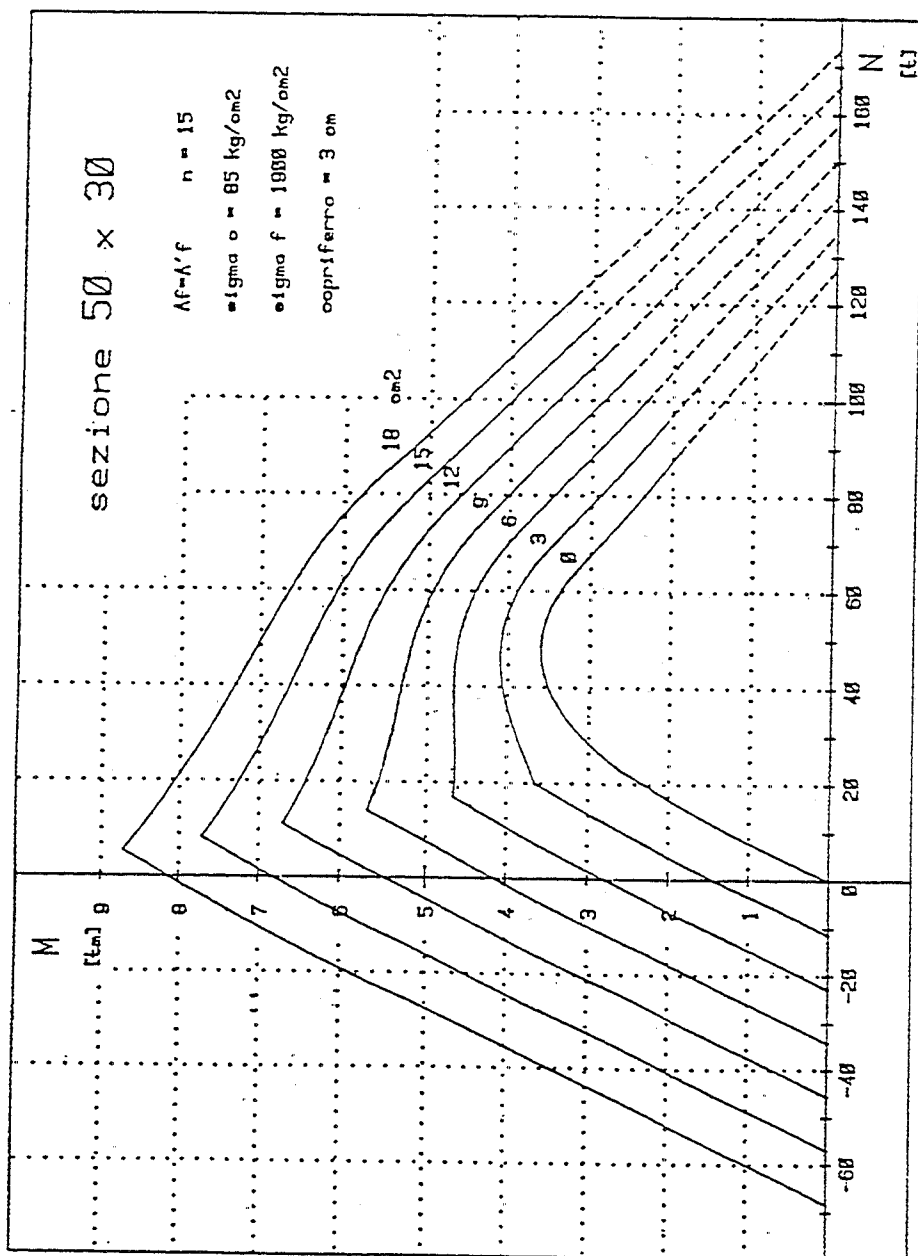
Nel caso di sezioni rettangolari in c.a. con armatura simmetrica, che usualmente si adottano per i pilastri, il dominio è simmetrico rispetto all'asse N .

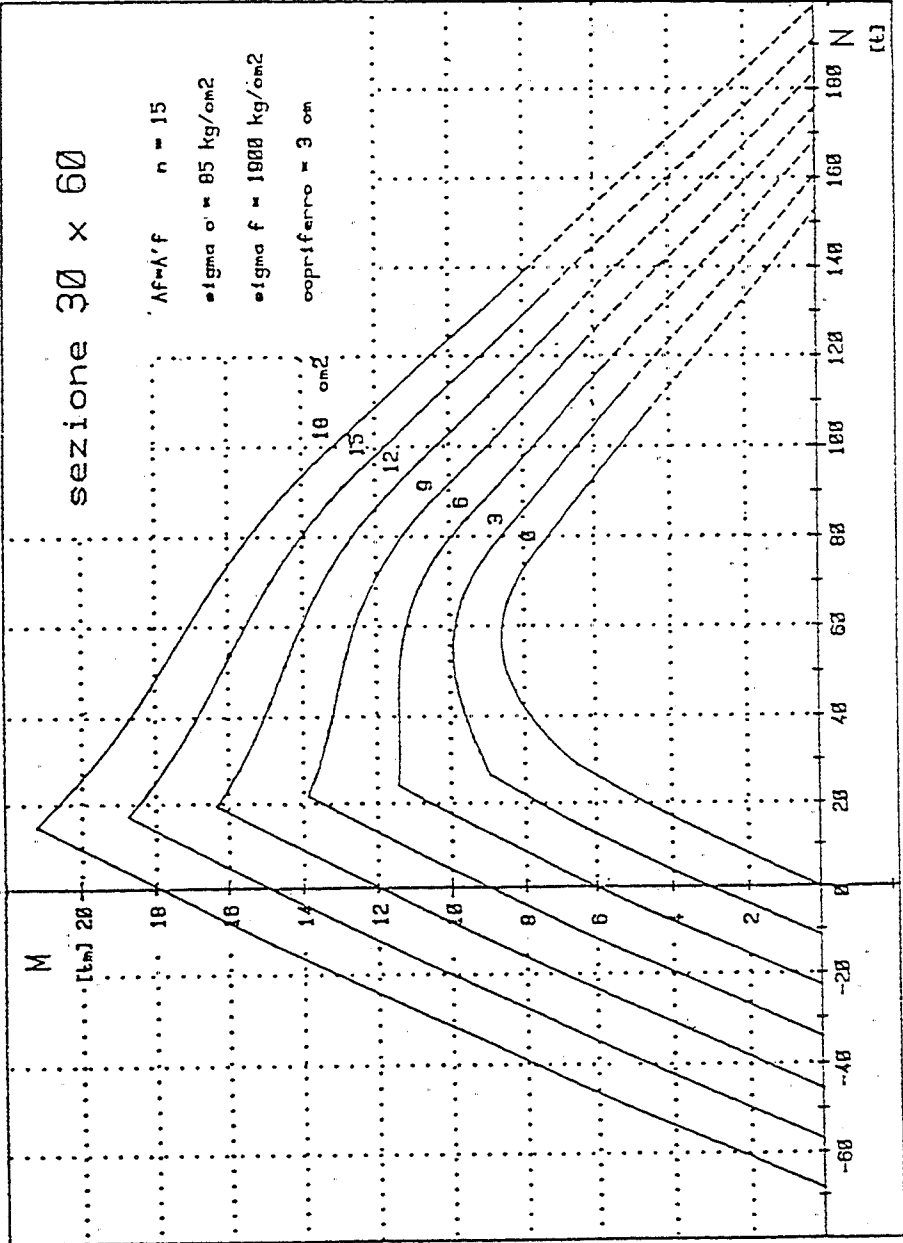
Per ciascuna curva limite si possono individuare più tratti. Da sinistra verso destra si ha:

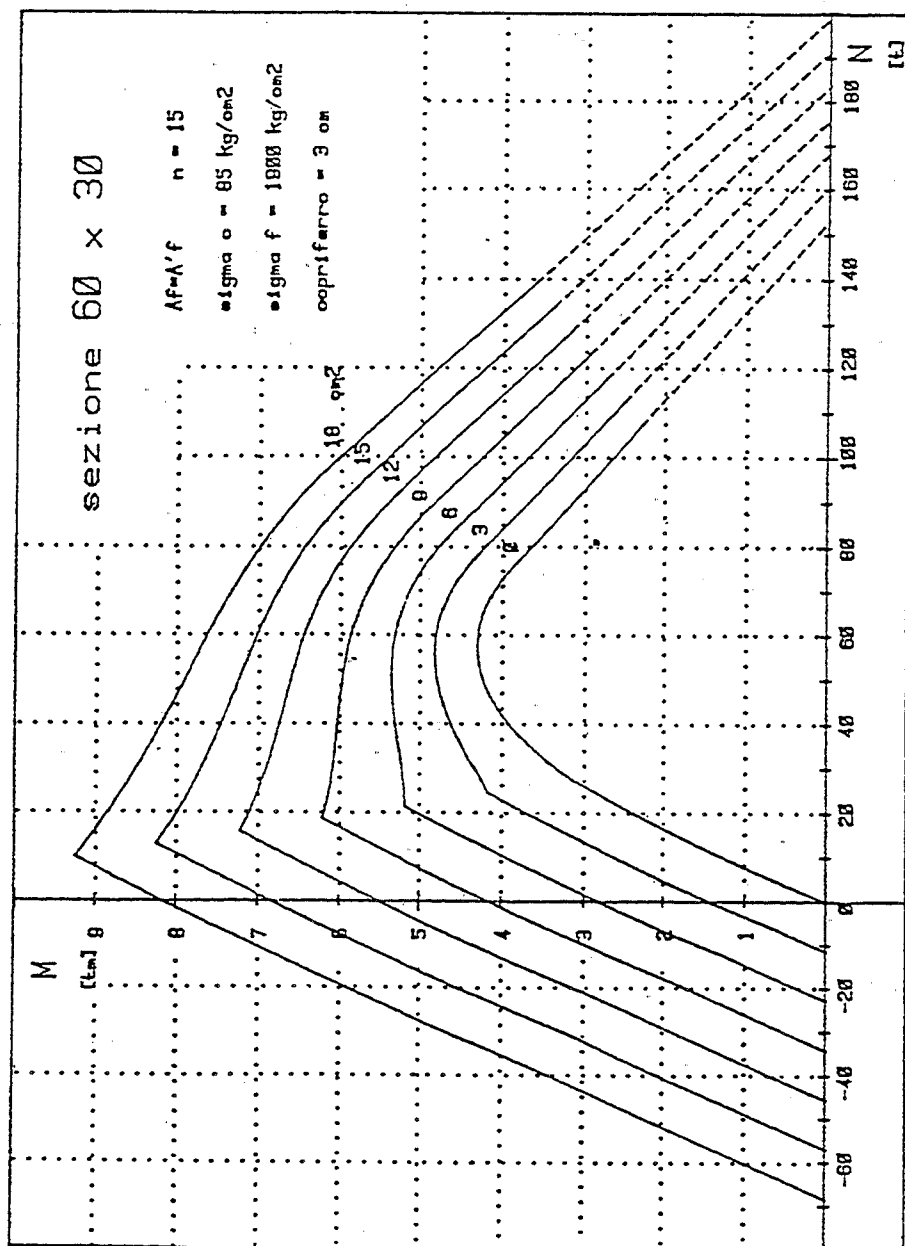
- a) un tratto rettilineo, corrispondente alla sezione tutta tesa;
- b) un tratto teoricamente curvilineo, ma ai fini pratici quasi indistinguibile dal precedente, corrispondente alla sezione parzializzata, quando in essa l'acciaio va in crisi prima del calcestruzzo;
- c) un punto di cuspidè, in corrispondenza del quale entrambi i materiali raggiungono contemporaneamente i valori limite delle tensioni;
- d) un tratto curvilineo, corrispondente alla sezione parzializzata, quando in essa il calcestruzzo va in crisi prima dell'acciaio;
- e) un tratto rettilineo, corrispondente alla sezione tutta compressa; è stata indicata con linea tratteggiata la parte finale di esso, che corrisponde a tensioni medie nel calcestruzzo superiori al 70% di quella limite, e quindi a coppie $M-N$ comunque non conformi al regolamento.

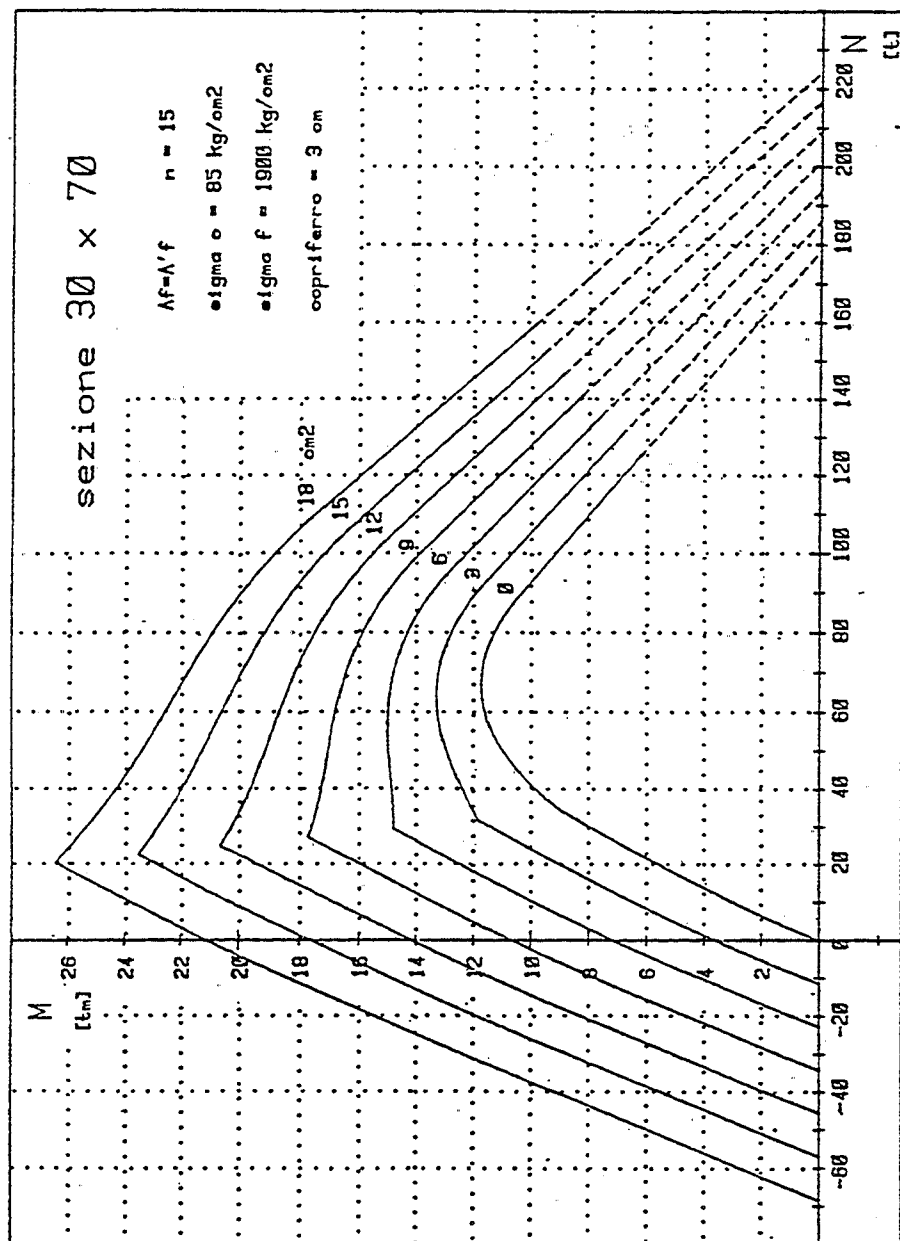
Nelle pagine che seguono sono riportati i diagrammi $M-N$ relativi ad alcune tra le sezioni più frequentemente utilizzate nella progettazione.

