

# Strutture per Edifici Alti e Grandi Coperture

prof.ssa Elena MELE

La tradizione della costruzione di edifici alti vede le sue radici in due importanti avanzamenti tecnologici: da un lato, il metodo Bessemer per la produzione dello acciaio consente un'elevata disponibilità del materiale a basso costo; dall'altro l'invenzione dell'ascensore consente di superare rapidamente distlivelli ingenti, consentendo un utilizzo efficace di tutti gli ambienti di un edificio alto.

Appunti di Riccardo Maria Polidoro  
riccardo.polidoro.org

L'evoluzione della progettazione strutturale di edifici simili avviene secondo due direttrici parallele: geograficamente, il baricentro della costruzione e sperimentazione nell'ambito degli edifici alti si sposta dagli USA - luogo di nascita della tipologia edilizia - all'Oriente (particolarmente, Cina e UAE); ne segue un'evoluzione tecnologica legata alla tipologia strutturale: negli Stati Uniti si prediligeva l'uso dell'acciaio, in Oriente è molto più radicata la tradizione del conglomerato cementizio. Difatti, le strutture per gli edifici alti sono inizialmente in acciaio, poi in calcestruzzo; oggi si preferiscono strutture composite acciaio-calcestruzzo, soprattutto per necessità di robustezza (in seguito a quanto accaduto nel World Trade Center).

Il progetto di un edificio alto è fortemente condizionato dalle azioni orizzontali, particolarmente l'azione da vento: l'intensità della sollecitazione dovuta ad esso cresce parabolicamente con l'altezza. In zona sismica logicamente oltre alla rigidità contro l'azione da vento bisogna individuare gli elementi strutturali critici - che devono operare sempre in campo elastico - e quelli che possono dissipare energia entrando in campo plastico.

Nelle aree più colpite da terremoti di importante magnitudo sono stati elaborati dei dispositivi che consentono di diminuire l'effetto del sisma: è il caso dei tuned mass dampers, smorzatori a masse accordate, che consentono lo spostamento di alcuni elementi in occasione di un movimento tellurico, garantendo un'oscillazione in controfase rispetto a quella dell'edificio: vengono spesso utilizzati blocchi di calcestruzzo su rotaie posti in cima all'edificio o, come nel Taipei 101, sfere appese e bloccate che vengono sbloccate in occasione di un evento sismico. In alcuni casi, interi gruppi di piani e/o parti dell'edificio vengono isolate dalla struttura principale per costituire dei sistemi smorzanti di notevole dimensione!

Si osserva dunque come nella progettazione antisismica ci sia molto spazio per la creatività e molte possibilità da sfruttare.

Un altro obiettivo della progettazione strutturale di edifici alti è attivare un percorso di carichi conveniente, tendente il più possibile ad un regime di sforzo assiale che, come è noto, porta a strutture più rigide e resistenti. In generale, la efficienza della struttura si misura in termini di rapporto tra le prestazioni erogate e il peso proprio; detto parametro è spesso utilizzato in ottica comparativa.

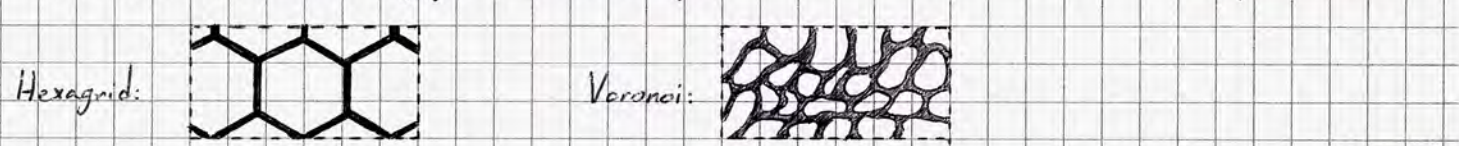
La scuola di edifici alti nell'Università degli Studi di Napoli "Federico II" nasce con Elio Giangreco e la sua pubblicazione *Il Grattacieli sfida statica del presente*. Il suo lascito ha portato a notevoli sviluppi della materia in termini di didattica, ricerca e iniziative di tirocinio.

Framed Tube (WTC) → Braced Tube (J. Hancock) → Diagrid Tube (Swiss Re)

La progettazione strutturale di edifici alti è oggi basata sulle diagrid, griglie di elementi a maglia triangolare e romboidale poste sul perimetro dell'edificio come sistema strutturale principale nella reazione ai carichi orizzontali; primo edificio di questa natura è lo Swiss Re di Norman Foster.

L'unità della diagrid, a prescindere dalla sua geometria, occupa sempre più livelli (2-12); la sua configurazione consente di tradurre pressoché integralmente gli sforzi in carico assiale. Di aspetto estetico spiccatamente Hi-Tech, strutture di questa natura sono estremamente efficienti e costituiscono, come anticipato, l'ultima passo dell'evoluzione delle strutture a tubo.

Le diagrid hanno ispirato recenti temi di ricerca su nuove concezioni strutturali; particolari risultati sono stati riscontrati in griglie di facciata di tipo:

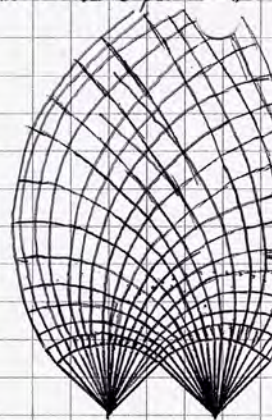


www.riccardo.polidoro.org

Le diagrid hanno un'interasse di 9-12 m alla base; al variare dell'altezza dei piani dunque si modifica l'angolo di inclinazione delle diagonali, parametro fondamentale per l'efficienza strutturale: l'angolo ottimale di  $60-70^\circ$  aumenta alla base di edifici molto alti: pur essendo principalmente richiesta resistenza alle azioni orizzontali (dunque, una maggiore inerzia), bisogna tener conto che lungo lo sviluppo in altezza dell'edificio cambia la richiesta di rigidità e resistenza flessionale e tagliante: alla base dell'edificio le diagonali tendono ad assumere orientazione verticale per aumentare la rigidità flessionale; ai livelli superiori si tende ai  $45^\circ$ , inclinazione ideale per reagire alla sollecitazione tagliante.

Da ciò sono nati studi delle linee isostatiche in una trave a mensola soggetta a carico di punta, portando a strutture estremamente efficienti come la *Michell Truss* (utilizzata in molti dei recenti progetti dello studio SOM).

Oltre alla modifica nelle giaciture, esistono anche strutture con diagrid a densità variabile come per l'edificio sede della CCTV (China Central Television) a Pechino di Rem Koolhaas (OMA), con un'intestimento della tipologia strutturale nelle zone più sollecitate.



Partendo dalla semplificazione concettuale di un edificio alto come [trave a] mensola è possibile procedere in una progettazione razionale di strutture gigantesche: in un certo senso, in questo modo la progettazione di un edificio alto diventa il più semplice problema strutturale (Bill Baker, SOM); proprio questo processo ha portato ad individuare le linee isostatiche della mensola equivalente (attraverso *shape grammar* o metodi numerici che partono dai cerchi di Mohr): in una trave le  $\sigma$  hanno distribuzione a farfalla che aumenta d'intensità quanto più ci si avvicina all'incastro, mentre le  $\tau$  (massime sull'asse della trave e nulle alle estremità) non variano nelle varie sezioni di trave, ne segue la traduzione strutturale con la *Michell Truss*.

In un edificio alto l'elemento più resistente a flessione è la facciata: ciò perché è possibile concentragli in questo modo le aree resistenti alla azione orizzontale e aumentare l'inerzia.

Un'altra tipologia molto utilizzata è quella nucleo + outrigger, in cui l'outrigger è una trave orizzontale che scarica gli sforzi dal nucleo alle colonne perimetrali; spesso le travi orizzontali di trasferimento sono replicate in facciata con ~~omone~~ cinture reticolari che distribuiscono il carico sul maggior numero possibile di colonne. Le outrigger diminuiscono sensibilmente lo *interstory drift*, riducendo il drift complessivo entro certi limiti.

Al giorno d'oggi la progettazione di strutture in facciata verte su schemi tendenzialmente irregolari che riflettono pattern naturali: la natura è diventata ispirazione per strutture efficienti umane a qualunque scala (dall'edificio alla struttura atomica di materiali sintetici). In questi discorsi rientra il diagramma di Voronoi, alla base delle ali di libellule e altri insetti o delle foglie; il diagramma è uno schema di partizione di superfici o volumi che parte da punti fondamentali detti *semi*: si divide l'area in diversi poligoni convessi e tali che ogni poligono contiene esattamente un seme; tutti i punti all'interno del poligono sono più vicini al seme che lo definisce rispetto agli altri semi. Lo schema è stato introdotto e applicato anche in urbanistica.

Problema in una progettazione simile è il dimensionamento: non esistono elementi strutturali standard, tutto è caotico e parzialmente casuale (l'individuazione di punti seme); si delineano due possibili approcci:

- Generare un pattern, importarlo in un programma e definire in maniera parametrica - tramite algoritmo genetico - un possibile dimensionamento;
- Omogeneizzazione: idealizzare il pattern come una lastra continua di un materiale avente proprietà meccaniche ~~minori~~ <sup>peggiori</sup> rispetto a quello che compone la struttura effettiva e avente densità variabile in virtù della maglia; essendo le caratteristiche definite in funzione del materiale e della geometria della griglia è possibile traslare i requisiti di rigidità demandati alla lastra sulla struttura effettiva.

Il Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), associazione no-profit con sede attuale a Chicago, fondata negli anni '50, è attualmente l'ente di riferimento in materia di edifici alti. Inizialmente incentrato sugli aspetti strutturali, ora invece ha un'attenzione più globale al tema e meno appretarsi, rimanendo però un riferimento globale. [www.ctbuh.org](http://www.ctbuh.org)

Utile pratica prima di un progetto è il reverse engineering, che tratta di dissezionare un oggetto per capire come funziona e impararne i principi base in maniera tale da poter elaborare forme e soluzioni autonome.

### Edifici alti nell'antichità

- Piramidi (Egitto/Maya);
- Minareti;
- Guglie di cattedrali;
- Campanili;
- Torri di avvistamento...

Si osserva come la gran parte delle strutture alte antiche nascono principalmente come monumento celebrativo di un Dio; l'edificio alto moderno invece nasce per celebrare l'ingegno umano, per esigenze di convenienza economica e di speculazione edilizia. Inoltre, gli edifici antichi erano caratterizzati da un'elevata massività, che assolve la principale funzione di resistenza e stabilità alle sollecitazioni orizzontali in virtù del peso: l'interazione spaziale - tra gli elementi strutturali e con lo spazio - non era considerata; oggi gli edifici alti sono *habitat umani*, in cui l'elemento umano è protagonista: gli edifici sono invalori per spazi che ospitano diverse funzioni, dunque è importante definire il dimensionamento e la densità degli elementi strutturali (che secondo le ultime tendenze diminuisce progressivamente per ragioni di convenienza economica e statistica, ma avallata dalle innovazioni tecnologiche: l'evoluzione dagli aspetti della progettazione strutturale porta ad una diminuzione della quantità di materiale utilizzato per la struttura).

Va ricordato che il peso proprio delle strutture non è il principale carico agente sulla struttura: l'aliquota principale di peso è dovuta agli impalcati e agli elementi strutturali secondari; il peso del materiale strutturale resta però un importante dato per la valutazione dell'efficienza della soluzione strutturale.

In generale, l'efficienza di una struttura si valuta rapportando la quantità di materiale strutturale impiegata all'area totale dell'edificio (area di base + aree degli impalcati). Detto parametro è di elevato rilievo per il progettista nel progetto preliminare (per dimensionare gli elementi e identificare la soluzione più efficiente) oltre che per il costruttore (per valutare il possibile risparmio energetico di materiale). Si può confrontare il risultato ottenuto con dei diagrammi di quantità unitaria di acciaio, elaborato di ricerca che riporta il peso a metro quadro della struttura in rapporto al numero di piani realizzato studiando gli edifici alti realizzati tra gli anni '60 e '90; in esso si osserva come aumenta il peso unitario del materiale al variare del numero di piani, con un limite inferiore caratterizzato da una linea retta (con variabilità nelle strutture composte: CB1 e CB2 sono linee che rappresentano come il peso unitario dell'acciaio sia minore negli edifici composti) e limite superiore caratterizzato da una spezzata poligonale. Tra i 5 e i 30 piani inoltre il progetto è tendenzialmente più condizionato dall'azione sismica che dal vento (dipende dalla zona sismica e dalla zona di vento).

Da un confronto globale tra azione sismica e di vento si comprende l'entità del taglio alla base dell'edificio, risposta alle sollecitazioni statiche alla base o in testa: se si registra una variazione significativa dell'ordine di grandezza del taglio allora una delle due azioni è preponderante, altrimenti si controlla il momento ribaltante: l'azione sismica ha una distribuzione triangolare inversa, quella del vento è parabolica; esse hanno un diverso baricentro nell'applicazione della risultante (più alto in un sisma) e dunque definiscono un diverso momento ribaltante.

## Definizione di Edificio Alto (EA)

Un edificio alto non è definito dalla sua altezza, termine relativo: il CTBUH afferma che un EA è tale se l'altezza in certe condizioni differenti di costruzione ed uso rispetto agli edifici circostanti, contemporanei e antichi, ordinari; ne segue che la definizione di EA dipende dal contesto, dal tempo, dalle soluzioni tecnologiche per la realizzazione e dalle proporzioni.

Allo stesso tempo, un EA è caratterizzato da sistemi di trasporto verticale e sistemi strutturali diversi da quelli di un edificio normale: ad esempio, gli ascensori sono differenziati tra *shuttle*/espressi con fermate limitate e ascensori locali.

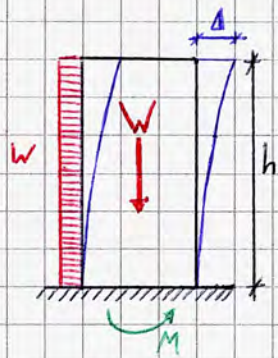
Analogamente, in un EA non è rilevante l'altezza in senso stretto ma la snellezza, ovvero il rapporto  $H/B$ : l'azione orizzontale cresce con l'altezza ma la dimensione di base consente di far fronte agli effetti dell'azione stessa; vedremo che il principale problema con cui confrontarsi è il momento ribaltante.

Le torri del World Trade Center (WTC) ad esempio possono sembrare snelle, rispetto al 432 Park Avenue però sembrano quasi troppo tozze! Di base si tende in un edificio alto ad un rapporto  $H/B$  tra 7 e 12, il Park Ave. però arriva a 15 (e il 111 West 57 Street a 23); in questi casi si ha una complessa progettazione statica e dinamica, perché gli spostamenti e i momenti ribaltanti aumentano con l'altezza e possono essere contrastati solo con la *structural depth*, ovvero la larghezza della pianta resistente (differenza tra nucleo e nucleo+outrigger).

Con la semplificazione dell'EA come trave a mensola si possono valutare taglio e momento flettente in ogni sezione; noto il carico gravitazionale si conosce inoltre lo sforzo normale agente; in questo modo si può determinare una definizione concettuale del sistema strutturale. Unico limite è il dover far tendere il comportamento dell'EA ad una mensola, e non a un sistema a telaio.

Come detto, il progetto di un EA dipende dalla sua scala, che definisce una penalità con l'altezza: un edificio basso è governato dal progetto a carichi verticali, un edificio alto invece è sempre governato dal vento o dal movimento naturale dell'edificio, richiedendo un progetto per rigidità (il carico gravitazionale tende a stabilizzare l'edificio con l'altezza, ma si riduce il suo impatto progressivamente) e un'analisi in campo dinamico.

## Esempio



$$M = w \cdot h \cdot h/2$$

$$\Delta = \frac{qL^4}{8EI} = \frac{wh^4}{8EI}$$

$$\text{Se } h' = 2h,$$

$$W' = 2W$$

$$V' = 2V$$

$$M' = 4M$$

$$\Delta' = 16\Delta$$

L'azione laterale predomina su quella gravitazionale; il comportamento flessionale predomina su quello tagliante e la richiesta di rigidità predomina sulla richiesta di resistenza.

Poiché il comportamento flessionale di norma è predominante su quello tagliante, bisogna considerare i potenziali effetti di deformabilità tagliante: il comportamento di un EA è essenzialmente flessionale ma per essere valida la schematizzazione a mensola bisogna verificare che gli elementi collaborino come un tutt'uno.

Nella schematizzazione di EA come mensola si osserva che la rigidità flessionale aumenta all'aumentare dell'altezza della sezione resistente: centrifugando l'area resistente rispetto al baricentro (come per una sezione scatolare) si massimizza l'efficienza strutturale.

Gli elementi verticali continui lungo l'altezza e attivi nel sistema resistente a carichi orizzontali (non colonne pendolari) sono gli unici a contribuire nella risposta alle azioni orizzontali e quindi da considerare per valutare l'area resistente della singola sezione e da centrifugare rispetto al centro.

Un progetto è ingegneristicamente efficace se minimizza la richiesta di materiale aggiuntivo per la struttura, centrifugandolo sul perimetro e garantendo un'interconnessione strutturale orizzontale per un assemblaggio composito, in cui la rigidità degli elementi compositi è molto maggiore rispetto a quella dei singoli elementi: la rigidità laterale di un elemento tubolare è molto maggiore di quella delle colonne che lo sorreggono, riducendo la deformazione tagliante lungo l'altezza e portando gli elementi a lavorare insieme a flessione: le colonne agiscono come fibre tese/compresse in una trave; nel progetto si tende quindi a far collaborare le fibre.

Il premium for height dunque si caratterizza più come un *premium for slenderness*: all'aumentare della snellezza a parità di altezza diventa più difficile rendere stabile rispetto alle azioni orizzontali l'edificio, richiedendo un incremento di materiale e di peso strutturale, quindi di costo della struttura (attenzione: la soluzione di minimo peso però non coincide con la soluzione di minimo costo).

Ad esempio, un edificio tipo di 50 piani presenta fino al 30% del costo dedicato alla realizzazione degli elementi strutturali, divisi tra:

- Impalcato
- Colonne (sistema resistente ai carichi gravitazionali)
- Sistema resistente ai carichi orizzontali

*Se coincidono, come in un MRF, non esiste divisione fisica tra colonne e sistema resistente ai carichi orizzontali; si incrementano parallelamente entrambe le sezioni.*

Il peso strutturale dell'impalcato, come intuibile, non dipende dall'altezza dell'edificio; il peso del sistema resistente ai carichi verticali e delle strutture di fondazione invece aumenta linearmente con l'altezza. Le strutture resistenti all'azione da vento hanno una crescita più che lineare, dipendente dal momento ribaltante e dallo spostamento in sommità dell'edificio: aumenta a causa della richiesta più che lineare in termini di rigidezza e resistenza.

Fazlur Khan negli anni '50 e '60 schematizza gli andamenti di peso di questi elementi, definendo un *lower bound* per strutture "sotto una campana di vetro", ovvero progettate solo a carichi verticali, e un limite superiore definito dalle strutture soggette anche ad azioni laterali. Le due leggi di variazione del peso con l'altezza definiscono un'area che individua il *premium for height*; uno dei principali obiettivi strutturali è ridurre il più possibile questa aliquota, facendo avvicinare la legge che individua il limite superiore a quella che descrive il limite inferiore; il sistema strutturale ideale dunque porta a far coincidere questi due limiti: considerando i coefficienti di sicurezza da combinare con le varie azioni la normativa definisce un margine entro cui è possibile ottimizzare e raggiungere la soluzione cercata.

#### Esempio

L'Empire State Building, edificio di 100 piani, ha un peso unitario di acciaio di circa  $325 \text{ kg/m}^2$  (65 psf), mentre il John Hancock - anch'esso di 100 piani - ha un peso di appena  $125 \text{ kg/m}^2$  (25 psf). Nei 40 anni che separano la realizzazione dei due edifici (1931 - 1970) si osserva una significativa evoluzione tecnologica e di consapevolezza negli studi in materia: il sistema a telaio controventato del John Hancock rappresenta un punto di svolta per il raggiungimento di nuove altezze, anche se l'efficienza del sistema strutturale oggi non viene annoverata tra le migliori.

#### Chicago

Come è noto, Chicago è la città in cui si sviluppano i primi grattacieli. A fine Ottocento, un grande incremento della popolazione nella città, divenuta porta d'accesso agli Stati dell'Ovest, determina una repentina crescita della città, che nel 1871 si vede vittima di un incendio che impatta su 9 milioni di  $\text{m}^2$  e 17000 edifici (corrispondenti all'incirca a tutta l'area dell'odierno *loop*). Si determina quindi un'esigenza di rapida ricostruzione per rispondere alle esigenze commerciali della città, in corrispondenza di un elevato incremento del valore dei suoli; nasce quindi l'idea di realizzare edifici alti: il loop confina con il lago, il fiume e una linea ferroviaria, costituendo un luogo strategico da dover preservare.

In appena 8 anni la città viene ricostruita, sfruttando l'evento come volano per la nuova tipologia costruttiva in acciaio; l'innalzamento in altezza è dovuto anche all'invenzione nel 1857 degli ascensori per passeggeri e la produzione Bessemer dell'acciaio, che determina un materiale più resistente dell'acciaio pudellato e più duttile della ghisa e, parallelamente, a basso costo e su larga scala, con grande qualità del materiale finito. Il materiale, efficiente, resistente, duttile e leggero, segna dunque l'inizio dell'era della costruzione in altezza; la *colonna rivettata* diventa il simbolo di quest'epoca, icona della potenza della nuova tecnologia.

Nel 1885 nasce il primo edificio alto della storia: il Home Insurance Building di William Lebaron Jenney; alto 55 m e sviluppato su 10 piani, la tipologia strutturale prevede un'ossatura metallica in vari materiali (non solo acciaio), con ghisa ai primi livelli e acciaio dal sesto piano in poi. La sua realizzazione rappresenta una prima soluzione al problema.

## Evoluzione degli edifici alti

Convenzionalmente, si riconoscono 3+1 generazioni di edifici alti:

colonne in ghisa e muratura esterna -> telaio in acciaio rivettato / saldato -> concezione del *sistema a tubo* -> era contemporanea (sistemi ibridi)

### Prima generazione

Le colonne interne in ghisa reagiscono ai carichi verticali, il paramento murario esterno funge da controvento (con un legame ancora verso il progetto per massività), le travi sono in ferro (più resistenti a trazione rispetto alla ghisa, a scapito di una minor resistenza a compressione). L'aumento in altezza però implica spese maggiori, in quanto aumenta sensibilmente il carico gravitazionale da dover portare; ne segue che gli ambienti ai primi livelli sono meno illuminati e meno attrattivi. Si consideri ad esempio il Monadnock Block di Chicago, alla cui base si trovano paramenti murari di 1.8 - 2.1 m (l'edificio è di 17 piani e si sviluppa su 60 m).

