

## I CONCETTI ESSENZIALI

### 1.0 Un rapido riepilogo della teoria

Nel piano, un corpo rigido è in equilibrio se la sommatoria di tutte le forze agenti su di esso è uguale a 0 e se la rotazione attorno a un *qualsiasi* punto del piano è uguale a 0.

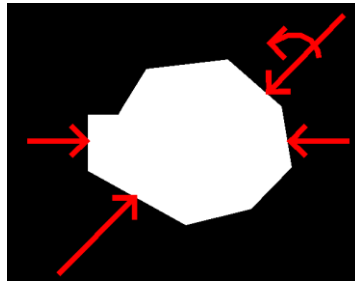


Fig.1

Nell'esempio, Fig.1, poiché le forze oblique non sono allineate, il corpo rigido avrebbe una rotazione oraria. Per annullarla è necessario introdurre un Momento che deve trasportare la forza obliqua in alto esattamente sull'allineamento della forza obliqua in basso.

Scegliendo il *qualsiasi* punto del piano come origine di un sistema di assi cartesiani XY, decomponiamo ogni forza  $F$  in  $F_x + F_y$  Fig.2.

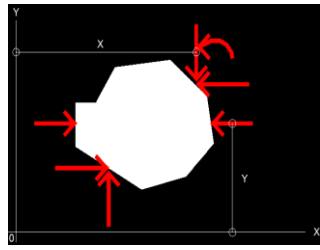


Fig.2

Se, col proprio segno nel riferimento cartesiano adottato:

1. la sommatoria delle  $F_x=0$
2. la sommatoria delle  $F_y=0$
3. la sommatoria degli  $M + F_x \cdot Y + F_y \cdot X=0$

il corpo è in equilibrio.

Queste sono **le 3 equazioni della statica** che ci consentono di calcolare 3 incognite.

Dati un insieme casuale di  $F_x(i)$ , di  $F_y(i)$  e di  $M(i)$ , agenti sul nostro corpo rigido, se la sommatoria di  $F_x(i)$  è  $> 0$  il nostro corpo si muoverà in direzione X, se la sommatoria di  $F_y(i)$  è  $> 0$  il nostro corpo si muoverà in direzione Y, se la sommatoria di  $M(i)$  è  $> 0$  il nostro corpo ruoterà, e, se abbiamo ipotizzato che M è positivo se orario, il corpo si muoverà in senso orario. Con le 3 equazioni della statica possiamo calcolare quelle *uniche* 3 incognite, **quelle particolari**  $F_x$ ,  $F_y$  e M che aggiunte alle sollecitazioni ipotizzate faranno stare il nostro corpo rigido in equilibrio.

Ora analizziamo un corpo rigido in equilibrio avente la forma di elemento rettilineo come una trave Fig.3; potrebbe essere anche un pilastro o una diagonale, e lo tagliamo in mezzeria asportandone la parte di destra.

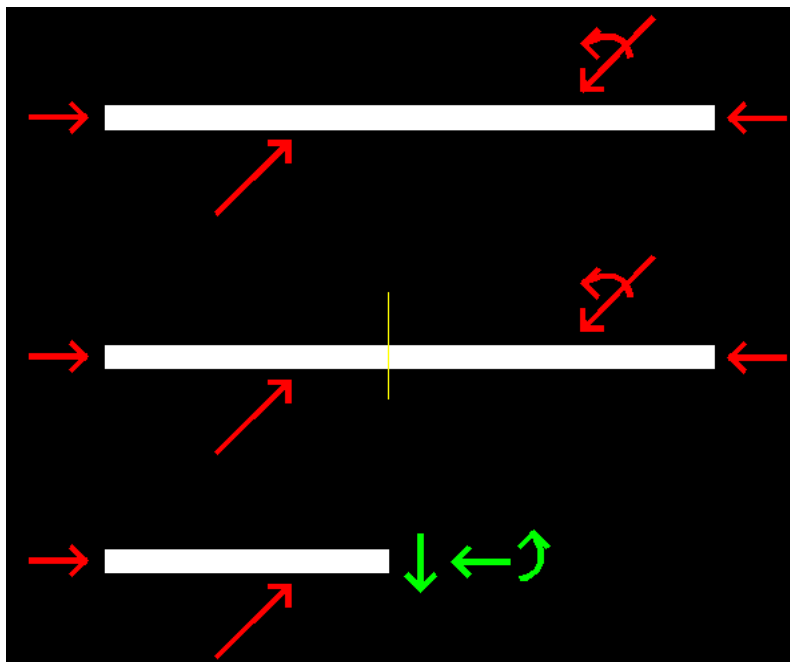


Fig.3

Con le 3 equazioni della statica possiamo calcolare  $F_x$ ,  $F_y$  e  $M$  (in verde) da applicare affinché la parte di trave rimasta, rimanga in equilibrio.