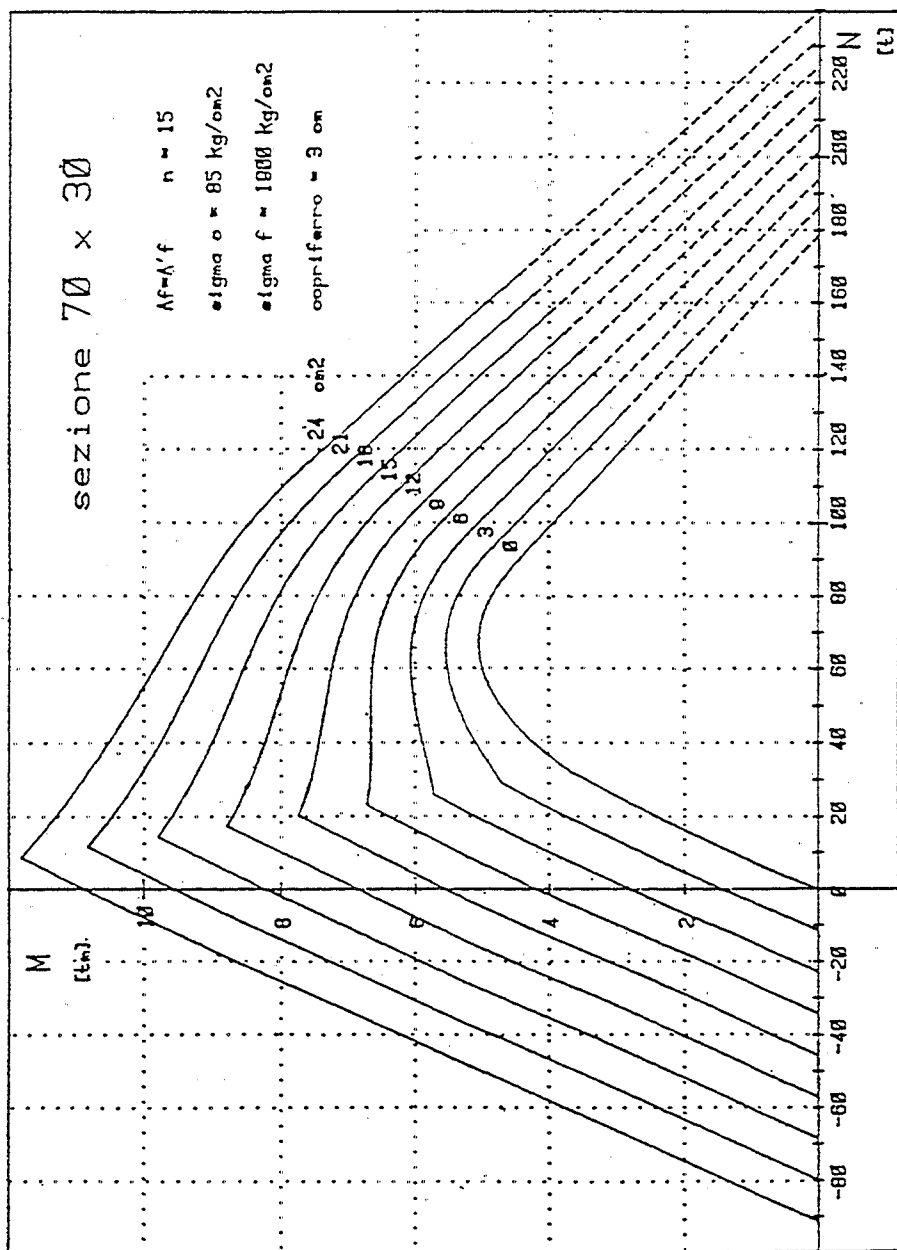


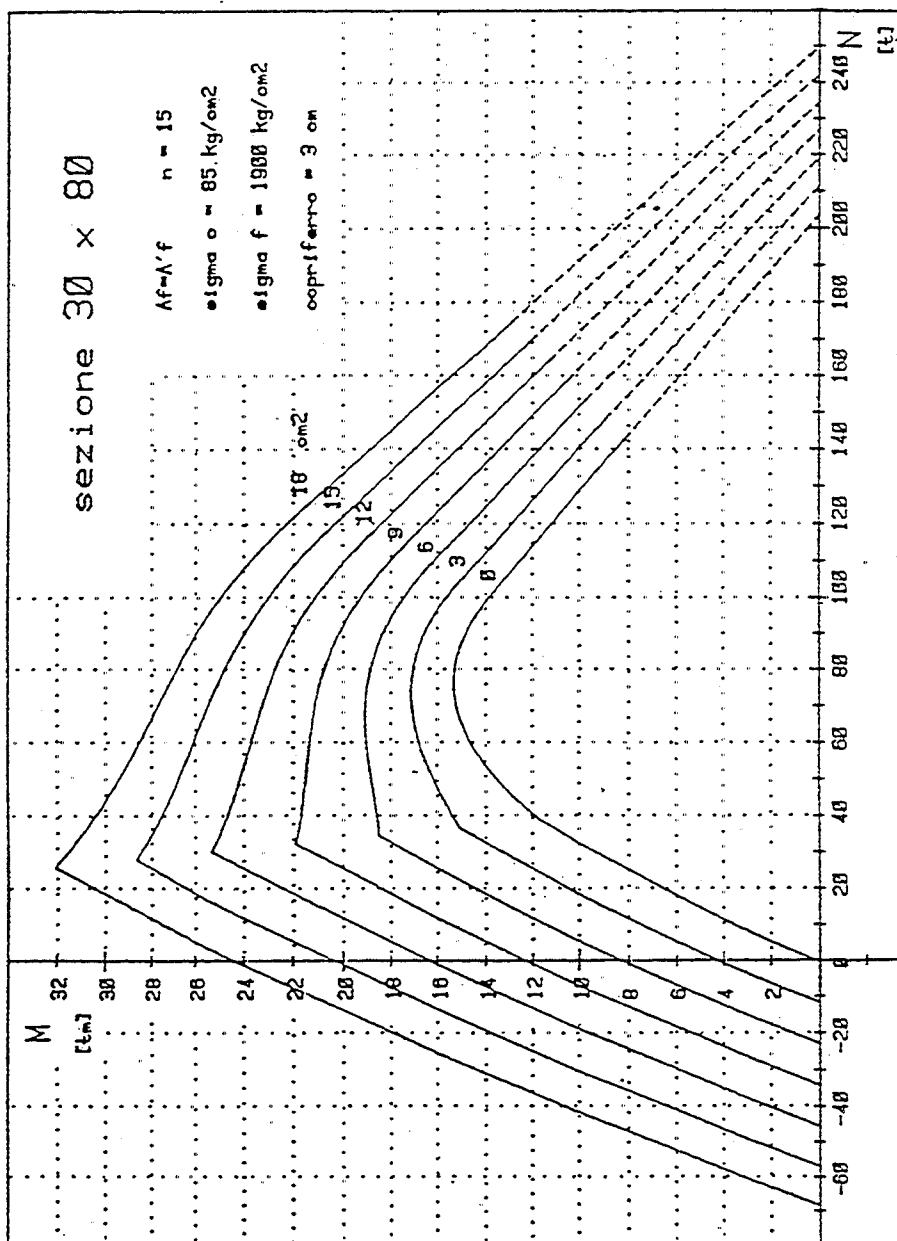


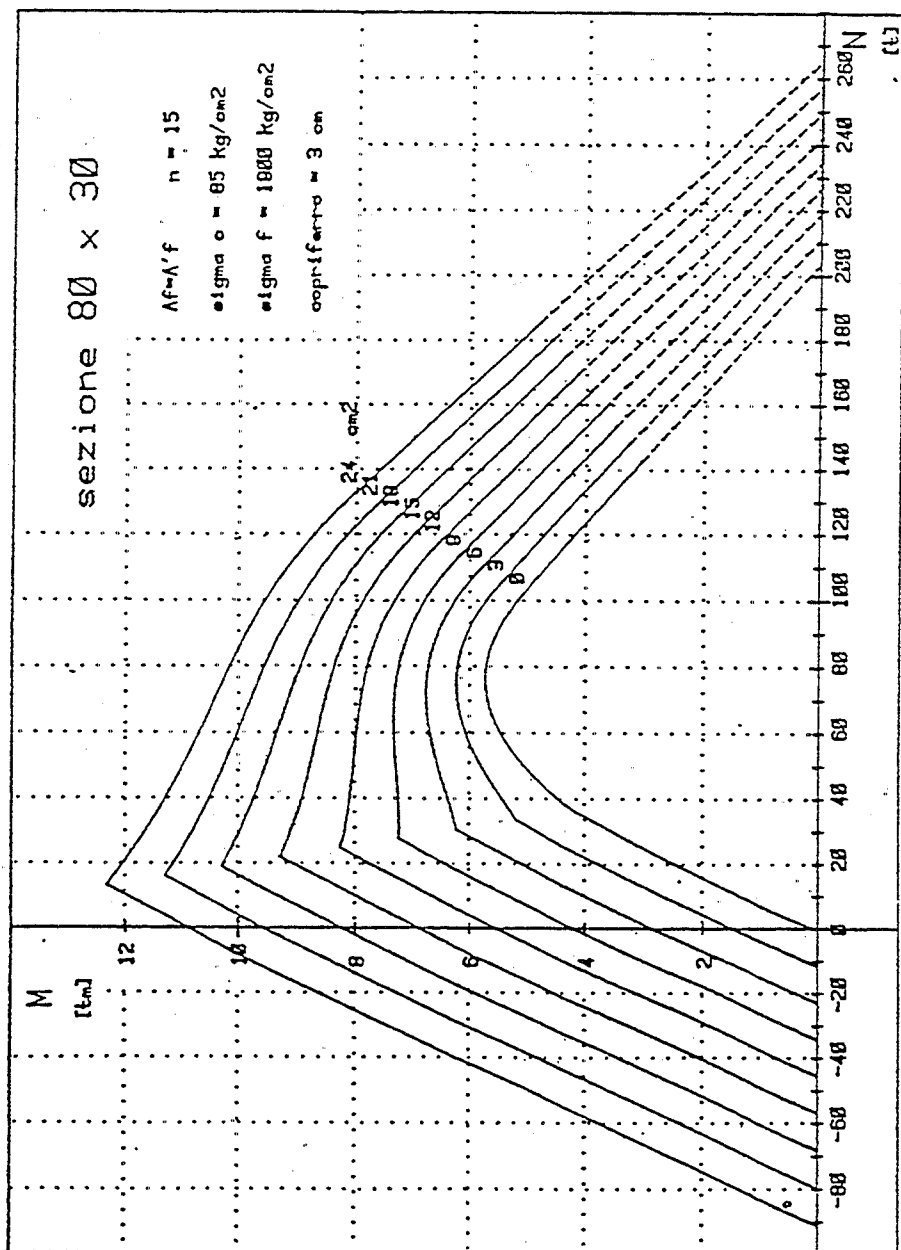


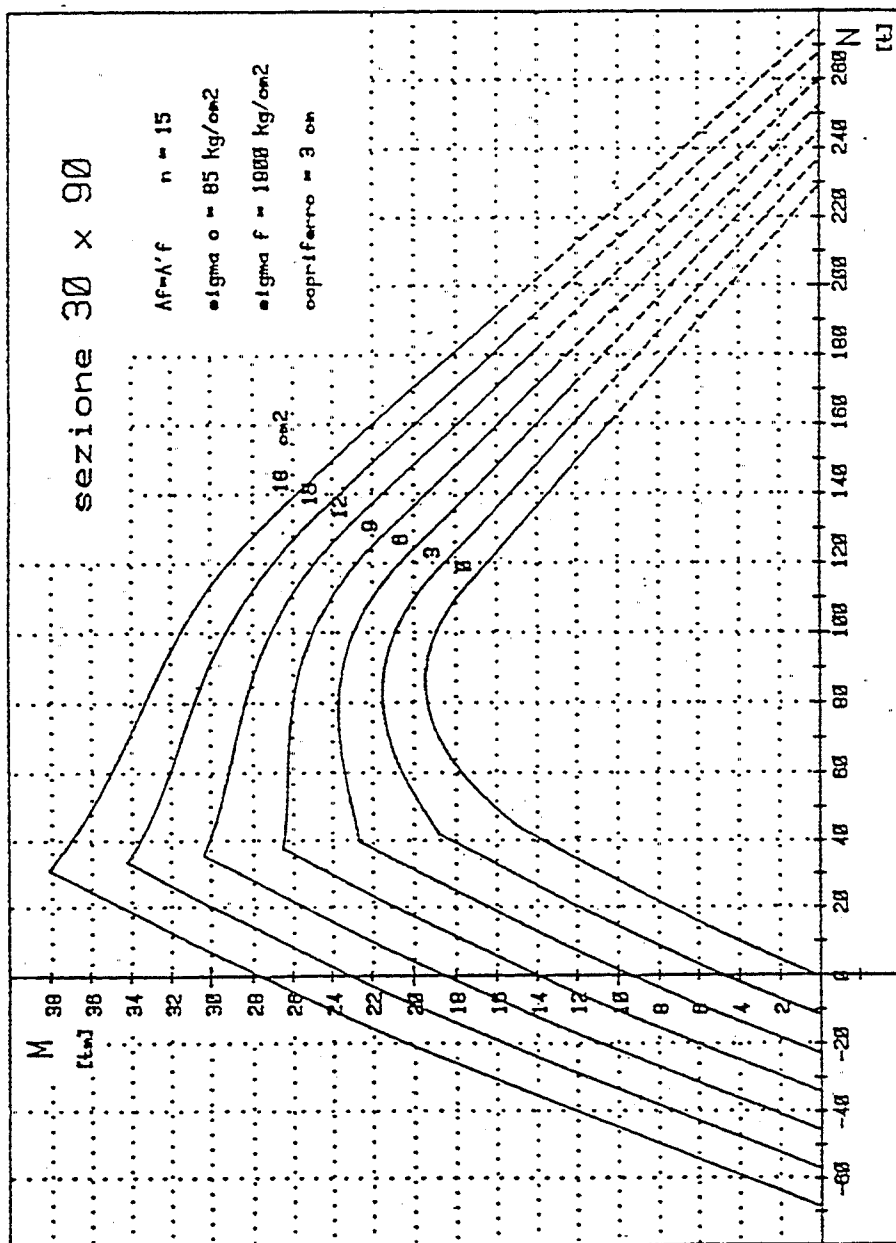


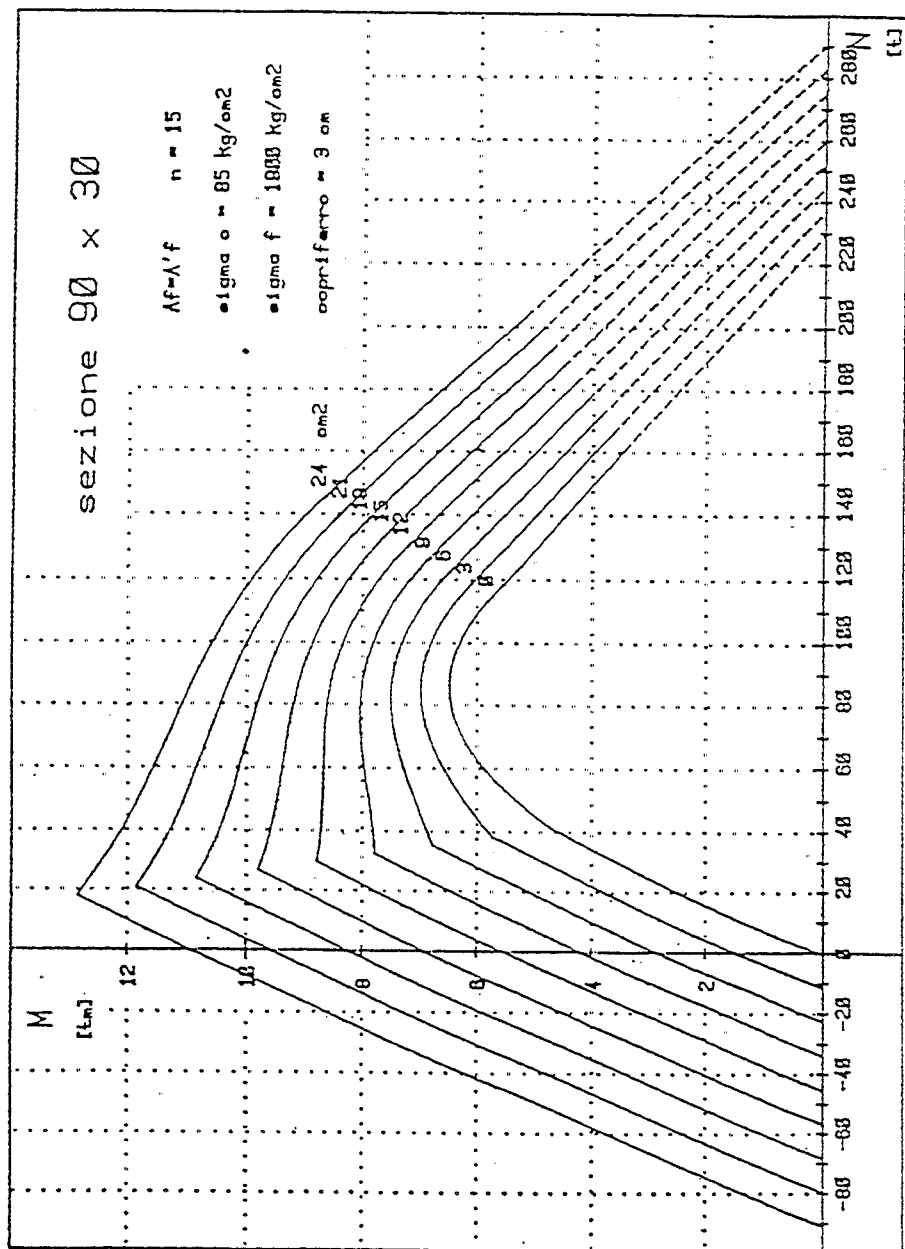


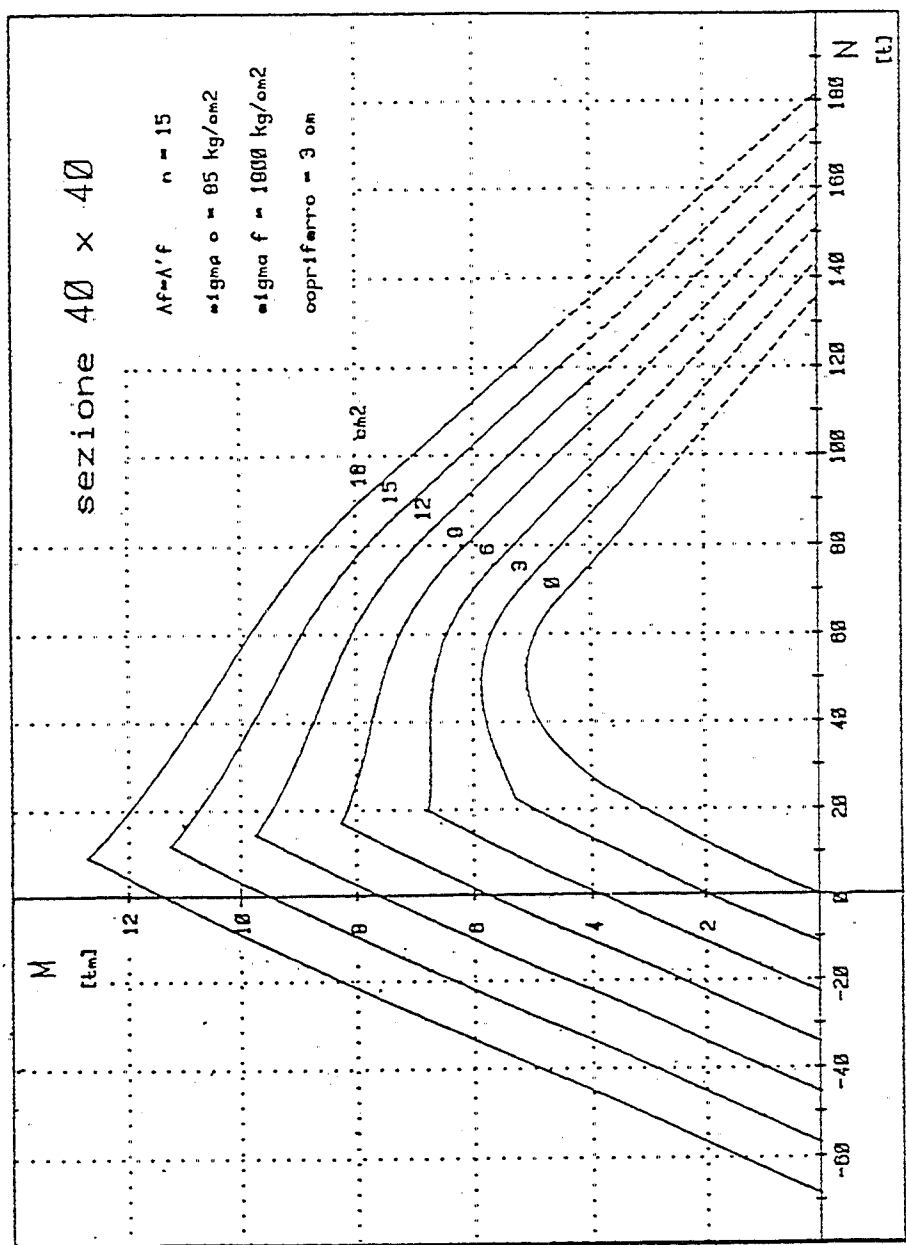


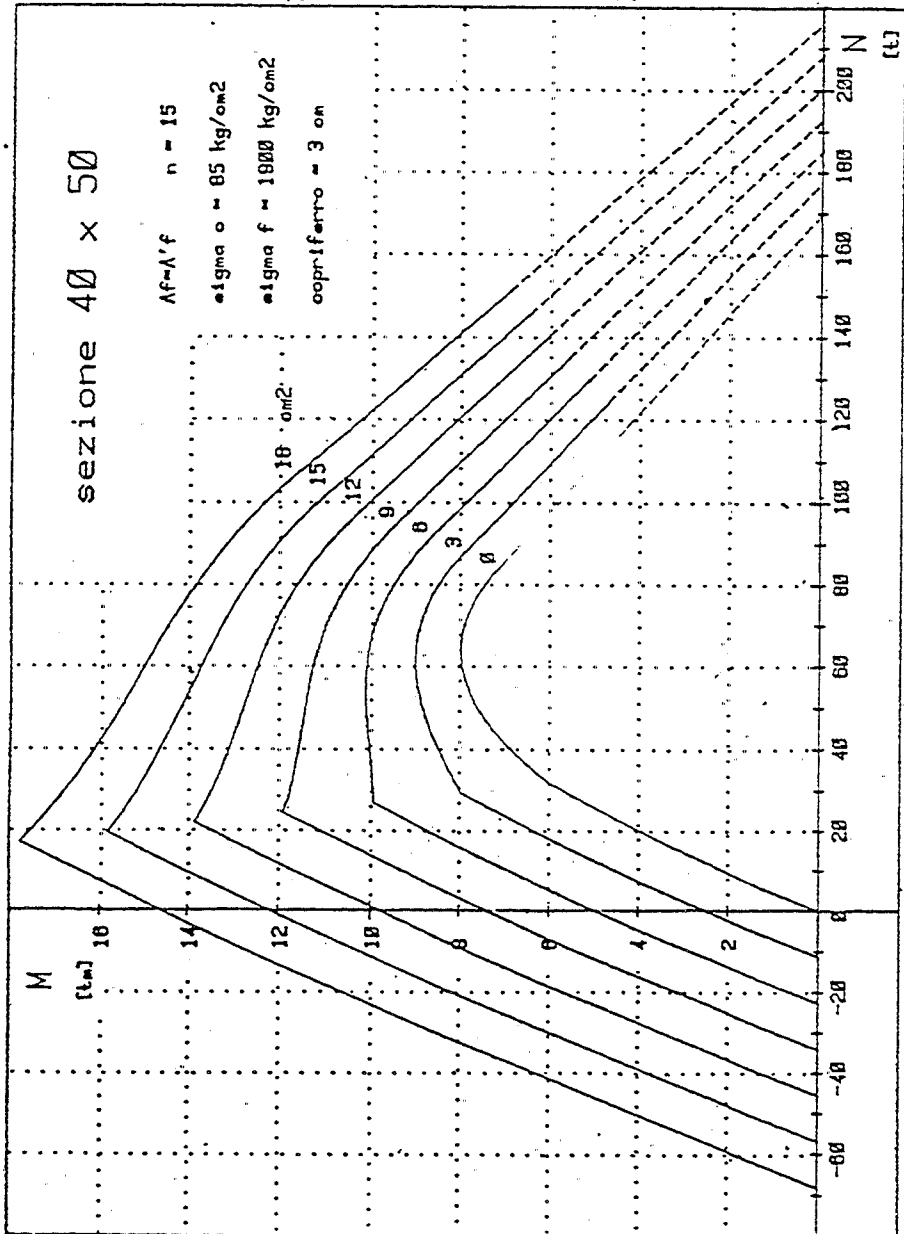


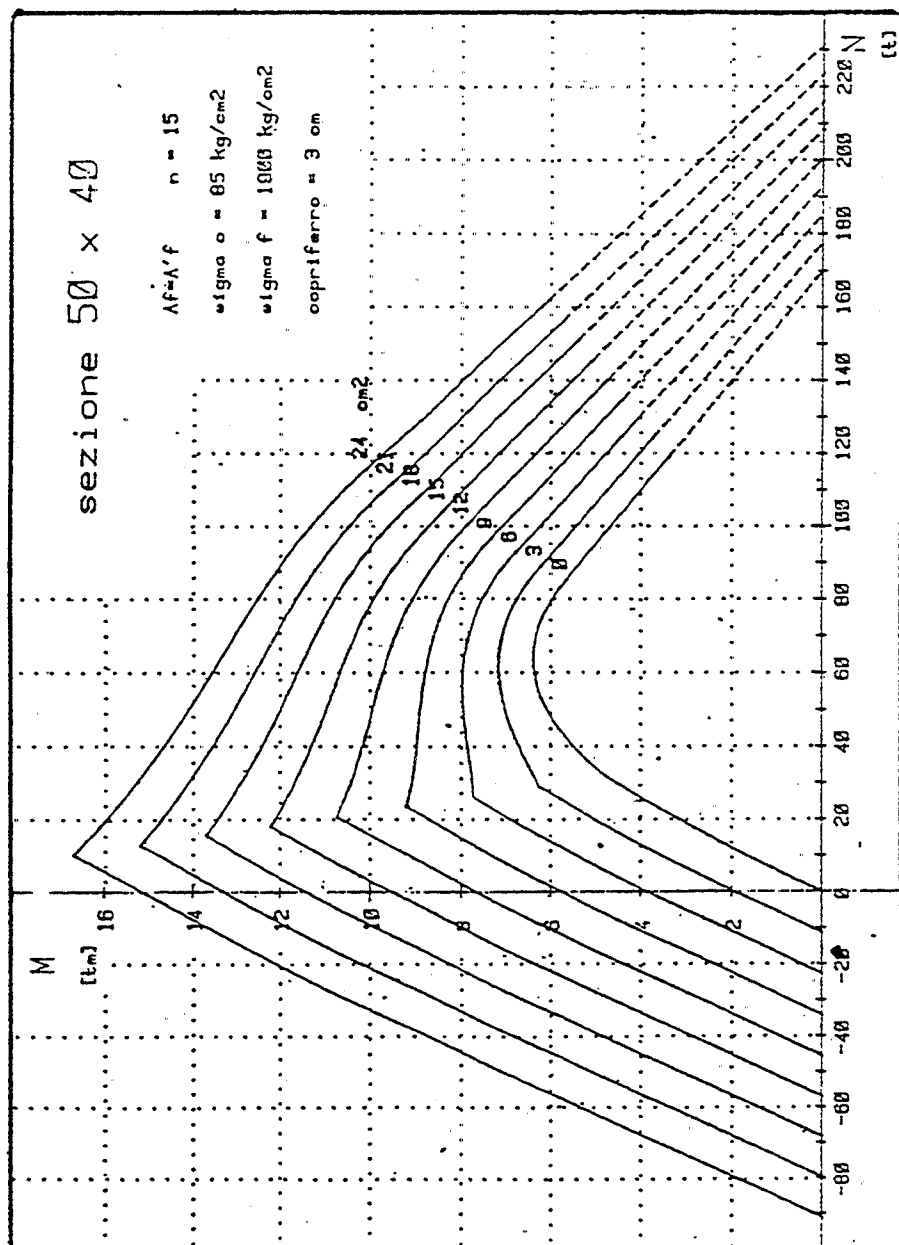


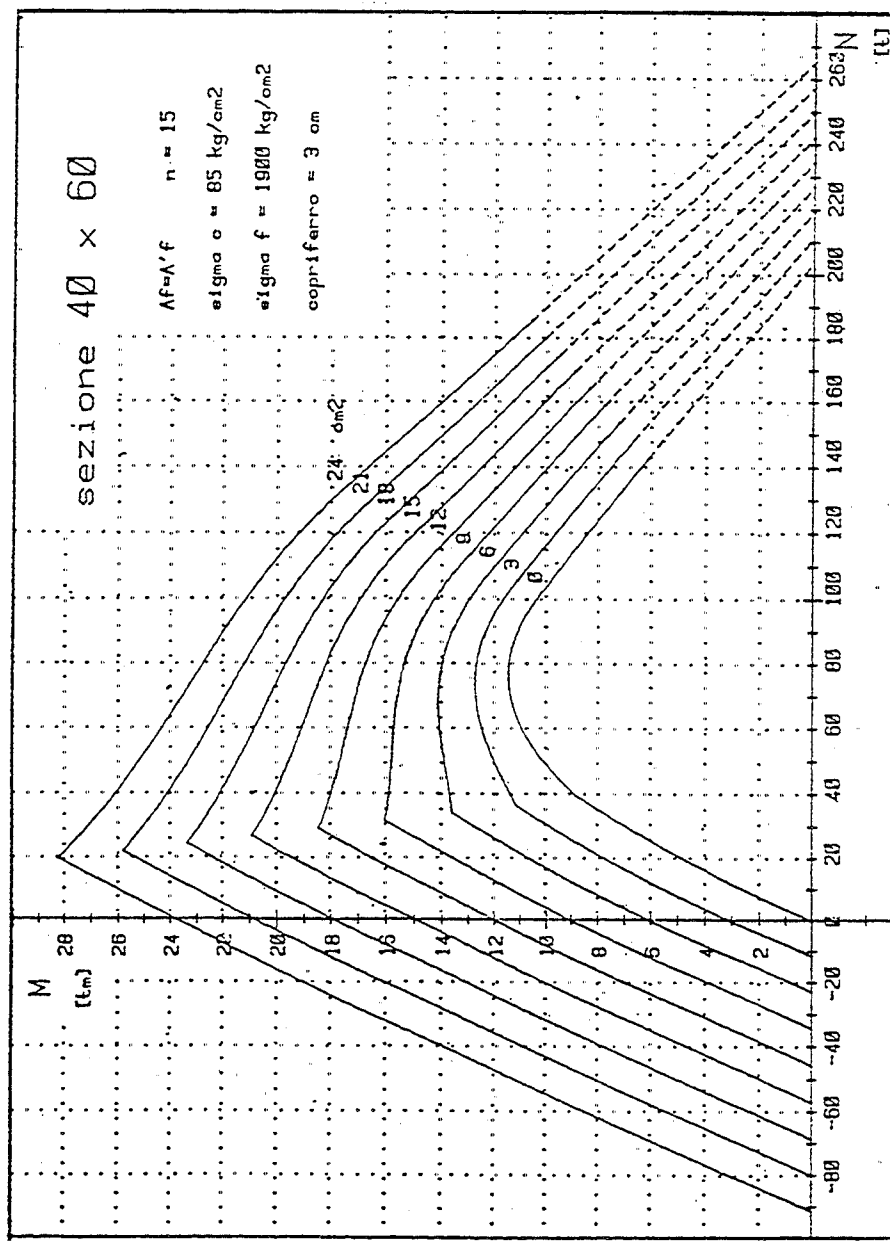


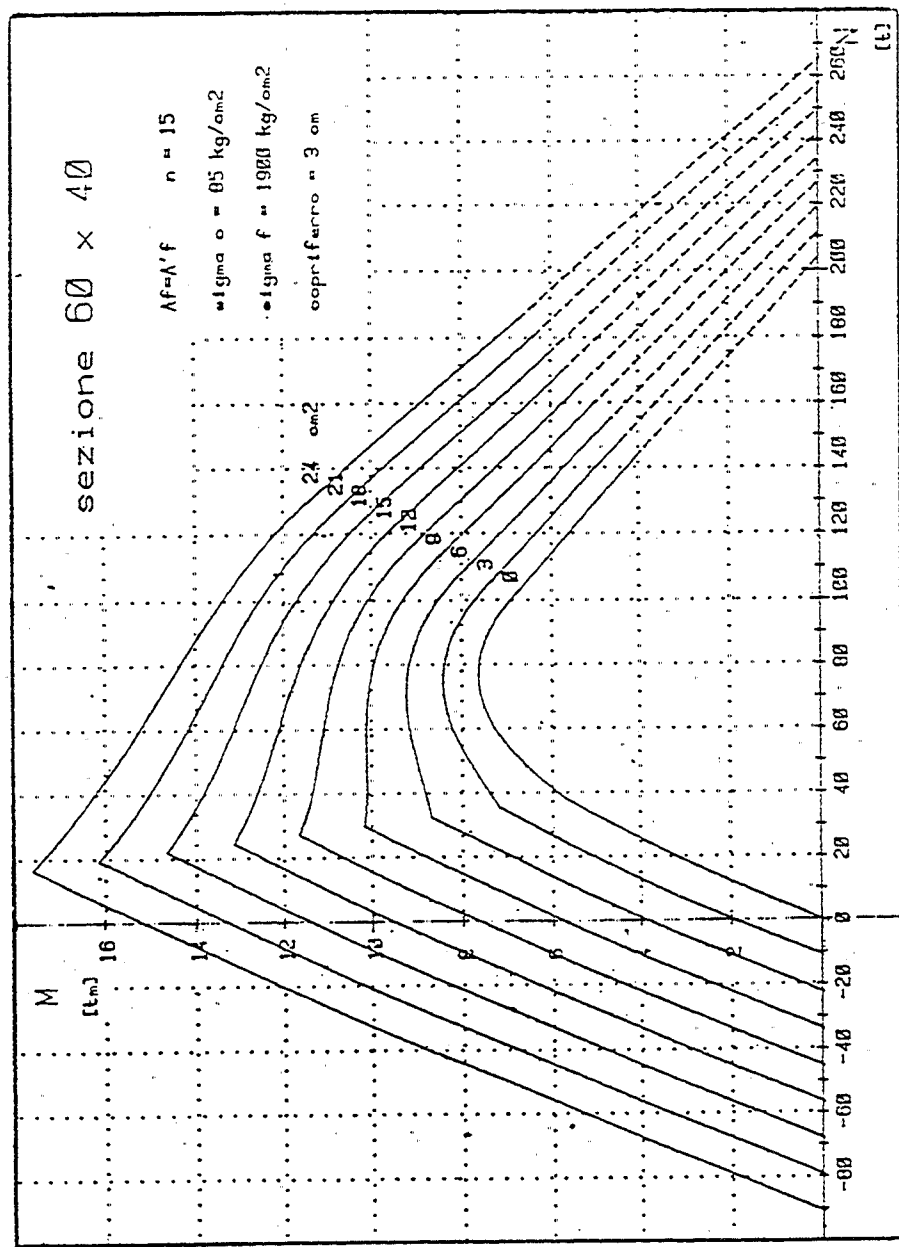


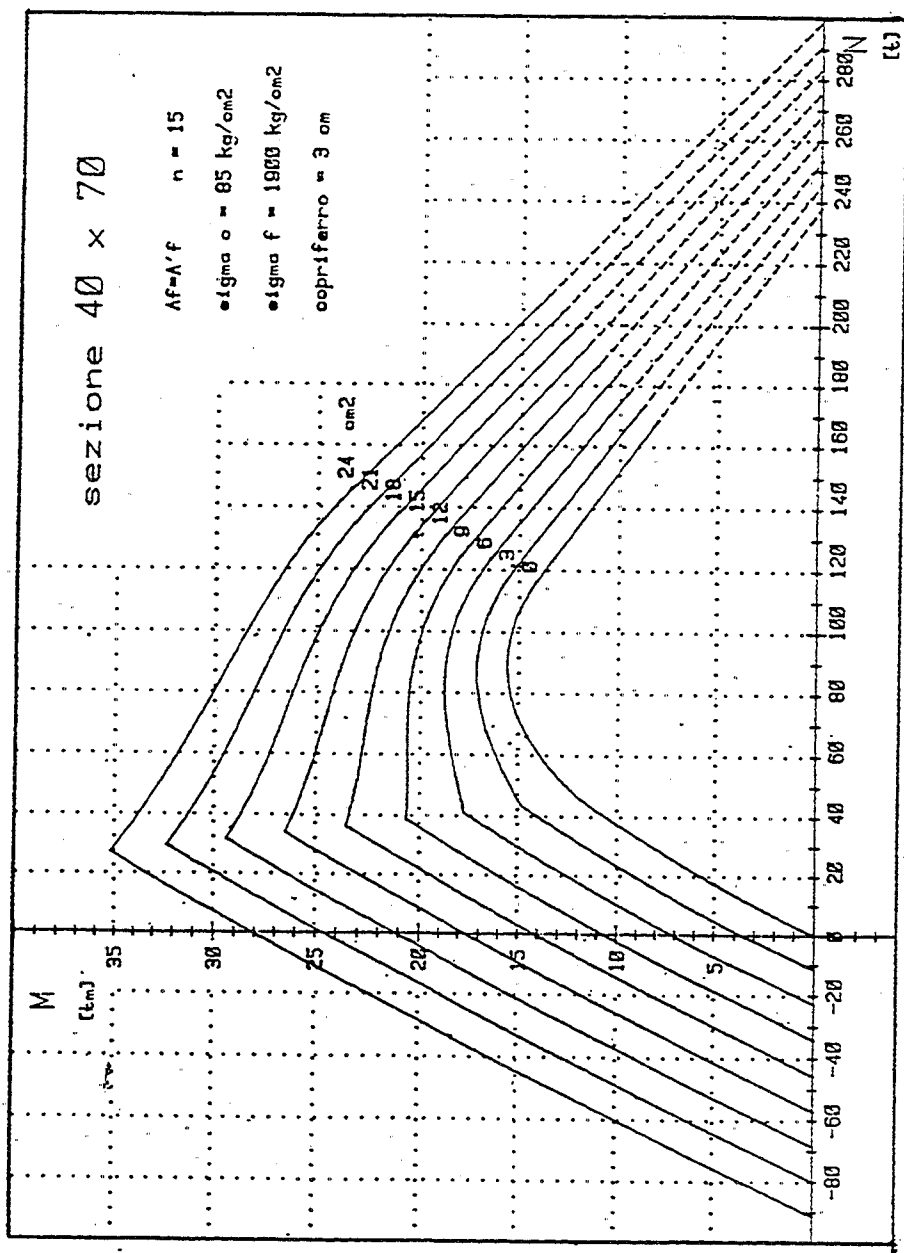


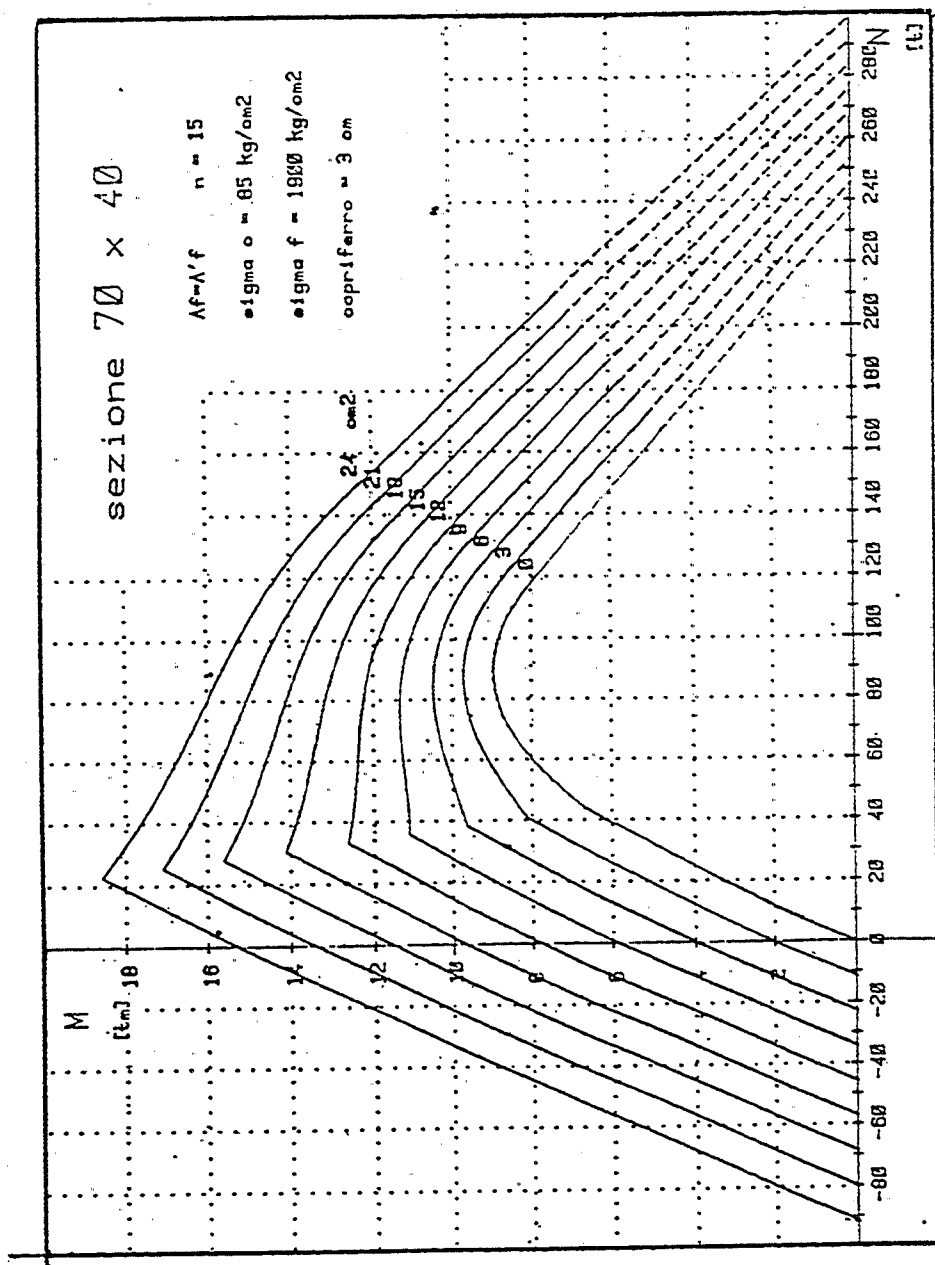


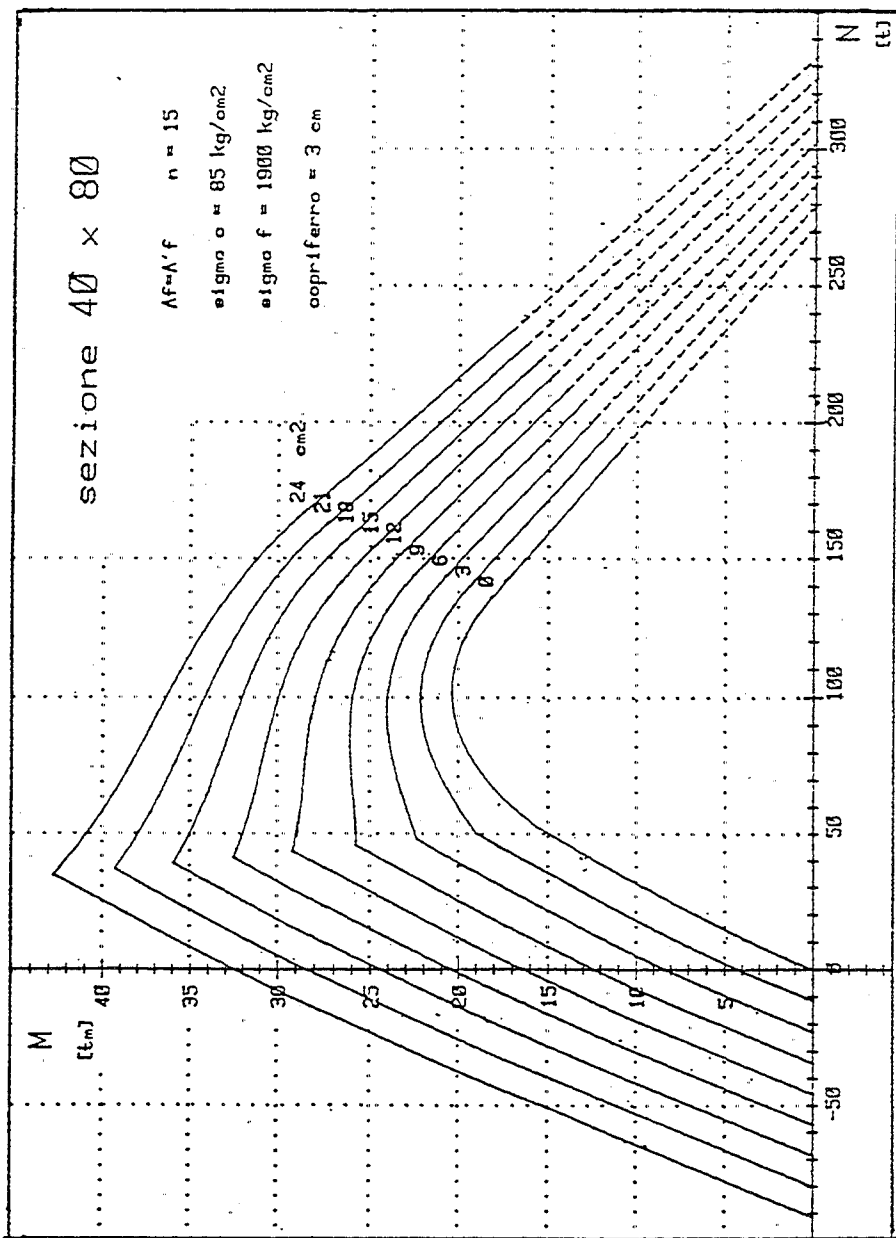


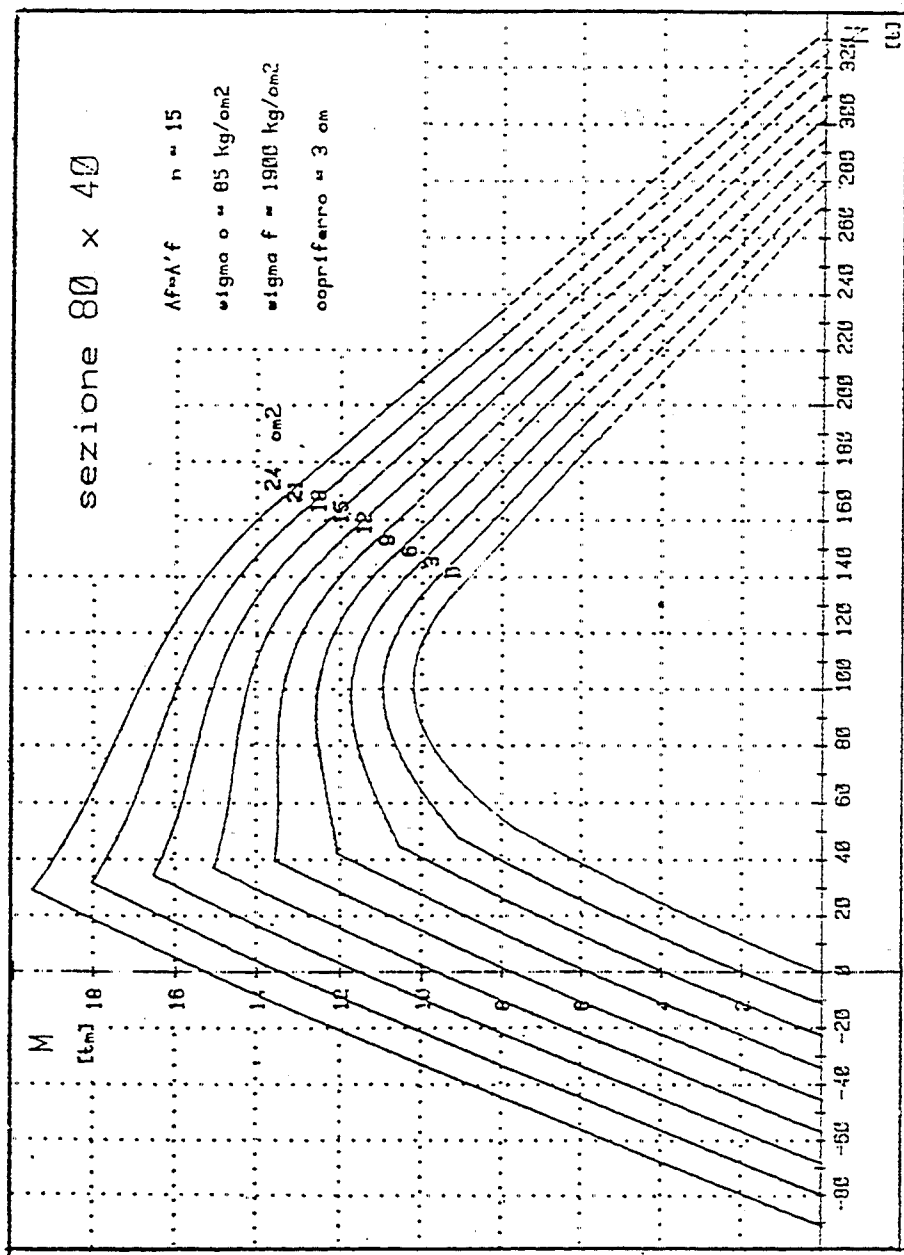


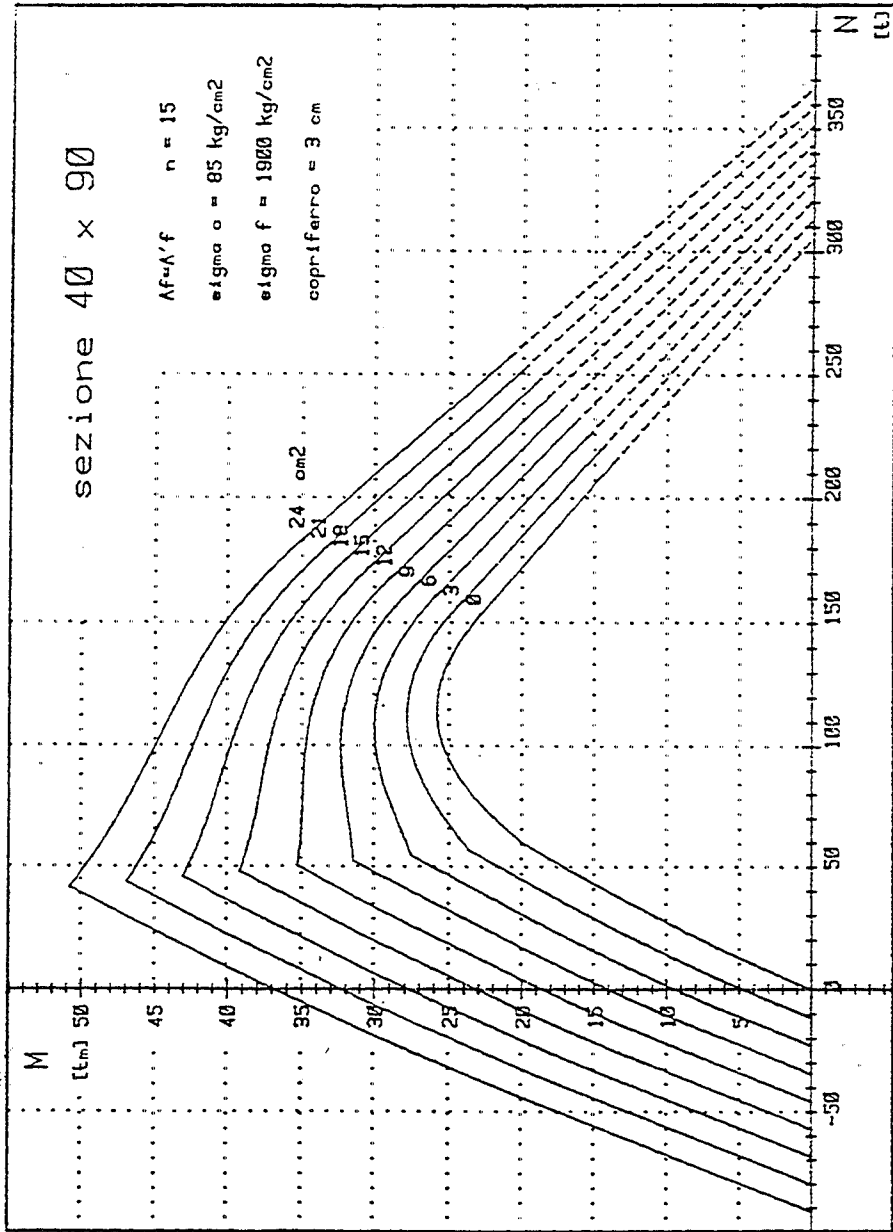


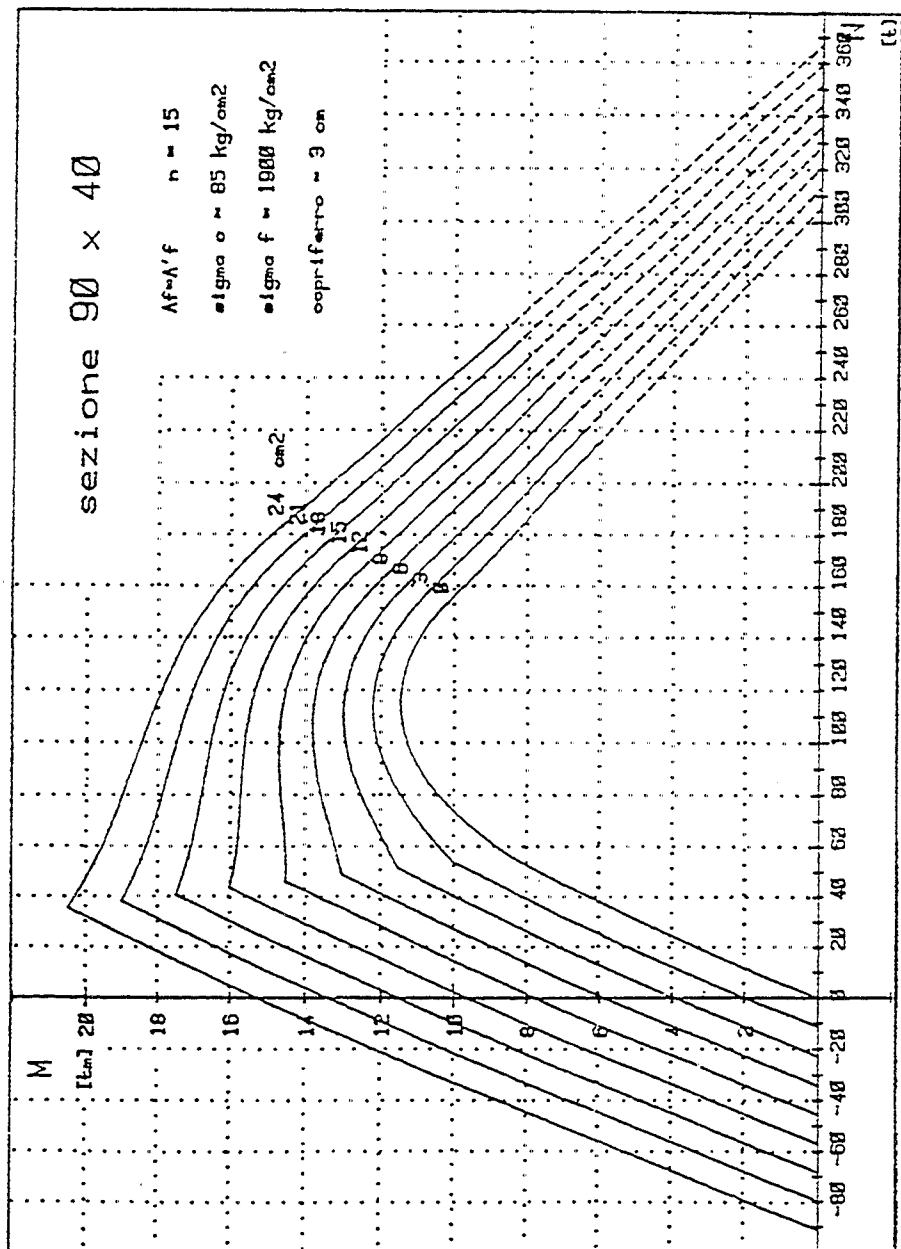


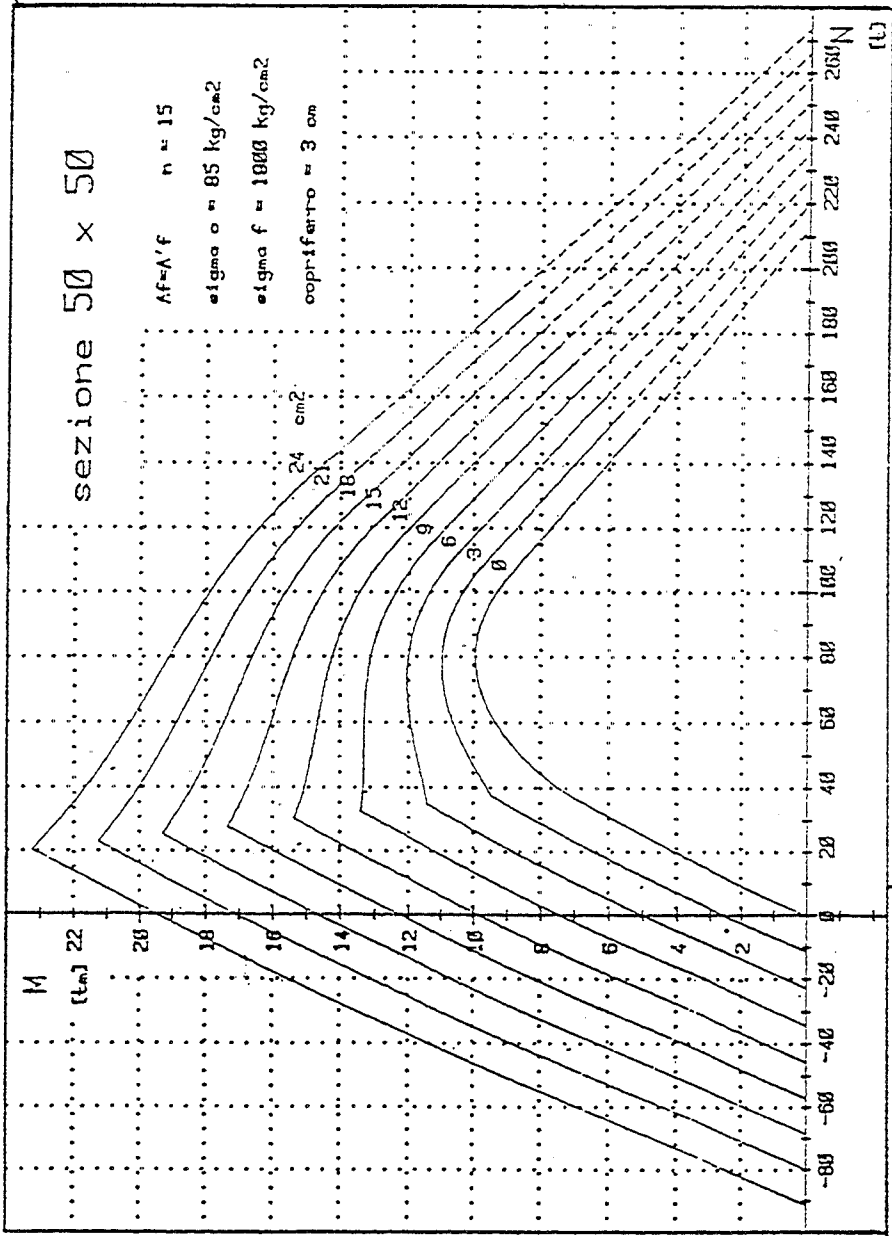


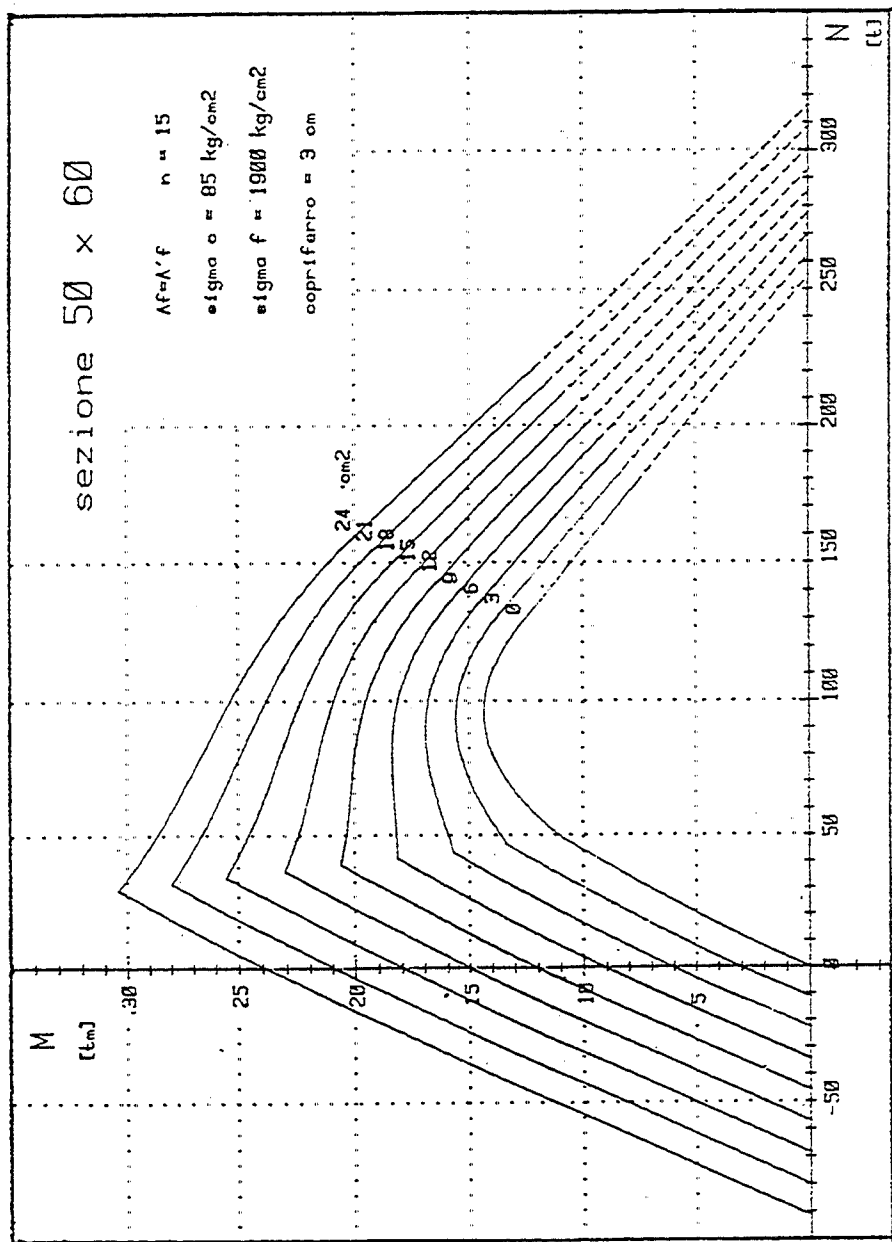


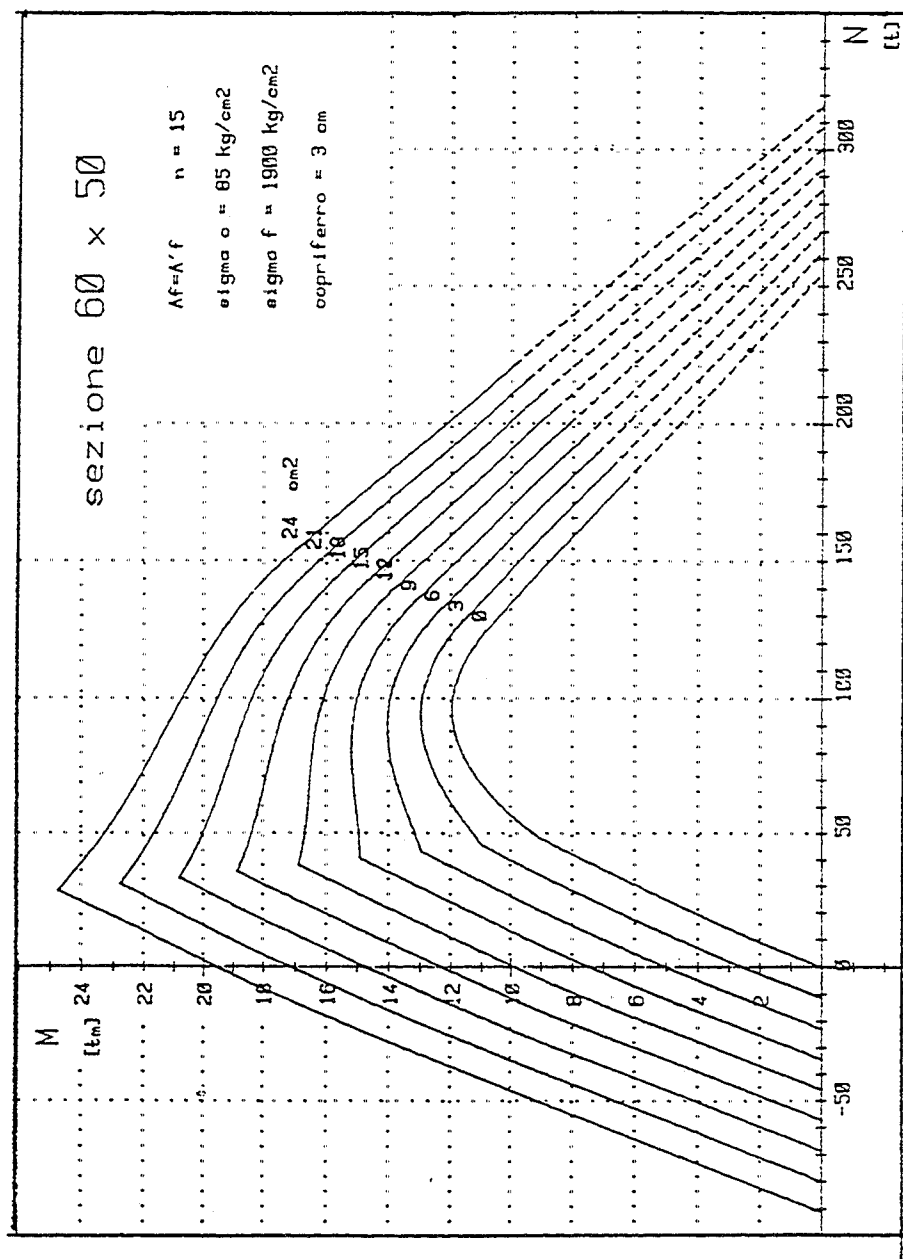


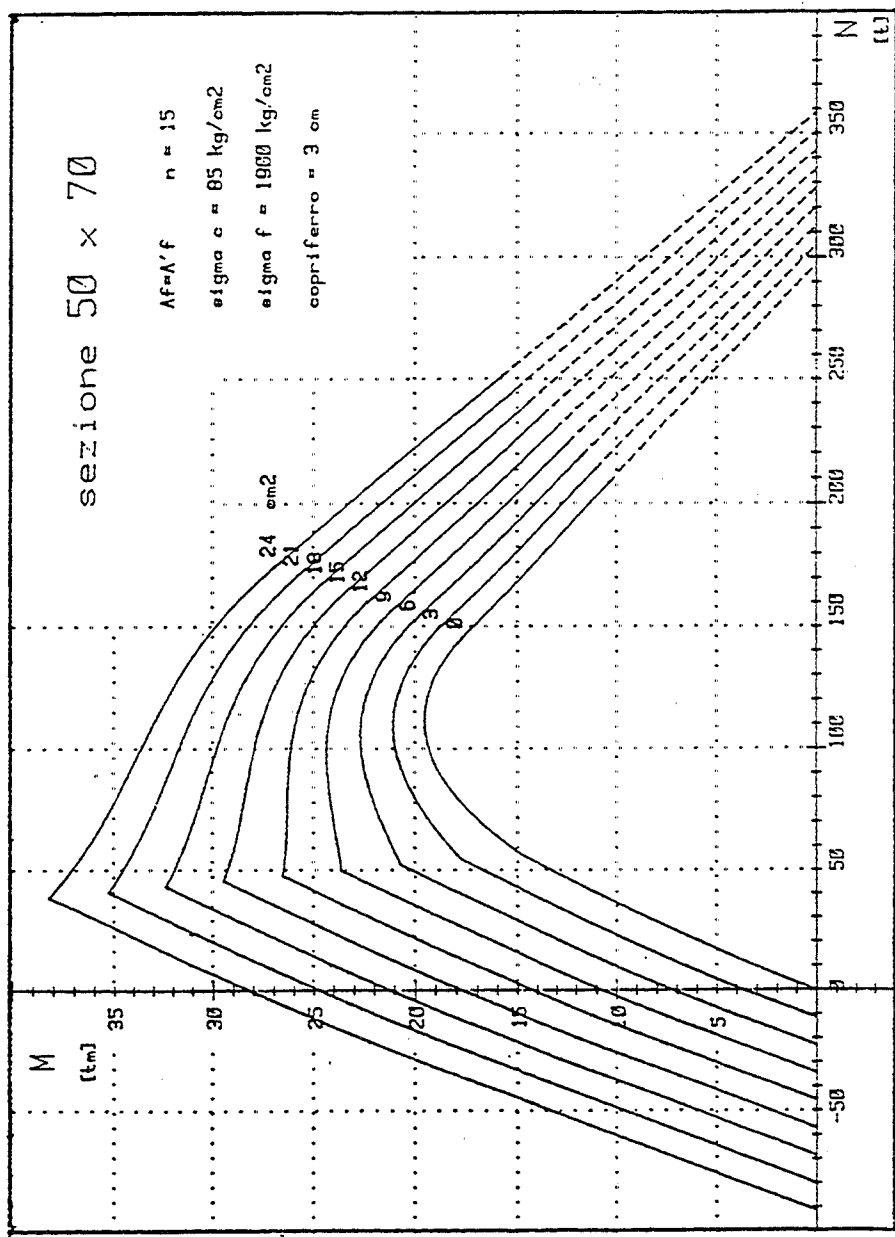


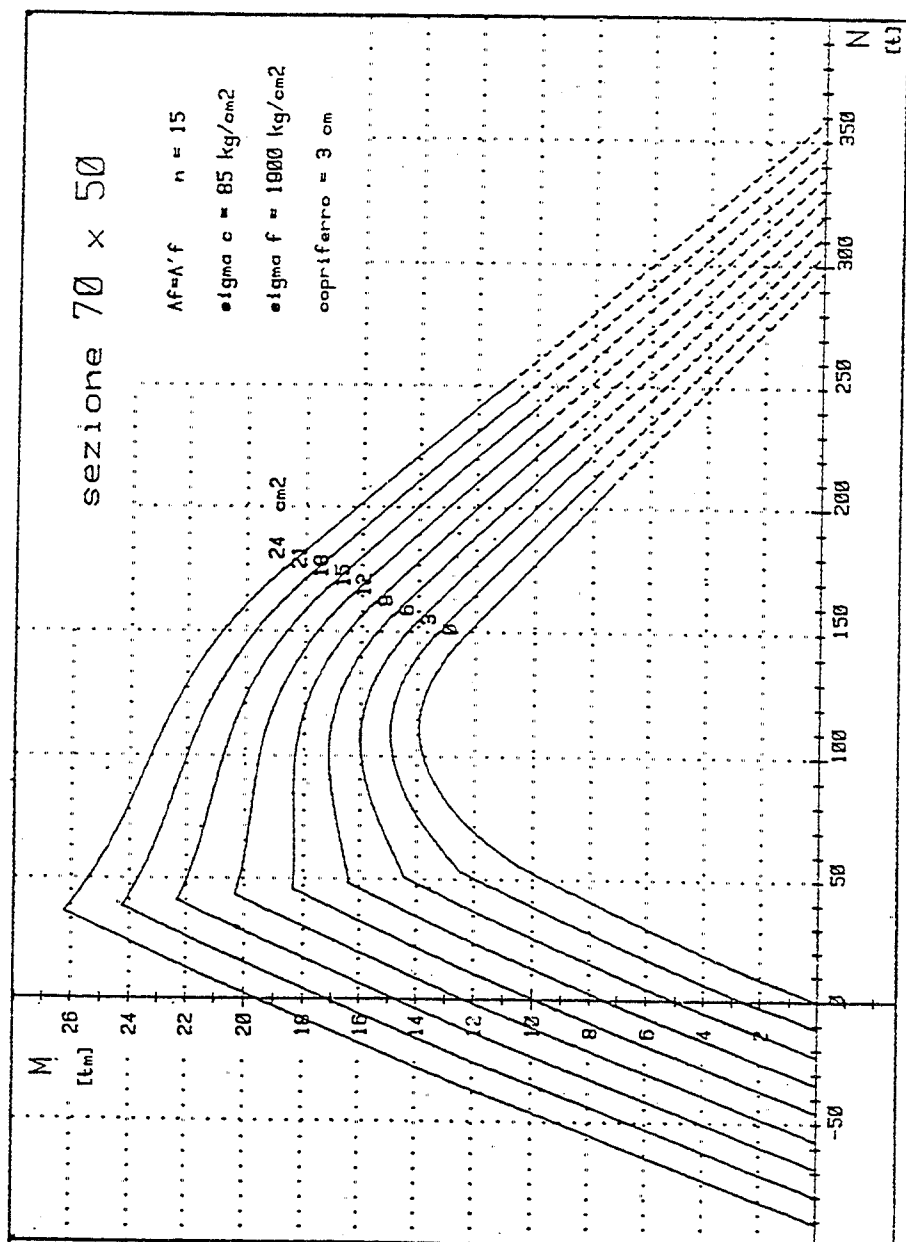


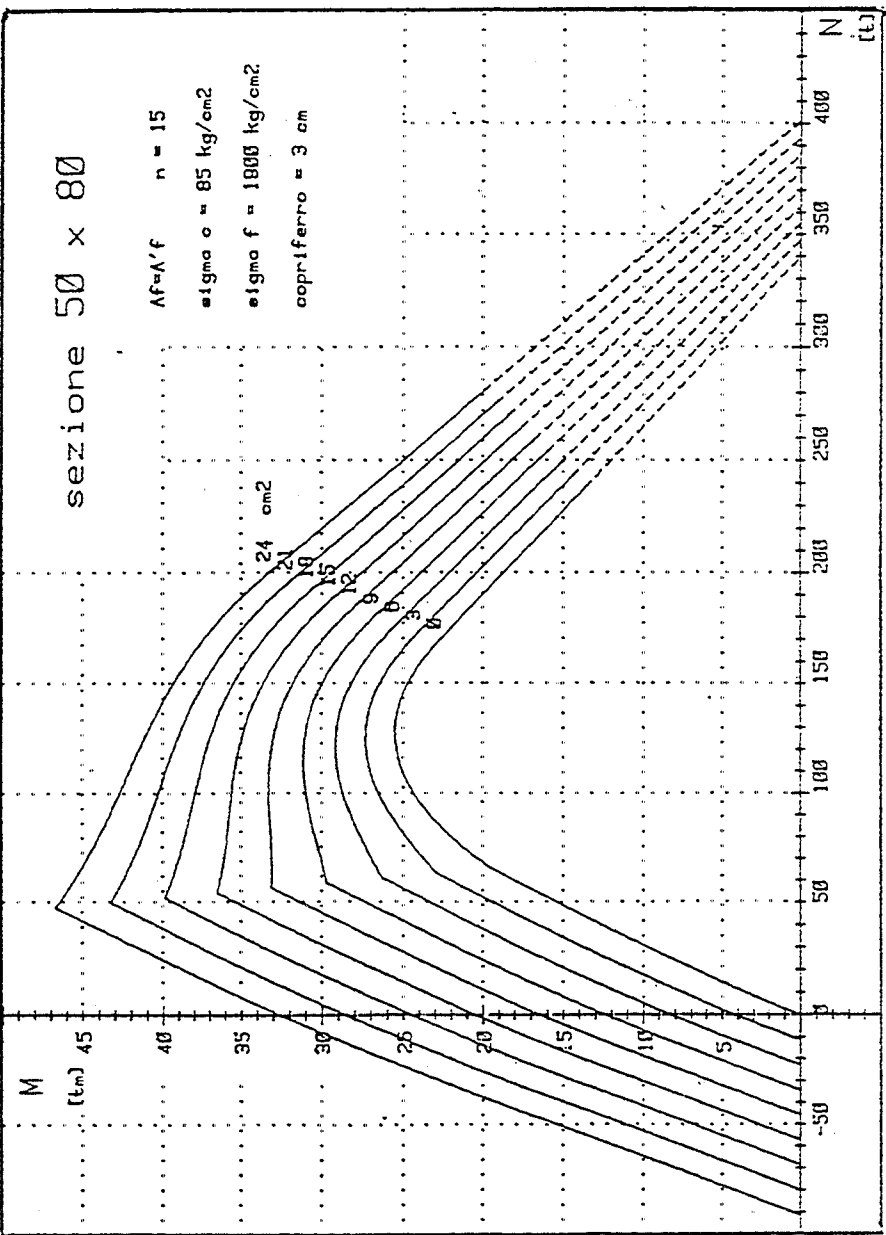


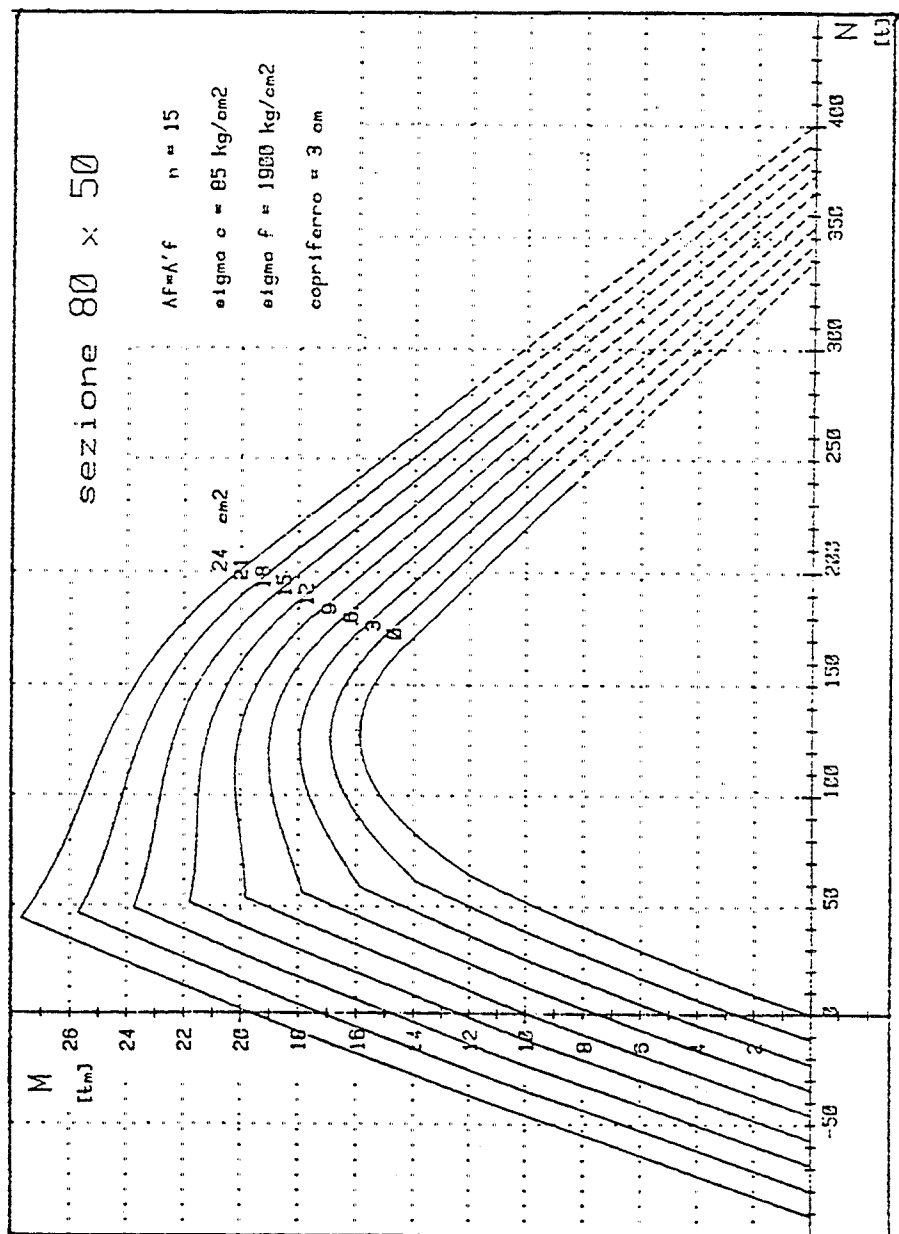


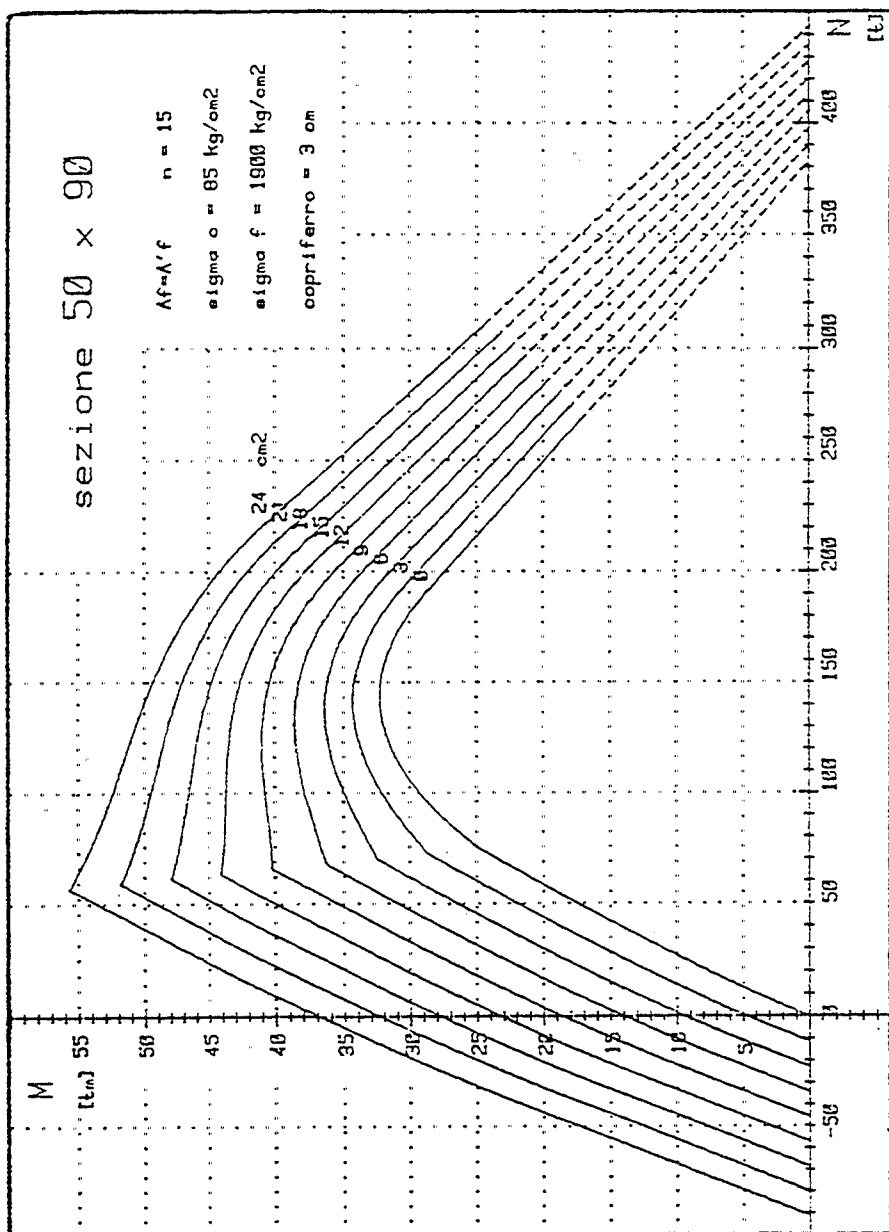


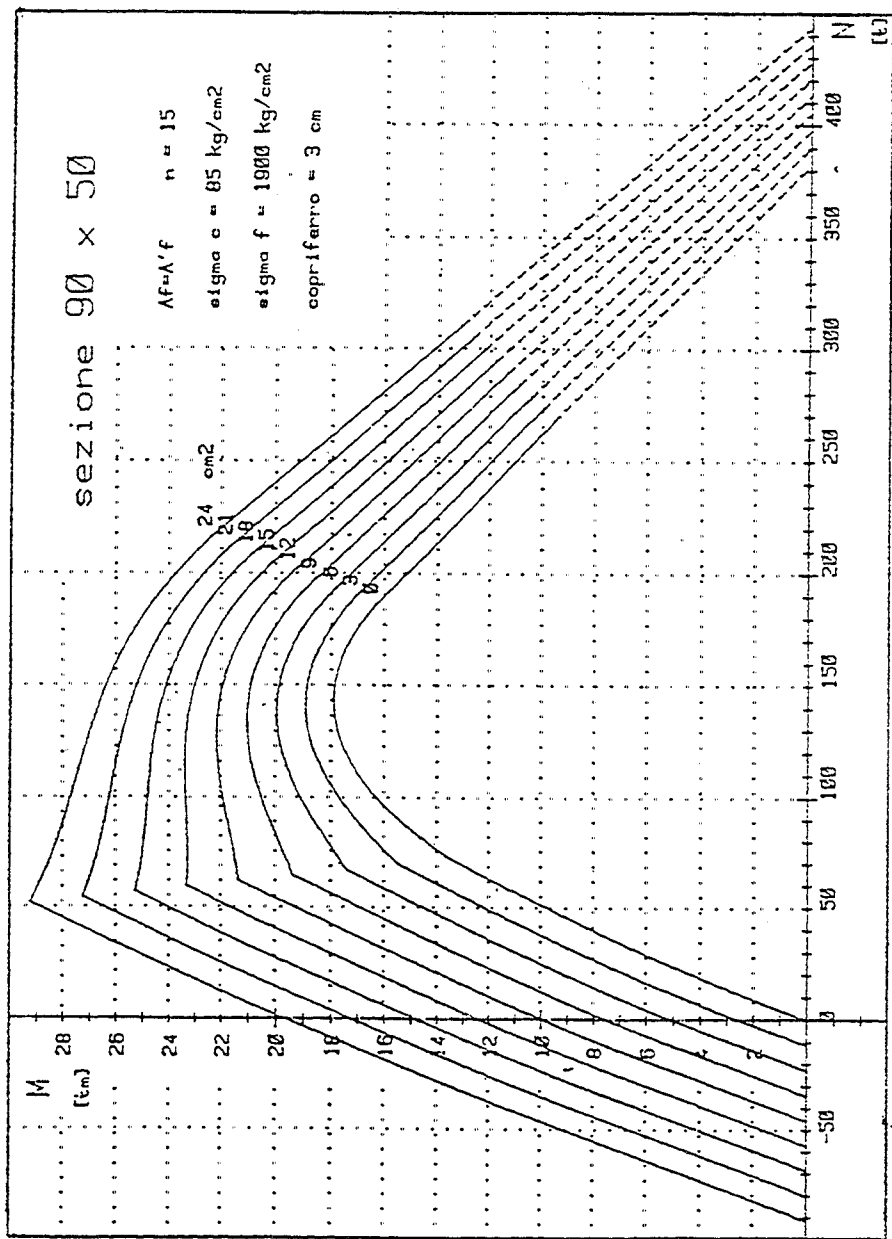












NORMATIVA

1. Legge 2 febbraio 1974, n.64 (G.U. 21/3/1974, n.76).
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni
per le zone sismiche.

Titolo I — DISPOSIZIONI GENERALI

Art. 1. — *Tipo di strutture e norme tecniche*

In tutti i Comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche che private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi che saranno fissate con successivi decreti del Ministro per i lavori pubblici, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si avvarrà anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche. Tali decreti dovranno essere emanati entro un anno dall'entrata in vigore della presente legge.

Le norme tecniche di cui al comma precedente potranno essere successivamente modificate o aggiornate con la medesima procedura ogni qualvolta occorra.

Dette norme tratteranno i seguenti argomenti:

- a) criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;
- b) carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera; criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;
- c) indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- d) criteri generali e precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;
- e) protezione delle costruzioni dagli incendi.

Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale e precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani entro e fuori terra, la idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio.

Art. 2. — *Abitati da consolidare*

In tutti i territori comunali o loro parti, nei quali siano intervenuti od intervengano lo Stato o la Regione, per opere di consolidamento di abitati ai sensi della legge 9 luglio 1908, n. 445 e successive modificazioni ed integrazioni, nessuna opera e nessun lavoro, salvo quelli di manutenzione ordinaria e di rifinitura, possono essere eseguiti senza la preventiva autorizzazione dell'ufficio tecnico della Regione o dell'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti.

Le opere di consolidamento, nei casi di urgenza riconosciuta con ordinanza del sindaco, possono eccezionalmente essere intraprese anche prima della predetta autorizzazione, la quale comunque dovrà essere richiesta nel termine di cinque giorni dall'inizio dei lavori.

Avverso il provvedimento relativo alla domanda di autorizzazione è ammesso ricorso, rispettivamente, al presidente della giunta regionale o al provveditore regionale alle opere pubbliche, che decidono con provvedimento definitivo.

Titolo II — NORME PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

Capo I — NUOVE COSTRUZIONI

Art. 3. — *Opere disciplinate e gradi di sismicità*

Tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma lettera a) del presente articolo, sono disciplinate, oltre che dalle norme di cui al precedente articolo 1, da specifiche norme tecniche che verranno emanate con successivi decreti dal Ministro per i lavori pubblici, di concerto col Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si avvarrà anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche, entro sei mesi dalla entrata in vigore della presente legge ed aggiornate con la medesima procedura ogni qualvolta occorra in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici.

Con decreti del Ministro per i lavori pubblici emanati di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici e le regioni interessate, sulla base di comprovate motivazioni tecniche, si provvede:

- a) all'aggiornamento degli elenchi delle zone dichiarate sismiche agli effetti della presente legge e delle disposizioni precedentemente emanate;
- b) ad attribuire alle zone sismiche valori differenziati del grado di sismicità da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato dalle norme tecniche;
- c) all'eventuale necessario aggiornamento successivo degli elenchi delle zone sismiche e dei valori attribuiti ai gradi di sismicità.

I decreti di cui alle lettere a) e b) del precedente comma saranno emanati entro sei mesi dall'entrata in vigore della presente legge.

Art. 4. — *Contenuto delle norme tecniche*

Le norme tecniche di cui al precedente articolo 3, da adottare sulla base dei criteri generali indicati dagli articoli successivi e in funzione dei diversi gradi di sismicità, riguarderanno:

- a) l'altezza massima degli edifici in relazione al sistema costruttivo, al grado di sismicità della zona ed alle larghezze stradali;
- b) le distanze minime consentite tra gli edifici e giunzioni tra edifici contigui;
- c) le azioni sismiche orizzontali e verticali da tenere in conto nel dimensionamento degli elementi delle costruzioni e delle loro giunzioni;
- d) il dimensionamento e la verifica delle diverse parti delle costruzioni;
- e) le tipologie costruttive per le fondazioni e le parti in elevazione.

Le caratteristiche generali e le proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione, e cioè dei terreni costituenti il sottosuolo fino alla profondità alla quale le tensioni indotte dal manufatto assumano valori significativi ai fini delle deformazioni e della stabilità dei terreni medesimi, devono essere esaurientemente accertate.

Per le costruzioni su pendii gli accertamenti devono essere convenientemente estesi al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti per valutare le condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Le norme tecniche di cui al primo comma potranno stabilire l'entità degli accertamenti in funzione della morfologia e della natura dei terreni e del grado di sismicità.

Art. 5. — *Sistemi costruttivi*

Gli edifici possono essere costruiti con:

- a) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- b) struttura a pannelli portanti;
- c) struttura in muratura;
- d) struttura in legname.

Art. 6. — *Edifici in muratura*

S'intendono per costruzioni in muratura quelle nelle quali la muratura ha funzione portante.

Esse devono presentare adeguate caratteristiche di solidarietà fra gli elementi strutturali che le compongono e di rigidezza complessiva secondo le indicazioni delle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.

Art. 7. — Edifici con struttura a pannelli portanti

S'intendono per strutture a pannelli portanti quelle formate con l'associazione di pannelli verticali prefabbricati (muri), di altezza pari ad un piano e di larghezza superiore ad un metro, resi solidali a strutture orizzontali (solai) prefabbricate o costruite in opera.

Le strutture a pannelli portanti devono essere realizzate in calcestruzzo pieno od alleggerito, semplice, armato normale o precompresso, presentare giunzioni eseguite in opera con calcestruzzo o malta cementizia, ed essere irrigidite da controventamenti opportuni, costituiti dagli stessi pannelli verticali sovrapposti o da lastre in calcestruzzo realizzate in opera; i controventamenti devono essere orientati almeno secondo due direzioni distinte.