### Seconda generazione

William Lebaron Jenney intuisce le potenzialità del sistema a ossatura metallica, che conferisce rigidità e stabilità e consente di raggiungere altezze significative senza gli elevati spessori della muratura; definisce dunque lo schema di riferimento di ogni grattacielo *classico*, basato sull'organizzazione dell'impalcato in travi principali e secondarie che scaricano su colonne fino in fondazione. Da questo punto si sviluppa l'edificio con ossatura metallica saldata o rivettata, spesso inglobata nelle pareti (pensate come semplice chiusura e prive di funzione strutturale). L'Home Insurance Building rappresenta il passaggio a questa seconda generazione, in quanto non usa il massimo potenziale dell'acciaio strutturale né ne denuncia il valore estetico. Lebaron Jenney è un ingegnere formatosi all'*Ecole des arts et manufactures* di Parigi insieme a Gustave Eiffel, realizza un edificio con colonne in ghisa e travi principali e secondarie in ferro avvolte nella muratura. Nel 1873, il brevetto Bessemer per la produzione dell'acciaio viene importato negli USA da Carnegie, produttore di acciaio di Pittsburgh; gli ultimi 4 livelli dell'edificio infatti sono caratterizzati da uno scheletro interamente in acciaio. L'edificio viene demolito nel 1931.

Nasce compiutamente la seconda generazione di edifici alti, che vede la realizzazione di capolavori come l'Empire State Building, il Reliance Building e altri, in cui il telaio metallico è protagonista a livello strutturale pur se ancora non denunciato nelle forme architettoniche. Il telaio però inizia a influenzare aspetti estetici: dal 1890 ci si rende conto dell'importanza delle strutture di controventamento, prima assolte dagli spessori dei pannelli murari che fornivano la rigidità necessaria. Con l'aumento delle altezze e della leggerezza degli elementi strutturali aumenta sensibilmente la deformabilità degli edifici, determinando un nuovo problema strutturale. In ciò emerge Edward C. Shankland, che realizza una regola semplificata per la realizzazione di edifici alti basata sulla snellezza, imponendo come limite superiore un rapporto  $h/b$  di 3-4, non definendo dunque uno speciale sistema controventante.

Ci si rende conto che all'aumentare dell'altezza sono necessari dei sistemi resistenti alle azioni laterali; ci si ispira alla tecnologia navale e della costruzione di ponti adottando il *knee*, sistema in cui i nodi trave-colonna sono rinforzati da una flangia triangolare utilizzato per la realizzazione di ponti per rendere gli elementi tra loro solidali, aumentando la rigidità rotazionale del nodo attraverso un elemento che lavora a trazione o compressione. A questa prima tecnologia segue l'adozione di lastre a forma di arco che irrigidiscono le maglie di una campata e delle prime sperimentazioni sull'inserimento di elementi diagonali nelle maglie (con primi sistemi di controventamento a chevron, a X o a singola diagonale).

In seguito, nascono le prime sperimentazioni di telaio a nodi rigidi (MRF, nodi resistenti a momento), elaborazione rispetto ai sistemi pendolari di Shankland; si comprende che è possibile utilizzare l'ossatura metallica stessa per resistere alle azioni orizzontali irrigidendo i nodi trave-colonna; vengono quindi realizzate travi intenzionalmente più alte (dunque più resistenti) del necessario, con altezze superiori ai 600 mm, e colonne caratterizzate da una resistenza aggiuntiva così da assecondare le sollecitazioni flessionali: si definisce una forma particolare per definire un collegamento rigido tra i due elementi (croci austriache, scatolari, variazioni sul tema ottenute da composizioni di profilati a Z; il tutto con rivetti che consentono il collegamento tra le lamiere per realizzare la colonna); la realizzazione dei nodi rigidi nel telaio diventa oggetto della massima attenzione strutturale. Lebaron Jenney affermerà che proprio la forma particolare delle colonne rivettate rappresenta la più grande innovazione per la realizzazione di edifici alti.

Il Reliance Building è il primo edificio alto MRF realizzato, con travi sovradimensionate e colonne rivettate di tipo *Gray* (cave, di facile manifattura e con superfici sufficienti per rivettare le membrature e effettuare il collegamento). A questo segue il Woolworth building, del 1913 (60 piani, 241 m), edificio più alto del mondo che acquista il nome di *cattedrale del commercio*; la struttura è di Aus e Holtzmann, che impiegano tutti i sistemi possibili di controventamento dell'epoca (MRF con i knee, controventi a K e ad arco); l'edificio presenta la colonna più pesante - alla base - con una sezione di lato 3 piedi (circa 1 metro). Segue il Chrysler Building (77 piani, 319,5 m), seguito a sua volta dall'Empire State Building, realizzato nel 1931 con un telaio controventato in acciaio rivettato e che pare rappresentare il primo edificio alto esplicitamente calcolato e progettato per resistenza, potendo resistere al 100% dei carichi gravitazionali e da vento. La struttura perimetrale, inglobata nella muratura, è stata recentemente monitorata con l'apposizione di accelerometri e velocimetri da cui è stata ricostruita la dinamica dell'edificio (modi di vibrare, frequenze vibrazionali, ...); da ciò si è osservato che la rigidità reale dell'edificio è di circa cinque volte maggiore quella della sola struttura metallica. Essendo stato realizzato in appena un anno, l'edificio detiene ad oggi il record per la velocità di realizzazione. L'enorme salto in altezza dell'Empire State Building è stato raggiunto non per un'evoluzione tecnologica significativa ma per un uso eccessivo del materiale strutturale, con una tendenza al sovradimensionamento dettata dall'assenza di tecniche di analisi avanzate.

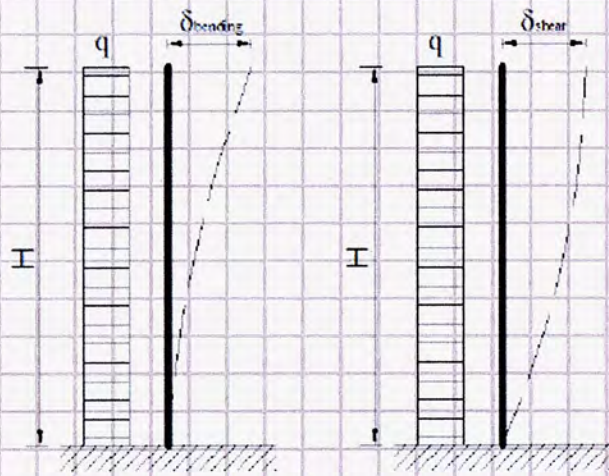
Il passaggio alla terza generazione di edifici alti è molto lento: gli anni d'oro del grattacielo negli USA sono gli anni '20, ovvero il decennio che si chiude con la crisi economica del 1929. Solo diversi anni dopo la Seconda Guerra Mondiale, con ingenti politiche di rinnovamento urbano, rinasce la tipologia che, invece di perseguire sempre maggiori altezze, progredisce con lo sviluppo di nuove tecnologie strutturali, nuovi materiali e nuove modalità di progettazione e modellazione; si punta ad altezze paragonabili a quella dell'Empire State Building ma con una maggiore efficienza strutturale.

#### *Terza generazione*

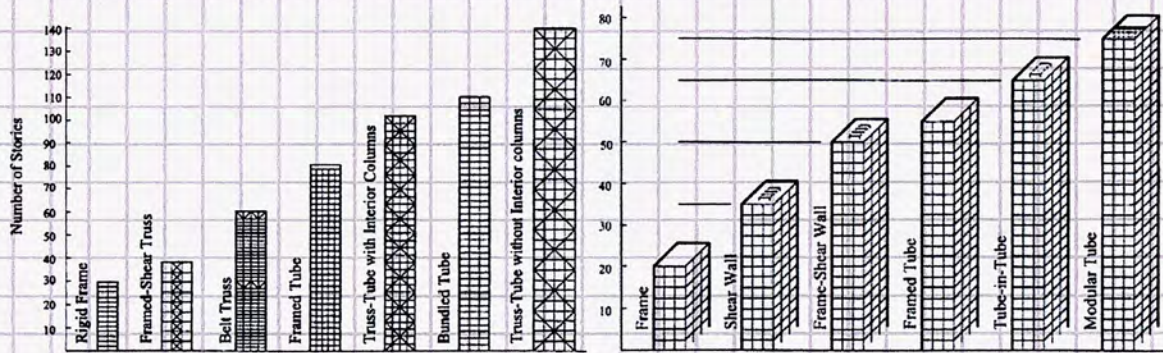
Dall'inizio degli anni Sessanta parte la vera rivoluzione nel progetto degli edifici alti, attraverso l'adozione di un approccio più moderno e realistico: la struttura perimetrale degli edifici di quest'epoca assume una configurazione con colonne molto ravvicinate o collegate da megadiagonali; viene inoltre sviluppata la tipologia del *bundled tube*, come nel caso della Sears Tower (la struttura è essenzialmente concepita come un gruppo di tubolari intelaiaati e collegati tra loro da cinture reticolari).

Tutti gli edifici con altezze superiori ai 50-60 piani dell'epoca assumono una configurazione a tubo, seguendo la concezione architettonica dell'epoca che mirava alla realizzazione di edifici in acciaio e vetro. In questo periodo nasce l'idea dell' edificio schematizzato come mensola verticale grazie a Fazlur Khan, figura ancora oggi di estremo rilievo nel mondo degli edifici alti e creatore della teoria delle strutture degli edifici alti (molte concezioni sulla progettazione attuale derivano dai suoi studi). Tra i più importanti ingegneri del Novecento, Khan nasce in Bangladesh e si laurea a Dhaka nel 1950, vincendo una borsa Fullbright e conseguendo due master e un PhD; viene assunto alla Skidmore, Owings and Merrill (SOM) per poi diventarne partner e diventa professore all'Illinois Institute of Technology (IIT). Fino a Khan, il progetto degli edifici alti dipendeva essenzialmente dallo studio di telai piani; è lui a sottolineare l'importanza del comportamento tridimensionale dell'edificio, che può essere schematizzato come una mensola tridimensionale se si garantisce il collegamento tra gli elementi strutturali delle facciate contrapposte (analogamente alle flange di una sezione a doppio T, nella direzione ortogonale a quella del vento, ed alle anime della medesima sezione, nella direzione parallela al vento - si immagini una sezione scatolare che risponde a un carico distribuito applicato su una delle sue superfici). Khan affronta il *premium for height* tentando di coglierne gli aspetti fondamentali del problema meccanico; da allievo di Hardy Cross riesce ad entrare quasi in empatia con la struttura, comprendendo che un edificio alto *vuole comportarsi come una trave a mensola*.

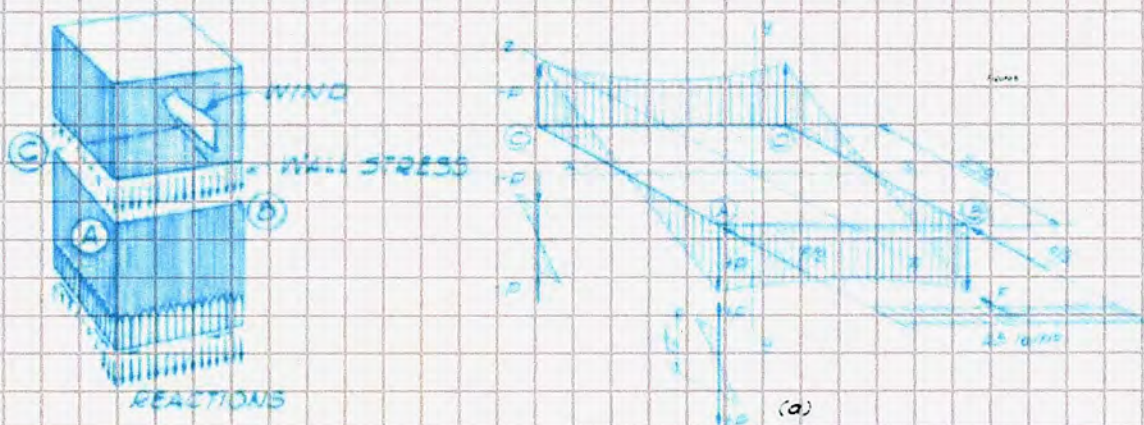
La componente tagliante di spostamento nella deformazione di un edificio alto è di norma minore di quella flessionale; la loro somma deve essere inferiore ad un valore limite di progetto, assunto come  $H/500$  in testa (limite che consente di affermare che gli spostamenti di piano siano accettabili per il regolare esercizio dell'edificio tenendo anche conto dell'effetto  $p-\delta$  e delle vibrazioni della struttura).



L'idea strutturale dell'edificio alto come tubo deriva dal tentativo di ottimizzare la sezione trasversale dell'edificio schematizzato come trave a mensola inflessa; ciò perché le sezioni cave sono più centrifugate e quindi più rigide (2 flange e 2 anime) rispetto all'idea didattica di edificio come trave a doppio T. Khan inoltre individua varie tipologie strutturali per edifici alti in calcestruzzo armato e acciaio, definendone una gerarchia e la loro altezza limite (secondo criteri di efficienza strutturale): per il telaio a nodi rigidi, ad esempio, una struttura in calcestruzzo il limite di efficienza è di 20 piani, in una struttura in acciaio il limite è di 30 piani; l'Empire State Building, di 100 piani, rappresenta infatti un'applicazione eccessiva!



Va notato che la distribuzione degli sforzi di trazione e compressione in un edificio che adotta uno schema tubolare risente dell'effetto shear lag: i telai piani lavorano a taglio oltre che in regime di sforzo assiale (passano da trazione a compressione), il quale bilancia parte del momento ribaltante, maggiore all'aumentare dell'altezza dell'edificio.

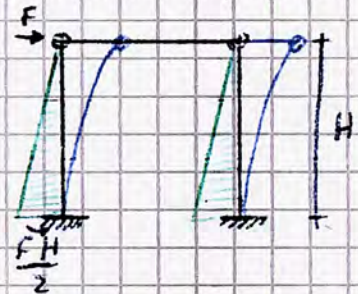




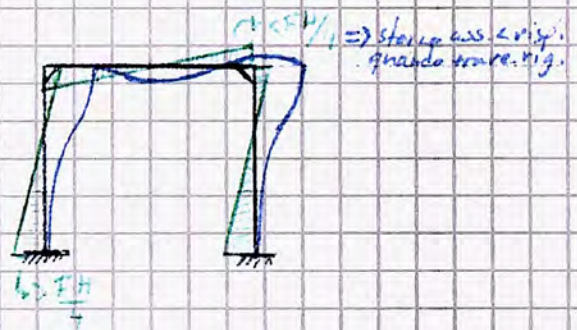
Esempio: calcoli preliminari a mano per il sistema resistente a carichi orizzontali (Lateral Load Resisting System, LLRS)

Osservando lo schema del telaio in basso, se  $EI_{trave}/L \gg EI_{colonna}/H$ , o se i nodi possono essere considerati rigidi (incastrati), la deformata del telaio avrà un flesso ad H/2 individuando un punto di nullo nel diagramma del momento (dunque una distribuzione a farfalla); in corrispondenza del punto di annullamento del momento il taglio è esattamente pari ad  $F/2$ , il momento alla base del telaio è pari a  $F \cdot H/4$  (ovvero a  $F/2 \cdot H/2$ ) e si ribalta nella trave diventando momento flettente. La trave può essere assunta infinitamente rigida, conservando dunque l'ortogonalità del collegamento trave-colonna e tendendo a traslare orizzontalmente; ciò vale per semplicità anche nel telaio a nodi rigidi, anche se la trave non è molto più rigida della colonna.

Globalmente, metà del momento ribaltante è equilibrato alla base, l'altra metà dallo sforzo assiale nelle colonne indotto dal taglio nella trave dovuto al momento flettente ( $V = F \cdot H/2L$ , il che implica che è presente una coppia alla base delle colonne con forze di entità  $FH/2L \cdot L = FH/2$ ). Riducendo la lunghezza  $L$  del traverso, il diagramma lineare del momento agente sulla trave è molto più pendente, aumentando lo sforzo assiale nelle colonne (se  $L' = L/10$ , allora  $FH/2 \cdot 10/L = 10 \cdot FH/2L$ ).

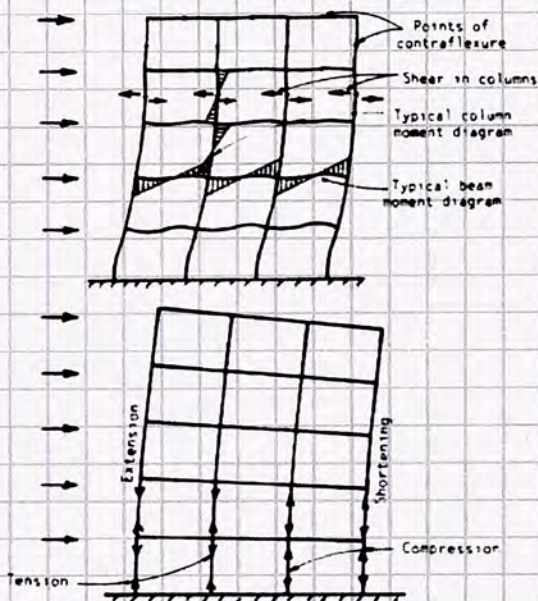


In un sistema a nodi rigidi con le rigidezze di trave e colonna confrontabili, anche la trave ha una sua deformata flessionale; la rigidezza flessionale della trave garantisce una maggior risposta nell'assorbimento del "taglio", trasformando parzialmente il regime di interazione flessionale in un regime di sforzo assiale nelle colonne, collegandole tra loro; il regime di sforzo assiale a sua volta consente di irrigidire le colonne contro l'azione ribaltante, senza dover aumentare significativamente la loro sezione. Al variare della rigidezza flessionale dunque le travi cambiano il loro comportamento (come intuibile dalla distribuzione di momento flettente nella colonna).



Nella colonna l'entità del taglio non cambia al variare della lunghezza del traverso; dunque, non cambia la pendenza del diagramma del momento; l'andamento del diagramma cambia solo in funzione della rigidezza della trave, con una traslazione del punto di nullo. L'opposto avviene nella trave, in cui il punto di nullo della distribuzione del momento è sempre ad  $L/2$  (perché il momento alle estremità della trave assume sempre lo stesso valore), ma cambia la pendenza perché la rigidezza della trave influisce sul momento assorbito da essa, dunque sul taglio, quindi sullo sforzo assiale nelle colonne, determinando a cascata uno sgravi in termini flessionali nella colonna.

Ciò è particolarmente significativo in un telaio MRF multicampata, in cui il taglio accumulato al di sopra di ciascun piano è applicato alle colonne di piano (che tendono a deformarsi adottando una doppia curvatura, con flesso all'incirca a metà altezza). I momenti applicati nei nodi dalle colonne superiori e inferiori sono bilanciati dalle travi ad essi collegate, che si deformano con doppia curvatura, con flesso a metà campata. In virtù delle modalità locali di deformazione, gli spostamenti di piano tendono a ridursi con l'altezza.



Il comportamento flessionale del telaio invece è caratterizzato da un bilanciamento del momento complessivo in ogni piano tramite una coppia risultante dagli sforzi assiali di trazione e compressione nelle colonne sui lati opposti dell'edificio: la deformazione assiale di compressione o di trazione provoca una deformazione complessiva dell'edificio, con spostamenti orizzontali di piano. In questo caso, poiché le deformazioni assiali delle colonne sono cumulative, gli spostamenti di piano aumentano con l'altezza. Ne segue che le modalità locali di deformazioni assiali provocano una deformazione del telaio tale da determinare un incremento degli spostamenti di piano con l'altezza.

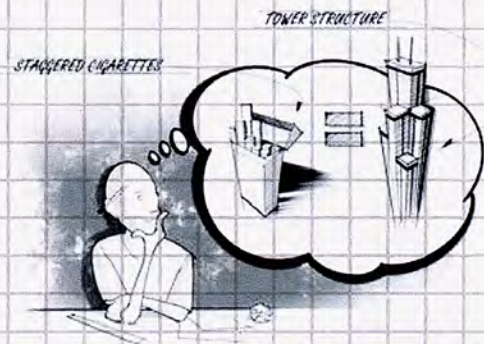
Il contributo relativo di queste due modalità deformative varia al variare dell'altezza dell'edificio, con un contributo flessionale preponderante rispetto a quello tagliante per gli edifici alti ma comunque variabile in base all'altezza, la snellezza e la rigidità flessionale di travi e colonne. La rigidità alle azioni orizzontali di un edificio è dunque caratterizzata:

- Dalla rigidità flessionale di travi e colonne (dunque, dei nodi) per il comportamento tagliante;
- Dalla rigidità assiale delle colonne per il comportamento flessionale.

Di norma, mentre un telaio MRF si comporta come una trave a mensola con comportamento tagliante, un telaio CBF tende ad assumere una deformata flessionale.

Tra le prime applicazioni del frame tube figura il Dewitt Chestnut Apartment Building del 1963, realizzato in calcestruzzo armato. Khan afferma che da allora il sistema si diffonde in tutto il mondo, essendo utilizzato ancora oggi. Difatti, il 1962 è l'anno che segna l'inizio del progetto del World Trade Center (le torri saranno inaugurate nel 1972/1973), realizzato da Leslie Robertson prevedendo due torri di 110 piani (oltre il limite di efficienza di 50-60 piani definito da Khan) definendo una grande innovazione in un periodo in cui la concezione tubolare era *un'idea del suo tempo*, nata più o meno nello stesso tempo nell'idea di più ingegneri.

Il passaggio a una nuova tipologia strutturale è opera, ancora una volta, di Khan che, con Bruce Graham, progetta il John Hancock Center e definisce il *braced tube*, sistema in cui è centrale l'onestà della struttura, dichiarata in facciata. A questa segue l'idea del *bundled tube*, derivata dal pacchetto di sigarette: Khan pensa di collegare tubi intelaiati per realizzare una struttura ad alta efficienza, riducendo l'effetto shear lag.



#### Quarta generazione

Gli anni '80 e '90 sono gli anni del postmodern, rivoluzione contro la scatola di vetro del modernismo; in campo strutturale si passa dalla concezione del sistema a tubo a nuove tipologie strutturali dettate dalla necessità di forme più complesse ed articolate (come testimonia il decostruttivismo), con sistemi strutturali innovativi che riadattano la concezione del tubo con diagrid (Swiss Re building), megastrutture, sistemi a nucleo e outrigger o a nucleo contraffortato (Burj Khalifa); emergono inoltre le prime strutture smorzate artificialmente (Taipei 101) e le strutture composite acciaio-calcestruzzo (Bank of China).