Questi particolari valori sono detti **Caratteristiche della sollecitazione interna**. La Forza longitudinale si chiama **Sforzo Normale** e tende ad allungare/accorciare la trave che non si deforma perché per ipotesi è un corpo rigido. La Forza trasversale si chiama **Taglio** e tende a tagliare la trave che non si taglia perché è un corpo rigido. La coppia si chiama **Momento Flettente** e tende a far piegare la trave che non si piega perché è un corpo rigido. Si chiamano caratteristiche della sollecitazione **interna** perché sono valori interni alla trave; univoci per ogni sollecitazione esterna. Facendo variare, lungo tutta la lunghezza della struttura, la fittizia sezione da cui asportiamo la parte destra o sinistra della nostra trave, le

caratteristiche della sollecitazione vengono calcolate e visualizzate lungo tutta la struttura in diagrammi da ogni programma di calcolo.

I Diagrammi delle Caratteristiche della Sollecitazione ci danno in un colpo d'occhio lo stato tensionale interno della nostra struttura.

Con un poco di esperienza, dallo stato tensionale interno possiamo anche immaginare la sollecitazione esterna che lo ha creato.

Poiché la trave è un corpo rigido, la potremmo utilizzare per superare una luce grandissima, tanto non si piega perché per definizione è rigida.

In effetti però in natura i corpi sono *elastici e si rompono*.

Queste forze interne, se superano **la resistenza** dell'elemento nel punto, l'elemento nella sezione considerata, si rompe.

Al fine di essere in sicurezza, nel **confrontare** le caratteristiche della sollecitazione, le forze interne che sollecitano la sezione, con la resistenza della stessa sezione, se usiamo la resistenza da confrontare riducendo quella effettiva con un coefficiente di sicurezza effettuiamo il calcolo detto *alle tensioni ammissibili*. Se invece **lasciamo inalterata la resistenza a rottura della sezione** e aumentiamo a monte, con dei coefficienti di sicurezza, le forze sollecitanti, generando in questo modo delle caratteristiche della sollecitazione maggiorate, effettuiamo il calcolo detto *agli stati limiti ultimi*. Il risultato più o meno è uguale.

Il secondo tipo di calcolo ha soppiantato il primo perché, in zona sismica, vogliamo studiare la nostra struttura col sisma in aumento.

**Col sisma in aumento, ci interessa seguirla dalla sezione da dove inizia la rottura fino al crollo definitivo con la rottura in più sezioni.** L'analisi pushover.

Ritornando alla trave, ora la ipotizziamo elastica e vincolata con una cerniera a un estremo che ha come reazione vincolare una

Qualsiasi decomponibile nelle due incognite  $F_x$  e  $F_y$ , e un appoggio all'altro estremo che ha una sola reazione vincolare incognita:  $F_y$ .

3 incognite risolubili con le 3 equazioni della statica. Se sotto un carico noto la trave, per effetto dei vincoli, è in equilibrio, possiamo calcolare le 3 reazioni vincolari incognite con le 3 equazioni della statica.

Ora però, avendola ipotizzata elastica, per non farla inarcare troppo vogliamo aggiungere un altro appoggio al centro, il che comporta un'altra reazione vincolare  $F_y$  incognita.

Avendo rimosso l'ipotesi di corpo rigido e avendo messo un vincolo in più rispetto a quelli strettamente necessari, avremo in totale 4 incognite; non possiamo più risolvere il problema con le sole 3 equazioni della statica. Dobbiamo far intervenire *l'elasticità della trave* che per ogni vincolo in più, per ogni incognita in più, ci fornisce una equazione in più. Una equazione di congruenza.

Dove abbiamo messo il terzo appoggio dobbiamo imporre che l'abbassamento della trave senza l'appoggio centrale (*calcolato con la teoria matematica dell'elasticità*), per effetto dell'appoggio, deve essere uguale a 0.

4 incognite e 4 equazioni.

Da qui una definizione importantissima.

Le strutture che possono risolversi con le sole 3 equazioni della statica si chiamano ISOSTATICHE, quelle che hanno vincoli in più oltre a quelli strettamente necessari si chiamano IPERSTATICHE.

Se dalla struttura isostatica togliamo un vincolo, la struttura diventa LABILE e crolla.

Ci sono delle strutture che si costruiscono appositamente isostatiche e altre appositamente iperstatiche.

Le travi continue di viadotti portate da piloni molto distanti fra loro in senso longitudinale, si costruiscono isostatiche perché essendo i piloni molto distanti, non si possono collegare a quota fondazioni, e se fondati su terreni con caratteristiche diverse, sotto carico, possono avere cedimenti differenti. Se viene meno un appoggio, la struttura in elevazione in quel momento diventa da isostatica a labile e segue, senza rompersi, l'abbassamento del suo appoggio fino a quando il pilone ritrova il suo equilibrio. Naturalmente l'abbassamento deve essere piccolo, altrimenti se viene meno completamente l'appoggio, la trave cade intera. Quando il pilone si stabilizza, la struttura in elevazione diventa di nuovo isostatica e si blocca. I giunti sui viadotti sono realizzati in corrispondenza dei punti dove può ruotare la struttura.