Il complesso scatolare costituito dai pannelli deve realizzare un organismo statico capace di assorbire le azioni sismiche di cui all'articolo 9.

La trasmissione delle azioni mutue tra i diversi elementi deve essere assicurata da armature metalliche.

L'idoneità di tali sistemi costruttivi, anche in funzione del grado di sismicità, deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio.

Art. 8. — Edifici con strutture intelaiate

S'intendono per strutture intelaiate quelle costituite da aste rettilinee o curvilinee, comunque vincolate fra loro ed esternamente. In esse potranno essere compresi elementi irrigidimenti costituiti da:

- a) strutture reticolate in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso;
- b) elementi-parete in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso.

Gli elementi irrigidimenti devono essere opportunamente collegati alle intelaiature della costruzione in modo che sia assicurata la trasmissione delle azioni sismiche agli irrigidimenti stessi.

Il complesso resistente deve essere proporzionato in modo da assorbire le azioni sismiche definite dalle norme tecniche di cui all'art. 3.

Le murature di tamponamento delle strutture intelaiate devono essere efficacemente collegate alle aste della struttura stessa secondo le modalità specificate dalle norme tecniche di cui al precedente art. 3.

Art. 9. — Azioni sismiche

L'edificio deve essere progettato e costruito in modo che sia in grado di resistere alle azioni verticali e orizzontali, ai momenti torcenti e ribaltanti indicati rispettivamente alle successive lettere a), b), c), e d) e definiti dalle norme tecniche di cui al precedente art. 3:

a) Azioni verticali

Non si tiene conto in genere delle azioni sismiche verticali; per le strutture di grande luce o di particolare importanza, agli effetti di dette azioni, deve svolgersi una opportuna analisi dinamica teorica o sperimentale.

b) Azioni orizzontali

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali.

c) Momenti torcenti

Ad ogni piano deve essere considerato il momento torcente dovuto alle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti e in ogni caso non minore dei valori da determinarsi secondo le indicazioni riportate dalle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.

d) Momenti ribaltanti

Per le verifiche dei pilastri e delle fondazioni gli sforzi normali provocati dall'effetto ribaltante delle azioni sismiche orizzontali devono essere valutati secondo le indicazioni delle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.

Art. 10. — *Verifica delle strutture*

L'analisi delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche di cui al precedente articolo è effettuata tenendo conto della ripartizione di queste fra gli elementi resistenti dell'intera struttura.

Si devono verificare detti elementi resistenti per le possibili combinazioni degli effetti sismici con tutte le altre azioni esterne, senza alcuna riduzione dei sovraccarichi, ma con l'esclusione dell'azione del vento.

Art. 11. — *Verifica delle fondazioni*

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione si eseguono con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto, tra le forze agenti, delle azioni sismiche orizzontali applicate alla costruzione e valutate come specificato dalle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.

Art. 12. — *Deroghe*

Possono essere concesse deroghe all'osservanza delle norme tecniche di cui al precedente articolo 3 dal Ministro per i lavori pubblici previa apposita istruttoria da parte dell'ufficio periferico competente del Ministero dei lavori pubblici e parere favorevole del Consiglio superiore dei lavori pubblici, quando sussistano ragioni particolari, che ne impediscano in tutto o in parte l'osservanza, dovute all'esigenza di salvaguardare le caratteristiche ambientali dei centri storici.