Il grattacielo, invenzione statunitense e detta *American building type*, negli anni '80 vede una distribuzione globale con il 50% degli edifici negli USA, il 20% in Europa e il 20% in Asia; nel 2006 si registra un'inversione di tendenza con il 32% in Asia e il 24% in USA ed Europa: si sposta rapidamente il baricentro della costruzione degli edifici alti. Nel 2008 a Taiwan si raggiungono i 509 metri di altezza; la corsa in altezza vede a inizi 2000 8 dei 10 edifici più alti in Asia e i due restanti negli Stati Uniti. Nel 2010 viene progettato il Burj Khalifa, alto 830 m: in appena due anni si registra un grande e rapido salto in altezza rispetto alla cronologia degli edifici più alti nel mondo. A gennaio 2021, dei dieci edifici più alti del mondo solo uno non è in Asia: il One World Trade Center.

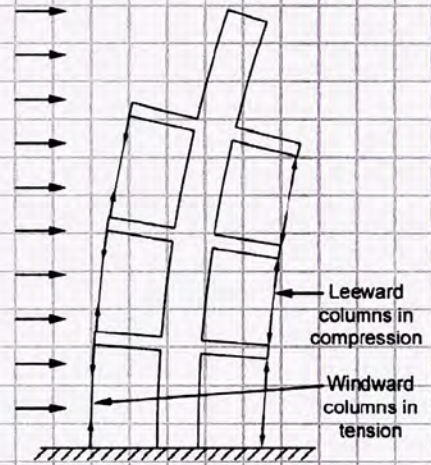
Attualmente ci sono tre tendenze generali nella progettazione:

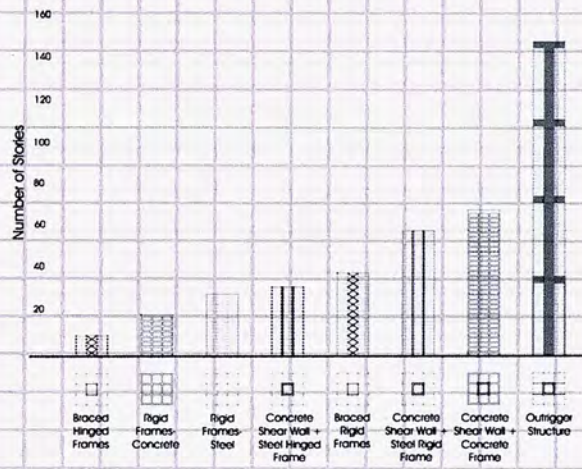
- Corsa in altezza
- Sostenibilità
- Forme originali (non più elementari e verticali, in particolare si ricercano forme organiche).

Il tentativo di ridurre il premium for height è perseguibile: la storia del progetto degli edifici alti è tutta tesa a questo concetto, si punta a una progressiva ottimizzazione del sistema strutturale; tutto parte dal concepire l'edificio alto come un'entità unica tridimensionale, abbandonando il telaio piano. Molti edifici alti nel mondo sono basati su progetti di stampo occidentale: la tradizione sul progetto degli edifici alti sta nascendo anche in oriente ma gli edifici più alti sono ancora appannaggio delle grandi aziende (SOM, WASP, Tommasetti...)

Tra le altre tendenze costruttive di oggi figurano gli *Skybridges*, strutture orizzontali che collegano più torri seguendo l'idea della città verticale su più livelli; il sistema strutturale è lo stesso di un sistema a piedritti e traverso, ma lo skybridge può anche dissipare energia (quasi come uno smorzatore). Tra le principali tendenze strutturali figurano:

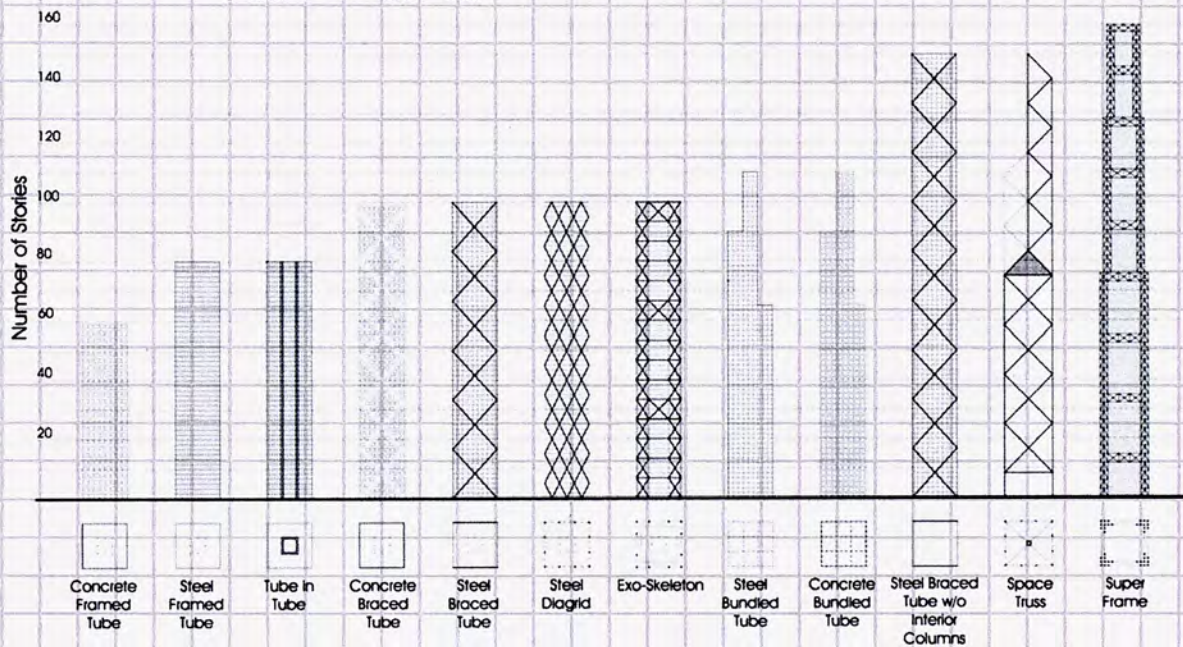
- **Transit oriented developments:** le città sono ormai policentriche; tutte le zone ferroviarie e di hub della mobilità presentano costruzioni *overtrack*, realizzate a cavallo dei binari. Un esempio è il *Daiyagate* di Ikebukuro, edificio per uffici di 20 piani isolato sismicamente realizzato sopra i binari con 18 piani operativi (sfrutta la *mid story isolation*, che isola l'edificio a partire dal livello che sovrasta i binari).
- **Diagrid:** raccolgono l'idea del tubo e di massimizzazione della resistenza flessionale migliorando parallelamente il comportamento a taglio sostituendo alla maglia rettangolare (ottima per sollecitazioni essenzialmente flessionali) una maglia triangolare (con deformata complessiva legata alle deformate assiali dei singoli elementi, raggiunge spostamenti minori rispetto a un edificio analogo a maglia rettangolare a parità di sezioni impiegate), dal punto di vista estetico si apre a più possibili applicazioni, determinando più effetti.
- **Megastrutture:** proposte da Fazlur Khan, sono state adottate solo di recente. Prevedono una segmentazione verticale dell'edificio con diverse megatravi (che dividono ad esempio l'edificio in più blocchi da 20 piani) che scaricano su megacolonne. L'idea è applicabile a edifici *megatall*, che superano i 600 m.
- **Nucleo + outrigger:** tipologia che nasce dalle applicazioni navali, in cui l'albero dei velieri adotta un principio simile legando i traversi allo scafo tramite cavi. In questo modo, si possono concentrare i sistemi strutturali nel nucleo (con sistema resistente alle azioni orizzontali costituito da setti in calcestruzzo, pareti da taglio, telai controventati in acciaio o dall'innovativo sistema *SPEEDCORE*, costituito da lastre metalliche riempite di calcestruzzo), coinvolgendo gli elementi in facciata per incrementare la resistenza alle azioni orizzontali. In un edificio alto di snellezza circa pari a 7, il nucleo può essere di lati 20x20 su una pianta complessiva di 60x60 determinando una snellezza del sistema resistente molto maggiore rispetto a quella effettiva dell'edificio: per fronteggiare la richiesta di rigidità allo stato limite di esercizio si prevedono degli elementi orizzontali di collegamento tra nucleo e facciata, tipicamente costituiti da travi molto rigide (*outrigger*) che coinvolgono le colonne perimetrali - aventi solo comportamento pendolare - che attraverso la loro rigidità assiale vincolano la deformazione laterale del nucleo. Il sistema equivale all'inserimento di una molla rotazionale sullo schema di trave a mensola.
- **Buttressed core:** tipologia applicata nel *Burj Khalifa*, è una soluzione strutturale a sé riproposta poi per edifici simili; prevede un nucleo contraffortato da pareti da taglio, parallele alle "ali" su cui si organizza la pianta dell'edificio, irrigidite da setti ad esse ortogonali; un nucleo centrale limita le rotazioni, in un sistema per cui il nucleo e due ali sostengono la terza e le ali irrigidiscono il nucleo nel resistere alle azioni orizzontali; poiché a parità di area il perimetro della pianta è molto grande i singoli piani presentano più superficie in affaccio diretto sull'esterno. Rastremandosi lungo l'altezza, l'edificio inoltre reagisce meglio ai carichi orizzontali. Strutturalmente la tipologia prevede setti in CLS con cinture reticolari a determinati livelli, con un'organizzazione leggermente simile ad un *bundled tube*.





La classificazione degli edifici alti in base all'efficienza fatta da Khan è oggi ritenuta obsoleta: non è in grado di rappresentare efficacemente tutte le tipologie strutturali. Nel 2007 Moon definisce un nuovo metodo di classificazione in base alle tipologie strutturali più che al materiale, discriminando tra strutture esterne e interne a seconda della localizzazione della maggior parte dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali.

<- classificazione di strutture interne



classificazione di strutture esterne

Nel 2018 Moon aggiorna la classificazione includendo i recenti sviluppi nelle strutture per gli edifici alti, aggiungendo le *staggered structures* (non molto usate) e il *buttressed core* alle strutture interne e i *braced megatube* (megatelaio con controventi nei vari blocchi) e le *superframe conjoined towers* (strutture composte da torri superframe unite tra loro, in cui le torri diventano colonne della megatorre, determinando una maggior profondità strutturale, un'efficienza per 200-250 piani e un'adesione al concetto di edificio alto come città verticale con collegamenti in quota, con un'idea che, oltre che architettonica, contribuisce a risolvere problemi di congestione e densificazione degli ambienti urbani).

## Progetto strutturale di edifici alti

Un edificio alto è tale solo se determina caratteristiche progettuali differenti che richiedono una maggior attenzione alle azioni laterali, in cui è fondamentale fornire resistenza rispetto alle sollecitazioni da vento oltre alla rigidità e/o capacità dissipativa tale da garantire il corretto funzionamento in eventi da vento significativi (soprattutto per le oscillazioni dei livelli superiori).

Esistono tre stati limite da vento da considerare:

- Stato limite di sopravvivenza della struttura (periodo di ritorno 50-100 anni), richiede un progetto per resistenza;
- Stato limite di servizio (periodo di ritorno 10-50 anni), richiede un progetto per rigidità;

- Stato limite di abitabilità (periodo di ritorno 1 mese - 1 anno), richiede un progetto della capacità di smorzamento delle accelerazioni di piano.

Attenzione: il progetto per vento è diverso dal progetto per sisma! Il vento opera **ESCLUSIVAMENTE** in campo elastico, mentre un evento sismico richiede un progetto a duttilità controllata (su un periodo di ritorno di 400-500 anni, il progetto sismico di un edificio alto che fa permanere l'edificio in campo elastico è antieconomico anche perché, considerando una vita utile di 50 anni, le probabilità che l'evento si verifichi nel corso della vita utile sono del 2%), in cui la plasticizzazione dell'edificio è localizzata in zone specifiche così da non perdere la capacità portante. Anche in un progetto governato dalle azioni da vento bisogna considerare i dettagli e le gerarchie delle resistenze legate al rispetto della norma sismica. In ogni caso, oggi gli edifici alti sono tendenzialmente progettati per *robustezza*: dopo l'11 settembre 2001 si verifica se dopo eventi accidentali (non previsti) di danneggiamento l'edificio preserva la sua capacità portante pur avendo perso alcuni elementi strutturali.

Il sistema strutturale di un edificio alto richiede di porre l'attenzione su dinamiche trascurate negli edifici ordinari: la logica progettuale richiede di pensare al caso particolare, non ha senso cercare un buon comportamento in risposta al vento di un edificio alto se il progetto è governato dalla logica di un parallelepipedo rettangolare e massiccio; il salto mentale da fare è analogo a quello fatto nell'industria automobilistica, in cui si è passati dalla Ford Modello T, trasposizione a motore di una carrozza, ad auto monoscocca con un'elevata aerodinamicità. Considerando un edificio di 200 piani, non ha senso pensare di poter condurre il progetto in maniera analoga a un edificio parallelepipedo di 50 piani: dovendo contenere all'incirca 25 000 persone, non si può pensare all'edificio come una fortezza con un solo ingresso e una sola uscita, l'ambiente interno non può essere pervaso da aria e luce artificiale (così come indicato da Chris Wise un mese prima dell'incidente al WTC).

Consigli per fare meglio:

- Contenere la snellezza intorno a un rapporto h/b di 8 così da assicurare stabilità all'edificio e non dover condurre controlli nella risposta dinamica dell'edificio;
- Arrotondare gli angoli e la cima dell'edificio così da accogliere il vento e tendere ad orientare l'edificio nella direzione prevalente del vento;
- Rastremare la forma verso l'alto, riducendo l'area di impatto del vento;
- Progettare l'edificio tenendo conto dei principi di aerodinamicità, controllando le accelerazioni con elementi resistenti in CLS (la cui fessurazione fisiologica è un'importante fonte di smorzamento, che porta il rapporto al 5%);
- Progettare il sistema resistente al vento in maniera tale da portare la maggior parte dei carichi verticali così da evitare trazione negli elementi e fenomeni di uplift (trazione in fondazione);
- Limitare al minimo il peso strutturale così da ridurre la massa e quindi le azioni sismiche sull'edificio, contribuendo anche a ridurre il carico in fondazione;
- Realizzare piante il più possibile simmetriche per limitare modi deformativi torsionali.

Va considerato che ogni piano di un edificio alto ha un peso di circa 1 tonnellata/m<sup>2</sup>; sapendo che i terreni di fondazione resistono a 25-50 t/m<sup>2</sup> (ad eccezione della roccia, in grado di resistere fino a 500 t/m<sup>2</sup>), diventa necessario selezionare attentamente anche il sito dove l'edificio sarà realizzato così da non dover realizzare fondazioni troppo profonde o larghe. Emblematico è il caso di New York, in cui la roccia emerge in superficie proprio in corrispondenza di Lower Manhattan e Midtown, quartieri che oggi accolgono gli edifici più alti e il centro delle attività commerciali.

Un edificio molto alto dunque deve tendenzialmente rastremarsi verso l'alto; ciò costituisce un problema per i livelli inferiori, in cui può non entrare sufficiente luce naturale; per ovviare a ciò si fornisce accesso a luce e aria naturale tramite appositi *pozzi di luce* che dividono la pianta dell'edificio. Lo Swiss Re di Londra ad esempio presenta dei cavetti triangolari negli impalcati, sfalsati secondo un andamento elicoidale, che definiscono dei pozzi di luce e di ricircolo dell'aria in zone pubbliche balaustrate.

Uno strutturista può dare più indicazioni progettuali, più spesso però deve cercare la struttura migliore per una data forma, assegnata dal progettista architettonico. Un buon progetto di un edificio alto è quindi il risultato di una buona integrazione tra l'attività di entrambi!

## Concetti strutturali di base nel progetto di edifici alti

Il progetto di un edificio alto può seguire due approcci:

- Statico: far fronte ai requisiti strutturali di rigidità e resistenza relativi alle sollecitazioni efficaci a livello strutturale ed economico. Il progetto è adeguato ai requisiti tecnici ed economici ma non incide su di esso il comportamento aerodinamico della struttura, partendo dalla forma si definisce la soluzione strutturale.
- Dinamico: la forma discende dall'esigenza, dal contesto e dal comportamento dinamico della struttura o prevede sistemi di controllo passivi o attivi delle deformazioni.

Come anticipato, spesso lo strutturista opera su un progetto architettonico condiviso dal cliente; c'è poca possibilità di modificare la forma progettata, bisogna ottimizzare la forma strutturale. L'importanza delle azioni orizzontali è dovuta al fatto che esse non richiedono solo resistenza ma anche rigidità al sistema strutturale, portando a dover controllare spostamenti laterali, accelerazioni, spostamenti verticali più che la resistenza a carichi verticali. Di norma, progettare un edificio per rigidità in maniera tale che rientri entro il limite di spostamento di  $H/500$  consente di definire un progetto efficace rispetto alle azioni orizzontali (e di norma anche ai carichi verticali); se si è prossimi al limite inferiore del campo di variabilità del peso unitario di materiale si è certi di aver raggiunto l'ottimo.

Le azioni orizzontali tendono a ribaltare l'edificio spingendolo e facendolo sbandare, richiedendo una resistenza a taglio (contro un tranciamento dell'edificio dovuto a uno slittamento dei piani o a causa del superamento del limite elastico a livello di sforzi agenti) oltre che a momento (spostamenti flessionali oltre il limite elastico, anche tenendo conto del contributo stabilizzante delle sollecitazioni assiali, sollecitazioni assiali nelle singole colonne eccessive, ribaltamento dell'edificio a causa dell'azione combinata di azioni orizzontali e carichi verticali).

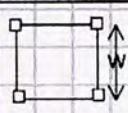
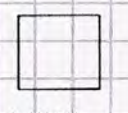
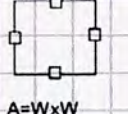
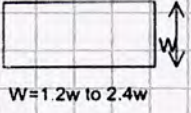
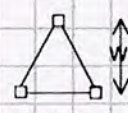
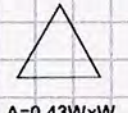
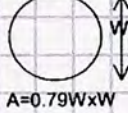
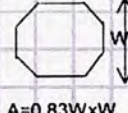
Ricordando l'analogia dell'edificio alto come trave a mensola è possibile definire un momento d'inerzia della pianta dell'edificio tenendo conto di tutti gli elementi verticali continui che fanno parte del sistema resistente ai carichi orizzontali: si tratta del BENDING RIGIDITY INDEX, definito dalla sommatoria delle inerzie intorno al baricentro degli elementi verticali nell'ipotesi che essi compungano un sistema integrato (gli elementi lavorano in sinergia, partecipando come un'unica sezione di ampiezza pari alla pianta strutturale):

$$\sum I_i \neq \sum A_i \cdot d_i$$

Tra queste, la seconda condizione è quella adottata in un edificio alto: considerando un edificio a pianta quadrata con quattro megacolonne d'angolo, a prescindere dalla direzione di sollecitazione le megacolonne hanno la massima distanza dal baricentro della pianta dell'edificio; per questo motivo, a questo schema specifico si assegna un BRI del 100%, rispetto al quale si rapportano le altre soluzioni strutturali. Al variare della posizione in pianta e del numero di colonne quindi cambia il BRI.

Spesso il progetto di un edificio alto è vincolato dalle dimensioni del lotto, particolarmente in larghezza; modificando la forma in pianta di un edificio mantenendo inalterata detta larghezza e non facendo variare l'area totale degli elementi resistenti si può valutare tramite il BRI l'efficienza delle diverse soluzioni: considerando ad esempio che gli elementi verticali sono disposti tutti sul perimetro delle forme considerate - concentrati nei vertici o distribuiti nello sviluppo perimetrale - si possono definire le risposte flessionali delle diverse forme.

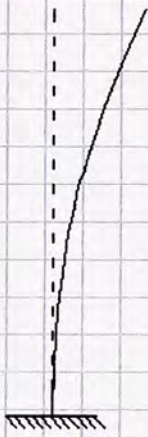
Considerando l'inflessione in un'unica direzione, un edificio alto può essere schematizzato come una trave reticolare o a doppio T così da poter comprendere al meglio il funzionamento del sistema resistente

Type of Geometric	Efficiency(%)
 $A=W \times W$ Mega-column	100
 $A=W \times W$ Multi-column	67
 $A=W \times W$ Mega-column	50
 $W=1.2w$ to $2.4w$ Multi-column	64 to 27
 $A=0.43W \times W$ Mega-column	67
 $A=0.43W \times W$ Multi-column	33
 $A=0.79W \times W$ Circular Multi-column	50
 $A=0.83W \times W$ Octagonal Multi-column	53

a taglio, essenziale per garantire il percorso dei carichi orizzontali verso gli elementi verticali così da consentire una maggior resistenza al momento ribaltante. Per consentire alle colonne di lavorare come elementi di un sistema integrato (ovvero come una singola trave a mensola) e ottenere l'efficienza flessionale ideale (ovvero il valore massimo del BRI) è necessario tener conto di un analogo parametro per il taglio, identificato nello SRI (SHEAR RIGIDITY INDEX), così da potersi assicurare l'interconnessione degli elementi verticali tramite un sistema efficace resistente a taglio (con la massima rigidezza possibile).

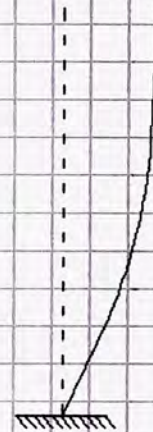
Una trave a mensola in genere presenta spostamenti causati da una deformazione flessionale ed una tagliante; di norma la deformazione flessionale è quella predominante, essendo la deformazione tagliante significativa solo per travi aventi  $L/h_{sezione}$  di 3-5. Difatti, di solito la deformazione

tagliante nei singoli elementi di un edificio alto è solitamente trascurata nelle operazioni di modellazione e analisi strutturale. Va notato che in una deformazione tagliante le sezioni restano parallele tra loro, non ruotano con l'asse della trave (a differenza di una deformazione flessionale) ma scorrono come un mazzo di carte.