In senso trasversale invece, potendosi i piloni a quota fondazioni collegare per limitare i cedimenti differenziali, si collegano anche le strutture in elevazione.

I piloni si costruiscono molto rigidi per fare in modo che sotto sisma la struttura in elevazione si muova come a quota fondazione.

Per gli edifici multipiano invece, i movimenti orizzontali in elevazione non sono gli stessi delle fondazioni se invase da un sisma. Non è possibile costruire pilastri tanto rigidi da avere spostamenti in elevazione uguali a quelli in fondazione; inoltre una struttura elastica, in elevazione, spostandosi in ritardo, meno risente degli spostamenti orizzontali in fondazione. E' messo un limite agli spostamenti orizzontali di interpiano e totali per non far rompere tompagni e tramezzi, e, in generale, per rispettare le esigenze dei carichi portati.

Essendo l'edificio costruito in una zona ristretta, il terreno più o meno è omogeneo e i pilastri possono essere collegati in fondazione. I cedimenti

differenziali fra i pilastri sono limitabili e si possono quindi adottare le strutture *intelaiate* che sono fortemente iperstatiche.

Dato il grande numero di incognite, per calcolarle è di obbligo un programma che giri su computer.

Abbiamo detto che una struttura perdendo tutte le iperstaticità diventa isostatica e quando cede il prossimo vincolo diventa labile e crolla.

Un arco a 3 cerniere è isostatico.

All'aumentare del carico, un arco incastrato, per crollare, si deve piegare plasticamente in 3 punti + 1, si devono creare prima 1, 2, poi 3 e quando si creerà la 4<sup>a</sup> cerniera plastica diventerà labile e crollerà.

Un telaio per crollare si deve prima piegare plasticamente alla estremità di ogni trave in ogni campata a ogni piano e al piede dei pilastri del primo ordine. Questa è la rottura *ideale* da progettare suggerita dalla teoria per il Telaio piano. Sì, avete capito bene, *all'aumentare del sisma, la rottura si deve progettare.*

Se ad es. sotto sisma cedono tutti i pilastri di un piano, l'edificio crolla anche se sopra e sotto è rimasto iperstatico.

*Il calcolo è elastico e lineare;* nel senso che vale il principio di sovrapposizione degli effetti. A una sollecitazione doppia corrisponde uno spostamento doppio. Parliamo sempre di spostamenti piccoli.

Nelle strutture intelaiate, quando il sisma supera quello di progetto e una trave si piega a un estremo, se la vogliamo ricalcolare, lo schema di calcolo non è più quello originario. E' quello originario con una cerniera plastica all'estremità di una trave. La cerniera è **plastica, ha un momento diverso da 0** che con la sollecitazione in aumento rimane fisso, non aumenta più, ma c'è. La struttura però ha perso una iperstaticità. Con questo nuovo schema di calcolo e con le forze sismiche

ancora in aumento, è rifatto il calcolo *elastico lineare* fino a quando si avrà un'altra rottura; un'altra cerniera plastica. Si cambia ancora lo schema di calcolo e si ripete il procedimento fino a quando si arriva alla labilità e quindi al crollo. Questa è l'analisi pushover; *il calcolo elastico non lineare*. Non lineare perché dopo la prima rottura, all'ulteriore aumento della sollecitazione esterna non corrisponde più un proporzionale aumento degli spostamenti perché la struttura varia continuamente.

L'analisi pushover è nata per controllare se il *sisma resistente* di un edificio *esistente* progettato in origine solo per carichi verticali è compatibile col sisma di progetto previsto dalla nuova classificazione sismica della zona.

Si incrementano gli spostamenti orizzontali, cui corrisponde un sisma, da 0 fino alla incompatibilità, fino alla rottura. Si calcola il sisma resistente e si confronta col sisma di progetto.

\* \* \* \* \*

La teoria matematica dell'elasticità per elementi monoassiali, sotto l'effetto di una sollecitazione, ci consente di calcolare come si muove, nonché lo stato tensionale assiale e vincolare di una struttura spaziale.

Si parte dalla sua geometria, dai carichi distribuiti su ogni asta e dai carichi concentrati nei nodi, dalla definizione di ogni asta individuata dalle coordinate  $x,y,z$ , dei suoi estremi(nodi), dalla definizione del **Modulo E di elasticità** definito come il rapporto tra lo sforzo di trazione o compressione applicato e la deformazione assiale che ne deriva, dalla definizione del **Modulo di Taglio G** definito come il



rapporto tra lo sforzo di taglio applicato e la deformazione tagliante che ne deriva, e, dalla definizione del **Coeff. di Poisson**  $\nu$  che consente di determinare la variazione della sezione trasversale per effetto dall'allungamento o accorciamento longitudinale.