Tali deroghe devono essere previste nei piani particolareggiati.

Art. 13. — *Parere delle sezioni a competenza statale degli uffici del genio civile sugli strumenti urbanistici*

Tutti i Comuni nei quali sono applicabili le norme di cui al titolo II della presente legge e quelli di cui al precedente articolo 2, devono richiedere il parere delle sezioni a competenza statale del competente ufficio del genio civile sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio.

Le sezioni a competenza statale degli uffici del genio civile devono pronunciarsi entro sessanta giorni dal ricevimento della richiesta dell'amministrazione comunale.

Capo II — RIPARAZIONI E SOPRAELEVAZIONI

Art. 14. — *Sopraelevazioni*

E' consentita, nel rispetto degli strumenti urbanistici vigenti:

a) la sopraelevazione di un piano negli edifici in muratura, purché nel complesso la costruzione risponda alle prescrizioni di cui alla presente legge;

b) la sopraelevazione di edifici in cemento armato normale e precompresso, in acciaio o a pannelli portanti, purché il complesso della struttura sia conforme alle norme della presente legge.

Art. 15. — *Riparazioni*

Le riparazioni degli edifici debbono tendere a conseguire un maggiore grado di sicurezza alle azioni sismiche di cui ai precedenti articoli.

I criteri sono fissati nelle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.

Art. 16. — *Edifici di speciale importanza artistica*

Per l'esecuzione di qualsiasi lavoro di riparazione in edifici o manufatti di carattere monumentale o aventi, comunque, interesse archeologico, storico o artistico, siano essi pubblici o di privata proprietà, restano ferme le disposizioni vigenti in materia.

Capo III — VIGILANZA SULLE COSTRUZIONI

Art. 17. — *Denuncia dei lavori, presentazione ed esame dei progetti*

Nelle zone sismiche di cui all'articolo 3 della presente legge, chiunque intenda procedere a costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni, è tenuto a darne preavviso scritto, notificato a mezzo del messo comunale o mediante lettera raccomandata con ricevuta di ritorno, contemporaneamente, al sindaco ed all'ufficio tecnico della regione o all'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti, indicando il proprio domicilio, il nome e la residenza del progettista, del direttore dei lavori e dell'appaltatore.

Alla domanda deve essere unito il progetto, in doppio esemplare e debitamente firmato da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze, nonché dal direttore dei lavori.

Il progetto deve essere esauriente per planimetria, piante, prospetti e sezioni ed accompagnato da una relazione tecnica, dal fascicolo dei calcoli delle strutture portanti, sia in fondazione che in elevazione, e dai disegni dei particolari esecutivi delle strutture.

Al progetto deve inoltre essere allegata una relazione sulla fondazione, nella quale dovranno illustrarsi i criteri adottati nella scelta del tipo di fondazione, le ipotesi assunte, i calcoli svolti nei riguardi del complesso terreno-opera di fondazione.

La relazione sulla fondazione deve essere corredata da grafici o da documentazione, in quanto necessari.

L'Azienda autonoma delle ferrovie dello Stato non è tenuta all'osservanza delle disposizioni di cui ai precedenti commi, sempreché non trattisi di manufatto per la cui realizzazione è richiesto il preventivo rilascio della licenza edilizia.

Art. 18. — *Autorizzazione per l'inizio dei lavori*

Fermo restando l'obbligo della licenza di costruzione prevista dalla vigente legge urbanistica, nelle località sismiche, ad eccezione di quelle a bassa sismicità all'uopo indicate nei decreti di cui al secondo comma del precedente articolo 3, non si possono iniziare lavori senza preventiva autorizzazione scritta dell'ufficio tecnico della regione o dell'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti.