<- deformazione flessionale

deformazione tagliante ->



Lo Shear Rigidity Index può essere considerato come il rapporto tra la deformazione dell'ideale schema di trave a mensola e l'effettiva deformazione

registrata:

$$SRI = \frac{\text{deformazione flessionale}}{\text{deformazione totale}}$$

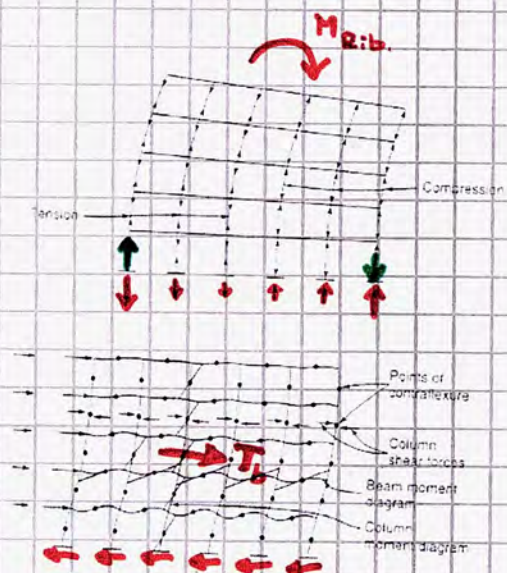
Ne segue che lo SRI è alto se l'incidenza della deformazione tagliante sull'edificio è effettivamente bassa, se non trascurabile, rispetto alla deformazione flessionale.

Va notato che la deformata complessiva di un sistema intelaiato multicampata assume la forma opposta rispetto a quella del modo deformativo registrato, come osserviamo di seguito:

### Modi deformativi di diversi sistemi strutturali

#### MRF

Lo spostamento laterale è dovuto alle componenti flessionale e tagliante come per la schematizzazione a trave, con l'eccezione che le caratteristiche deformative del MRF sono opposte a quelle della trave: nella deformazione flessionale, le colonne tendono ad allungarsi ed accorciarsi, portando gli impalcati a ruotare lungo l'altezza; il meccanismo localmente coinvolge la deformazione assiale delle colonne, tipicamente compone il 10-20% del modo complessivo di deformare della struttura. Per quanto riguarda la deformazione a taglio, ciascuna trave tende a scorrere rispetto al livello sottostante determinando un drift di piano; le colonne e le travi si deformano flessionalmente e il modo costituisce l'80-90% della deformazione complessiva del sistema. Questa componente sorge per effetto del



taglio globale  $T$  agente sulla struttura, che si scompone in un momento con andamento lineare nelle colonne che si ribalta nelle travi, diminuendo lungo l'altezza.

Il modo deformativo tagliante è prevalente perché, ricordando l'efficienza strutturale degli edifici in MRF, il rapporto  $H/L$  del telaio è solitamente molto minore di 10 (tra 3 e 4), dunque la componente tagliante è predominante (analogia con la trave tozza).

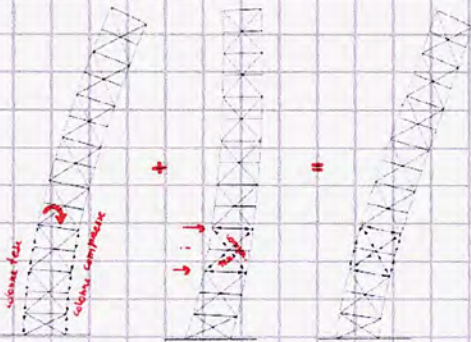
Gli effetti in termini di rigidità laterale dipendono dalla rigidità flessionale delle singole membrature: nel telaio il progetto è di norma caratterizzato in base al *frame racking*, ovvero agli scorrimenti di piano, in cui la deformazione flessionale delle travi contribuisce per il 50-60% mentre quella delle colonne per il 10-15%. Ne segue che la rigidità laterale del telaio dipende dal rapporto tra le componenti  $EI/L$  di trave e colonna: a parità di inerzia, l'altezza su cui lavora la colonna coincide con l'interpiano (3-5 m) mentre le travi oscillano tra i 6 e i 12 metri; ne segue che il momento d'inerzia della sezione trasversale della trave dovrebbe essere pari a  $\frac{L_{trave}}{L_{interpiano}} I_{colonna}$ .

### Frame Tube

L'applicazione è analoga a quella di un telaio MRF ma con una significativa riduzione dell'interasse tra le colonne e un aumento dell'altezza delle travi, con l'idea di realizzare una soluzione a tubo intelaiato prossima a quella di tubo ideale. Occorre però prestare particolare attenzione ai telai d'anima nella loro risposta alle azioni orizzontali: se non si riduce l'interasse tra le colonne (dunque la lunghezza delle travi) e l'inerzia delle travi si rischia un significativo effetto *shear lag*.

### CBF

Lo schema a CBF parte dall'idea di triangolarizzare le maglie del telaio così da scomporre in regime di sforzi assiali le due componenti deformative e definire strutture più efficienti, garantendo una maggiore resistenza e la prevalenza del modo deformativo flessionale: i *braced frames* possono essere ritenuti congruenti a travi reticolari a mensola, con le colonne che schematizzano i correnti (teso nella zona sopravento, compresso nella facciata sottovento) e con diagonali e travi che agiscono da elementi d'anima, resistendo a taglio (nel caso di sistemi con controventi eccentrici - EBF - le travi sono soggette anche a flessione). Come anticipato, la deformata dell'edificio è prevalentemente flessionale, con concavità sulla facciata sottovento



e massima pendenza in sommità, esattamente come una trave a mensola (e in maniera opposta rispetto al MRF), principalmente grazie all'accumulo di deformazioni degli elementi verticali; gli elementi d'anima invece sono quelli responsabili del modo deformativo a taglio, avente concavità sopravento, massima pendenza alla base e pendenza nulla in cima.

Come anticipato, la deformata complessiva è data da una combinazione dei due modi deformativi, con una configurazione dipendente dai contributi relativi di rigidità (dipendenti principalmente dal tipo di controvento) ma in cui in genere prevale la deformazione flessionale.

### Shear Rigidity Index

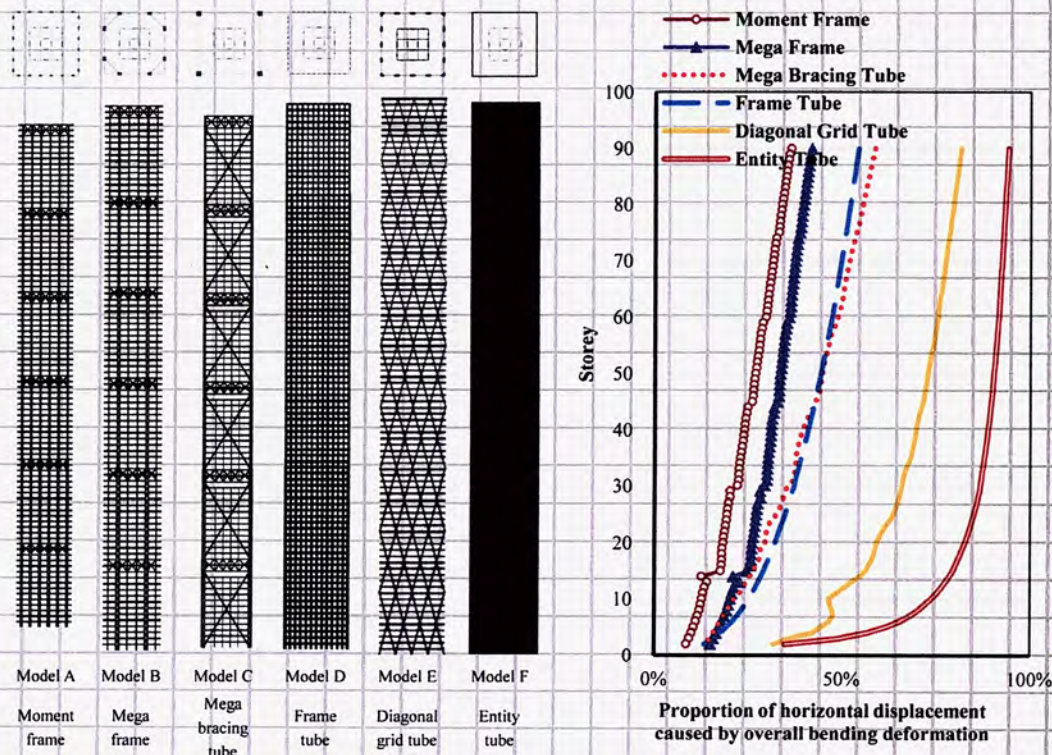
Il sistema ideale di reazione a taglio è, come immaginabile, un sistema tubolare cieco, privo di aperture, in cui la deformazione è sostanzialmente di tipo flessionale. In corrispondenza di questo sistema si definisce uno SRI pari a 100.

Per quanto riguarda i sistemi controventati, un sistema a controventi concentrici, con diagonali a  $45^\circ$ , assume uno SRI di 62.5; nelle applicazioni più tipiche con controventi a chevron ed elementi orizzontali (che utilizza più materiale) lo SRI dipende dall'inclinazione delle diagonali e, nel caso di un'inclinazione di  $45^\circ$ , è pari a 31.3.

In un telaio a nodi rigidi, lo SRI dipende dal rapporto tra lunghezza e altezza delle travi: un telaio con colonne ravvicinate su tutte e quattro le facce dell'edificio ha un'elevata rigidità a taglio e assume una configurazione flessionale efficiente (presupposti alla base del Frame Tube).



Volendo confrontare i diversi sistemi strutturali, considerando un edificio con la stessa forma in pianta e la stessa area totale degli elementi verticali e delle *belt trusses* ogni 15 livelli nei sistemi MRF, Mega frame e Mega braced tube, il confronto tra gli spostamenti totali orizzontali in sommità dei sistemi consentono di definire la diversa efficienza dei sistemi strutturali. In particolare, si osserva come in sommità prevale la sollecitazione flessionale: il taglio è massimo alla base e si riduce con l'altezza, le azioni dovute al momento invece aumentano almeno in maniera cubica con l'altezza.

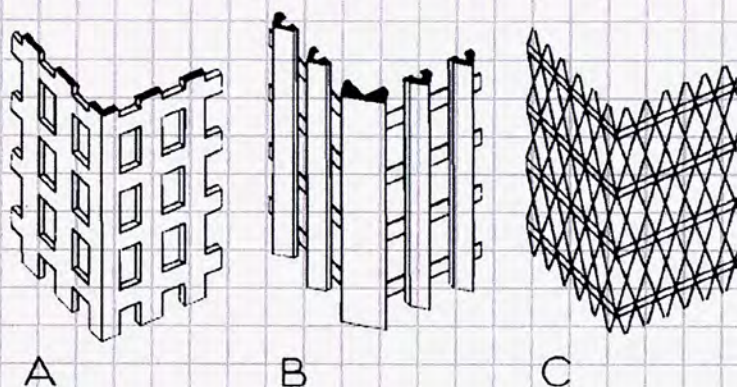


Si osserva come il tubo ideale abbia deformazione in sommità causata interamente dal contributo flessionale di deformazione; a questo segue la diagrid e, come intuibile, il telaio MRF è l'ultimo.

Nel 1965, Hirschmann pubblica un articolo sulla rivista dell'ICE (Institution for Civil Engineering, UK) in cui afferma che la progettazione dell'epoca di gran parte degli edifici alti prevedeva un telaio resistente con rivestimenti in facciata privi di funzione strutturale, anacronistico rispetto agli sviluppi in corso in cui i progettisti tendono a rimuovere i supporti intermedi per reintrodurre una struttura scatolare (come l'Empire State Building), con un nucleo centrale scatolare e pareti perimetrali rigide che fungono da elementi di controventamento, con impalcati di grande luce che collegano i due senza supporti intermedi.

Da queste nuove tendenze emerge il problema della scelta delle tipologie di pareti perimetrali, importante anche dal punto di vista architettonico e formale: se le pareti d'anima sono molto deformabili, l'intero edificio alto lo è, quindi le deformazioni dei telai d'anima governano quelle dell'edificio (è bene ricordare che una delle principali caratteristiche di un elemento di parete è la sua elevata resistenza a forze agenti nel suo piano).

Hirschmann individua tre possibili principi o approcci nel progetto di pareti rigide secondo la nuova concezione degli edifici alti:



A. Interpretare la facciata come una lastra verticale in cui è collocato un pattern di aperture, tipicamente gettata in opera in CLS normale o alleggerito;

B. Considerare una griglia costituita da colonne verticali molto ravvicinate connesse tra loro da travi corte, gerarchizzando gli elementi anche dal punto di vista formale e compositivo (applicazione tipica nei Frame Tube);

C. *Space Frame*: definire travi reticolari spaziali (tipologia derivante dalle grandi coperture), piastre reticolari realizzate da unità elementari standardizzate, spesso tetraedriche, con l'idea di una trasposizione tridimensionale delle travi reticolari. L'idea si evolve poi nella progettazione di *space frame* monostrato (simili a un sistema *gridshell*) con un'orditura in due direzioni diagonali: in questo modo gli elementi di facciata lavorano in regime di sforzo assiale, distribuendo i carichi orizzontali sulle superfici e delineando un sistema pronto ad accogliere le istanze di standardizzazione e prefabbricazione.

In questa applicazione Hirschmann individua due casi di frame tube (CLS gettato in opera - Hilton Hotel di San Francisco - Acciaio - WTC) e di diagrid (già negli anni '60, con l'IBM building di Pittsburgh e l'American Cement Corporation Building di Los Angeles), fornendo un primo esempio pionieristico di studi in materia e sottolineando per la prima volta la necessità di integrazione tra architettura e struttura, in quanto da questo momento il progetto strutturale ha un importante impatto estetico.

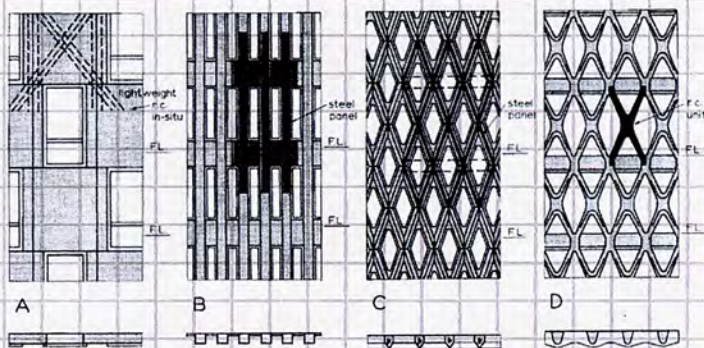
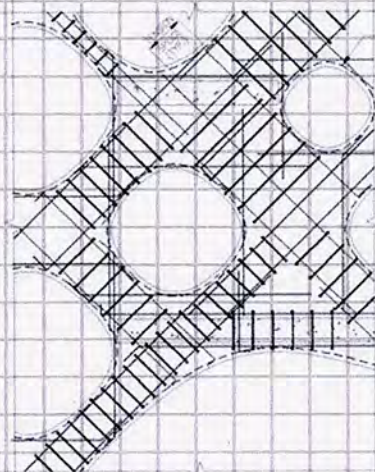


Fig. 11—Four facade details: (a) Hilton Hotel, San Francisco; (b) World Trade Centre, New York; (c) IBM Building, Pittsburgh; (d) American Cement Corporation Building, Los Angeles

Nell'hotel Hilton di San Francisco, la facciata in lastre di calcestruzzo e finestre sfalsate consente di realizzare armature inclinate che costituiscono uno schema strutturale CBF all'interno di elementi a pannello continuo, determinando un sistema "intermedio" che si comporta come una diagrid in calcestruzzo. Il WTC, come evidente, aveva facciate modulari con moduli prefabbricati che coprivano 3 livelli e composti da 3 colonne. Anche l'IBM building e l'American Cement Corporation building adottano soluzioni modulari, con il primo che è composto da pannelli che uniscono più maglie romboidali e il secondo che è formato da più X collegate in opera. In questi casi lo spessore della parete è dato dalla profondità delle colonne: le travi sono sempre arretrate, con un collegamento trave-colonna eccentrico.

La soluzione a tubo ormai pervade le tipologie strutturali per edifici alti; l'attenzione si è però spostata verso caratteri di originalità - anche se si tende comunque alla realizzazione di pareti strutturali - ad esempio, il grattacielo 014 è costituito da 30 piani su una pianta rettangolare con angoli arrotondati e rastremata al centro distinta da un esoscheletro in CLS che resiste alle azioni orizzontali e si collega alla struttura interna tramite travi molto corte. Il guscio esterno è forato con un pattern di elementi con aperture differenti; le armature sono essenzialmente disposte come per una diagrid, con andamenti diagonali.

Un altro esempio di innovazione nelle forme è la Torre Agbar di Barcellona, con un paramento esterno in calcestruzzo con armature disposte in maniera tale da far percepire la torre come una lastra curva forata, pur essendo il funzionamento della facciata sostanzialmente a diagrid.



Per motivi di economia, nei progetti si tende ad utilizzare elementi modulari, con le stesse forme; le differenti richieste strutturali in termini di resistenza e spostamenti si accomodano tendenzialmente modificando in maniera graduale le sezioni degli elementi (non il loro passo o la loro forma!).

Con l'IBM building di Pittsburgh (Oggi US Steel Building) cambia nuovamente l'approccio: progettato da Leslie Robertson, prevede moduli in facciata identici, anche in sezione, in cui cambia però il tipo di acciaio, prevedendo un materiale più resistente agli appoggi di base fino a giungere a normali acciai da carpenteria in cima. Per limitare gli errori di montaggio, gli elementi in materiali diversi in cantiere avevano colorazioni differenti. Anche nel WTC Robertson (che ha progettato anche la Bank of China Tower, lo Shanghai World Financial Center e la Puerta de Europa di Madrid) adotta 12 tipi di acciaio e mantiene costante la sezione esterna delle colonne scatolari (356x356 mm), modificando solo lo spessore dei piatti che la compongono (6.35 - 101.6 mm).

## Concetti strutturali

*BRI*

Traduzione numerica della definizione dei sistemi ottimali dal punto di vista della resistenza flessionale (centrifugazione delle aree resistenti) nell'ipotesi che le aree degli elementi verticali continui lungo l'altezza lavorano come un sistema integrato, essendo quindi tra loro solidali; per rendere tale ipotesi valida logicamente è necessario connettere gli elementi con un sistema sufficientemente resistente a taglio (e quindi rigido): bisogna tener conto degli effetti deformativi delle pareti d'anima, che riducono l'efficienza flessionale rispetto al BRI calcolato (ideale).

*SRI*

Parametro che consente di misurare l'efficienza delle strutture resistenti a taglio, ovvero la capacità del sistema di trasferire le azioni orizzontali agli elementi verticali così da resistere ai momenti ribaltanti agenti. Il calcolo si effettua valutando lo spostamento laterale in sommità dovuto esclusivamente alla componente flessionale e rapportandolo allo spostamento totale dello stesso livello, definendo il *grado di similitudine* dell'edificio rispetto alla mensola ideale.

Ne segue che BRI e SRI consentono di valutare l'efficienza di un sistema strutturale e di identificare i punti in cui si registra una perdita di efficienza (per deformabilità a taglio), da considerare con particolare attenzione nel progetto del sistema strutturale.

Il BRI ideale calcolato coincide col BRI reale se e soltanto se si registra uno SRI pari a 100; nel progetto strutturale bisogna quindi tendere a questo valore se si intende migliorare l'efficienza del sistema; *se capisci dove ridurre sai anche come fare.*

### Esempi

- WTC: si registra perdita di efficienza nelle travi, che in realtà sono piastre che collegano le colonne (aventi interasse 1 metro e di lato 356 mm, dunque la luce netta era di 65 cm) di altezza 1.3 m.
- John Hancock Center: si registra una perdita di efficienza nell'allungamento e accorciamento delle diagonali: la componente deformativa tagliante è legata a questo fenomeno, per ridurlo bisogna irrigidire le diagonali.
- Sears Tower: bundled tube costituito complessivamente da 4 anime e 4 flange; perde efficienza dal punto di vista del BRI a causa della presenza di 2 coppie di flange con differenti eccentricità ma le 4 anime determinano un significativo irrigidimento a taglio. La deformata tagliante ha un impatto significativamente ridotto, si osserva quindi che spesso un miglior comportamento a taglio riduce il BRI ideale ma aumenta l'efficienza della struttura a taglio.
- Jin Mao Tower: sistema composito con 8 supercolonne composite in facciata e 8 colonne d'angolo in acciaio e travi di collegamento (a due a due alternate, rappresentano una possibile fonte di deformazione) tra le pareti opposte del nucleo centrale ottagonale. Le colonne composite sono inframezzate da outrigger, strutture reticolari di collegamento con il nucleo, che rappresentano un'altra possibile fonte di deformazione (per l'allungamento e accorciamento delle diagonali).

## Sistemi strutturali per gli edifici alti

Dal punto di vista del materiale, si distinguono sistemi strutturali in:

- Acciaio;
- Calcestruzzo Armato;

*L'efficienza strutturale di un MRF a una scala più ampia segue l'idea per cui  $l/L$  della trave e  $l/H$  della colonna siano confrontabili, coincidente col punto di incontro tra le bilatere costruite dai rapporti tra l'efficienza flessionale e lo spostamento in cima di trave e colonna.*

*Per garantire l'incastro in strutture in acciaio si ricorre spesso alla tecnologia Column-tree.*

- Composito (CLS+Acciaio).

Dal punto di vista delle tipologie, si distingue tra sistemi basati:

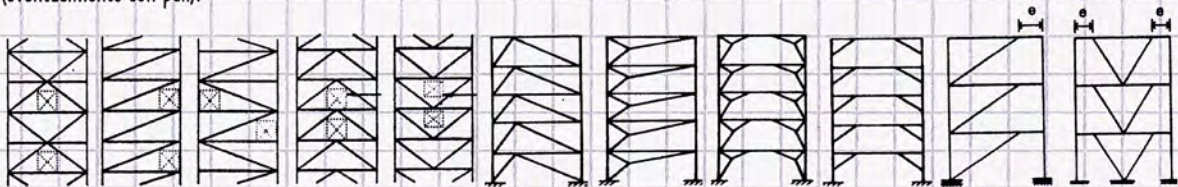
- Sul tubo: Frame tube, Braced tube, Bundled tube, Diagrid;
- Sul nucleo, eventualmente con outrigger;
- Sulle megastrutture: superframe, megaframe, megatruss.

### MRF

Sistemi a telaio, rappresentano uno schema più immediato e semplice, adattabile alle esigenze architettoniche, molto iperstatico e duttile; nel momento in cui il telaio MRF è inflesso solitamente solo le flange tendono a raggiungere la tensione di snervamento, le altre diffondono la plasticizzazione nel tempo; essendovi ridondanza strutturale si può dissipare energia in molti punti. La tipologia strutturale non è molto efficiente e ha spesso costi elevati, soprattutto nella realizzazione dei collegamenti trave-colonna. La resistenza del sistema ai carichi orizzontali è offerta dalla resistenza e rigidità flessionale di colonne, travi, nodi. Poiché di norma la lunghezza delle travi è maggiore dell'altezza delle colonne, per un sistema efficiente bisogna tendere a travi di inerzia maggiore rispetto alle colonne secondo un rapporto pari a  $L/h$ ; per questo motivo il sistema è di norma efficiente entro i 30 piani, oltre i quali la resistenza a momento dovuta alla flessione delle membrature richiede un aumento significativo delle rigidità.