Per ogni tipologia di sezione delle aste (rettangolare, circolare, a doppio T...), partendo dallo stato tensionale assiale baricentrico, è poi individuato lo stato tensionale in ogni punto della sezione trasversale della struttura.

Il software Cj inizializza l'output del TelSpa, il solutore di calcolo adottato, definendo tutte le sezioni di tipo G= Generiche.

Tutte le sezioni tipo sono numerate e sono distinte fra loro dai dati caratterizzanti ai fini del calcolo: l'area e, l'inerzia nel piano della struttura.

La tipologia di materiale con cui sarà costruito l'elemento della struttura associa i moduli elastici alla sezione tipo.

Materiale	Modulo E [N/mm <sup>2</sup> ]	Modulo G [N/mm <sup>2</sup> ]	Coeff. di Poisson $\nu$
1	31476	14307	0.10

Cj stampa poi una stringa che con un colpo d'occhio ci fa capire, dal lungo listato del calcolo, a che cosa si riferisce quella sezione tipo.

TABELLA DEI TIPI DI SEZIONE					
sezione	forma	area m <sup>2</sup>	inerzia m <sup>4</sup>	materiale	
1	G	0.1500	0.003125	1	<b>R_Rettangolare300x500 C25/30 B450C</b>

**R\_** ci dice che è un ritto con inerzia lungo il lato Rigido della sezione.

**F\_** avrebbe indicato un ritto con inerzia lungo il lato flessibile.

**O<sub>c</sub>** avrebbe indicato un ritto con inerzia non coincidente con uno degli assi principali di inerzia della sezione.

**Tr** avrebbe indicato una trave,

**Ns** avrebbe indicato il nodo a sinistra della trave, il vincolo a sinistra.

**Nd** avrebbe indicato il nodo a destra della trave, il vincolo a destra.

La sezione è *Rettangolare300x500*.

*C25/30* indica come materiale una qualità di calcestruzzo.

*B450C* indica la qualità dei tondini di acciaio che armano il calcestruzzo.

\* \* \* \* \*

Vediamo ora perché è meglio definire la struttura spaziale di un edificio per civile abitazione, che ha sempre impalcati rigidi, come un insieme di telai piani.

Ipotizziamo ora che il corpo rigido nel piano sia il generico impalcato di un edificio. L'impalcato è caricato da forze verticali gravitazionali che sono statiche e che producono spostamenti verticali che fuori escono dal piano dell'impalcato. Sono quindi incompatibili con la definizione di struttura piana; forze, spostamenti e geometria della struttura, nel piano. Per questo motivo facciamo l'ipotesi che i carichi verticali agenti sull'impalcato saranno scaricati al suolo da altre strutture verticali che non hanno niente a che fare con l'impalcato.

Sotto l'effetto del sisma, ogni carico verticale genera nello stesso posto dove si trova, una forza orizzontale che partendo da 0, dalla quiete, al

massimo raggiungerà il **10/30% di quella verticale** quando il sisma è distruttivo; per questo motivo, ai fini sismici, **l'edificio quando più leggero è, meglio è.**

Oltre ai carichi verticali, nel baricentro delle masse che gravitano sull'impalcato, che può non corrispondere a quello geometrico dell'impalcato stesso, è applicata la risultante di queste forze orizzontali: *la forza sismica*, che naturalmente oltre ad essere proporzionale ai carichi verticali, è proporzionale anche all'intensità del sisma. Ha la direzione del sisma ed è complanare all'impalcato.

Ipotizziamo quindi agenti sull'impalcato rigido solo le forze orizzontali; ovvero la forza sismica risultante perché l'impalcato è rigido, applicata nel baricentro delle masse dello stesso impalcato; nonché le reazioni orizzontali che le strutture verticali sismo resistenti opporranno al movimento dell'impalcato stesso sotto sisma.

I carichi verticali sono composti dai carichi fissi: peso proprio degli elementi strutturali e non come i compagni, e dal sovraccarico utile, il peso degli elementi fluttuanti come le persone, i mobili e le attrezzature che possono spostarsi sull'impalcato.

Il sovraccarico utile, oltre ad essere considerato fluttuante, **ai fini sismici** non viene considerato per intero, perché mentre verticalmente e localmente deve essere sorretto per intero, è molto poco probabile che quando arriva un terremoto, l'edificio, globalmente, sia caricato al massimo, da tutto il sovraccarico utile previsto. Si ipotizza che solo una percentuale del numero di abitanti previsti come massimo, sia presente; percentuale che la norma fa variare in funzione della destinazione d'uso dei vari locali che la struttura deve sorreggere.