Per i manufatti da realizzarsi da parte dell'Azienda autonoma delle ferrovie dello Stato non è richiesta la autorizzazione di cui al precedente comma.

L'autorizzazione viene comunicata, subito dopo il rilascio, al Comune per i provvedimenti di sua competenza.

Avverso il provvedimento relativo alla domanda di autorizzazione è ammesso ricorso al presidente della giunta regionale o al provveditore regionale alle opere pubbliche, che decidono con provvedimento definitivo.

I lavori devono essere diretti da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Art. 19. — *Registro delle denunce dei lavori*

In ogni Comune deve essere tenuto un registro delle denunce dei lavori di cui al precedente articolo 17.

Il registro deve essere esibito, costantemente aggiornato, a semplice richiesta, ai funzionari, ufficiali ed agenti indicati nel successivo articolo 29.

Titolo III — REPRESSIONE DELLE VIOLAZIONI

Art. 20. — *Sanzioni penali*

Chiunque violi le prescrizioni contenute nella presente legge e nei decreti interministeriali di cui agli articoli 1 e 3 è punito con la ammenda da lire 200mila a lire 10 milioni.

Art. 21. — *Accertamento delle violazioni*

I funzionari, gli ufficiali ed agenti indicati nel successivo articolo 29, appena accertato un fatto costituente violazione delle presenti norme, compilano processo verbale trasmettendolo

immediatamente all'ufficio tecnico della regione o all'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti.

L'ingegnere capo di detto ufficio, previ, occorrendo ulteriori accertamenti di carattere tecnico, trasmette il processo verbale al pretore con le sue deduzioni.

Art. 22. — *Sospensione dei lavori*

L'ingegnere capo dell'ufficio tecnico della regione o dell'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti, contemporaneamente agli adempimenti di cui all'articolo precedente, ordina, con decreto motivato, notificato a mezzo di messo comunale, al proprietario, nonché al direttore o appaltatore od esecutore delle opere, la sospensione dei lavori.

Copia del decreto è comunicata al sindaco o al pretore ai fini dell'osservanza dell'ordine di sospensione.

Il prefetto, su richiesta dell'ingegnere capo dell'ufficio, di cui al primo comma, assicura l'intervento della forza pubblica, ove ciò sia necessario per la esecuzione dell'ordine di sospensione.

L'ordine di sospensione produce i suoi effetti sino alla data in cui la pronuncia dell'autorità giudiziaria diviene irrevocabile.

Art. 23. — *Procedimento*

Se nel corso del procedimento penale il pretore ravvisa la necessità di ulteriori accertamenti tecnici, nomina uno o più periti, scegliendoli fra gli ingegneri dello Stato.

Deve essere in ogni caso citato per il dibattimento l'ingegnere capo dell'ufficio tecnico della regione o dell'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti, il quale può delegare un funzionario dipendente.

Con il decreto o con la sentenza di condanna il pretore ordina la demolizione delle opere o delle parti di esse costruite in difformità alle norme della presente legge o dei decreti interministeriali di cui agli articoli 1 e 3, ovvero impartisce le prescrizioni necessarie per rendere le opere conformi alle norme stesse, fissando il relativo termine.

Art. 24. — *Esecuzione d'ufficio*

Qualora il condannato non ottemperi all'ordine o alle prescrizioni di cui all'articolo precedente, dati con sentenza irrevocabile o con decreto esecutivo, l'ufficio tecnico della regione o l'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti provvedono, se del caso con l'assistenza della forza pubblica, a spese del condannato.

Art. 25. — *Competenza del presidente della giunta regionale*

Qualora il reato sia estinto per qualsiasi causa, il presidente della giunta regionale ordina, con provvedimento definitivo, sentito l'organo tecnico consultivo della regione, la demolizione delle opere o delle parti di esse eseguite in violazione delle norme della presente legge e delle norme tecniche di cui agli articoli 1 e 3 ovvero l'esecuzione di modifiche idonee a renderle conformi alle norme stesse.

In caso di inadempienza si applica il disposto dell'articolo precedente.

Art. 26. — *Comunicazione del provvedimento all'ufficio tecnico della regione o al genio civile*

Copia della sentenza irrevocabile o del decreto esecutivo emessi in base alle precedenti disposizioni deve essere comunicata, a cura del cancelliere, all'ufficio tecnico della regione o all'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti entro quindici giorni da quello in cui la sentenza è divenuta irrevocabile o il decreto è diventato esecutivo.

Art. 27. — *Modalità per la esecuzione di ufficio*

Per gli adempimenti di cui al precedente articolo 24 è iscritta annualmente in apposito capitolo dello stato di previsione della spesa del Ministero dei lavori pubblici, la spesa di lire 50 milioni.

Al recupero delle somme erogate su tale fondo per l'esecuzione di lavori di demolizione di opere in contravvenzione alle norme tecniche di cui alla presente legge, si provvede a mezzo dell'esattoria comunale in base alla liquidazione dei lavori stessi fatta dall'ufficio tecnico della regione o dal genio civile, secondo le competenze vigenti, e resa esecutiva dal prefetto.

La riscossione delle somme dei contravventori, per il titolo suindicato e con l'aumento dell'aggio spettante all'esattore, è fatta mediante ruoli resi esecutivi dalle intendenze di finanza con la procedura stabilita per l'esazione delle imposte dirette.

Il versamento delle somme stesse è fatto con imputazione ad apposito capitolo del bilancio dell'entrata.

Art. 28. — Utilizzazione di edifici

Il rilascio da parte dei prefetti della licenza d'uso per gli edifici costruiti in cemento armato e delle licenze di abitabilità da parte dei Comuni è condizionato all'esibizione di un certificato da rilasciarsi dall'ufficio tecnico della regione o dall'ufficio del genio civile secondo le competenze vigenti, che attesti la perfetta rispondenza dell'opera eseguita alle presenti norme.

Art. 29. — Vigilanza per l'osservanza delle norme tecniche

Nelle località di cui all'articolo 2 della presente legge e in quelle sismiche di cui all'articolo 3 gli ufficiali di polizia giudiziaria, gli ingegneri e geometri degli uffici del Ministero dei lavori pubblici e degli uffici tecnici regionali, provinciali e comunali, le guardie doganali e forestali, gli ufficiali e sottufficiali del Corpo nazionale dei vigili del fuoco e in generale tutti gli agenti giurati a servizio dello Stato, delle province e dei comuni sono tenuti ad accertare che chiunque inizi costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni sia in possesso dell'autorizzazione rilasciata dall'ufficio tecnico della regione o dall'ufficio del genio civile a norma degli articoli 2 e 18.

I funzionari di detto ufficio debbono altresì accertare se le costruzioni, le riparazioni e ricostruzioni procedano in conformità delle presenti norme.

Egual obbligo spetta agli ingegneri e geometri degli uffici tecnici succitati quando accedano per altri incarichi qualsiasi nei comuni danneggiati, compatibilmente coi detti incarichi.

Titolo IV — DISPOSIZIONI TRANSITORIE E FINALI

Art. 30. — Costruzioni in corso in zone sismiche di nuova classificazione

Non sono tenuti al rispetto delle presenti norme, nelle zone sismiche di nuova classificazione tutti coloro che abbiano iniziato una nuova costruzione prima dell'entrata in vigore del provvedimento di classificazione purché la costruzione sia ultimata entro due anni dalla data del provvedimento stesso.

Il presidente della giunta regionale può per edifici pubblici e di uso pubblico stabilire, ove occorra, termini di ultimazione superiori ai due anni di cui al comma precedente.

Qualora però la costruzione non fosse conforme alle norme tecniche di cui al precedente articolo 3 dovrà arrestarsi la costruzione stessa entro i limiti previsti dalle stesse norme.

Ove tuttavia detti limiti fossero già stati superati, potrà proseguirsi la costruzione fino al completamento del piano in corso di costruzione.

Entro quindici giorni dall'entrata in vigore del provvedimento di classificazione, chiunque abbia in corso una costruzione dovrà farne denuncia all'ufficio tecnico della regione o all'ufficio del genio civile, secondo le competenze vigenti.

L'ufficio di cui al comma precedente entro 30 giorni dalla ricezione della denuncia, accertato lo stato dei lavori ai sensi dei commi precedenti rilascia apposito certificato al denunciante, inviandone copia al sindaco del comune, specificando, eventualmente, la massima quota che l'edificio può raggiungere.

In caso di violazione degli obblighi stabiliti nel presente articolo si applicano le disposizioni del titolo III.

Art. 31. — Provvedimenti sostitutivi del prefetto

Quando concorrano ragioni di particolare gravità ed urgenza, il prefetto può, per le modificazioni richieste dall'osservanza delle presenti norme, valersi del procedimento stabilito dall'articolo 378 della legge 20 marzo 1965, n. 2248, sui lavori pubblici.

In tal caso, il prefetto fa rapporto al pretore per il procedimento penale in ordine alle violazioni accertate.

Art. 32. — Costruzioni in corso e progetti già approvati

Le norme tecniche di cui agli articoli 1 e 3 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione dei rispettivi decreti nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Fino all'entrata in vigore delle norme tecniche di cui al comma precedente continuano ad applicarsi le norme della legge 25 novembre 1962, n. 1684, che, successivamente, si applicheranno solo alle costruzioni in corso e ai progetti già approvati alla data di entrata in vigore delle norme tecniche, salvo il disposto del precedente articolo 30.

Art. 33. — Costruzioni eseguite col sussidio dello Stato

L'inosservanza delle norme della presente legge, nel caso di edifici per i quali sia stato già concesso il sussidio dello Stato importa oltre le sanzioni penali, anche la decadenza dal beneficio del sussidio statale, qualora l'interessato non si sia attenuto alle prescrizioni di cui all'ultimo comma dell'articolo 23.

Art. 34.

Le disposizioni contenute nel capo terzo del titolo II e nel titolo III non si applicano alle opere che, ai sensi delle vigenti norme, si eseguono a cura del genio militare.

**2. D.Min. LL.PP. 24 gennaio 1986 (G.U. 12/5/1986, n.108).
Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.**

Il Ministro dei Lavori Pubblici
di concerto con
il Ministro dell'Interno

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 19 giugno 1984 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 29 gennaio 1985 di rettifica del precedente;

Ritenuto che in forza dell'art. 3, primo comma, della citata legge n. 64/1974 le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche possono essere aggiornate ogni qualvolta occorra in relazione al progredire delle conoscenze;

Considerato che occorre aggiornare alcune parti della normativa tecnica emanata con il citato decreto 19 giugno 1984;

Visti i voti n. 180 del 14 giugno 1985 e n. 557 del 20 dicembre 1985, con i quali il Consiglio superiore dei lavori pubblici ha espresso parere a che le predette norme tecniche siano modificate ed integrate secondo il testo riportato in allegato al presente decreto;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le allegate norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, ad integrale sostituzione di quelle di cui ai precedenti decreti 19 giugno 1984 e 29 gennaio 1985

Art. 2.

In via transitoria, per tre mesi dalla data di pubblicazione del presente decreto, possono ancora applicarsi le norme di cui ai citati precedenti decreti 19 giugno 1984 e 29 gennaio 1985

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

A. DISPOSIZIONI GENERALI

A.1. *Oggetto delle norme — Classificazione delle zone sismiche.*

Le presenti norme tecniche disciplinano tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa.

Il grado di sismicità delle diverse zone da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dall'apposito decreto interministeriale.

Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione B. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le disposizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni C e D.

A.2. *Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali.*

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni dovranno essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e in particolare del decreto ministeriale 21 gennaio 1981.

In particolare per le costruzioni su pendii devono essere eseguite le opportune indagini convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Dovranno inoltre essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato delle esigenze costruttive nella eventualità che possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera od in zone ad essa adiacenti fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti dovranno essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

B.1. *Disposizioni preliminari.*

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Si potranno, in alternativa, eseguire analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

B.2. *Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.*

Si assumerà che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, in due qualsiasi direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. Masse strutturali.

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Per i casi non contemplati nelle sezioni C e D, i sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma, per un'aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statistiche.

Per i serbatoi, i contenitori, e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

B.4. Coefficiente di risposta e di protezione sismica.

B.4.1. Coefficiente di risposta.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 , della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

$$\text{per } T_0 > 0.8 \text{ secondi} \quad R = 0.862/T_0^{2/3}$$

$$\text{per } T_0 \leq 0.8 \text{ secondi} \quad R = 1.0$$

Se il periodo T_0 , non viene determinato si assumerà $R = 1.0$.

B.4.2. Coefficiente di protezione sismica.

Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1.4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1.2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1.0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

B.5. Analisi statica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica delle strutture soggette a:

a) un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$$C = \frac{S-2}{100} \text{ il coefficiente di intensità sismica;}$$

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse strutturali.

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e D, la forza complessiva F_h , deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

b) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

nella quale è, in genere $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con α_h e η_h , rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione α e la singola componente di spostamento η risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \quad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2} \quad (1)$$

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto l'azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

B.6. Analisi dinamica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante una analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

dove:

a è l'accelerazione spettrale;
 g è l'accelerazione di gravità;
 I è il coefficiente di protezione sismica;

R è la funzione del periodo di vibrazione definito così come al punto B.4. per le accelerazioni orizzontali, mentre è $R = 1$ per le accelerazioni verticali.

L'analisi modale deve tenere conto almeno dei primi tre modi di vibrazione. Se la struttura presenta gruppi di modi indipendenti, il numero di modi considerati deve essere adeguatamente aumentato di conseguenza.

Per ciascuna eccitazione (orizzontale oppure verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i -esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \quad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni si esegue con le (1).

B.7. Verifiche.

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il meto-

do delle tensioni ammissibili e, se necessario, dell'entità degli spostamenti. Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti B.8., B.9., B.10.

B.8. Tensioni.

Siano α le sollecitazioni dovute al sisma ed α_p quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente, escluso il vento.

Le tensioni dovute alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati, facendo riferimento, quando siano previste in dette norme, a condizioni di carico eccezionale.

B.9. Spostamenti.

Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico sopra prescritto, cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.

Quando non si eseguano analisi più accurate, basate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e sul comportamento non lineare della struttura, la previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo seguente. Siano η gli spostamenti elastici dovuti al sisma valutati come indicato al punto B.5. oppure al punto B.6.; siano η_p gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni, escluso il vento.

Gli spostamenti reali η_r si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \odot \eta$$

dove $\odot = 6$ se gli η sono calcolati come in B.5. mentre $\odot = 4$ se gli η sono calcolati con analisi dinamica.

Gli spostamenti così valutati non devono compromettere il mantenimento delle connessioni né dare luogo a martellamenti fra strutture indipendenti adiacenti.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

B.10. Fondazioni.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zona ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

La fondazione studiata, in relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

a) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; tali collegamenti devono essere proporzionati in modo che siano in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali presenti alle due estremità del collegamento stesso. È consentito omettere tali collegamenti purché la struttura sovrastante venga verificata per uno spostamento relativo dei punti tra i quali viene omesso il collegamento.

Una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi è data dalla relazione:

$$\Delta l = \frac{L}{1.000}$$

dove:

L è la distanza tra i punti in esame

Δl è lo spostamento, con minimo di 2 cm.

b) nelle fondazioni su pali questi devono avere un'armatura calcolata per la relativa componente sismica orizzontale ed estesa a tutta la lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione vanno eseguiti con i metodi e i procedimenti della geotecnica, tenendo conto della sollecitazione $\alpha_p \pm \alpha$ che la struttura trasmette alle fondazioni.

C. EDIFICI

C.1. Sistemi costruttivi.

Gli edifici possono essere costruiti con:

- a) struttura in muratura;
- b) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- c) struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato, o da muratura armata;
- d) struttura in legname.

C.2. Altezza massima dei nuovi edifici.

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici rappresentata dalla massima differenza di livello fra quello del piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi, non può superare nelle strade e nei terreni in piano i limiti riportati dalla tabella 1.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

TABELLA 1

TIPO DI STRUTTURE	Altezza massima		
	S = 6	S = 9	S = 12
Muratura	16,00 m	11,00 m	7,50 m
Intelaiatura	nessuna limitazione		
Pannelli portanti	32,00 m	25,00 m	15,00 m
Legname	10,00 m	7,00 m	7,00 m

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrioni delle scale e degli ascensori.

Nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota di imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di 4 metri i limiti stabiliti nella precedente tabella 1.

Nelle strade o nei terreni in pendio le altezze massime di cui alla precedente tabella possono essere incrementate di 1,50 m purché la media generale delle altezze di tutte le fronti rientri nei limiti stabiliti nella tabella stessa.

Per le costruzioni in legname è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato la cui altezza non potrà superare i 4 metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legname.

C.3. Limitazione delle altezze in funzione della larghezza stradale

Quando un edificio, con più di due piani in elevazione e/o di altezza massima superiore a m 7,00 misurata con i criteri di cui al precedente punto C.2., con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2. e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada, compresa la carreggiata, non deve essere inferiore a dieci metri nelle zone con grado di sismicità $S = 12$ e $S = 9$; l'altezza massima dell'edificio misurata come indicato nel precedente punto C.2., per ciascun fronte dell'edificio stesso, non deve essere superiore al doppio della suddetta minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada.

Nelle zone a basse sismicità ($S=6$) di cui all'art. 18 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, tale distanza dovrà rispettare solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.

Agli effetti del presente punto deve intendersi:

- a) per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;
- b) per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;
- c) per ciglio la linea di limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto b);
- d) per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici in angolo su strada di diversa larghezza è consentito, nel fronte sulla strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

È consentito per le zone con grado di sismicità $S=9$, su strade di larghezza inferiore ai metri dieci, costruire edifici di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10,00 purché con le prescrizioni relative ad $S = 12$, ai fini del dimensionamento delle strutture.

C.4. Distanza fra gli edifici.

C.4.1. Intervalli d'isolamento.

La larghezza degli intervalli d'isolamento, cioè la distanza minima fra i muri frontali di due edifici, è quella prescritta dai regolamenti comunali purché detti intervalli siano chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni.

In caso contrario sono da considerarsi, agli effetti del precedente punto C.3. quali strade.

C.4.2. *Edifici contigui.*

Due edifici non possono essere costruiti a contatto, a meno che essi non costituiscano un unico organismo statico realizzando la completa solidarietà strutturale.

Nel caso in cui due edifici formino organismi distaccati, essi dovranno essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h) = \frac{h}{100}$$

ove $d(h)$ è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dal piano di spicco delle strutture in elevazione.

Analogo dimensionamento deve adottarsi in corrispondenza dei giunti di dilatazione degli edifici.

C.5. *Edifici in muratura.*

Fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'art. 1, lettera a), della legge 2 febbraio 1974, n. 64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti:

a) le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti;

b) le murature devono essere solidali tra loro mediante opportune ammorsature agli innesti ed agli incroci, evitando di inserirvi canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere;

c) in corrispondenza dei solai di piano e della copertura, sia essa a tetto o a terrazza, si devono disporre sulle murature cordoli in cemento armato di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari almeno alla metà della larghezza. L'armatura di detti cordoli deve essere costituita da almeno quattro tondi di diametro non inferiore a 16 mm; le legature trasversali (staffe) devono essere costituite di tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 25 centimetri.

Per assicurare il comportamento a catena dei cordoli suddetti, deve essere assicurata la continuità dell'armatura ed il suo ancoraggio alle estremità;

d) le aperture praticate nei muri maestri devono essere delimitate da zone di muratura di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso; due aperture contigue devono essere separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo;

e) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interesse non superiore a 7 m.;

f) la muratura portante deve essere realizzata con mattoni o blocchi artificiali squadriati, gli uni e gli altri pieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I con impiego di malta cementizia, ovvero con mattoni o blocchi squadriati di pietra naturale con l'impiego di malta cementizia. È ammesso per gli edifici con non più di 2 piani fuori terra l'uso di muratura di pietrame listata (interasse delle listature $\leq 1,5$ m) con impiego di malta cementizia;

g) negli edifici con un massimo di tre piani fuori terra o negli ultimi tre piani più alti è ammesso l'uso di muratura con mattoni o blocchi squadriati semipieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I;

h) le murature devono avere all'ultimo piano lo spessore minimo d_u , al netto dell'intonaco, riportato nella tabella 2; detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni piano sottostante e di 20 cm in fondazione per le zone classificate sismiche S=9 e S=12.

pletamente fuori terra può essere omissso il primo aumento di spessore.

Nelle zone a bassa sismicità ($S=6$) fermo restando lo spessore minimo d_u dell'ultimo piano riportato nella tabella 2, detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni due piani sottostanti e di cm. 20 in fondazione.

TABELLA 2

TIPO DI MURATURA	d_u		
	$S = 6$	$S = 9$	$S = 12$
Mattoni o blocchi pieni	2 teste ≥ 24 cm	2 teste ≥ 24 cm	3 teste ≥ 36 cm
Mattoni o blocchi semipieni	30 cm	30 cm	40 cm
Pietrame	40 cm	40 cm	50 cm

i) la distanza massima fra lo spiccatto dalle fondazioni e l'intradosso del primo solaio (o fra due solai successivi) non può superare i 7 metri;

l) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammortati nella muratura;

m) sono ammessi solai in cemento armato e laterizi o in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso. Le travi metalliche devono essere inoltre munite di appositi ancoraggi;

n) le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccatto venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al precedente punto c);

o) nel piano interrato o seminterrato è ammesso realizzare i muri in calcestruzzo armato o non con spessore pari a quello del piano sovrastante;

p) il sovraccarico non deve essere superiore a 350 kg/m², salvo che per le scale e i balconi ove può prevedersi un sovraccarico di 400 kg/m².

C.6. Edifici con strutture intelaiate.

C.6.0. Simbologia.

D, D, B, B. = massime dimensioni della pianta dell'edificio, con $D \geq B$, nelle direzioni, ortogonali fra loro, delle azioni sismiche orizzontali.

G_i = somma del peso proprio del piano iesimo dell'edificio e del sovraccarico permanente su di esso gravante

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano iesimo previsto nel calcolo statico di esercizio

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico

$W_i = G_i + s Q_i$ = « peso » da considerare per la valutazione delle azioni sismiche

N = Numero dei piani dell'edificio

$W = \sum_{i=1}^N W_i$ = « peso » totale dell'edificio

$F_i = K W_i$ forza sismica

K = coefficiente sismico

$C = \frac{S-2}{100}$ = coefficiente di intensità sismica

- S = grado di sismicità
 R = coefficiente di risposta
 ϵ = coefficiente di fondazione
 β = coefficiente di struttura
 γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

C.6.1. Analisi statica.

L'analisi statica consiste nello schematizzare le azioni sismiche attraverso forze statiche proporzionali ai pesi W_i innanzi definiti: il coefficiente di proporzionalità (coefficiente sismico) si indicherà con il simbolo K e si distingueranno nel seguito un coefficiente per le azioni sismiche orizzontali K_h ed un coefficiente per le azioni sismiche verticali K_v .

C.6.1.1. Azioni orizzontali.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei « pesi » i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

$$e, \quad W_i = G_i + s Q_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 3 in funzione della destinazione dell'opera.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne dovrà tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali* del piano valori di s differenziati.

TABELLA 3

Locale	Coefficiente s
Locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0,33
Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, ospedali, ecc.)	0,50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.), archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc.	1,00

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico K_{hi} sono specificati in appresso.