### Braced Frames

L'idea di base dei BF è quella di migliorare il sistema MRF tendendo ad annullare la flessione di colonne e travi tramite una triangolarizzazione delle maglie, con membrature d'anima che assorbono il taglio orizzontale in luogo delle colonne, trasportandolo tramite carichi assiali alle altre membrature e portando il sistema ad un comportamento quasi coincidente con la trave a mensola pura. Il coinvolgimento delle aste d'anima dipende dalla natura e dal tipo della diagonalizzazione della maglia (Concentrici: a X, a singola diagonale, a V, a V rovescia; Eccentrici: a D, a K, a V...). Ipotizzando che le forze applicate alla struttura siano nodali, si comprende che l'influenza dei controventi a V rovescia e a singola diagonale nella trasmissione dei carichi verticali sia trascurabile, non fornendo una completa triangolarizzazione. Per la snellezza tipica degli edifici alti, nelle campate di un sistema CBF il momento deve essere assorbito dai controventi; ciò implica che se il momento ribaltante è alto gli sforzi di trazione e compressione delle colonne alla base sono alti. Se si ingenerano sforzi di trazione alla base, essi si trasmettono in fondazione e il terreno non è in grado di offrire resistenza; ne segue che è meglio trasmettere carichi con CBF più larghi o prevedere sistemi di fondazione in grado di diffondere il momento ribaltante alla base (eventualmente con pali).



## Valutazione approssimata degli spostamenti laterali in telai MRF/CBF

La procedura consente anche di stimare la stabilità dell'edificio (non solo della singola asta), comprendendo come evolve il comportamento di un edificio alto all'avvicinarsi verso il carico critico delle colonne (valendo la schematizzazione dell'edificio alto come trave a mensola, non cambia la dinamica per valutare gli effetti del secondo ordine; il carico critico è valutato in base alla resistenza dei LLRS - lateral load resisting systems).

### MRF

Gli spostamenti di piano sono dovuti a:

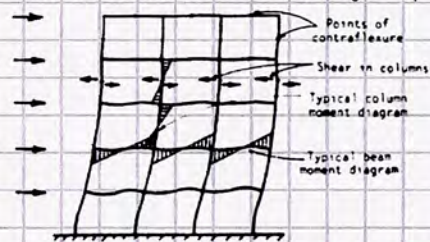
- Componenti dello spostamento:
  - Flessione di travi e colonne;
  - Flessione complessiva dell'edificio (Momento ribaltante totale);
  - Sommatoria degli spostamenti di piano dei singoli piani sottostanti quello in esame;

- Rigidezza tagliante effettiva del sistema strutturale.

Il modello del sistema MRF tipicamente prevede un edificio non snello soggetto a una distribuzione di carichi laterali uniforme; ne segue che le deformazioni flessionali delle travi prevedono un flesso all'incirca in mezzera (a seconda del rapporto tra le rigidezze di colonne e travi), con diagramma del momento lineare a farfalla per ogni membratura. Per l'equilibrio, la sommatoria dei momenti applicati sul generico nodo è pari a 0, ne segue che i momenti alle estremità di due membrature dello stesso tipo sono uguali e opposti (in una struttura modulare). A livello globale la deformata dell'edificio è di tipo tagliante, se l'edificio non è snello; all'aumentare della snellezza però il contributo deformativo dovuto alla sollecitazione assiale locale causata dal carico definisce una maggior incidenza della deformazione di tipo flessionale, portando gli spostamenti di piano a crescere lungo l'altezza (rilevante solo per  $H/B > 4$ , prevale solo quando il rapporto raggiunge un valore di circa 10).

Per calcolare gli spostamenti laterali del sistema, occorre tener conto che lo schema a pura deformazione tagliante deriva la propria rigidezza ai carichi orizzontali dal contributo flessionale di travi e colonne, mentre lo schema a pura deformazione flessionale dipende solo dalla rigidezza assiale delle colonne.

Consideriamo lo schema a deformazione tagliante, prevalente nei telai a nodi rigidi in strutture non snelle:

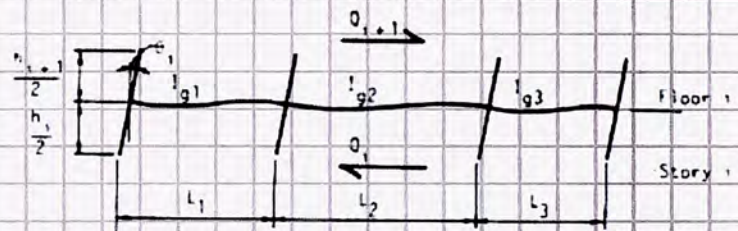


$L_i$  = lunghezza della trave

$I_{g_i}$  = inerzia delle sezioni trasversali della trave

L'altezza di riferimento è pari a  $h_i/2 + h_{i+1}/2$

Il contributo flessionale delle travi è misurabile in base alla rotazione delle estremità delle travi stesse, quindi dei nodi; nell'ipotesi di colonne infinitamente rigide - così da poter isolare il contributo delle travi alla deformazione - si ha, valendo le seguenti ipotesi geometriche:



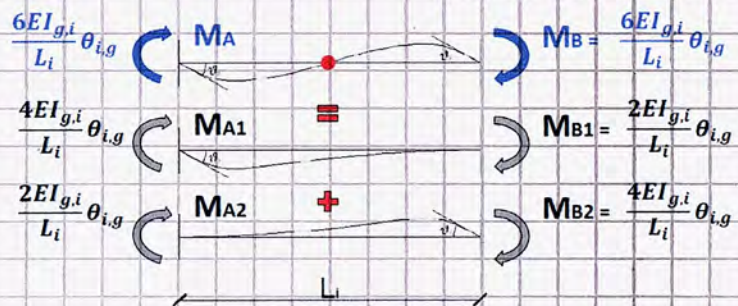
Il taglio agente sotto il livello considerato è  $Q_i$ , quello agente superiormente è  $Q_{i+1}$

Ricordando che  $M = K_{\theta} \cdot \theta$ , definita  $\theta_{ig}$  la rotazione registrata nei nodi a causa della trave  $g_i$ ,  $\theta_{ig} = \frac{\text{Momento totale portato ai nodi}}{\text{Rigidezza rotazionale totale dei nodi}}$  di cui è incognita la rigidezza dei nodi.

Considerando il piano i-mo (primo grafico), si ha che:

$$M_{tot} = \frac{Q_i h_i}{2} + \frac{Q_{i+1} h_{i+1}}{2}$$

Isolando la singola trave si può definire la rotazione dei nodi di estremità; essendo in campo lineare vale la sovrapposizione degli effetti; dunque, si può scomporre la rigidezza rotazionale  $K$  dei nodi come effettuato a fianco. Ne segue che la rigidezza incognita  $K_{\theta_{ig}}$  è pari a  $6EI/L$  per la singola trave.



Per conoscere la rigidezza rotazionale totale del livello, offerta dalla somma delle rigidezze rotazionali dei singoli nodi:

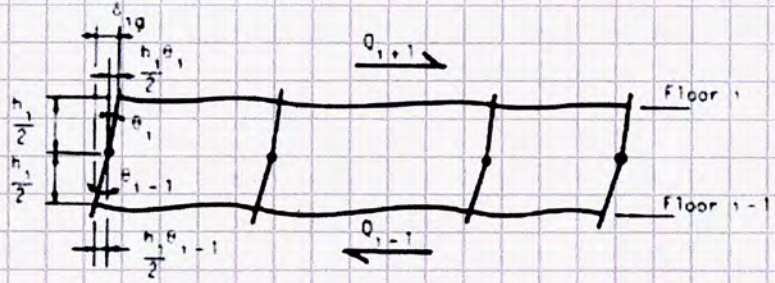
$$\begin{aligned} k_{\theta_{ig}} &= k_{\theta_{1g}} + k_{\theta_{2g}} + k_{\theta_{3g}} + k_{\theta_{4g}} = \\ &= 6E \left( \frac{I_{g1}}{L_1} \right) + 6E \left( \frac{I_{g1}}{L_1} + \frac{I_{g2}}{L_2} \right) + 6E \left( \frac{I_{g2}}{L_2} + \frac{I_{g3}}{L_3} \right) + 6E \left( \frac{I_{g3}}{L_3} \right) = \\ &= 6E \left[ 2 \left( \frac{I_{g1}}{L_1} + \frac{I_{g2}}{L_2} + \frac{I_{g3}}{L_3} \right) \right] = 12E \sum_i \frac{I_{gi}}{L_i} \end{aligned}$$

Da cui, noto  $M_{tot}$  dall'espressione riportata in alto, si ha che:

$$\theta_{i,g} = \frac{M_{tot}}{k_{\theta_{i,g}}} = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{24E \sum_i \frac{I_{gi}}{L_i}}$$

Dalla rotazione del piano i-mo si può calcolare la rotazione del piano i-1 con un'espressione analoga:

dalla rotazione  $\theta_{i,g}$ , essendo l'espressione valida per qualsiasi livello considerato, si può calcolare lo spostamento di piano  $\delta$ , identico in ogni colonna e dunque coincidente con lo spostamento di piano:

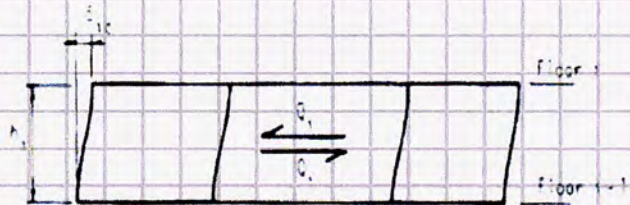
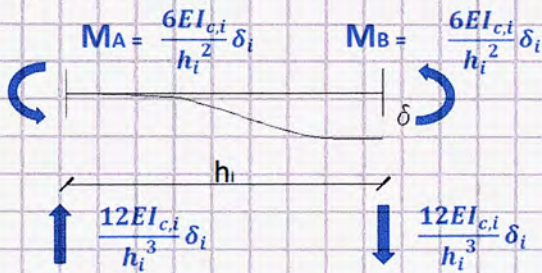


$$\delta_{i,g} = \frac{h_{i-1}}{2} \theta_{i-1} + \frac{h_i}{2} \theta_i = \frac{h_i}{2} (\theta_{i-1} + \theta_i) \xrightarrow{\text{esplicitando } \theta}$$

$$\rightarrow \delta_{i,g} = \frac{h_i}{2} \left( \frac{Q_{i-1} h_{i-1} + Q_i h_i}{24E \sum_i \frac{I_{gi-1}}{L_{i-1}}} + \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{24E \sum_i \frac{I_{gi}}{L_i}} \right)$$

Assumendo che le travi dei due livelli abbiano la stessa inerzia ( $I_{i-1} = I_i$ ) e supponendo che la media tra  $Q_{i-1}$  e  $Q_{i+1}$  sia pari a  $Q_i$ , ipotizzando che l'altezza di interpiano sia costante si ha che  $\delta_{i,g} = \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum_i \frac{I_{gi}}{L_i}}$  interstory drift per effetto della flessione delle travi.

Effettuiamo un procedimento analogo per definire lo spostamento di piano dovuto alla flessione delle colonne, assumendo che le travi siano infinitamente rigide. Analogamente a quanto fatto in precedenza, si può calcolare la rigidità rotazionale dei nodi di estremità della singola colonna come segue:



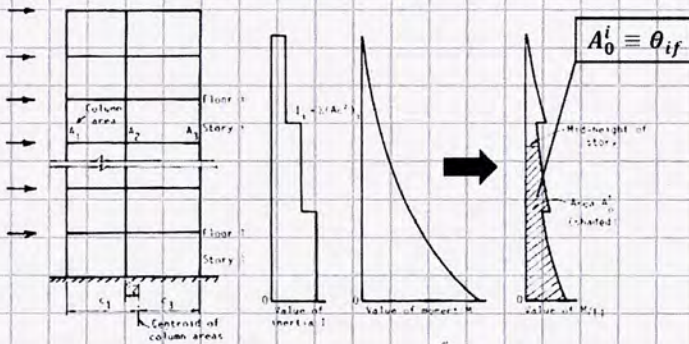
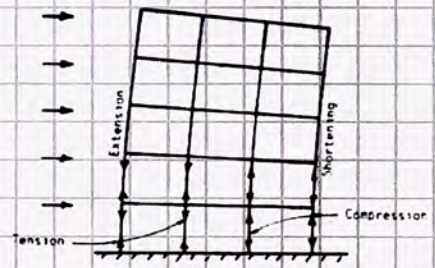
Da cui, considerando un pannello tra due piani successivi, si può definire la rigidità di piano relativa alla flessione delle colonne come somma delle singole rigidità:  $k_i = 12E \left( \frac{I_{c1}}{h_1^3} + \frac{I_{c2}}{h_2^3} + \frac{I_{c3}}{h_3^3} + \frac{I_{c4}}{h_4^3} \right)$ ;

$$k_i = 12E \sum_i \frac{I_{ci}}{h_i^3}$$

Da cui risulta che, analogamente a quanto fatto per le travi,  $\delta_{i,c} = \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum_i \frac{I_{ci}}{h_i}}$   $\xrightarrow{\text{altezza di interpiano cost.}}$   $\delta_{i,c} = \frac{Q_i h_i^3}{12E \sum_i I_{ci}}$  interstory drift

per effetto delle colonne.

Consideriamo ora il contributo flessionale dovuto all'azione del momento ribaltante, imputato alla deformazione assiale delle colonne come evidente dallo schema riportato a fianco. Nel caso di una struttura snella, assimilabile a una mensola equivalente, vanno calcolate le inerzie ai vari livelli (sezioni della trave); assumendo lo schema a fianco su 5 livelli, vanno calcolati i momenti di secondo ordine delle sezioni ai vari livelli, ovvero le inerzie delle singole colonne e la loro distanza dal baricentro:  $I_i = \sum_i A_i c_i^2$ ; se le inerzie delle colonne variano lungo l'altezza, ad esempio a causa di una loro rastremazione, il diagramma delle inerzie è



logicamente a scalini. Nota la distribuzione delle inerzie è possibile calcolare il diagramma del momento, parabolico in ragione di un carico uniforme applicato sullo schema a mensola. Dal diagramma del momento si può ricavare il diagramma del rapporto  $M/EI$ , la cui area tra la base e la metà dell'altezza d'interpiano del livello considerato definisce la pendenza media del piano  $i$ -mo dovuta al momento ribaltante.

Nota  $I_i$ , si ha che  $\left(\frac{M}{EI}\right)_i \cdot h_i = A_0^i \rightarrow M_i = \left(\frac{EI}{h}\right)_i A_0^i = k_{\theta_{if}} \cdot \theta_{if} \rightarrow A_0^i \equiv \theta_{if}$

Da cui si ricava l'interstory drift dovuto al momento ribaltante:  $\delta_{if} = h_i \theta_{if} = h_i A_0^i$ . Si osserva quindi che  $A_0^i$ , desunto dall'integrale, definisce il rapporto tra la rotazione del livello di riferimento e la rotazione alla base nello schema globalmente flessionale (f).

Per calcolare lo spostamento totale al livello  $i$ -mo sarà sufficiente sommare i tre contributi di spostamento; denotando le sommatorie definite nel calcolo sulle travi e in quello sulle colonne rispettivamente come  $G_i$  e  $C_i$ , si ha che  $\delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E \cdot G_i} + \frac{Q_i h_i^3}{12E \cdot C_i} + h_i A_0^i \rightarrow \frac{Q_i h_i^2}{12E} \left(\frac{1}{G_i} + \frac{1}{C_i}\right) + h_i A_0^i = \delta_i$ .

Nel caso del primo livello di un MRF non è possibile ritenere che il flesso si trovi a metà interpiano a causa della condizione di vincolo alla base delle colonne, differente da quella al generico piano  $i$ , per cui cambiano le formule di riferimento.

Fixed base connection  $\delta_{i,g+c} = \frac{Q_i h_i^2 \left(\frac{2}{3G_i} + \frac{1}{C_i}\right)}{12E \left(1 + \frac{C_i}{6G_i}\right)}$

Pinned base connection  $\delta_{i,g+c} = \frac{Q_i h_i^2 \left(\frac{3}{2G_i} + \frac{4}{C_i}\right)}{12E}$

$i$ -th level  $\delta_i = \frac{Q_i h_i^2 \left(\frac{1}{G_i} + \frac{1}{C_i}\right)}{12E} + h_i A_0^i$

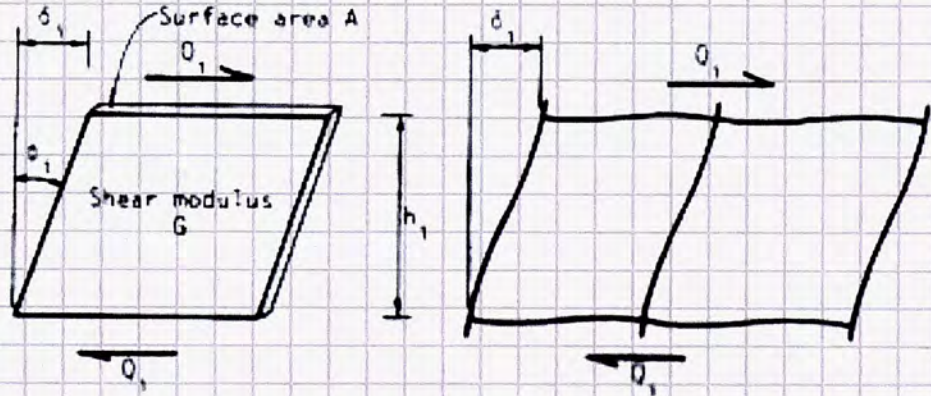
In edifici MRF con rapporto  $H/B$  minore di 4 il contributo di spostamento dovuto al momento ribaltante si può ritenere trascurabile; lo spostamento totale in sommità è dato elementarmente dalla somma degli *story drift* calcolati piano per piano. Nel tipico proporzionamento dei sistemi strutturali MRF per edifici alti, la flessione delle travi è la principale causa degli spostamenti, dunque di norma si tende a incrementarne la rigidità per giungere a una soluzione più efficiente ed economica. Si può stimare la dimensione necessaria della trave al livello  $i$ -mo per rientrare nei limiti di spostamenti attraverso la seguente formula, imponendo  $\delta_i = h/200$ :

$$G_i = \frac{Q_i h_i}{12E \left(\frac{\delta_i}{h_i} - \frac{Q_i h_i}{12E C_i}\right)}$$

Per definire un semplice controllo su quali membrature conviene modificare per prime, è possibile definire per ciascun nodo tra i livelli in cui lo spostamento di piano critico un parametro  $\Psi$ :

$\Psi = \frac{I_c}{h} / \sum \frac{I_g}{L}$ . Se il parametro è molto maggiore di 0.5, bisogna intervenire sull'inerzia della trave e viceversa. Se ci si trova intorno a valori di 0.5, si devono modificare entrambe le membrature.

Nota lo spostamento totale dovuto ai tre contributi calcolati in precedenza, è possibile definire la rigidità tagliante del pannello equivalente alla singola maglia di telaio. Nell'ipotesi di piccoli spostamenti, vale la seguente relazione:



$$\frac{\delta_i}{h_i} = \theta_i = \frac{\tau_i}{G} = \frac{1}{G} \cdot \frac{Q_i}{A_i}$$

$$\rightarrow \frac{\delta_i}{h_i} = \frac{Q_i}{GA_i} \rightarrow \boxed{\delta_i = \frac{Q_i h_i}{GA_i}}$$

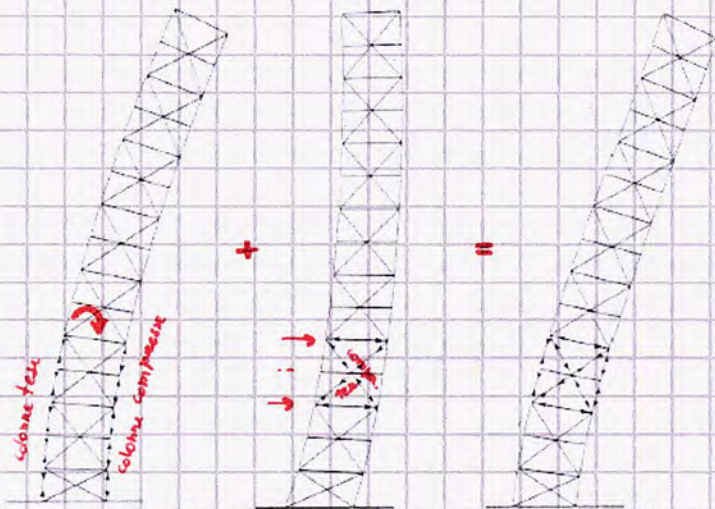
Con GA rigidezza a taglio di una trave a mensola equivalente di sezione A e modulo di taglio G. Esplicitando GA e

$\delta_i$ , si ha:

$$\begin{cases} GA_i = \frac{Q_i h_i}{\delta_i} \\ \delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E} \left( \frac{1}{G_i} + \frac{1}{C_i} \right) \end{cases} \rightarrow \boxed{GA_i = \frac{12E}{h_i \left( \frac{1}{G_i} + \frac{1}{C_i} \right)}}$$

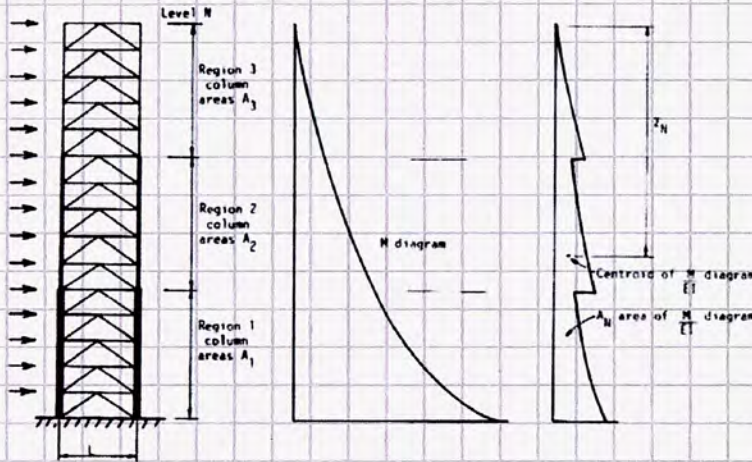
### CBF

Un edificio realizzato in CBF può essere considerato come una trave reticolare verticale incastrata alla base, che resiste ai carichi orizzontali principalmente tramite la rigidità assiale di colonne e controventi: le colonne agiscono come correnti nel resistere al momento ribaltante, con trazione nella colonna sopravento e compressione in quella sottovento; le diagonali e le travi lavorano come membrature d'anima nel resistere a taglio. Nello schema di deformazione tagliante si osserva come le membrature d'anima assorbono il taglio come sforzo assiale, mentre nella deformazione flessionale si osserva il ruolo delle colonne nell'assorbimento delle azioni tramite sforzi assiali; ne segue che localmente le deformazioni sono tutte assiali, mentre globalmente, in virtù della tendenziale snellezza di queste strutture, lo schema deformativo è principalmente flessionale.