Per il fluire di questi carichi, la norma prevede anche lo spostamento sull'impalcato della risultante delle forze sismiche di una certa quantità in positivo e in negativo (che genera dei momenti di piano) seguendo i possibili spostamenti dei carichi fluttuanti sull'impalcato. A tale scopo, la norma oltre alla forza sismica globale, obbliga a considerare anche una coppia sia positiva che negativa che fa spostare appunto la forza sismica verso la eventuale posizione eccentrica del carico fluttuante.

Quanto più l'edificio è allungato in una direzione tanto più il carico fluttuante può essere eccentrico e quindi la forza sismica globale deve essere spostata in quella direzione aumentando il momento di piano da applicare.

Il valore della coppia di piano è quindi proporzionale anche a tale lunghezza.

Un capannone leggero, ad esempio con copertura in lamiera (10-12Kg/mq contro i 300/600Kg/mq di un solaio in c.a.), non si accorge nemmeno delle onde sismiche che stanno attraversando la propria area di sedime; a meno che non sia fondato su una palificata che, se investita dal sisma, trasmette direttamente le oscillazioni lungo i pilastri.

Se il peso = carico verticale è piccolo, la Forza Orizzontale = Sisma = % Forza Verticale, è ancora più piccola, e quindi è ininfluenza.

Nei leggeri capannoni industriali in acciaio, il **vento** è nettamente superiore ai carichi che simulano il sisma perché di solito le superfici esposte alla pressione e alla depressione del vento sono molto estese.

Fondamentalmente, mentre con le forze verticali dovute alla gravità l'edificio non si muove, **col sisma, l'edificio si muove.**

Sotto forze orizzontali, l'organismo edilizio deve essere unico. Si deve muovere tutto assieme. Deve essere tutto ben collegato; anche le sovrastrutture. Il sisma mette subito in evidenza questi difetti. Se non è ben collegato, una parte con diversa rigidità orizzontale si sposta in più o in meno rispetto alla restante parte e fa rompere l'edificio.

Se le travi non sono ben collegate ai pilastri, accade quello che è successo in Emilia. Il pilastro oscilla, la trave perde l'appoggio e crolla con tutto il suo carico.

**Nelle strutture intelaiate, se il collegamento trave-pilastro, non cede mai, la costruzione non crolla mai.** Oscilla per tutta la durata del sisma ma non crolla. E' per questo motivo che nelle strutture intelaiate, il collegamento Trave-Pilastro deve essere a **completo ripristino della resistenza**. Solo in questo modo si riesce a sfruttare appieno tutta la potenzialità antisismica delle strutture intelaiate. Il progetto del collegamento, non deve essere proporzionato sul sisma di progetto, bensì **sugli sforzi massimi che la trave potrà sopportare in presenza di sisma distruttivo**, sugli sforzi cui sarà assoggettata la trave quando il sisma starà per farla rompere. Si dovrà rompere la trave e non il collegamento. Solo così si potrà sfruttare la duttilità della trave, e la duttilità è **necessaria** solo nelle sezioni in cui è previsto che le membrature debbano piegarsi sotto il sisma distruttivo.

Ormai la struttura già è andata in crisi perché il terremoto ha superato quello di progetto, e se il materiale costituente la trave è duttile, questa si piega si allunga si contorce ma non si spezza, non si smembra e non fa crollare l'edificio.

Non conoscendo la direzione del sisma, il calcolo va fatto separatamente col sisma agente in due direzioni fra loro ortogonali. Secondo X e Y del sistema cartesiano scelto per definire geometria e carichi della struttura. La norma obbliga poi a verificare la struttura caricata col sisma agente per intero in una direzione e contemporaneamente agente anche al 30% nell'altra direzione principale.

Dopo il calcolo delle sollecitazioni e prima di confrontarle con la resistenza, deve essere fatta la somma delle sollecitazioni secondo il principio di sovrapposizione degli effetti.  $X+0.3Y$  e  $Y+0.3X$ .

Data la vastità dell'impalcato, confrontandolo con gli altri elementi strutturali in gioco, se lo guardiamo come una trave nel proprio piano, possiamo giustamente ipotizzare che la soletta e/o l'impalcato in genere, sia infinitamente rigido nel proprio piano. L'ipotesi deve essere soddisfatta. Se non è così, ad esempio se c'è una strozzatura nell'impalcato, allora bisogna prevedere un taglio e spezzare l'impalcato e quindi l'edificio in due con un giunto tecnico, perché, senza questa ipotesi, tutto il ragionamento che stiamo facendo è errato.