Coefficiente di protezione sismica I. Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

Coefficiente di fondazione ϵ . Si assume di regola $\epsilon = 1$.

Per fondazioni dirette e indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di più elevata compressibilità, il valore 1,3.

Coefficiente di risposta R . Come indicato al punto B.4., il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0.8 \text{ secondi} & \quad R = 0.862/T_0^{2.3} \\ \text{per } T_0 \leq 0.8 \text{ secondi} & \quad R = 1.0 \end{aligned}$$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per le costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto C.6.2.

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0.1 \frac{H}{\sqrt{B}} [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ_i . Dipende dal piano in esame e si assume per esso la relazione:

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

essendo h_i , la quota del piano i esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i , può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente K_h uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β . Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affida il 100% delle azioni orizzontali, si assumerà:

$$\beta = 1.2$$

C.6.1.2. Ripartizione delle forze orizzontali.

La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidità.

Nel caso di eccentricità fra il baricentro delle rigidità e quello delle masse si dovrà considerare l'effetto delle coppie torcenti. Quando il rapporto fra i lati D/B è maggiore di 2,5 anche in assenza di eccentricità, dovrà considerarsi al piano lesimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{ti\ min} = \lambda D \sum_{j=1}^N F_j$$

essendo i valori λ riportati nella tabella 4.

TABELLA 4

$2.5 < D/B < 3.5$	$\lambda = 0.03 + 0.02 (D/B - 2.5)$
$3.5 < D/B$	$\lambda = 0.05$

La ripartizione delle forze sismiche al piano fra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Qualora l'impalcato non possieda la ipotizzata rigidità nei riguardi di forze complanari, se ne terrà conto nel calcolo, ovvero essa potrà essere conferita mediante irrigidimenti (controventature) opportunamente dimensionati.

C.6.1.3. Azioni verticali.

Le azioni sismiche verticali non vengono di norma considerate, ad esclusione dei seguenti casi:

- a) membrature orizzontali con luci superiori a 20 m;
- b) strutture di tipo spingente;
- c) sbalzi.

Nei casi di cui ai punti a) e b) le strutture devono calcolarsi prevedendo un coefficiente sismico verticale K_v , pari a ± 0.2 .

Per gli sbalzi si deve considerare un coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0.4$.

Il coefficiente K_v , in ogni caso deve essere moltiplicato per I .

C.6.2. Analisi dinamica.

Per strutture dotate di periodo proprio $T_v > 1.4$ secondi deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in B.6. adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione

$$a/g = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto C.6.1.3. non richiede di norma un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

C.6.3. Verifiche.

Le sollecitazioni α provocate dal sisma si devono combinare con quelle α_p provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni α_v , provocate dalle azioni sismiche verticali la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà eseguire mediante la relazione

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

indicando con α_h le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Per quanto concerne la verifica delle tensioni vale quanto prescritto nei punti B.7. e B.8.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti ad essi conseguenti a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tal caso, indicando con η_2 tali spostamenti, si ha:

$$\eta_2 = \eta_p \pm 0 \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

con:

$0 = 6$ se è stata svolta l'analisi statica;

$0 = 4$ se è stata svolta l'analisi dinamica.

C.6.4. Fondazioni.

Valgono per le fondazioni le prescrizioni riportate nei punti A.2. e B.10.

C.6.5. Elementi divisorii e pannelli esterni.

I pannelli di muratura che costituiscono divisorii interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², devono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di muratura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppino una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da una intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano staccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

C.7. Edifici con struttura a pannelli portanti.

C.7.1. I sistemi costruttivi di cui alla lettera c) del precedente punto C.1. devono essere realizzati in osservanza di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio. Nel caso di pannelli costruiti in opera, la certificazione d'idoneità dovrà essere rilasciata esclu-

sivamente se costituiscono un sistema, intendendosi per tale la realizzazione di particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo.

C.7.2. L'analisi sismica viene di norma eseguita con le modalità prescritte per gli edifici con struttura intelaiata.

Le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto C.6.1.1. assegnando al coefficiente di struttura il valore $\beta = 1,4$ ed al coefficiente di risposta il valore $R = 1$. Lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento secondo due direzioni orizzontali ortogonali.

C.8. Edifici con strutture in legname.

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legname devono essere di un sol pezzo o così saldamente collegate e rafforzate nelle giunture da rendere trascurabile l'indebolimento prodotto dalla giunzione.

C.9. Interventi sugli edifici esistenti.

C.9.0. Gli interventi di adeguamento o di miglioramento di seguito definiti possono essere eseguiti senza l'obbligo del rispetto di quanto stabilito ai punti precedenti delle presenti norme, relativi alle nuove costruzioni, ed in particolare ai punti C.2. e C.3.

Gli interventi predetti comprendono le riparazioni dei danni prodotti da eventi sismici.

C.9.1. Definizioni.

C.9.1.1. Intervento di adeguamento.

Si definisce intervento di adeguamento l'esecuzione di un complesso di opere che risultino necessarie per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3., C.9.6.3. e C.9.7.3.

È fatto obbligo di procedere all'adeguamento a chiunque intende:

a) sopraelevare o ampliare l'edificio.

Si intende per ampliamento l'eventuale sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso. In tal caso non sussiste più l'obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto C.3.;

b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (pesi permanenti carico accidentale compreso) superiori al 20%;

c) effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;

e) effettuare interventi strutturali rivolti a reintegrare l'organismo edilizio esistente nella sua funzionalità strutturale mediante un insieme sistematico di opere.

Le sopraelevazioni sono ammissibili esclusivamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione di altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto C.3. qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

C.9.1.2. Intervento di miglioramento.

Si definisce intervento di miglioramento l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza peraltro modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

È fatto obbligo di eseguire interventi di miglioramento a chiunque intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali dell'edificio.

C.9.2. Progetto esecutivo.

C.9.2.1. Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il progetto deve essere completo ed esauriente per planimetrie, piante, sezioni, particolari esecutivi, relazione tecnica, relazione sulle fondazioni e fascicolo dei calcoli per la verifica sismica. In particolare la relazione tecnica deve riferirsi anche a quanto indicato nei successivi punti C.9.2.3. e C.9.2.4.

In ogni caso i disegni di progetto devono contenere le necessarie informazioni atte a definire le modalità di realizzazione degli interventi nonché, ogni qualvolta occorra, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le relative prescrizioni specifiche.

Nel caso in cui sia prescritto l'adeguamento ai sensi del precedente punto C.9.1.1., e viceversa, in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risultati che non occorranza provvedimenti di adeguamento, deve essere ugualmente presentata, ai sensi del citato art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, la documentazione tecnica sopra indicata riferita al fabbricato esistente.

La verifica sismica è tassativa per gli edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti.

Essa può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica per gli edifici in muratura che allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo eventualmente progettate, posseggano i requisiti costruttivi di cui al punto C.5. Se gli edifici in muratura non hanno i requisiti citati, la verifica sismica è obbligatoria.

Nelle verifiche sismiche per gli interventi di adeguamento, si terrà conto dei coefficienti di protezione sismica I definiti nei punti precedenti, assumendo, per i soli casi di adeguamento previsti al punto C.9.1.1. paragrafo e), un valore di I ridotto del 30%.

C.9.2.2. Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento.

Nel caso di interventi di miglioramento il progetto dovrà contenere di norma la stessa documentazione prescritta per gli interventi di adeguamento limitatamente alle opere interessate.

Nella relazione tecnica dovrà essere dimostrato che gli interventi progettati non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio.

C.9.2.3. Operazioni progettuali.

Il progetto di un intervento su di un edificio sarà basato sulle seguenti operazioni:

- a) individuazione dello schema strutturale nella situazione esistente;

b) valutazione delle condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali interessati dagli interventi, avuto riguardo alla eventuale degradazione dei materiali e ad eventuali dissesti in atto;

c) scelta progettuale dei provvedimenti di intervento operata sulla base degli elementi come sopra determinati;

d) verifica sismica, se necessaria, del nuovo organismo strutturale.

C.9.2.4. Criteri di scelta progettuale.

I criteri adottati nella scelta del tipo di intervento, devono scaturire, di norma, da uno studio preliminare dell'organismo edilizio riguardante in particolare:

a) le caratteristiche, nella situazione esistente, sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso;

b) l'evoluzione storica delle predette caratteristiche con particolare riferimento all'impianto edilizio originario ed alle principali modificazioni intervenute nel tempo;

c) l'analisi globale del comportamento strutturale al fine di accertare le cause ed il meccanismo di eventuali dissesti in atto.

C.9.3. Provvedimenti tecnici di intervento.

I provvedimenti tecnici per interventi di adeguamento o di miglioramento antisismico possono ottenersi sia mediante la riduzione degli effetti delle azioni sismiche, sia mediante l'aumento della resistenza dell'organismo edilizio o di sue parti a tali azioni.

Provvedimenti tecnici devono altresì essere adottati per consolidare, e se del caso eliminare, elementi non strutturali il cui eventuale crollo può causare vittime e danni.

C.9.3.1. Provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici.

I provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

a) nella riduzione delle masse non strutturali;

b) altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento d'insieme del sistema edilizio, fra i quali:

la creazione ed adeguamento dei giunti;

la riduzione degli effetti torsionali;

la ridistribuzione delle rigidità.

C.9.3.2. Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi ad aumentare la resistenza strutturale.

I provvedimenti tecnici di adeguamento antisismico intesi ad aumentare la resistenza delle strutture consistono sia nell'aumentare la resistenza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente, sia nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

I provvedimenti tecnici di miglioramento antisismico sono indicati al successivo punto C.9.8. Possono usarsi anche tecniche d'intervento non ivi esplicitamente menzionate purché risultino, sulla base di adeguata documentazione, di eguale efficacia.

C.9.3.3. Provvedimenti tecnici in fondazione.

I provvedimenti di adeguamento riguardanti le strutture di fondazione dovranno tendere di norma al rispetto delle prescrizioni contenute al punto C.6.4.

Le verifiche dovranno essere eseguite secondo i criteri stabiliti nel decreto ministeriale 21 gennaio 1981 e successivi aggiornamenti riducendo del 20% i coefficienti di sicurezza ivi prescritti.

Nel caso di edifici situati su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio tenuto conto della presenza dell'edificio secondo quanto disposto alla sezione G del sopracitato decreto.

Se si accerti che possono verificarsi nel sottosuolo dell'opera fenomeni di liquefazione oppure manifestazioni di movimenti franosi, non si procederà a qualsiasi intervento di adeguamento prima di avere stabilizzato la zona mediante i provvedimenti del caso.

Negli interventi di adeguamento i provvedimenti sulle strutture di fondazione e le relative verifiche potranno essere omessi, qualora su motivato giudizio del progettista ed in relazione alle caratteristiche dei terreni, come deducibile dalla relazione geotecnica di cui al decreto ministeriale 21 gennaio 1981, siano verificate contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza.

b) gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato.

c) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;

d) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo $\beta = 2$.

C.9.3.4. Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento.

Nel caso di giunti non dimensionati in conformità al punto C.4. si deve provvedere, in generale, al loro adeguamento.

In alternativa si potrà intervenire:

o inserendo degli elementi di protezione al martellamento;

oppure eliminando il giunto mediante il collegamento delle strutture da esso separate. In tal caso si dovrà tener conto di tale nuovo accoppiamento nella verifica dell'edificio.

Qualora l'adeguamento delle dimensioni del giunto risulti tecnicamente molto complesso o particolarmente oneroso, è consentito di non effettuare l'adeguamento nei seguenti casi:

a) il calcolo delle deformazioni relative fra i due corpi di fabbrica, svolto secondo i criteri indicati al punto C.6.3. ma assumendo comunque per il coefficiente Φ il valore $\Phi = 1$ per le costruzioni in muratura e $\Phi = 3$ per gli altri tipi di strutture, assicuri la mancanza di effetti di martellamento;

b) edifici contigui entrambi in muratura ed aventi altezze che rientrino nei limiti di cui al punto C.2.

C.9.3.5. Aggetti verticali.

Gli elementi verticali (quali comignoli, torrini, parapetti ecc.) dovranno essere opportunamente vincolati alle strutture portanti ed essere resi resistenti alle forze sismiche.

C.9.4. *Collaudo degli interventi di adeguamento.*

Gli interventi di adeguamento saranno sottoposti a collaudo da parte di un ingegnere architetto geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il collaudo, da eseguirsi preferibilmente in corso d'opera, dovrà tendere ad accertare sostanzialmente che la realizzazione degli interventi sia avvenuta conformemente alle prescrizioni progettuali e nel rispetto delle finalità indicate dal progetto, controllando in particolare l'efficienza dei collegamenti, eseguiti tra i nuovi sistemi resistenti eventualmente inseriti e le strutture preesistenti.

Di norma il collaudo dovrà essere basato sulle risultanze di saggi e di prove sia in situ che su campioni.

C.9.5. *Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura.*

C.9.5.1. *Schema strutturale.*

Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all'azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; dovrà comunque essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.

Dovranno inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso.

Infine, per tutte le strutture spingenti dovrà provvedersi all'eliminazione delle relative spinte.

Si dovrà accertare l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, andrà accertata l'efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido.

Per ciascuna parete si considereranno in genere separatamente le azioni ad essa compianari e quelle normali.

Le azioni complanari alle pareti saranno valutate tenendo conto della ridistribuzione operata dai solai solo se quelli presentano adeguata rigidità nel loro piano e buon collegamento con i muri.

Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti queste si considereranno vincolate ai solai ed alle pareti trasversali solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti.

C.9.5.2. *Analisi dei materiali.*

La resistenza della muratura sarà calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario.

C.9.5.3. *Verifica sismica.*

La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6. assumendo per il coefficiente di struttura il valore:

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

ove si attribuiscono i seguenti valori:

$\beta_1 = 2$, coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 2$, coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Per la verifica sismica si potrà adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prenderà in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati da solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti.

Si considera trascurabile la rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

L'azione sismica ortogonale alla parete sarà rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a βC volte il peso della parete e da forze concentrate pari a βC volte il carico degli orizzontamenti che si appoggiano su di essa se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali.

Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente.

Le verifiche relative alle fondazioni, previste dal decreto ministeriale 21 gennaio 1981 vanno eseguite secondo i criteri stabiliti in detto decreto; le azioni sismiche saranno calcolate assumendo per il coefficiente β_2 il valore $\beta_2 = 1$.

C.9.6. Interventi di adeguamento delle costruzioni di cemento armato.

C.9.6.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente alle azioni sismiche deve derivare da un'analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo adeguatamente in conto la partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. In particolare dovrà essere adeguatamente studiata la modellazione dei sistemi strutturali più rigidi, quali le scale o altri eventuali nuclei presenti nel fabbricato.

Si dovrà anche tener conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidità e di resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi dovrà essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali.

Qualora lo schema strutturale sia basato sull'ipotesi di infinita rigidità dei solai nel loro piano, come previsto al punto C.6.1.2., dovrà essere accertata la effettiva rispondenza di tali ipotesi con la effettiva configurazione strutturale dei solai stessi.

C.9.6.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

La resistenza degli elementi strutturali verrà stimata avuto riguardo alla qualità e allo stato di conservazione del conglomerato e dell'armatura metallica.

Opportune indagini saranno eseguite per appurare l'affidabilità dei dettagli costruttivi, in particolare degli ancoraggi delle armature in corrispondenza dei principali nodi trave-pilastro.

C.9.6.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.7. Interventi di adeguamento delle costruzioni con struttura metallica.

C.9.7.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente all'azione sismica deve rispecchiare il comportamento globale dell'edificio.

Si terrà conto della presenza di elementi anche non strutturali che limitino la deformabilità dell'organismo portante: si valuterà la rigidità e la resistenza di tali elementi per giudicare della loro partecipazione al comportamento d'insieme.

Si accerterà altresì l'efficienza degli elementi controventanti costituiti da nuclei in cemento armato oppure da strutture verticali in acciaio o altro, tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo offerte dalle fondazioni.

C.9.7.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

Le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali saranno valutate mediante esame dello stato di conservazione del materiale metallico e dell'integrità fisica di ogni loro parte.

L'indagine deve essere estesa, a seconda della tipologia strutturale dell'edificio, agli elementi controventanti (nuclei di cemento armato, controventi verticali in acciaio, etc.), agli elementi di collegamento di questi ultimi alle piastre ed agli ancoraggi alle fondazioni.

C.9.7.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.8. Interventi tecnici di miglioramento per gli edifici in muratura.

C.9.8.1. Pareti murarie.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate, nel caso contrario andranno demolite e ripristinate possibilmente con materiali inerti simili alla muratura preesistente.

Le riparazioni saranno in genere effettuate mediante:

- iniezione di miscele leganti;
- applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
- inserimento di pilastri;
- tirantature orizzontali e verticali.

Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati.

In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.

C.9.8.2. Solai.

Ove si proceda alla sostituzione di solai, questi saranno del tipo in cemento armato ordinario o precompresso o solai misti con blocchi interposti in laterizio od altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi dovranno essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio.

I cordoli potranno essere eseguiti — se necessario — a tratti sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione e di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di precompressione.

Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli potranno non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o miscele sintetiche.

Potranno usarsi solai in legno solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche.

Nel caso si impieghino travetti prefabbricati in cemento armato ordinario o precompresso si dovrà disporre un'apposita armatura di collegamento dei travetti alle strutture perimetrali (travi o cordoli), in modo da costituire un efficace ancoraggio sia agli effetti della trasmissione del momento negativo, sia della forza di taglio.

Qualora si usino laterizi, questi devono essere a blocco unico tra i travetti ed essere efficacemente ancorati ad essi ed alla sovrastante soletta.

C.9.8.3. Scale.

Le scale in muratura non portante (cosiddette alla romana) devono essere di regola sostituite da scale in cemento armato o in acciaio.

Possono tuttavia essere conservate soltanto se prive di lesioni, e dopo averne verificata l'efficienza a mezzo di prove di carico statico e dinamico. Quando necessità ambientali-architettoniche richiedano la conservazione di scale a sbalzo staticamente non sicure, potranno adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

C.9.8.4. Archi e volte.

Gli archi e le volte dei fabbricati, siti negli orizzontamenti fuori terra, devono essere muniti di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte, a meno che le murature di sostegno abbiano spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano generati sforzi di trazione.

Le eventuali lesioni degli archi e delle volte potranno essere risarcite mediante adeguate cuciture ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche o altro materiale o sistema idoneo.

Qualora le lesioni siano macroscopiche, o le murature si presentino inconsistenti, gli archi e le volte dovranno essere demoliti. Ove lo richiedano esigenze funzionali od estetiche, ovvero il ripristino di condizioni di equilibrio di insieme, potranno essere ricostruiti sempre con il criterio di realizzare sistemi spingenti chiusi in se stessi; qualora non sussistano le dette esigenze, le strutture spingenti vanno sostituite con elementi strutturali non spingenti.

C.9.8.5. Coperture.

I tetti ove sostituiti debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento.

Nel caso di tetti in legno si dovrà garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

C.9.9. Edifici con struttura mista.

Nel caso di edifici le cui strutture resistenti sono realizzate con combinazioni di elementi in muratura, in calcestruzzo armato o metallici, si applicano le prescrizioni di cui alle presenti norme relative alla tipologia degli elementi strutturali ai quali è prevalentemente affidato il compito di resistere alle forze orizzontali.

Dovrà essere verificata la compatibilità delle deformazioni dei vari elementi presenti nonché la validità dei collegamenti fra gli elementi strutturali di diversa tipologia.

C.9.10. Complessi edilizi.

Nel caso di complessi edilizi privi di giunti tra gli edifici, il progetto esecutivo di intervento deve documentare la situazione statica degli edifici contigui, a dimostrazione che gli interventi previsti non arrechino aggravii a tale situazione.

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

Nella progettazione e nella costruzione dei muri di sostegno dei terreni in zone sismiche deve tenersi anche conto della influenza delle azioni sismiche agenti soltanto in direzione orizzontale.

Se non si eseguono calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni, potranno adottarsi i criteri di calcolo che seguono.

Oltre la spinta statica F (calcolata per i valori di i' e di β), devono, pertanto, considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F , esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui $F_s = AF'$
ove:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$$\vartheta = \arctg C$$

C = coefficiente d'intensità sismica

F' = spinta calcolata per $i' = i + \vartheta$

F = spinta calcolata per $\beta' = \beta + \vartheta$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno)

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza del muro stesso;

2) una forza d'inerzia orizzontale

$$F_i = C \cdot W$$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica

W = peso proprio del muro

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi.

Le verifiche di cui detto innanzi potranno omettersi per muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

ALLEGATO I

1. Tipologie e percentuali di foratura dei mattoni e blocchi artificiali.

1.1. Definizioni.

Mattoni e blocchi. — Sono denominati mattoni gli elementi per murature di laterizio o di altro materiale idoneo avente generalmente forma parallelepipedica; gli elementi di grande formato (volume maggiore di 5.500 cm³ circa) sono anche denominati blocchi.

Foratura. — Gli elementi per muratura possono essere dotati di incavi di limitata profondità su una o due facce opposte, di fori passanti da una faccia e quella opposta; di fori profondi non passanti.

Agli effetti delle presenti norme si indica con:

A = area lorda della faccia delimitata dal suo perimetro

f = area media della sezione normale di un foro

F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti

La percentuale di foratura è espressa dalla:

$$\varphi = 100 \frac{F}{A}$$

1.2. Mattoni o blocchi pieni.

Si considerano pieni i mattoni o blocchi che abbiano incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta, nonché gli elementi con fori passanti e profondi non passanti la cui foratura rientri nei limiti seguenti:

$$\varphi \leq 15\% \quad f \leq 0,03 A$$

1.3. Mattoni e blocchi semipieni.

Si considerano semipieni gli elementi per murature per i quali risulti:

$$15\% < \varphi \leq 45\% \quad f \leq 4,5 \text{ cm}^2$$

La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno deve essere — per elementi lisci da parametro — di almeno 1,5 cm e per elementi rigati, al netto della rigatura, di almeno 1,2 cm.

I fori dovranno essere distribuiti pressochè uniformemente sulla faccia del pezzo.

Quando A sia maggiore di 300 cm², l'elemento può essere dotato di un foro di presa di maggiori dimensioni fino ad un massimo di 35 cm², da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A maggiore di 580 cm², i fori di presa possono essere due con area di ogni foro non maggiore di 35 cm² e da computare nella percentuale complessiva della foratura.

2. Resistenze.

Gli elementi per murature dovranno avere le seguenti resistenze medie a rottura per compressione riferita alla superficie totale lorda, e valutata su almeno 30 elementi.

a) elementi pieni:

$R \geq 10 \text{ N/mm}^2$ (100 kg/cm²) per edifici di altezza maggiore di m 7,50

$R \geq 7 \text{ N/mm}^2$ (70 kg/cm²) per edifici di altezza fino a m 7,50

b) elementi semipieni:

in direzione dei carichi verticali:

$$R_1 \geq 8 \text{ N/mm}^2 \text{ (80 kg/cm}^2\text{)}$$

in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura:

$$R_2 \geq 2 \text{ N/mm}^2 \text{ (20 kg/cm}^2\text{)}$$

I valori di R_1 e R_2 dovranno essere entrambi rispettati.