Consideriamo un edificio avente rapporto H/B=8 (ad esempio: B=5 m, H=40 m), in cui elementarmente il contributo flessionale è prevalente, influenzando fino al 95% lo spostamento in cima. Considerando la mensola di controvento equivalente e tenendo conto della variazione delle inerzie delle colonne dovuta alla loro rastremazione, si definisce il diagramma del momento partendo dallo schema di trave a mensola per poi definire il diagramma ottenuto dal rapporto M/EI da cui si ottiene  $\Theta$ , pari all'area sotto il diagramma M/EI tra la base e la metà dell'interpiano i.

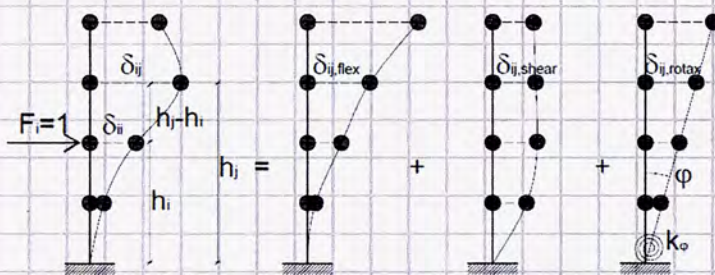




Definendo  $C_i$  la distanza tra la colonna  $i$  e il baricentro, in questo caso  $C_1=C_2=L/2$ . Vale la relazione, già descritta in precedenza,

$$I_i = \sum_i A_i C_i^2$$

È importante saper definire il ruolo delle rigidzze nel calcolo degli spostamenti: all'aumentare della rigidzza degli elementi *efficaci* si riducono gli spostamenti, ma il calcolo in termini di rigidzze è più semplice di quello in termini di spostamenti.

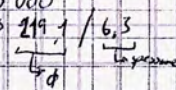


Al variare della geometria del sistema di controventamento, varia la rigidzza delle singole maglie e quindi quella del sistema complessivo; va notato che in questo caso la rigidzza della maglia è data dalla somma in serie delle rigidzze assiali di diagonale e trave; nei controventi eccentrici inoltre bisogna considerare le rigidzze *flessionali* delle travi! Per

definire la matrice di rigidzza della trave equivalente, è sufficiente tener conto che le singole rigidzze in risposta all'azione  $i$  al livello  $j$  sono pari all'inverso degli spostamenti totali del livello  $j$  corrispondenti all'azione  $i$ . L'unica incognita è di norma la rigidzza rotazionale alla base dell'edificio, definita in base alle condizioni di vincolo imposte dalla fondazione, applicando una rotazione unitaria a uno schema di trave rigida su molle (suolo elastico) e valutando le rotazioni, il cui inverso offre la rigidzza cercata, quindi lo spostamento.

TYPE OF BRACING	DIMENSIONS	SHEAR DEFLECTION PER STORY
SINGLE DIAGONAL		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{L^2 A_d} + \frac{L}{A_g} \right)$
DOUBLE DIAGONAL		$\delta^s = \frac{Q}{2E} \left( \frac{d^3}{L^2 A_d} \right)$
K-BRACE		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{2d^3}{L^2 A_d} + \frac{L}{4A_g} \right)$
STORY HEIGHT KNEE-BRACE		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{2m^2 A_d} + \frac{m}{2A_g} + \frac{h^2 (L-2m)^2}{12 I_g L} \right)$
OFFSET DIAGONAL		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{(L-2m)^2 A_d} + \frac{(L-2m)}{A_g} + \frac{h^2 m^2}{3 I_g L} \right)$

# Calcolo delle rigidezze di diverse maglie

Esempio: calcolo rig. di diversi sistemi consid.  $L=5m, h=3m$   $E=210.000$   
 CHS  $\frac{119,1}{6,3}$   


$$\square K_1 = \frac{2E A L^3}{13}$$

$$A = 4211,745 \text{ mm}^2$$

$$I = 23561392,58 \text{ mm}^4$$

$$\vartheta = \arctg\left(\frac{h}{L}\right) = \arctg\left(\frac{3}{5}\right) = 30,964^\circ$$

$$d = \frac{L}{\cos \vartheta} = 5,831 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{2(210000) \cdot 4211,745 \cdot (5000)^2}{5831 \text{ mm}^3} \frac{N}{m} = \frac{kN}{m}$$

$$= 223066 \frac{kN}{m}$$

Stessa geom.;  $\vartheta = 30,964^\circ$   
 $d = 5,831 \text{ m}$

$$K_2^{(1)} = \frac{E}{\frac{13}{12Ad} + \frac{I}{Ag}}$$

base fissa contro rig. travi;  $K_2 = \frac{K_1}{2} = 111533 \frac{kN}{m}$

$$K_2^{(1)} / K_1^{(1)} = 0,5$$

Se  $\Gamma$  contro ass. travi:

$$K_2^{(2)} = \frac{210000}{\frac{13}{12Ad} + \frac{I}{Ag}} = 68404 \frac{kN}{m} \Rightarrow \frac{K_2^{(2)}}{K_1} = 0,31$$

$\square \square \vartheta = \arctg\left(\frac{h}{L}\right) = \arctg\left(\frac{3}{5}\right) = 30,964^\circ$

$$d = \frac{L}{\cos \vartheta} = 5,831 \text{ m}$$

$$K_3 = \frac{E}{\frac{13}{12Ad} + \frac{I}{Ag}} \quad \text{H} \text{ travi rig. travi} \Rightarrow K_3^{(1)} = \dots$$

$$\frac{K_3^{(1)}}{K_1} = 0,83 \quad \text{meno rig. } \square$$

$$\frac{K_3^{(2)}}{K_1^{(2)}} = 1,66 \quad \text{+ rig. } \square$$

Se con contro. travi:

$$K_3^{(2)} = \frac{210000}{\frac{13}{12Ad} + \frac{I}{Ag}} = 147042 \frac{kN}{m} \Rightarrow \frac{K_3^{(2)}}{K_1} = 0,66 \quad \text{contro. travi mobile!}$$

↳ valore ord. grandezza  
 ⇒ molto ma non molto

$$\frac{K_3^{(2)}}{K_1^{(2)}} = 3,15$$

$\square \square m = 1m \Rightarrow L = 2m = 3m$   
 Consid. contro. travi:

$$K_4^{(1)}$$

$$\vartheta = \arctg\left(\frac{h}{L}\right) = 71,565^\circ$$

$$d = \frac{m}{\cos \vartheta} = 3,162 \text{ m}$$

$$\Rightarrow K_4 = \frac{210000}{\frac{13}{12Ad} + \frac{I}{Ag}} = 3474 \frac{kN}{m}$$

↳ contro. travi travi MOLTO, e in maniera NEGATIVA: rid. Rig!

Qui oltre a sez. importante  $\vartheta!$

$$\square \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^{-1} = 0,02$$

$$\square \left(\frac{K_2^{(1)}}{K_4}\right)^{-1} = 0,05$$

$$\square \left(\frac{K_3^{(2)}}{K_4}\right)^{-1} = 0,02 \rightarrow \text{rig. sign. inf. CBF}$$

Se  $m=2m$  e quindi  $L-2m=1m$

$$\varphi = \arctg\left(\frac{3m}{2}\right) = 56,31^\circ + \text{pois a } 45^\circ!$$

$$d = \frac{2m}{\cos\varphi} = 3,606m$$

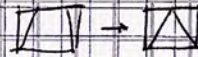
$$K_4^{(B)} = \frac{210\,000}{0,391 + 0,237 + 6,286} = 26\,532 \frac{kN}{m}$$

↳ sempre sempre con 0

$$\frac{K_4^{(B)}}{K_4} = 0,12$$

sempre inferiori ma con approssimazione di più aumenti rigidità:

$$\frac{K_4^{(B)}}{K_4^{(A)}} = 0,39$$



$$\frac{K_4^{(B)}}{K_5^{(B)}} = 0,18$$

Se  $m=1m \rightarrow L-2m=3m$

$$\varphi = \arctg\left(\frac{h}{L-2m}\right) = \arctg\left(\frac{3}{3}\right) = 45^\circ$$

$$d = L-2m\sqrt{2} = 4,243m$$

$$K_5^{(A)} = 210\,000 \rightarrow \frac{7534}{7,508 + 0,237 + 100,584} = 7734 \frac{kN}{m}$$

↳ 2,015 + 0,772 + 25,145

$$\frac{K_5^{(A)}}{K_1} = 0,03$$

$$\frac{K_5^{(A)}}{K_2^{(A)}} = 0,05$$

$$\frac{K_5^{(A)}}{K_4^{(A)}} = 0,11$$

$$\frac{K_5^{(A)}}{K_4^{(A)}} = 2,17$$

Se  $m=2m \rightarrow L-2m=1m$

$$K_5^{(B)} = \frac{210\,000}{7,508 + 0,237 + 100,584} = 1939 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{K_5^{(B)}}{K_1} = 0,01$$

$$\frac{K_5^{(B)}}{K_2^{(B)}} = 0,01$$

$$\frac{K_5^{(B)}}{K_4^{(B)}} = 0,03$$

$$\frac{K_5^{(B)}}{K_4^{(B)}} = 0,07$$

Controllo con  $K_1$  tenendo sempre conto int. rig. max:

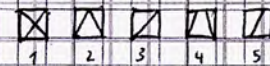
$$K_1 = 223\,060 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{K_2^{(B)}}{K_1} = 0,31$$

$$\frac{K_4^{(B)}}{K_1} = 0,12$$

$$\frac{K_3^{(B)}}{K_1} = 0,66$$

$$\frac{K_5^{(A)}}{K_1} = 0,03$$

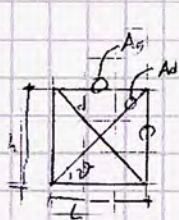


(in ordine di rigidità)

Se buca e nec.  $\Rightarrow$  EBF, vedere al CBF corrispondente alla EBF scelta.

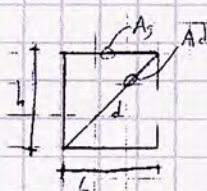
EBF migliore per  $A_1 \Rightarrow$  rig. inf. a CBF  $\Rightarrow$  se bisogna lim costi ad es. metter ad X (la prima di sezione scelta, sup. anche resist. carico orizz.)

Calo rig. migliore equiv. Si a seconda tipo controcentro scelto



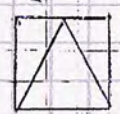
$$S^2: \frac{Q}{LE} \left( \frac{L^3}{E A_d} \right) \Rightarrow K_i = \frac{2EA_d L^2}{12}$$

*L completa*  
*specie*  $2EA_d \cos^2 \theta$   $L = d \cos \theta$

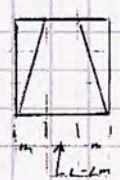


$$K = \left( \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \right)^{-1}$$

serie in serie delle righe da ora in poi ripete righe non trase!



Analogo



E. consid anche righe flessibili (I<sub>y</sub>) sia in L che □!

## Valutazione delle azioni da vento sugli edifici

L'azione da vento nasce da una variazione di temperatura nello strato limite atmosferico che determina una variazione di pressione, inducendo il movimento delle particelle. Questo moto è disturbato in prossimità del suolo dalle asperità presenti (alberi, edifici e altri impedimenti), determinando fenomeni di turbolenza.

- Norme di riferimento:**
- Eurocodice 1 (2005)
  - NTC 2018 (IT)
  - CNR-DT (documento tecnico, 2018)

L'ingegneria strutturale applicata agli edifici alti richiede uno studio del moto dell'aria entro lo strato limite atmosferico. Il vento ha un'azione a carattere fortemente dinamico, dunque a differenza dell'evento sismico si possono definire delle soluzioni progettuali che, in virtù della loro aerodinamicità, contribuiscono a modificare l'azione del vento. Se si trascurano gli effetti dell'aerodinamica, bisogna tendere al progetto di una struttura *fissa*, indeformabile; l'azione del vento in realtà dipende dalla forma, dall'orientamento e dalla direzione del corpo investito da essa. Se in un modello di analisi la struttura presenta spostamenti ridotti a vento, che si possono confondere con la configurazione iniziale, si possono applicare tutte le analisi classiche della teoria lineare.

Nel caso di strutture leggere e flessibili, si ingenerano dei *fenomeni aeroelastici* (di feedback) che modificano l'azione del vento, che a sua volta modifica la risposta della struttura. In questi casi nascono sollecitazioni aggiuntive rispetto a quelle di progetto, come nel caso emblematico del crollo del Tacoma bridge, collassato sotto un'azione dovuta a vento con velocità inferiore al picco calcolato come parametro di progetto.

Nelle tipiche applicazioni edili, il vento non viene considerato in un progetto strutturale a causa della tendenziale prevalenza dell'azione sismica, più gravosa (in realtà dipende dalla zona sismica e dalla zona da vento); come anticipato, per un edificio alto il vento solitamente governa il progetto strutturale (a partire dai circa 150 m per strutture metalliche, mentre dai 250 m per quelle in calcestruzzo).

### Modellazione delle azioni e verifica della sicurezza strutturale secondo normativa

Nella modellazione delle azioni si parte dall'individuazione della velocità media del vento  $V_m$ , valutata a diverse quote così da definire un profilo della velocità in verticale. Entro lo strato limite atmosferico, la velocità del vento cresce lungo l'altezza con una legge logaritmica che ha il suo punto di massimo assoluto in corrispondenza di una quota detta *quota di gradiente*, alla quale si associa la *velocità di gradiente*, in corrispondenza della quale

i fenomeni di interferenza delle correnti d'aria dovuti alla vicinanza al suolo diventano trascurabili. A partire da questo punto la velocità del vento varia in funzione del gradiente di pressione, crescendo a causa della minor influenza delle *asperità* del suolo.

Come nelle analisi sismiche il parametro di riferimento nel progetto è l'accelerazione di picco al suolo su suolo rigido in condizioni di terreno uniforme (corretta con vari coefficienti specificativi in seguito), nel progetto per azioni da vento la velocità viene definita in condizioni di terreno pianeggiante e uniforme scabrezza, definito idealmente.

Dal punto di vista della quota, si definiscono due limiti:

- Strato limite interno: situato tra la superficie del terreno su cui poggia l'edificio e una quota  $z_s=200$  m, è lo strato entro cui si raccolgono le indicazioni delle principali norme italiane ed europee (NTC, CNR-DT, EC). Oltre questa altezza servono altre leggi di comprovata validità, come una legge funzionale logaritmica che lega la velocità media alla lunghezza di rugosità  $z_0$ .
- Strato limite esterno: compreso tra  $z_s$  (200 m) e  $z_g$  (quota di gradiente), a questo strato di norma si associa una legge di velocità costante in cui la velocità del vento è identicamente uguale alla velocità di gradiente (sovrastimando le velocità).

Nota la velocità di riferimento  $v_R$  e la relativa  $z_0$  si ricava  $v_g$  per costruire il profilo delle velocità medie, ammettendo che tale valore, indipendentemente dalla scabrezza del suolo, sia costante su ampie porzioni del territorio circostante.

In ambienti più urbanizzati, le fluttuazioni della velocità del vento rispetto al valore medio sono molto significative, al punto da dover riconoscere una variazione anche in  $z_g$  in base al grado di urbanizzazione. L'azione del vento quindi varia nel tempo; nell'analisi del modello strutturale quindi è possibile, proprio come nel progetto a sisma, modellare delle azioni statiche equivalenti a quelle del vento e tali da produrre il massimo effetto dovuto all'azione dinamica di progetto (ad esempio, il massimo spostamento in cima); esistono però anche delle metodologie dinamiche che tengono conto in maniera più elaborata dell'azione del vento (ad esempio le analisi CFD). Data una direzione di applicazione dell'azione da vento, l'azione statica equivalente viene definita considerando che sulle singole facce dell'edificio agiscono delle pressioni (assunte positive se entranti nell'edificio, negative se uscenti) normali e degli sforzi tangenziali (agenti, ad esempio, su una copertura piana; se ne tiene conto solo in edifici stretti e lunghi come i capannoni industriali e dunque sono *generalmente* trascurabili negli edifici alti).

Le pressioni/depressioni quindi possono avere segno opposto pur avendo lo stesso verso; essendo però la somma vettoriale realizzata tramite una sottrazione delle seconde alle prime complessivamente sono concordi nella determinazione del modulo.

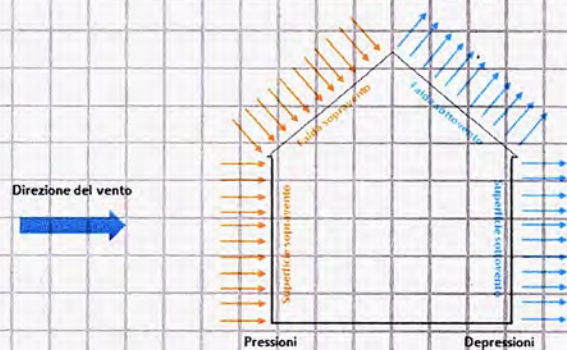
EC1

L'eurocodice 1, norma comunitaria di largo spettro che rimanda alle normative nazionali per eventuali specificazioni, presenta un modello delle azioni che dipende sostanzialmente dalle caratteristiche della velocità. L'EC1-4, dedicato alla valutazione delle azioni da vento, presenta una serie di appendici che indicano effetti e procedure da poter applicare insieme ad appendici nazionali che definiscono il calcolo dei parametri individuati dall'Eurocodice a livello nazionale (l'EC definisce il parametro, il calcolo è nazionale).

In questo caso quindi si parte da una valutazione delle velocità per poi definire le pressioni (attraverso la *pressione dinamica*, pari alla metà del prodotto tra la velocità media e la densità dell'aria media) in base alle quali calcolare le forze da vento (in base all'altezza di riferimento, l'area di impronta dell'edificio, la forma dell'edificio e il *coefficiente di pressione* interna/esterna) agenti sulla struttura.

Nota la *velocità di base*  $v_b$ , quindi si vuole valutare  $v_m$ .

- $V_b$ : parametro definito in base al parametro  $V_{b0}$ , ovvero la velocità del vento mediata su un intervallo mediato in 10 minuti e con una probabilità di superamento annuo di 0.02 ( $\lambda_{0,02}$ , relativa ad un tempo di ritorno di 50 anni), non considerando la direzione del vento e riferita allo strato di 10 metri a contatto col terreno, ritenuto pianeggiante e privo di ostacoli. In caso di una misurazione condotta in



condizioni differenti, bisogna correggere il parametro tramite coefficienti così da adattarla alle prescrizioni da norma. ATTENZIONE: normative differenti da quella italiana prevedono un metodo di calcolo differente, pur se con procedure analoghe. In base alle prescrizioni normative, si ha che:

$$v_b = v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season}$$

Con  $c_{dir}$  coefficiente di direzionalità (pari ad 1.0 in assenza di prescrizioni normative),  $c_{season}$  fattore di stagionalità (pari ad 1.0 in assenza di prescrizioni normative).

- $V_m$ : velocità ottenuta modificando la velocità di base tramite coefficienti che tengono conto della rugosità e dell'orografia del terreno:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$
$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$$

Con  $C_r(z)$  fattore di rugosità, ottenuto considerando l'altezza di riferimento rispetto al suolo e la rugosità sopravento del terreno (varia con legge logaritmica con l'altezza in base a un coefficiente  $k_r$ , fissato e dipendente da  $z_0$  - lunghezza di rugosità - tipicamente pari a 2 per terreni di seconda categoria, diversi da quello ideale);  $C_0(z)$  fattore di orografia, previsto dall'EC ma non assimilato dalle NTC e quindi pari a 1.0 salvo se diversamente specificato; tiene conto del fatto che in zone con colline/scarpare il vento è tendenzialmente più gravoso, secondo la filosofia che un incremento superiore al 5% delle sollecitazioni da vento conseguenti all'applicazione del fattore di orografia rendono necessario tener conto del contributo).

Come detto, la velocità media varia con una legge logaritmica tra un'altezza minima (fissata in funzione della categoria del terreno e delle asperità dell'edificio, sotto la quale si considera una distribuzione uniforme) e un'altezza massima (fissata a 200 m nella normativa italiana). In funzione del caso specifico si calcola il coefficiente  $k_r$ , dipendente dalla categoria del terreno (dipendente dalle asperità). Per un edificio di altezza superiore ai 15 m, si assume un'altezza minima di 10 m e una  $z_0$  di 1 m, in cui si considera un profilo di velocità costante.

Una volta nota la velocità media si procede nel calcolo delle pressioni del vento, dipendenti dalle superfici esterne e interne dell'edificio:

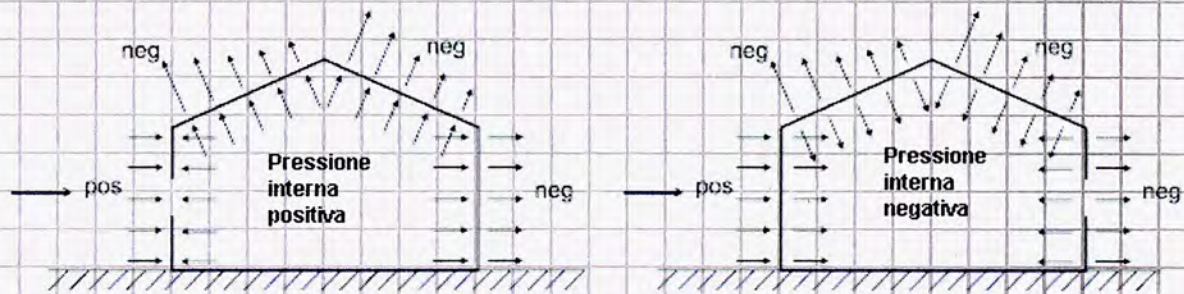
- Superfici interne: si generano delle pressioni da vento, come quando l'apertura di una finestra provoca per effetto del vento la chiusura di una porta;
- Superfici esterne: l'azione del vento si applica direttamente su di esse.