Con questa ipotesi, affinché l'impalcato rigido sia in quiete sotto l'effetto delle forze sismiche o, il che è la stessa cosa, della loro risultante applicata nel baricentro, basterebbero 3 strutture verticali piane sismo resistenti, non confluenti in un punto per neutralizzare l'effetto del sisma. Ad esempio 3 Telai piani, 3 Pareti verticali o 3 controventi isolati che a ogni impalcato devono e siano in grado di contrastare con una reazione efficace la forza orizzontale dovuta al sisma.

L'allineamento di queste 3 strutture piane, non deve confluire in un punto altrimenti l'impalcato ruoterebbe attorno a quel punto.

In questo modo i carichi gravitazionali possono essere affidati a strutture indipendenti; ad esempio a travi su dei pilastrini isolati non organizzati in telai nelle due direzioni principali.

Se l'impalcato non è rigido invece, le strutture che portano i carichi verticali devono reggere anche alle proprie forze orizzontali generate dal sisma. Non è più lecito sommarle e applicare nel baricentro dell'impalcato la risultante delle forze sismiche. Esse rimangono come punto di applicazione, dove sono i pesi che le hanno generate.

Il Telaio Spaziale è la struttura più indicata anche se l'impalcato non può considerarsi rigido nel proprio piano perché porta i carichi verticali e contemporaneamente si oppone anche al sisma in ogni direzione. Ogni trave lavorerà in senso longitudinale, verticalmente e anche orizzontalmente nel piano dell'impalcato se l'impalcato non è rigido.

Se l'impalcato è rigido nel suo piano, le travi sono impossibilitate a spostarsi e quindi a lavorare nel piano dell'impalcato.

**Nelle travi, momenti flettenti e tagli nel piano dell'impalcato non ce ne sono.**

Con l'impalcato rigido, anche se il telaio spaziale è la migliore soluzione perché le strutture verticali si oppongono anche a quelle orizzontali da sisma, bastano, al limite solo 3 strutture piane sismo resistenti, ad esempio una struttura controventata secondo X e due strutture controventate secondo Y per opporsi al sisma proveniente da ogni direzione come ad es. dal grafico sottostante. Fig.4

La Forza sismica applicata nel baricentro, nel grafico è orizzontale ed è di colore bianco. Essa rappresenta il sisma agente in direzione X e deve essere contrastata interamente dalla reazione del controvento Rx

parallelo a X, in blu e in basso nel grafico. Nell'esempio, il solaio è ordito a scacchiera per caricare egualmente ogni trave interna.

La X in blu nella campata della carpenteria.DXF in basso, restituita dal software Cj, indica, in pianta, la posizione del controvento verticale a croce di S.Andrea.

Poiché  $F_{sismica}$ , orizzontale bianca, e  $R_x$  orizzontale blu non sono allineati, si innescherebbe una rotazione oraria dell'impalcato che invece è contrastata dalle reazioni dei 2 controventi paralleli a Y.

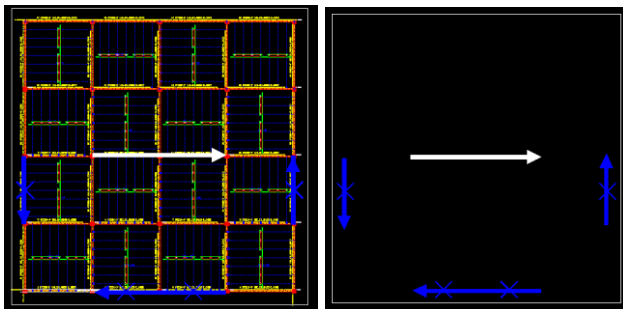


Fig.4

Col sisma in direzione Y (la freccia bianca è da immaginare verso l'alto) il controvento parallelo a X (blù in basso) non lavora e i 2 controventi paralleli a Y (blu laterali), data la simmetria perché i 2 controventi sono uguali, reagiscono ognuno con una  $R_y = F_{sismica}/2$ ; entrambi con verso opposto alla freccia bianca.

Queste reazioni alla Forza sismica applicata nel baricentro delle masse, le possiamo ottenere anche mettendo delle pareti verticali in cemento armato al posto dei controventi. Il calcolo delle pareti può quindi essere fatto in modo indipendente e senza sapere come vogliamo reggere l'impalcato per carichi verticali. Le pareti sono sollecitate dall'impalcato rigido che vorrebbe muoversi nel piano dell'impalcato che è sollecitato dal sisma di progetto.



Il calcolo delle pareti, dopo essersi accertati che l'impalcato possa considerarsi rigido nel proprio piano, potrebbe anche far parte del progetto di adeguamento sismico di un fabbricato esistente in cui vogliamo affidare tutta la resistenza sismica solo alle pareti in c.a. non fidandoci delle strutture esistenti.

Particolare cura deve essere spesa nel collegare l'impalcato alle pareti.