3. Accettazione.

Per l'accettazione all'impiego di elementi semipieni per murature, ogni produttore dovrà eseguire ogni sei mesi presso un laboratorio ufficiale di cui all'art. 20 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, prove a rottura per compressione nelle due direzioni ciascuna su trenta elementi singoli.

Tale certificazione va sottoposta al direttore dei lavori per l'accettazione della fornitura.

Il direttore dei lavori potrà eseguire altre eventuali prove per la determinazione della media; in tal caso si opererà su almeno dieci elementi.

3. Istruzioni C.N.R. - 10024/86

Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

1. *Oggetto e scopo.*

Le Istruzioni precisano le modalità da seguire per la impostazione, l'elaborazione e la redazione delle relazioni di calcolo delle strutture d'Ingegneria civile ed industriale quando le relazioni stesse utilizzino, in tutto o in parte, il calcolo automatico.

Scopo delle Istruzioni è di conseguire:

- una unificazione formale nella presentazione delle relazioni;
- una sufficiente leggibilità;
- la ripetibilità dell'elaborazione da parte di terzi;
- la disponibilità di una adeguata documentazione dei codici di calcolo adottati;

favorendo così un buon grado di affidabilità dei calcoli condotti su elaboratore.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera relazione di calcolo.

C.1. *Oggetto e scopo.*

Le Istruzioni vogliono essere una guida per gli utilizzatori di codici di calcolo strutturale. Esse contengono indicazioni e suggerimenti finalizzati ad ottenere un buon grado di affidabilità dei calcoli, anche se la loro osservanza non garantisce di per sé la correttezza del calcolo dal punto di vista dell'analisi strutturale.

In assenza di una omologazione all'origine dei codici di calcolo strutturale da parte di un organo ufficiale, si richiama l'impegno primario del progettista a farsi carico del controllo della validità dei programmi che intende adottare.

Le Istruzioni hanno carattere di raccomandazione e fanno riferimento ai principi generali della progettazione validi indipendentemente dai materiali e dal tipo di costruzione.

Per quanto applicabili, queste Istruzioni potranno anche essere utilizzate per l'impostazione, l'elaborazione e la redazione delle relazioni di calcolo che non prevedano l'uso del calcolo automatico.

2. Intestazione della relazione di calcolo.

Saranno indicati:

- il titolo del progetto;
- il committente;
- il nominativo dei progettisti;
- la data della prima stesura e degli eventuali successivi aggiornamenti con indicazione delle modifiche introdotte.

La relazione conterrà inoltre un indice analitico.

C.2. Intestazione della relazione di calcolo.

L'indice generale della relazione di calcolo conterrà l'elenco dei paragrafi che compongono la relazione stessa e degli eventuali allegati, con l'indicazione delle pagine corrispondenti.

3. Individuazione del modello di calcolo.

3.1. Descrizione generale dell'opera.

L'opera viene individuata mediante la definizione dei seguenti elementi: localizzazione, destinazione e tipologia, dimensioni salienti; caratteristiche essenziali del sito; principali caratteristiche geotecniche del terreno fondazionale; tipo dei materiali strutturali; tipo delle azioni prevedibili sulla struttura.

C.3.1. Descrizione generale dell'opera.

Lo scopo di questo punto è di fornire sintetiche indicazioni sulle caratteristiche dell'opera, con eventuale rinvio ad altri documenti specifici di accompagnamento. La descrizione tipologica della struttura va preferibilmente corredata da schemi grafici atti ad individuare forma e dimensioni significative; l'indicazione della destinazione dell'opera è volta a definire il livello di carico e di protezione; tra le caratteristiche generali del sito vanno segnalate: l'altitudine e la distanza dal mare, l'ubicazione nei confronti di spazi pubblici e di altri edifici, la pendenza del terreno.

3.2. Normative di riferimento.

Vanno specificati gli estremi delle norme seguite per le indagini geognostiche, le ipotesi di carico, i criteri di progettazione e di esecuzione, le verifiche di sicurezza.

C.3.2. Normative di riferimento.

È necessario che i riferimenti alle normative, sia nazionali sia estere, siano precisi e dettagliati, con indicazioni dell'Ente normatore e della data di pubblicazione.

Oltre alle indicazioni generali il progettista, ove necessario, richiamerà nei successivi sviluppi dei calcoli e delle verifiche i paragrafi specifici delle norme utilizzate.

3.3. Criteri di analisi della sicurezza.

Saranno indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi o di perdita di funzionalità.

C.3.3. Criteri di analisi della sicurezza.

In via generale, oltre alle verifiche di resistenza, dovranno essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e di assieme, di fatica, di carenza di duttilità, di degrado e di perdita di funzionalità (ad esempio per eccessiva deformabilità dovuta sia a fenomeni elastici, sia a fenomeni viscosi) ecc.

3.4. Schematizzazione della struttura e dei vincoli.

Lo schema della struttura viene individuato escludendo - sulla base di considerazioni riguardanti rigidezza, resistenza e duttilità - gli elementi ritenuti non collaboranti, ed indicando i vincoli e le sconnessioni.

Particolare attenzione andrà rivolta all'interazione terreno-struttura.

C.3.4. Schematizzazione della struttura e dei vincoli.

Nel processo di semplificazione della struttura onde ricavarne lo schema, è importante non escludere parti la cui eliminazione potrebbe portare a una descrizione non cautelativa del comportamento effettivo (ad esempio, negli edifici: tamponature sensibilmente dissimmetriche, corpi scala eccentrici o di grande rigidità, rampe scala, ecc.). In alcuni casi è opportuno adottare più schematizzazioni limite che plausibilmente racchiudano il comportamento reale. Vanno evidenziate le semplificazioni di tipo geometrico quali l'assunzione di complanarità per piani sfalsati, l'assunzione di orizzontalità per elementi strutturali in pendenza, ecc.

3.5. Modellazione della struttura e dei vincoli.

Il modello matematico della struttura viene definito individuando i tipi strutturali dell'organismo resistente nel suo insieme, delle parti che lo compongono, nonché dei vincoli, illustrando, se del caso, le ipotesi semplificative adottate.

Vanno inoltre indicate le sezioni e i punti di verifica.

C.3.5. Modellazione della struttura e dei vincoli.

Esempi di tipi strutturali sono:

- sistemi in stato piano di deformazione o tensione;
- sistemi assialsimmetrici;
- strutture intelaiate spaziali con o senza solai infinitamente rigidi nel loro piano;
- strutture intelaiate piane;
- volte sottili;
- piastre sottili.

Nell'analisi delle sottostrutture (solai, telai piani, ecc.) occorre chiaramente individuare le ipotesi assunte con riferimento al funzionamento locale da quello globale; nell'analisi di edifici con struttura a telaio si dovrà vagliare l'ammissibilità dell'ipotesi di indeformabilità degli orizzontamenti nel loro piano.

9.6. Schematizzazione delle azioni.

Saranno indicati, con riferimento alle normative vigenti, i tipi delle azioni prese in conto, ivi compresi gli stati coattivi, nonché le condizioni e combinazioni di carico considerate.

9.7. Modellazione delle azioni.

Nell'analisi dei carichi si indicheranno le entità e le distribuzioni delle azioni sugli elementi del modello strutturale, precisando, qualora i carichi non siano direttamente applicati alla membratura considerata, i meccanismi del loro trasferimento alla membratura stessa.

Nel caso di analisi dinamica analoghe considerazioni valgono per le masse.

Andranno altresì indicate le distorsioni applicate (variazioni termiche, cedimenti anelastici, ecc.).

C.9.7. Modellazione delle azioni.

In generale si dovranno precisare le ipotesi assunte per definire il flusso delle azioni tra parti della struttura i cui schemi sono trattati separatamente (ad es. entità e leggi di distribuzione dei carichi trasmessi dai solai alle strutture che li sostengono, dalle tamponature ai telai di contorno per effetto del peso proprio e del vento, dalle strutture in elevato alle fondazioni quando queste siano oggetto di calcolazioni separate).

Nel caso di distorsioni da ritiro, viscosità, precompressione, ecc., occorre indicare, oltre all'entità e alle leggi di distribuzione, il metodo adottato per introdurle nel calcolo.

9.8. Modellazione dei materiali.

Sarà indicato il legame costitutivo adottato per i diversi materiali previsti nella struttura ed eventualmente per il terreno

C.9.8. Modellazione dei materiali.

Nel caso di ipotesi di comportamento elastico lineare sarà sufficiente definire le caratteristiche elastiche e di resistenza dei materiali.

Nel caso più generale si dovrà indicare il legame costitutivo ipotizzato e definire le proprietà reologiche (ritiro, fluage, rilassamento, ecc.), anche considerando le fasi di esecuzione, la tipologia costruttiva, nonché la natura dei carichi ed i livelli tensionali previsti.

Ove occorra, in presenza di azioni dinamiche, si preciserà anche il tipo e l'entità dello smorzamento della struttura.

3.9. Tipo di analisi.

Con riferimento ai diversi aspetti delle verifiche indicate al punto 3.3., devono essere evidenziati i tipi di analisi adottati.

In particolare si preciserà se l'analisi condotta è statica o dinamica, lineare o non lineare, e se trattasi di un passo nell'ambito di più analisi concatenate.

Andrà inoltre individuato, per ogni tipo di analisi, il metodo numerico adottato per la risoluzione del problema strutturale così caratterizzato, in relazione anche ai tipi strutturali di appartenenza; infine, ove presenti, andranno indicate le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni.

C.3.9. Tipo di analisi.

Il metodo numerico è individuato precisando il tipo di discretizzazione operata (differenze finite, elementi finiti, striscie finite, elementi al contorno, ecc.).

In ogni caso occorre indicare il procedimento in base al quale vengono valutate le forze nodali.

Nel caso di analisi dinamica, occorre indicare se si fa uso di matrice "consistente" della massa o di matrice di sole masse concentrate; in quest'ultimo caso si indicherà il modo con cui queste masse sono state valutate.

Con "analisi concatenate" si intendono quelle condotte su parti distinte della stessa struttura o sull'intera struttura diversamente modellata, nelle quali i dati di ingresso provengono da analisi precedenti.

4. Individuazione dei codici di calcolo.

4.1. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati.

La relazione di calcolo conterrà, per ogni programma utilizzato, i dati seguenti:

- titolo, autore, organizzazione distributrice, sigla e data della versione;
- eventuali modifiche apportate dall'utente;
- tipo di assistenza da parte del fornitore;
- tipo di documentazione effettivamente usata (manuale teorico, manuale d'uso, bibliografia dei fondamenti teorici, ecc.);
- breve descrizione e campo di applicazione;
- informazioni sintetiche sui fondamenti teorici, sui metodi di calcolo numerico usati, sulle normative di riferimento e sui limiti di applicabilità.

C.4.1. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati.

Le informazioni generali sono richieste per la esatta individuazione e per la piena caratterizzazione del codice di calcolo, anche agli effetti di un eventuale controllo indipendente dalla elaborazione. Nel caso che lo stesso progettista sia l'autore del codice le informazioni saranno conseguentemente limitate agli ultimi tre capoversi del testo.

4.2. Grado di affidabilità dei codici.

Nella relazione di calcolo verrà formulata una valutazione del grado di affidabilità di ciascun programma usato sulla base dei seguenti requisiti:

- esistenza di una documentazione esauriente sulle premesse teoriche, sulla impostazione generale e sui limiti di applicabilità del codice;
- esistenza di controlli e riscontri con soluzioni note e con risultati ottenuti con procedimenti indipendenti;
- presenza nel codice di un'autodiagnostica atta a segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione;
- capacità del codice di fornire sintetiche rappresentazioni dei risultati salienti, anche intermedi, per consentire un rapido controllo dei dati di uscita.

Gli elementi necessari perché il progettista effettui la valutazione di cui sopra saranno forniti dal distributore del programma.

C.4.2. Grado di affidabilità dei codici.

La documentazione deve essere sufficiente per consentire all'utente un'effettiva comprensione del programma utilizzato, che tenda ad escludere applicazioni improprie, sia sotto il profilo del modello di calcolo sia nei riguardi della potenzialità delle procedure numeriche.

È opportuno che la documentazione del codice contenga una serie di problemi campione, estesa a numerose situazioni differenti per tipo di carico, di vincolo, di elementi strutturali.

È altresì importante un'assistenza da parte dell'autore o del distributore, atta a garantire l'eliminazione tempestiva di eventuali errori o difetti di funzionamento, l'aggiornamento anche in rapporto all'evoluzione della normativa, la corretta individuazione delle possibilità d'uso del programma.

L'utilizzazione di un codice di calcolo non assistito o privo di una adeguata ed esauriente documentazione, sia teorica, sia operativa, è sconsigliabile.

4.3. Scelta dei codici.

Il codice di calcolo adottato deve utilizzare un modello matematico compatibile con le scelte di modellazione indicate nei punti 3.5., 3.7., 3.8., 3.9.

C.4.3. Scelta dei codici.

Il progettista evidenzierà la coerenza del problema particolare trattato con quelli risolti dal codice o altrimenti valuterà criticamente la significatività dei risultati con esso ottenibili.

4.4. Programmi di servizio.

Si possono omettere le indicazioni elencate ai paragrafi 4.1., 4.2. e 4.3. per programmi ausiliari o di servizio, per i quali vanno comunque condotti i controlli previsti al capitolo 6.

C.4.4. Programmi di servizio.

Si intendono con programmi di servizio quelli aventi scopi limitati, basati su algoritmi semplici, i cui risultati siano verificabili con calcolo manuale.

5. Modalità di presentazione.

5.1. Stampa dei dati di ingresso.

Per una completa presentazione dell'analisi svolta si richiede una lista di tutti i dati di ingresso comunque forniti o generati, tali da definire univocamente le caratteristiche geometriche, meccaniche, di carico dello schema e del modello, sufficientemente dettagliata da permettere a terzi una rielaborazione indipendente del problema.

Tale lista deve essere prodotta dal calcolatore preferibilmente durante la fase stessa di elaborazione e dovrà essere integrata dalle indicazioni relative a: simbologia, unità di misura, convenzioni sui riferimenti locali e globale, sul segno delle caratteristiche di sollecitazione e delle componenti di spostamento. Se del caso, andrà indicato il criterio di resistenza adottato.

Per una migliore leggibilità dei dati è inoltre opportuno allegare rappresentazioni grafiche del modello adottato, possibilmente fornite per via automatica dall'elaboratore.

Nel caso di più analisi concatenate andrà chiaramente evidenziata la provenienza dei dati utilizzati in ogni fase.

C.5.1. Stampa dei dati di ingresso.

Con riferimento a strutture intelaiate o a strutture discretizzate agli elementi finiti, la lista dei dati deve comprendere:

- coordinate nodali;
- vincoli e sconnessioni;
- incidenze;
- caratteristiche meccaniche dei materiali;
- tipo e caratteristiche geometriche degli elementi;
- tipo ed intensità delle azioni (carichi e distorsioni);
- combinazioni delle azioni;
- caratteristiche geometriche delle sezioni di verifica prescelte.

5.2. Stampa dei risultati.

Si richiede la presentazione di quanto è essenziale a descrivere lo stato di sollecitazione, di tensione e di deformazione della struttura in esame, quali risultano dall'analisi svolta.

Per una analisi statica, o dinamica con integrazione diretta, saranno fornite, per le condizioni di carico, significative informazioni riguardanti:

- componenti di spostamento in un numero di punti sufficiente a valutare le configurazioni deformate;
- componenti di sforzo e di tensione, ed eventualmente il loro inviluppo, in un numero di punti sufficiente a permettere una verifica di sicurezza della struttura;
- componenti di reazione.

Per analisi dinamiche che usano un metodo di sovrapposizione modale saranno inoltre riportati:

- periodi propri;
- tipo di sovrapposizione modale utilizzato;
- entità delle masse modali o coefficienti di partecipazione.

Nel caso di una verifica automatica delle sezioni occorre indicare, per ciascuna sezione: le caratteristiche geometriche, le caratteristiche di sollecitazione e le tensioni.

C.5.2. Stampa dei risultati.

Al fine di una migliore leggibilità dei risultati si consiglia di far ricorso a rappresentazioni grafiche, preferibilmente ottenute per via automatica; fra le varie possibili si segnalano:

- curve di isosforzo;
- rappresentazioni di tensioni principali o sollecitazioni principali;
- diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione;
- rappresentazioni di deformate;
- rappresentazioni di deformate modali.

Nel caso si alleggi la stampa completa di spostamenti e sollecitazioni è opportuno evidenziare i valori relativi alle sezioni di verifica prescelte.

5.9. Notizie sull'elaborazione.

Si riporteranno le indicazioni atte ad individuare l'elaboratore utilizzato e l'elaborato prodotto.

C.5.9. Notizie sull'elaborazione.

Indicazioni significative sono:

Per l'elaboratore:

- tipo;
- capacità di memoria centrale effettivamente disponibile;
- lunghezza (in bit) della parola;
- unità di memoria di massa;
- unità periferiche;
- sistema operativo e sua versione.

Per i programmi utilizzati:

- tipo di linguaggio;
- tipo di variabili usate (semplice o doppia precisione);
- numero di bytes per tipo di variabile.

Per l'elaborato:

- intestazione;
- data e ora di esecuzione;
- tempo di esecuzione;
- numerazione sequenziale delle pagine anche per poter evidenziare eventuali aggiunte o modifiche.

6. Esame dei risultati e controlli.

6.1. Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

È necessario il controllo da parte del progettista del corretto comportamento del modello adottato.

Tale controllo può effettuarsi attraverso riscontri di elementi significativi, quali:

- la compatibilità dei dati geometrici;
- l'assenza di labilità;
- l'entità dei valori delle risultanti dei carichi per le varie condizioni;
- l'equilibrio dell'intera struttura o di sue parti significative per le singole condizioni di carico;

- la simmetria o antisimmetria dei risultati nel caso di strutture simmetriche, caricate simmetricamente o antisimmetricamente;
- il rispetto delle condizioni di vincolo imposte;
- l'entità degli squilibri o incongruenze nodali per le singole condizioni di carico.

C.6.1. Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista del corretto

Il controllo previsto è agevolato dalla disponibilità di elaborati grafici automatici.

Particolare attenzione richiede l'uso di programmi che prevedano una generazione automatica di alcuni dati. In tal caso è necessario verificare la correttezza dell'avvenuta generazione.

Se i controlli ripetitivi sono effettuati in maniera sistematica dallo stesso programma di calcolo, il progettista potrà limitarsi ad una loro verifica sporadica.

6.2. Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista numerico.

Compito del progettista è verificare che la soluzione ottenuta non sia viziata da errori di tipo numerico legati all'algoritmo risolutivo e alle caratteristiche dell'elaboratore.

C.6.2. Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista numerico.

Al progettista potrebbero risultare utili alcuni dei parametri e dei controlli seguenti, forniti o effettuati dallo stesso programma di calcolo:

- numero di cifre utilizzate nei procedimenti numerici significativi;
- indice di condizionamento delle matrici;
- numero di iterazioni effettuate per raggiungere la tolleranza prefissata;
- massimi e minimi elementi nella matrice di rigidezza della struttura;
- rapporto tra pivot massimo e minimo, da confrontare con il numero di cifre significative utilizzate;
- verifica dell'ortogonalità dei modi di vibrare.

7. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il progettista deve effettuare una valutazione complessiva della attendibilità dei risultati dell'analisi strutturale automatica:

- confrontandoli, per quanto possibile, come ordine di grandezza, con quelli di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e, ad esempio, adottati per il primo proporzionamento della struttura;
- verificando, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

La relazione deve elencare e illustrare sinteticamente i controlli effettuati.

C.7. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Per saggiare la sensibilità della procedura di calcolo automatico adottata, il progettista può eseguire più calcolazioni adottando ipotesi semplificative diverse o schemi lievemente modificati; in particolare, in un calcolo agli elementi finiti, è opportuno variare le dimensioni e il tipo degli elementi.

Possono essere utili, ove esistano, l'individuazione e lo studio di situazioni limite più semplici tra le quali si colloca il caso in esame.

Quando non siano possibili controlli con metodi semplificati può essere opportuno il confronto tra i risultati di elaborazioni eseguite con programmi diversi.

Alcune delle semplificazioni adottate in sede di schematizzazione devono trovare una giustificazione a posteriori in un esame delle sollecitazioni e degli spostamenti che ne conseguono: ad esempio la modesta entità degli spostamenti può convalidare l'ipotesi di comportamento geometricamente lineare; il segno della reazione di contatto trave-suolo elastico rende ammissibile l'ipotesi di vincolo bilaterale; la limitatezza del valore delle reazioni di vincoli ad attrito può giustificare le ipotesi sull'efficacia dei vincoli stessi, interni o esterni; la constatazione di errori di congruenza modesti rispetto agli spostamenti di piano, può giustificare l'uso di metodi approssimati per la ripartizione delle azioni sismiche negli edifici multipiano.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. Grandori, *Introduzione all'ingegneria sismica*, Tamburini, Milano, 1970.
- [2] M. Pagano, *Teoria degli edifici*, 2° vol. *Edifici in cemento armato*, Liguori, Napoli, 1970.
- [3] R. Baldacci, G. Ceradini, E. Giangreco, *Dinamica e stabilità*, Italsider, Genova, 1971.
- [4] J. Meek, *Matrix structural analysis*, McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokio, 1971.
- [5] A. Castellani ed altri, *Calcolo di strutture in zona sismica*, Tamburini, Milano, 1975.
- [6] A. Castiglione, *Introduzione alla dinamica delle strutture*, Tamburini, Milano, 1975.
- [7] M. Mele ed altri, *Ingegneria sismica*, Springer-Verlag, Wien-New York 1976.
- [8] C. Gavarini, *Dinamica delle strutture*, ESA, Roma, 1977.
- [9] M. Capurso, *Introduzione al calcolo automatico delle strutture*, Cremonese, Roma, 1977.
- [10] *Il comportamento delle strutture portanti di acciaio alle azioni sismiche, monografia 1. Riferimenti sulla progettazione strutturale*, Italsider, Genova, 1977.
- [11] M. Como, G. Lanni, *Elementi di costruzioni antisismiche*, Cremonese, Roma, 1979.
- [12] M. Pagano, *Teoria degli edifici*, 3° vol. 1° tomo. *Telai per edifici a maglie rettangolari*, Liguori, Napoli, 1979.
- [13] C. Gavarini ed altri, *Ingegneria antisismica*, ESA, Roma, 1980.
- [14] D. J. Dowrick, *Progettazione antisismica*, Hoepli, Milano, 1981.
- [15] M. Pagano, *Teoria degli edifici*, 3° vol. 2° tomo. *Telai per edifici. Schemi particolari*, Liguori, Napoli, 1979.
- [16] C. Gavarini, M. Mele, R. Ramasco, *Progettazione di strutture in cemento armato in zona sismica*, CISM, Udine, 1982.
- [17] F. Motta, *Analisi statica di strutture antisismiche*, Bonaccorso, Catania, 1982.
- [18] G. Sarà ed altri, *Ingegneria antisismica*, Liguori, Napoli, 1985.
- [19] A. Gherzi, *Il personal computer nel calcolo di edifici. Introduzione alla programmazione*, 2° ediz., CUEN, Napoli, 1987.
- [20] A. Giliberti, *Una più razionale struttura della scala per edifici in zona sismica*, CUEN, Napoli, 1987.
- [21] A. Gherzi, P. Lenza, *Teoria degli edifici*, 3° vol. 3° tomo. *Telai spaziali per edifici regolari a piani rigidi*, Liguori, Napoli, 1988.