Il calcolo delle azioni da vento è analogo per entrambe, con coefficienti di pressione differenti:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Con  $e/i$  relativi alle azioni esterne/interne,  $q_p(z)$  valore di picco della pressione dinamica e  $c_p$  coefficiente di pressione. A ciò si associa poi il calcolo della pressione netta, pari alla differenza delle pressioni agenti sulle facce opposte tenendo conto dei loro segni (se i vettori sono complessivamente equiversi si sommano i moduli). In base allo schema dell'edificio, si distingue tra costruzioni *stagne* e *non stagne*.

- Costruzione stagna: le aperture sopravento sono al più pari a 1/3 della superficie complessiva della parete investita dal vento;
- Costruzione non stagna: le aperture sopravento sono almeno pari a 1/3 della superficie complessiva della parete investita dal vento (la pressione interna è maggiore di 0 in ogni parete).



Ad esempio, una costruzione non stagna con aperture sottovento porta ad un annullamento delle pressioni agenti sugli elementi verticali, determinando azioni solo sulla copertura.

Note le pressioni interne ed esterne, si definiscono i coefficienti di pressione relativi all'edificio come somma vettoriale dei coefficienti in base alle leggi esplicate e mostrate nei diagrammi in alto. Il calcolo della pressione di picco invece si effettua come segue:

$$q_{pe}(z) = 1 + 7(I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Pressione cinetica (energia)                      Pressione dinamica di base (energia)

Con  $I_v(z)$  fattore legato alle fluttuazioni turbolente del vento e detto *intensità di turbolenza*, definito come il rapporto tra lo scarto tipo (quadratico medio) della turbolenza e la velocità media  $v_m(z)$ . Come la velocità media, ha variabilità logaritmica lungo l'altezza (ad eccezione di altezze inferiori a  $z_{min}$ , in cui la legge è rapportata a  $z_{min}$ ).

Note le pressioni si possono quindi calcolare le forze statiche equivalenti alle azioni dinamiche del vento; definita  $A_{ref}$  l'area di edificio impattata dal vento, si ha che:

$$F_{we} = c_s c_d \cdot \sum_{superfici} w_e \cdot A_{ref};$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Con  $C_s C_d$  corrispondente al fattore di struttura, è un parametro funzione del fatto che tendenzialmente non si registrano picchi di velocità sulle facciate esterne contemporanei a un comportamento dinamico della struttura in risposta ad essi; tipicamente, essendo uno dei fattori riduttivo ed uno incrementale, il loro prodotto è all'incirca unitario. Il calcolo è logicamente analogo per le azioni interne. L'altezza di riferimento  $z_e$  viene calcolata in funzione del rapporto tra l'altezza dell'edificio  $h$  e la base  $b$  della superficie impattata dal vento nella direzione considerata; il parametro consente il passaggio da pressioni a forze. Per  $h < b$ ,  $q_p(z) = q_p(z_e)$  e si considera una velocità pari a  $v(z=h)$ ; se  $b < h < 2b$  si divide l'altezza dell'edificio in una distribuzione tra 0 e  $b$  uniforme con  $v(z_e=b)$  e una distribuzione tra  $b$  e  $h$  con  $v(z=h)$ ; se  $h > 2b$  ci si muove cautelativamente come sopra o considerare la variabilità piano per piano della velocità del vento a partire dal livello  $z=b$ . Quest'ultimo procedimento determina un maggior onere computazionale a fronte di carichi più ridotti.

A seconda dell'area di riferimento  $A$  caricata (quindi a seconda che si determini un coefficiente di pressione globale -  $A=10m^2$ ,  $C_{pe}10$  - o di dettaglio -  $A=1m^2$ ,  $C_{pe}1$ ) si osserva che il coefficiente di pressione varia in funzione della superficie caricata considerata. Inoltre, sulle facce sopra e sottovento il coefficiente di pressione è costante, variando nelle facce parallele al vento in maniera dipendente dalla sezione, dagli effetti vorticosi e da altri fenomeni.

Il calcolo del fattore di struttura è normato dal EC1 a seconda delle casistiche;  $C_s$  definisce il fatto che i valori di picco del vento ai vari livelli non sono tutti agenti contemporaneamente sulle superfici (è quindi riduttivo: non ha senso considerare azioni massime sull'intera struttura) mentre  $C_d$  informa degli effetti vibrazionali dovuti alla turbolenza, ed è tipicamente assunto pari ad 1.

$$c_s c_d = \frac{1 + k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(z_e)}$$

Con B fattore di fondo e R fattore di risposta risonante. La formula è applicabile solo ad edifici, travi e simili sistemi, insegue.

*NTC 2018 e CNR DT 2018*

In queste normative la velocità base di riferimento è calcolata come per l'EC1, ci si riferisce di norma a edifici di categoria II. In assenza di una zona di vento assegnata, si può definire  $v_b$  come prodotto tra  $v_{b0}$  (velocità media del vento al livello del mare, funzione della zona climatica) e  $c_s$ , coefficiente di altitudine del sito.

La velocità di riferimento  $v_R$  per gli eventi da vento rispetto cui progettare l'edificio dipende dal calcolo del periodo di ritorno, prevedendo un coefficiente correttivo  $c_v$ , nel caso in cui il tempo di ritorno sia differente da 50 anni. Per lo studio del vento agente durante le fasi costruttive di durata determinata (ed eventuali costruzioni transitorie) si considera, ad esempio, un tempo di ritorno di 5 anni (perché abitualmente concludono la loro vita utile entro 3 mesi).

Il calcolo della pressione del vento viene condotto tramite il prodotto tra la pressione cinetica (a sua volta dipendente dalla velocità di riferimento, legata al periodo di ritorno e all'altitudine del sito), dal coefficiente di esposizione  $c_e$  (funzione della quota), dal coefficiente di pressione  $c_p$  (analogo all'eurocodice) e dal coefficiente dinamico  $c_d$ :

$$p_{vento} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_R^2$$

$$c_e = k_r^2 c_r \ln(z/z_0) [z + c_r \ln(z/z_0)]$$

Con  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  tabellati in funzione della zona climatica e della tipologia di urbanizzazione presente, oltre alla distanza dalla costa e l'altezza (l'eurocodice si riferisce alla classe II di edifici, eventualmente da correggere tramite coefficienti).

Il coefficiente aerodinamico, definito da  $c_p$  e  $c_f$  (attrito sulle facce tangenziali) può essere ricavato in entrambe le sue forme da documentazione opportunamente comprovata (CNR, EC1) o con sperimentazioni in galleria del vento (possono variare molto sulle superfici).

Il coefficiente dinamico  $c_d$  definisce effetti riduttivi e amplificativi sul vento analogamente al *fattore di struttura*, si può riprendere il calcolo del *fattore* dal CNR-DT o considerare un valore unitario per gli edifici di altezza entro gli 80 m e di tipologia ricorrente; è altresì possibile ricorrere a documentazione comprovata e rilevante o a dati sperimentali.

Tra le appendici del CNR-DT, si segnalano per il progetto:

- G: contiene i coefficienti aerodinamici globali ( $c_p$ , 10 m<sup>2</sup>), rientrando nel riferimento sull'altezza degli edifici  $b < h < 5d$  in cui si delineano due distribuzioni di vento distinte, consentendo di riferirsi anche a forme di pianta differenti da quella quadrata o rettangolare.
- H: definisce i coefficienti di pressione locali e dettagliati con le stesse considerazioni dell'analogha tabella dell'EC1.

## Sistemi strutturali interagenti

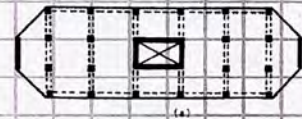
L'American Institute for Steel Construction (AISC) ha elaborato delle norme aggiornate periodicamente e recepite dall'ASCE nel proprio Building Code; nel 1991 si afferma che il braced frame è tra i sistemi più economici per resistere alle azioni da vento.

Esistono però soluzioni strutturali che accoppiano schemi intelaiati a schemi controventati; questi interagiscono tra loro o per allineamento o in virtù dell'impalcato rigido. Un tipico esempio è quello di una struttura con nucleo centrale realizzato in pareti da taglio in calcestruzzo armato e struttura controventata in acciaio o la presenza di pareti da taglio in allineamenti tra telai: i sistemi lavorano sempre in parallelo.

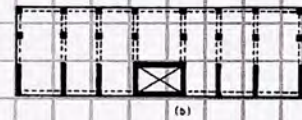


Per valutare la ripartizione delle azioni orizzontali in un edificio multipiano tra gli elementi resistenti alle azioni orizzontali, bisogna tener conto del fatto che il vincolo di piano rigido *blocca* un grado di libertà (tutti gli spostamenti nel piano sono tra loro coincidenti), consentendo una più semplice determinazione dell'equilibrio; la ripartizione delle azioni tra gli elementi diventa funzione delle rigidezze relative, il taglio di ciascun telaio alla base è pari al taglio globale moltiplicato per un coefficiente ottenuto dal rapporto tra le rigidezze taglianti del singolo telaio e dell'intero edificio (tipicamente le due rigidezze sono molto prossime tra loro, essendo la rigidezze flessionale pressoché trascurabile). In assenza del vincolo di piano rigido occorre progettare i sistemi resistenti alle azioni orizzontali come quelli a carichi verticali, ragionando per aree di influenza e osservando dove vengono applicate le forze.

L'applicazione combinata dei sistemi strutturali è particolarmente utile per gli edifici a pianta allungata, con una particolare attenzione al baricentro delle rigidezze (centro delle reazioni esplicabili dalla struttura che dipendono dalla rigidezze degli elementi).

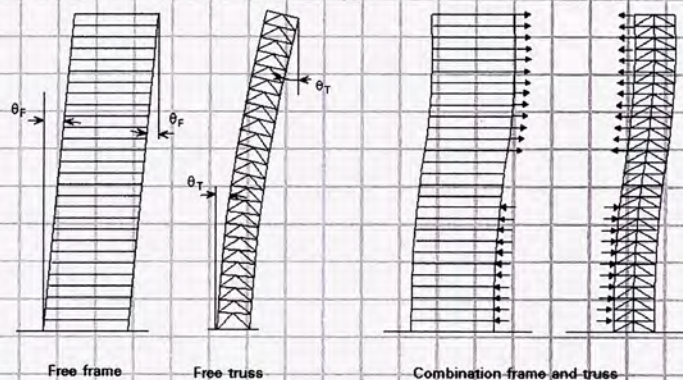


Come è noto, le deformate di schemi CBF e MRF sono opposte; la loro combinazione vincola gli spostamenti di piano imponendo un trasferimento di sollecitazioni taglianti tra gli elementi strutturali.



Di norma, un edificio con questo sistema combinato prevede di progettare il sistema di pareti da taglio e controventi come elementi resistenti ai soli carichi orizzontali, affidando le azioni orizzontali al resto del sistema. Questa schematizzazione è tendenzialmente valida nel CLS, in cui nelle regolari applicazioni non si realizzano telai pendolari; in funzione delle rigidezze essendo le mensole di controvento più rigide degli altri elementi ci si aspetta che il telaio assorba un'aliquota esigua di azioni orizzontali. Detto ragionamento è però valido per un edificio di circa 10 piani: incrementando l'altezza la rigidezze flessionale decresce (cambiano le deformazioni con andamento cubico o alla quarta: in un edificio di 50 piani ad esempio il braced frame ha una rigidezze al più pari alla metà di quella del MRF all'ultimo livello, pur essendo molto più rigido alla base), in ragione del fatto che le deformazioni in sommità di un edificio sono massime nel sistema controventato e minime nel telaio: la flessibilità di una mensola inflessa CBF in cima è proporzionale a  $h^3$ , quella di un MRF invece cresce linearmente. Ne segue che l'altezza è un fattore rilevante nello studio delle interazioni tra i sistemi. Cambiando le rigidezze relative lungo l'altezza, l'interazione tra i sistemi strutturali e la ripartizione dei carichi orizzontali tra i diversi elementi (funzione delle rigidezze relative dei sistemi) variano.

L'efficacia di questo sistema è che, complici i diversi modi di deformare, un sistema è più rigido in corrispondenza della maggior deformabilità dell'altro, portando il MRF a ridurre gli spostamenti laterali del CBF in sommità e il viceversa ai primi livelli; ciò determina una deformata dell'edificio caratterizzata da un punto di flesso - dipendente dall'altezza dell'edificio e dalle rigidezze relative degli elementi - che definisce il punto di passaggio da una deformata prevalentemente flessionale ad una prevalentemente tagliante. Nella mensola di controvento, riducendo la luce delle travi si incrementa la rigidezze delle membrature d'anima e quindi la rigidezze tagliante; si riduce però il braccio (quindi la rigidezze flessionale), in realtà si tende a variare la distanza lungo l'altezza, variabile in funzione della rigidezze delle aste di parete (quella qui attuata è quindi una schematizzazione del caso reale e tipico).



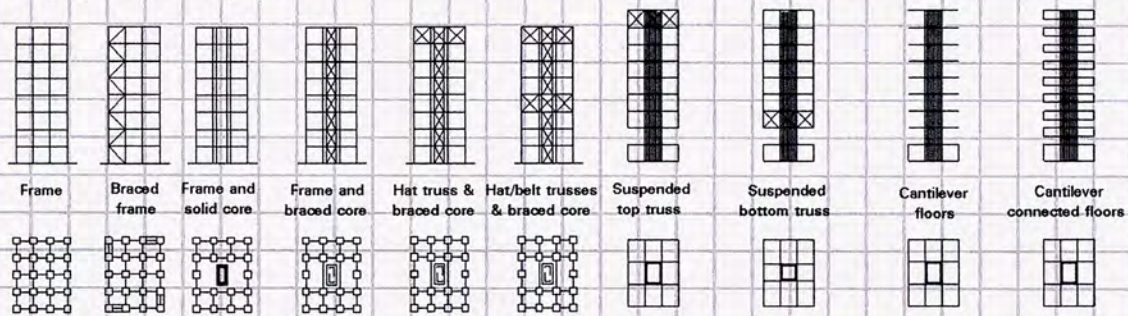
Difatti, questo edificio si rivela ancora oggi il più economico per edifici entro i 30 piani, essendo caratterizzato dai seguenti vantaggi:

- Riduzione degli spostamenti laterali
- Riduzione delle massime sollecitazioni flessionali nelle pareti da taglio o nei controventi (altrimenti tutto il momento ribaltante si ripartirebbe sulla mensola di controvento)
- Colonne MRF pienamente controventate

- Taglio nel MRF uniforme lungo l'altezza

I vantaggi potenziali dipendono dal grado di interazione, che aumenta con l'altezza e con la rigidità del telaio.

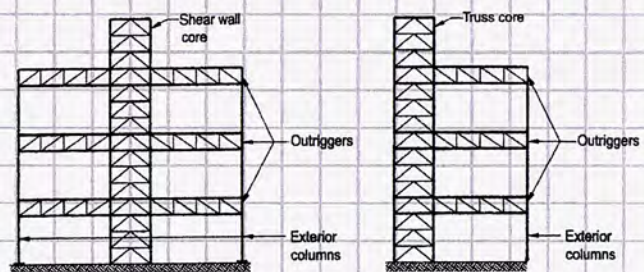
I due sistemi possono anche essere combinati in un unico sistema basato sull'integrità strutturale del nucleo; si può enfatizzare l'interazione tra telaio perimetrale e nucleo centrale (maggiore rispetto al semplice piano rigido, determinando trasferimento sia di deformazioni da taglio che flessionali) prevedendo delle travi molto più rigide, dette *outrigger* (hat truss se in sommità), che possono essere abbinate a delle cinture reticolari per coinvolgere tutti gli elementi del perimetro nel resistere alle azioni orizzontali. **ATTENZIONE:** il sistema *outrigger* è tale solo se le colonne di riferimento sono continue fino in fondazione, altrimenti si parla di semplici (pur se parimenti fondamentali!) strutture di trasferimento dei carichi (in quanto le colonne contribuiscono a ridurre il momento ribaltante agente nel nucleo. Il primo edificio di questa tipologia sembrerebbe essere il Place Victoria di Montreal, progettato da Pier Luigi Nervi.



Come è evidente, le *outrigger* possono prevedere una struttura reticolare o a parete piena.

Il nucleo è una parte fondamentale di un edificio alto per la realizzazione di impianti e collegamenti verticali, da cui dipende la vita stessa dell'edificio; l'elemento deve funzionare al massimo occupando per motivi economici il minimo spazio.

L'interazione tra mensola di controvento e telai determina sistemi efficienti fino a 30-40 piani, oltre i quali il limite di spostamento in cima di  $H/500$  richiede più materiale e sezioni maggiori. A parità di altezza, per minimizzare il peso occorre quindi adottare un altro schema; di norma, la mensola di controvento ha una luce ridotta (circa 5 m), in quanto le luci disponibili dovute alle necessità spaziali del nucleo non sono decise dallo strutturista; basandosi sugli stessi elementi (nucleo e colonne anche pendolari e non appartenenti al telaio) si è pensato di aumentare e migliorare l'interazione tra mensola centrale e pareti perimetrali, aggiungendo agli impalcati rigidi dei veri e propri elementi strutturali: le travi *outrigger*.



In una struttura con *outrigger* il comportamento dell'edificio è spesso tridimensionale, non schematizzabile in un telaio bidimensionale perché coinvolge molti elementi: una singola trave *outrigger* coinvolge una colonna del nucleo (se CBF) e una colonna perimetrale; accoppiando all'*outrigger* una cintura reticolare perimetrale allo stesso livello si possono coinvolgere tutte le colonne sottostanti nel trasferimento delle azioni orizzontali. Ciò migliora sensibilmente la rigidità del sistema in funzione della distanza tra nucleo e colonne e della rigidità assiale delle colonne stesse (che definiscono una coppia di trazione-compressione che equilibra parte del momento ribaltante, determinando un irrigidimento flessionale. Essendo soggetta a taglio dal nucleo, l'*outrigger* trasferisce il carico sotto forma di azione assiale alle colonne che riducono il momento ribaltante. A ciò si associa la riduzione di ulteriori effetti:

- Si riducono le deformazioni differenziali tra le colonne (spesso caricate diversamente o con diverse caratteristiche geometrico-meccaniche)
- Si tende a distribuire meglio le tensioni agenti nelle colonne
- Si uniformano e distribuiscono i carichi

Va notato che le deformazioni differenziali tra colonne, accumulandosi con l'altezza, rappresentano un fenomeno significativo almeno quanto i cedimenti differenziali in fondazione negli edifici delle tipiche applicazioni edili, inducendo rotazioni di impalcato che non consentono l'operatività degli ascensori o l'apertura degli infissi.

Essendo progettata come una struttura infinitamente rigida per poter uniformare i carichi, l'outrigger viene progettata per rigidità e occupa sempre almeno un livello dell'edificio. Il suo ruolo è rilevante anche nella ripartizione delle deformazioni termiche.

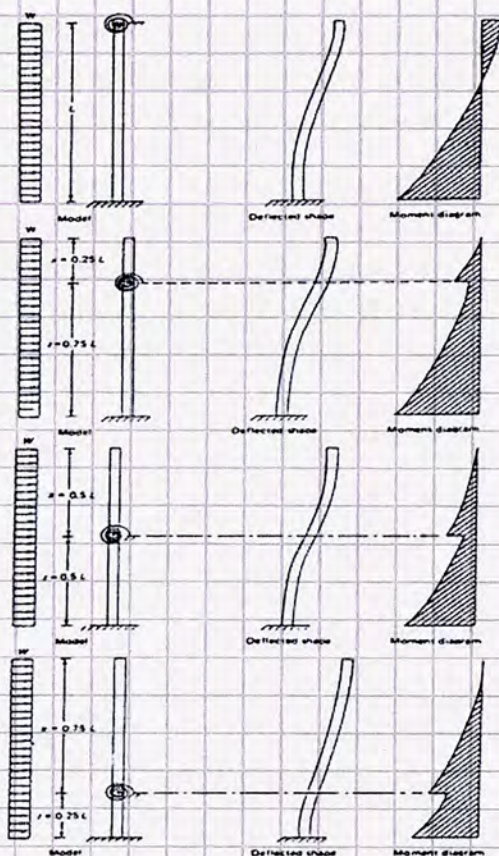
L'outrigger migliora anche le prestazioni relative alla rigidità torsionale (in aggiunta al nucleo) e, se abbinata a una cintura reticolare, rappresenta un irrigidimento del telaio piano e offre una maggior resistenza alle azioni, rendendo il sistema una sorta di telaio alla Grinter a grande scala.

**ATTENZIONE:** per un sistema efficace, le outrigger devono essere incastrate al nucleo e appoggiate sulle colonne esterne così da aumentare fittiziamente il braccio della coppia interna; se abbinata a una cintura reticolare inoltre l'outrigger definisce un comportamento a tubo, con una rigidità flessionale paragonabile a quella del BRI ideale corrispondente. Il sistema, che coinvolge tutte le colonne perimetrali, perde la propria efficacia lungo l'altezza e richiede quindi l'implementazione in più casi di un numero maggiore di travi.

In questo nuovo sistema, i tre elementi fondamentali diventano:

- Nucleo
- Colonne perimetrali
- Outrigger

Il nucleo, elemento snello, resiste alle azioni orizzontali; l'outrigger coinvolge le colonne sopra e sottovento come stabilizzatori, quasi come dei tiranti.



La soluzione più adatta, come anticipato, prevede l'uso di più outrigger distribuite in maniera più o meno uniforme lungo l'altezza (ed eventualmente in sommità).

Nella schematizzazione dell'edificio come mensola, l'outrigger agisce da molla rotazionale di rigidità angolare dipendente dalla rigidità della trave, dalla rigidità delle colonne perimetrali e dalla distanza tra nucleo e colonne. Essendo lo schema semplificato, esistono delle semplici formule di ottimizzazione che consentono di definire la posizione ottimale del sistema.

Nel confronto con il nucleo, in virtù del fatto che la luce dell'outrigger (pianta) è molto minore dell'altezza complessiva della mensola di controvento si può assumere che l'outrigger sia infinitamente rigida; non si può però schematizzare il vincolo offerto da essa come un incastro a causa della presenza delle colonne, la cui lunghezza è riferita alle colonne sottostanti l'outrigger (quelle superiori non contribuiscono alla stabilizzazione del sistema).

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{outrigger}} + \frac{1}{K_{colonne}}}$$

La reazione della molla rotazionale è infatti una coppia, inversa a quella del momento ribaltante, dipendente dalla rigidità flessionale della stessa e dalla

lunghezza del sistema di colonne tra outrigger e fondazione/outrigger sottostante.