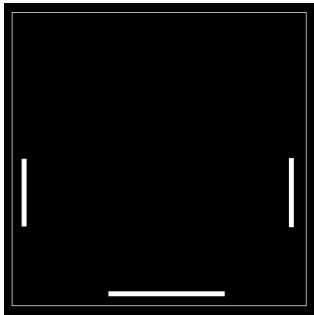


Fig.5

Questo semplice esempio Fig.5, per ora solo schematico, ci aiuterà a capire anche come funziona il **TelSpa**, il solutore di calcolo del **Telaio Spaziale** del prof.Gheresi che ragiona per telai piani. Vuole la definizione di almeno 3 **telai piani** non confluenti in un punto. Il Telaio Spaziale è appunto l'insieme di tutti i telai piani.

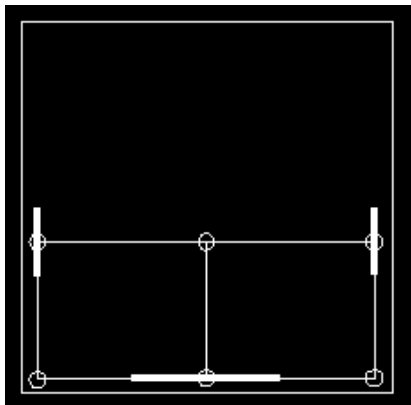
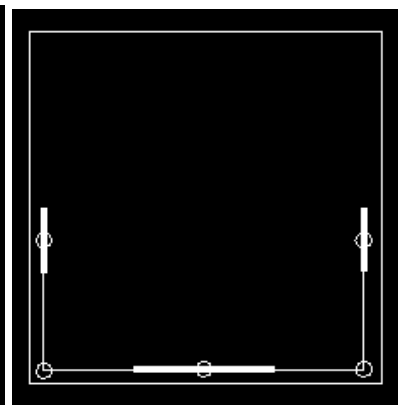


Fig.6



Fog.7

Per una corretta schematizzazione, se vogliamo portare in conto anche il lato Flessibile delle pareti, dobbiamo definire la struttura con 5 telai piani. La Fig.6 rappresenta l'impalcato con la schematizzazione dei telai piani visto dall'alto.

6 pilastri con l'asse baricentrico nel cerchietto che fuoriesce dal grafico, organizzati con 4 travi in 2 telai piani a due campate paralleli a X, e, con 3 travi in 3 telai piani a una campata paralleli a Y.

Per schematizzare le Pareti in Telai Piani, ci è utile il profilo *nullo*, una sezione con dimensioni, area ed inerzia = 0 che utilizzeremo per i 2 pilastri negli angoli in basso e al centro in alto; nonché per tutte le travi dei telai. Utilizziamo il profilo *nullo* perché in effetti non ci sono. Ci sono solo le pareti.

Il telaio, (Fig.8), in basso nel grafico, parallelo a X in carpenteria, ha i 2 ritti estremi e le travi definiti col profilo *nullo* e il ritto centrale definito con la *sezione rettangolare in c.a.*, ha inerzia pari a  $J_x$ , quella massima lungo il lato Rigido della sezione della parete.

Sotto sisma parallelo a X, assorbirà quasi il 100% dell'azione sismica. Una piccola parte dell'azione sismica, la contrasterà il telaio Fig.6 in alto, visto dall'alto nella carpenteria. Esso ha le due pareti verticali che lavorano con la loro piccola rigidezza al lato Flessibile come ritti estremi del telaio piano. Il ritto centrale è *nullo*.

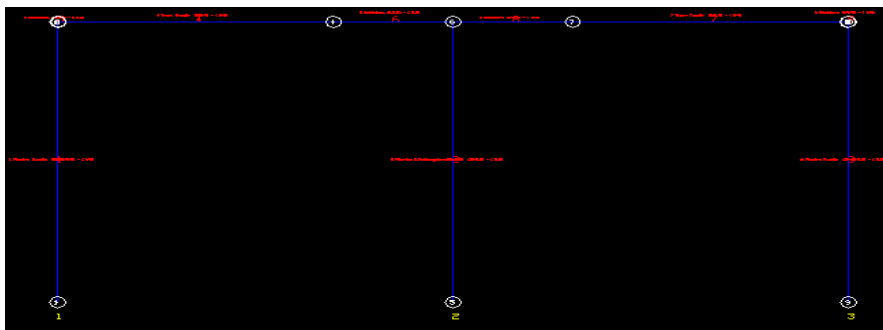


Fig.8

I 2 ritti laterali del telaio in basso della fig.6 e visto in verticale nella Fig.8, definiti col profilo *nullo*, hanno la propria geometria coincidente con l'*unifilare* del ritto ed hanno area ed inerzia=0. Il ritto centrale rappresenta la parete. L'*unifilare* passa per il baricentro della sezione della parete e il ritto ha area uguale all'area della parete e inerzia pari allo  $J_x$  della parete, lungo il suo lato Rigido; l'asse forte nell'ellisse di inerzia della sezione rettangolare della parete in c.a..

Le travi sono rappresentate nel telaio di Fig.8 con 3 aste. Quella centrale rappresenta la trave vera e propria mentre le 2 aste laterali ne rappresentano i vincoli.

Le due travi hanno la sezione del profilo *nullo*, con vincolo ai ritti estremi *nullo*, mentre le due parti di trave vicino al ritto centrale hanno come sezione, la sezione rettangolare della parete tagliata in verticale. In effetti siamo all'interno della parete e pertanto queste aste del telaio, come parte di trave nel telaio piano, hanno come sezione, la sezione rettangolare che ha base pari allo spessore della parete e altezza pari all'altezza della parete.

Il Telaio Piano in alto e parallelo a X, immaginandolo nel proprio piano verticale, ha i 2 ritti laterali definiti come sezione rettangolare in

c.a. con area uguale a quella delle pareti e una inerzia pari all'inerzia del lato Flessibile della parete.

Il ritto centrale e le travi in elevazione sono definiti col profilo *nullo* ed hanno area ed inerzia=0; come se non ci fossero.

In questo calcolo, le pareti sono caricate solo dall'impalcato che sotto l'effetto del sisma vuole muoversi nel proprio piano. I carichi verticali, sono nulli perché affidati ad altre strutture.

Se vogliamo semplificare ulteriormente lo schema di calcolo, possiamo far lavorare le pareti solo al lato Rigido trascurando l'apporto alla rigidità globale del loro lato Flessibile. In questo caso i telai piani si riducono a 3, al minimo(Fig.7). Dobbiamo eliminare il telaio in alto parallelo a X ed il telaio centrale parallelo a Y.

Semplificando ulteriormente perché già abbiamo semplificato non portando in conto le strutture che portano i carichi verticali.

*Questo sarà uno degli esempi di calcolo concreti riportato nel capitolo esempi di calcolo.*

La cosa importante su cui riflettere è che anche se l'edificio è spaziale, noi stiamo ragionando sempre su strutture piane; caricate e che si muovono nel piano. Strutture disegnabili sul foglio di carta.

Ogni telaio piano va avanti e indietro e si deforma nel proprio piano verticale, ogni impalcato trasla e ruota nel proprio piano orizzontale.

**Torsioni sull'elemento strutturale non ce ne sono** e le travi non

lavorano nel piano dell'impalcato che essendo rigido, non le fa spostare in questa direzione.

My, Ty e Torsioni sull'elemento strutturale non ci sono.

E' quindi inutile portare in conto queste 3 caratteristiche della sollecitazione.

**Le 6 caratteristiche della sollecitazione nello spazio le possiamo ridurre a 3 nel piano e possiamo ragionare sempre su strutture piane, su strutture che si possono disegnare sul foglio di carta.**

Anche se la struttura è schematizzata con telai piani, pressoflessione sui pilastri ci sono perché ogni pilastro normalmente appartiene a due telai piani fra loro ortogonali e quindi lavora contemporaneamente al lato Rigido e al lato Flessibile della sua sezione.

Travi, diagonali e pareti lavorano solo nel piano del telaio; l'inerzia torsionale e quella flessionale ortogonale al piano del telaio non entrano in gioco.

Il programma di calcolo, anche se interattivo con l'Utente, è fatto da sequenze di codici ripetitivi che, scritti dai progettisti del software, sono sempre gli stessi e su cui l'Utente non può intervenire. Il software deve dare risposte chiare e semplici alle attese dell'Utente perché, come abbiamo detto, per strutture fortemente iperstatiche, fare il calcolo manualmente, è impossibile.

Il Progettista una volta che ha posizionato i pilastri, ed eventuali pareti e controventi, li ha collegati con travi organizzandoli in telai piani ed ha ordito i solai ai vari impalcati, ha completato il suo compito.

Ha progettato la struttura.

Il software gli deve dire se resiste al sisma di progetto ipotizzato dalla norma in quella zona e se gli spostamenti orizzontali e verticali rientrano nei limiti ammessi.

Se non resiste o se gli spostamenti o le rotazioni degli impalcati sono eccessivi, deve tornare indietro nella sequenza delle operazioni ripetitive, rafforzare dove necessario e ripetere il calcolo.

Questi concetti saranno approfonditi in seguito con esempi concreti.

Tenere presente che se col software le cose sono semplici è perché dietro c'è molto lavoro e quindi perdere un poco di tempo per capire il software che cosa fa è un investimento.

**Il Progettista deve saper valutare i risultati; magari usando più di un programma di calcolo e deve ricordare sempre che anche il calcolo col computer è una schematizzazione fatta dai progettisti del software. Se il risultato non è quello che ci si aspetta, potete e dovete pensare che è anche possibile che ci sia imbattuti in una problematica non prevista; un bug.**