L'effetto dell'outrigger è quello di traslare il diagramma del momento applicato all'edificio schematizzato come trave a mensola di un'aliquota pari alla reazione iperstatica della molla rotazionale corrispondente all'outrigger stessa. Questo implica che, nel caso di una *hat truss*, il diagramma del momento, invece di essere una parabola che si annulla in sommità, presenta un punto di annullamento del momento - che implica un flesso nella deformata

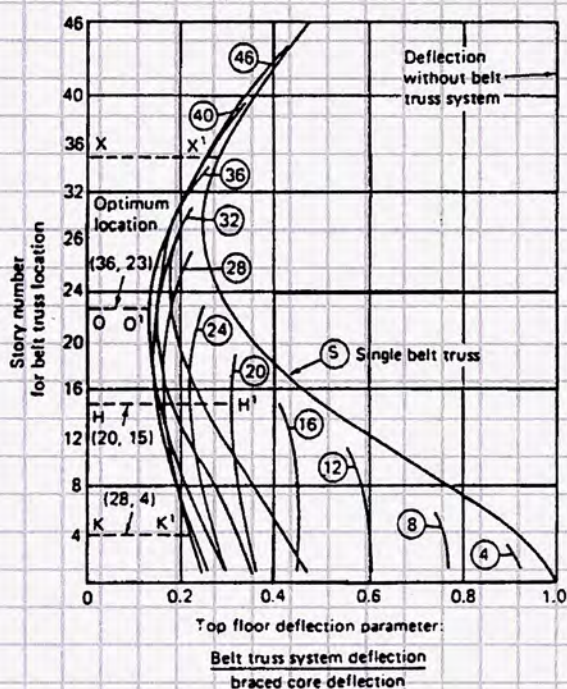
dell'edificio - che, se l'outrigger fosse infinitamente rigida, corrisponderebbe a metà dell'altezza dell'edificio, dimezzando il momento ribaltante alla base. Analogamente, per chiamare in gioco tutte le colonne la belt truss dovrebbe essere infinitamente rigida (cosa più semplice per l'outrigger, di luce tendenzialmente minore), il che implica la necessità di prevedere sistemi anche piuttosto ingombranti.

Al variare della posizione dell'outrigger lungo l'altezza si impone un salto nel diagramma del momento, che potrebbe addirittura invertirsi in corrispondenza di esso. A seconda della posizione si registrano riduzioni del momento ribaltante e spostamenti del punto di flesso nella deformata; è dunque lecito tentare di ricercare una posizione di ottimo per il posizionamento del sistema.

**ATTENZIONE:** l'outrigger non aumenta la rigidità né la resistenza tagliante, demandata principalmente al nucleo, ma interviene solo su quella flessionale (meccanismo più gravoso per il nucleo, da cui la necessità di introdurre questa tecnologia).

L'outrigger, essendo quantomeno una struttura reticolare CBF di un piano, vincola il progetto dal punto di vista architettonico: in corrispondenza di essa di norma si prevedono dei piani tecnici in cui inserire impianti e simili funzioni. Ne segue che il posizionamento effettivo dell'elemento non sempre risponde precisamente a criteri di ottimo, ma è frutto della mediazione tra strutturista, impiantista, architetto.

Per la ricerca di criteri di ottimizzazione, può essere utile schematizzare l'outrigger come una trave equivalente di inerzia pari all'area dei correnti moltiplicata per il quadrato dell'altezza della trave, tenendo conto del fatto che all'aumentare della distanza delle colonne perimetrali dal nucleo si riduce la rigidità dell'outrigger ma aumenta quella della molla rotazionale, essendo il braccio della coppia maggiore. Si hanno quindi due effetti contrastanti nella definizione della luce del sistema, che possono prevalere o meno al variare delle dimensioni relative di pianta e nucleo.



In un qualsiasi schema di spostamenti di interpiano, il livello dell'outrigger è denunciato da una riduzione sensibile degli spostamenti (che diventano quasi nulli): l'outrigger ruota, mantenendosi ortogonale al nucleo, ma i livelli corrispondenti con i due correnti dell'outrigger quasi non si spostano tra loro in virtù della rigidità del sistema.

**ATTENZIONE:** aumentando il numero di outrigger previsti in una struttura il guadagno in termini di rigidità è sempre minore; ne segue che, ad eccezione di edifici molto alti, si tende a non superare il limite di 4-5 outriggers. Oltre a un motivo di economia strutturale, il limite superiore sul numero di outrigger deriva dal fatto che, in generale, il beneficio in termini di rigidità dovuto all'outrigger dev'essere bilanciato da un equilibrio dei costi.

Le belt truss, come abbiamo visto, hanno un doppio effetto irrigidente: oltre a coinvolgere le colonne esse irrigidiscono il telaio in facciata del 25-30%; insieme alle outrigger esse riducono sensibilmente gli spostamenti differenziali nel piano.

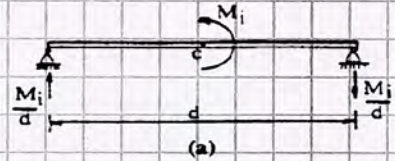
Nel diagramma qui presentato, definito dall'asse delle ascisse in cui lo spostamento in cima dell'edificio è normalizzato rispetto a quello del nucleo e le ordinate definiscono il numero di piani dell'edificio, si definisce un problema di ottimizzazione per il posizionamento di una outrigger in un edificio di 46 piani, ovvero il livello che determina lo spostamento minimo in cima: la curva S definisce gli spostamenti nell'ipotesi dell'azione di una singola cintura reticolare (accoppiata col nucleo, ipotizzata in acciaio), calcolabili come il prodotto tra la distanza della curva al livello considerato dall'asse Y per la deformazione in cima della mensola equivalente. Si osserva che, in questo caso, la posizione ottimale dell'outrigger corrisponde al 27 piano, punto di minimo per la curva S.

Nel caso di due outrigger, le curve numerate definiscono il livello in cui è posizionata l'outrigger superiore, mentre la seconda viene definita sull'asse verticale. La distanza orizzontale tra la curva in esame e l'asse verticale definisce il parametro dello spostamento IN CIMA della specifica combinazione di outrigger e cinture reticolari. Ad esempio, un edificio di 46 piani con outrigger ai livelli 15 e 20 presenta uno spostamento normalizzato in cima

pari a quello individuato nella curva 20 in corrispondenza dell'ordinata 15 (linea HH'). Essendo il valore ottimale di 0.13, ritenuto comunque variabile fino a 0.15, si definiscono più combinazioni di ottimo possibili (36,23 ; 40,23 ; 32,23 ; ...).

Il nucleo, elemento pianificato con obiettivi di ottimizzazione, è un elemento fondamentale dal punto di vista architettonico e funzionale che deve occupare il minimo spazio possibile. Dal punto di vista strutturale, esso deve almeno resistere ai carichi verticali; viene però spesso previsto anche un sistema resistente ai carichi orizzontali (necessariamente molto rigidi in virtù della dimensione ridotta degli allineamenti in pianta), secondo una tipologia maturata sin dagli anni '60 (Ali e Moon ne definiscono un'efficienza strutturale fino a 40 piani). Se combinato con un telaio MRF, il sistema a nucleo è efficiente anche per edifici di 70 piani, mentre con delle outrigger può raggiungere anche i 150 piani, rendendo la tecnologia particolarmente efficace per sistemi con nuclei particolarmente snelli, fornendo un incremento di resistenza ai carichi orizzontali e soprattutto al momento ribaltante.

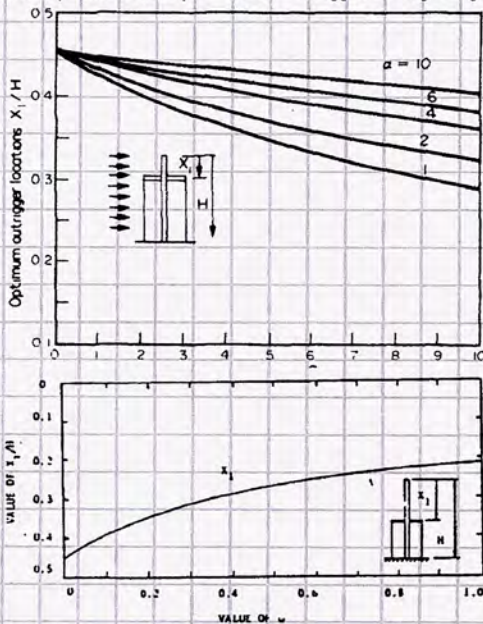
Tenendo conto del fatto che, per motivi architettonici ed economici, non sempre è possibile realizzare outrigger alte 2 livelli (non è possibile prevedere solai intermedi nel livello dell'outrigger, quindi si determinerebbe un piano tecnico a doppia altezza), occorre studiare gli effetti dell'outrigger tenendo conto del fatto che essa non può essere ritenuta infinitamente rigida: per farlo si calcola la rigidezza dell'outrigger adottando lo schema di trave semplicemente appoggiata soggetta a un momento concentrato in mezzeria. Sommando in serie la rigidezza dell'outrigger e quella delle colonne perimetrali si ottiene la deformabilità globale del sistema (inverso della rigidezza), da cui si osserva che si riduce la rigidezza globale del sistema e dunque bisogna tendere a rendere l'outrigger molto più rigida delle colonne o del nucleo.



L'effetto dell'outrigger sulla deformabilità dell'edificio contribuisce a definire la posizione ottimale dell'outrigger attraverso un parametro  $\omega$ , definito da Stafford, Smith e Salim:

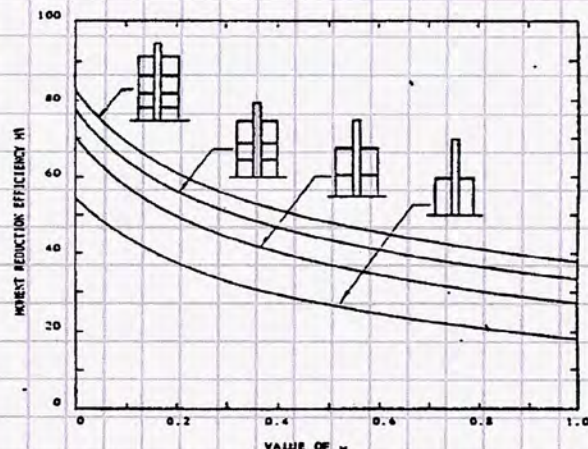
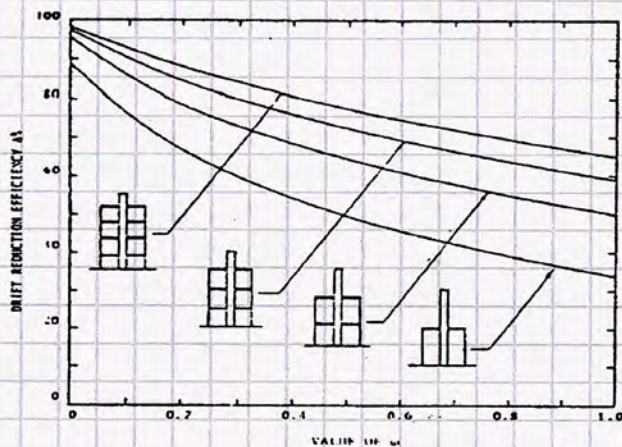
$$\omega = \frac{\beta}{12(1 + \alpha)}, \text{ con } \alpha = \frac{2EI}{d^2AE_c} \text{ e } \beta = \frac{EI \cdot d}{(EI)_{outrigger} \cdot H}$$

In cui alfa e beta tengono conto della rigidezza flessionale del sistema colonne perimetrali  $\odot$  e outrigger:  $\alpha$  rappresenta la rigidezza relativa nucleo-colonne perimetrali,  $\beta$  quella nucleo-outrigger. Ne segue logicamente che, per  $\beta=0$  si ottiene il caso di outrigger infinitamente rigida.



In base alla combinazione di questi parametri è possibile definire un diagramma per il posizionamento ideale delle outrigger rispetto all'altezza; si osserva che, mentre per  $\beta=0$  il caso ideale corrisponde a 0.455 H, all'aumentare del parametro si riduce il rapporto X/H che, essendo X un'ascissa considerata a partire dalla cima dell'edificio, implica che l'outrigger tende a spostare la propria posizione di ottimo verso l'alto. Parallelamente, un aumento di  $\alpha$  induce una riduzione della rigidezza assiale delle colonne, un aumento di X/H e quindi uno spostamento della posizione ottimale dell'outrigger verso il basso.

Considerando globalmente il parametro  $\omega$ , al suo aumentare si riduce il rapporto di ottimo X/H che, sotto carichi puramente orizzontali, passa dal 55% al 78% dell'altezza a partire dalla base dell'edificio all'aumentare della deformabilità del sistema. Logicamente, un'outrigger particolarmente deformabile riduce l'efficacia del sistema nella riduzione degli spostamenti di piano e del momento ribaltante applicato al nucleo, come riscontrabile nei due grafici presentati di seguito.



Si osserva che all'aumentare del numero di outrigger si riduce l'incidenza della deformabilità delle singole outrigger in relazione alla riduzione degli spostamenti; inoltre si comprende che la riduzione di efficienza è più marcata per sistemi con maggior rigidezza delle colonne perimetrali, il che implica che i sistemi outrigger che impiegano cinture reticolari (che incrementano l'area complessiva delle colonne coinvolte dall'outrigger stessa) sono più suscettibili alla riduzione dell'efficacia dell'outrigger se eccessivamente flessibile. Il discorso si riflette analogamente in relazione alla riduzione del momento ribaltante applicato al nucleo.

Da ciò, complici anche le necessità funzionali ed economiche, risulta che l'individuazione del numero e del posizionamento ideale delle outrigger sia un parametro di progetto rilevante, comunque di semplice individuazione in quanto si possono definire più combinazioni equivalentemente valide per uno stesso edificio.

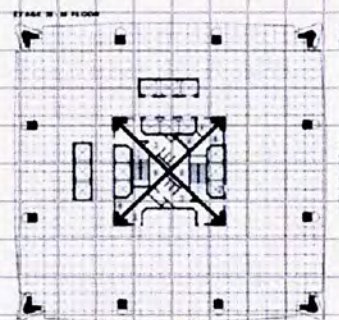
### Esempi

#### Struttura di sostegno della Statua della Libertà

Anteprima dei concetti utilizzati per definire il sistema strutturale alla base delle odierne *megastrutture*, presenta una forma molto innovativa (utilizzata poi anche per i ponti). Realizzata da Eiffel e rivestita da Bartoldi, la struttura presenta una dignità e sofisticatezza strutturale paragonabile a quella dell'edificio in sé. La struttura presenta 4 piloni in ferro collegati in orizzontale e con elementi diagonali; gli elementi orizzontali si prolungano a sbalzo per sorreggere i rivestimenti. I sistemi di controventamento, simili a una *spina dorsale*, sostengono la pelle della statua con molle e barre. La struttura, completamente triangolarizzata, anticipa il sistema nucleo+outrigger e viene ritenuta da alcuni critici come un contributo fondamentale che approfondisce il significato della donazione della statua dai francesi in virtù del suo sofisticato ordine strutturale.

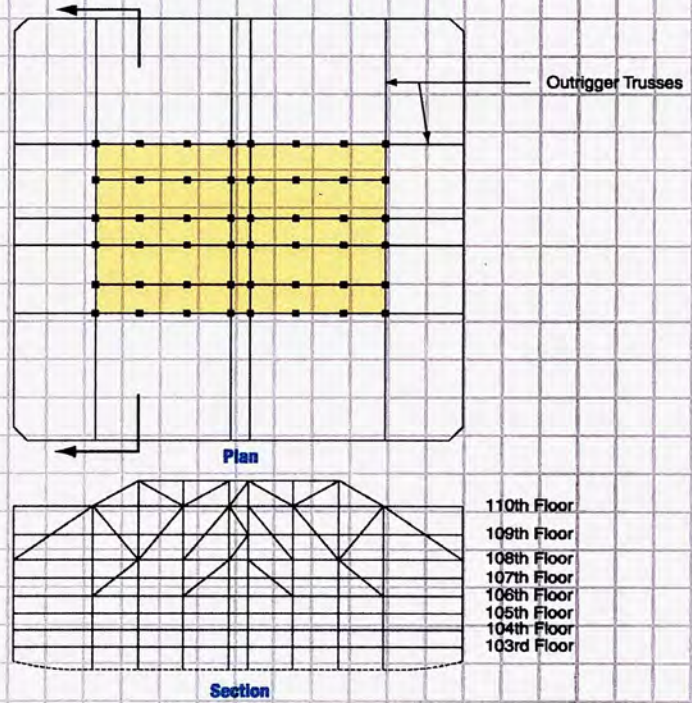
#### Place Victoria (1965, Montreal)

Progettato da Pier Luigi Nervi (in collaborazione con Moretti) nell'epoca d'oro dell'ingegneria italiana, rappresenta il primo sistema a outrigger moderno. Esponente più importante nell'utilizzo contemporaneamente strutturale e architettonico del calcestruzzo, Nervi, noto in tutto il mondo, riflette la propria filosofia anche in questo progetto, intriso del legame tra bellezza e verità strutturale: gli elementi estetici dell'edificio corrispondono con quelli infrastrutturali. Particolarmente significativa è la concezione delle outrigger con geometria diagonale. Realizzato con la consulenza e la direzione dei lavori degli ingegneri D'Allemagne e Barbacki, l'edificio si sviluppa in 48 piani con una pianta di 45 x 45 m per un'altezza complessiva di 190 m. La planimetria è leggermente incurvata, con gli elementi d'angolo occupati da 4 importanti colonne angolari cui si aggiungono 8 colonne perimetrali che tripartiscono la pianta in 3 porzioni nelle due direzioni. Il nucleo è omotetico rispetto alla pianta dell'edificio ed è realizzato con 4 megacolonne collegate da diagonali in calcestruzzo a sviluppo orizzontale. Le travi reticolari outrigger sono interamente in calcestruzzo; l'edificio all'atto della sua realizzazione rappresenta il più alto mai costruito in CLS, presenta una struttura innovativa con una grande chiarezza basata sull'intuizione del sistema ad outrigger come delle "stampelle". Le travi reticolari in calcestruzzo assicurano il comportamento monolitico per rigidità del sistema. Il *sentimento della costruzione* per Moretti si concentra nei 4 pilastri d'angolo.



### World Trade Center

Sviluppato in questi stessi anni, rappresenta un frame tube molto più alto del limite di efficienza individuato da Fazlur Khan. Leslie Robertson, nel commentare la realizzazione delle torri, afferma che un aspetto importante della loro progettazione è la consapevolezza di star esplorando un campo ancora sconosciuto (ovvero la tipologia del frame tube) per realizzare edifici che sarebbero stati i più alti del mondo. Per questo motivo, nel progetto si prevedono diverse soluzioni per rimediare a problemi non previsti, non coperti dalla pratica progettuale dell'epoca; tra questi figura l'utilizzo di outrigger con struttura reticolare - oggi comunemente usate - che definivano una sottostruttura di impalcato in copertura per irrigidirla ma, a seguito della decisione di applicare un'antenna di 135 m in sommità, si traduce anche in un sistema di ripartizione del carico concentrato in cima, portando alla definizione di un sistema reticolare spaziale. Tra i piani 106 e 110, la struttura utilizza gli allineamenti reticolari (6 lungo la direzione lunga del nucleo - di cui 4 si collegano alle colonne perimetrali mentre gli altri collegano la struttura in copertura al nucleo - 4 lungo quella corta).



Da questa applicazione, Fazlur Khan sviluppa il sistema dell'outrigger studiando la possibilità di coinvolgere tutte le colonne perimetrali tramite una cintura (reticolare o ad anima piena), come fatto per il sistema duale nucleo-telaio. Utilizza questa tipologia in due edifici:

### BHP House (1972, Melbourne)

Edificio di 41 piani per 152 m di altezza, il progetto si basa su quello architettonico di Freeman, poi adattato da Khan a livello strutturale. L'edificio presenta un nucleo controventato a V in acciaio con travi di connessione analoghe ad una belt truss, con un'idea analoga a quella della struttura della Statua della Libertà.

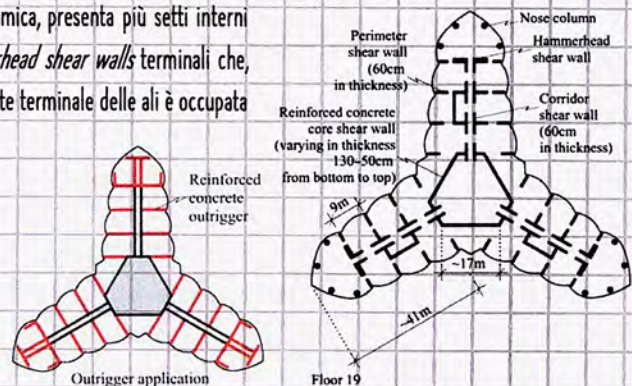
### First Wisconsin Center (1973, Milwaukee)

Di 42 piani, è analogo all'edificio di Melbourne ma su pianta rettangolare. Presenta un'outrigger a 3 diversi livelli, di cui quella di base serve più da cintura reticolare e trave di trasferimento.

Con l'introduzione di soluzioni innovative, Khan punta ad esaltarne la potenza, evidenziando i sistemi strutturali in facciata con diverse enfasi e gerarchie compositive. Il sistema outrigger è oggi visto come efficiente fino a 150 piani, può essere realizzato in acciaio, calcestruzzo o composito ed è utilizzato da gran parte degli edifici *supertall*.

### Burj Khalifa

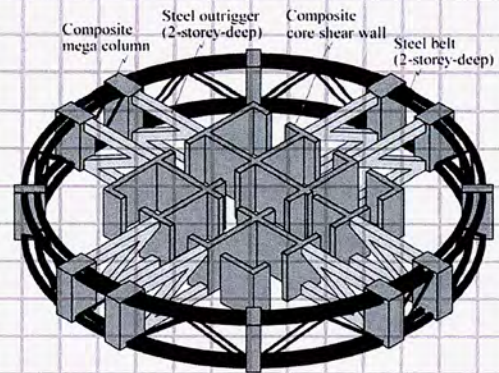
La struttura è all'incirca un bundled tube su 3 ali con forma aerodinamica, presenta più setti interni (pareti da taglio) longitudinali e trasversali all'ala e con degli *hammerhead shear walls* terminali che, come le flange di una trave, stabilizzano l'elemento. Ai primi piani la parte terminale delle ali è occupata da colonne, a determinati livelli i setti sono tutti collegati tra loro da outrigger continue in calcestruzzo.



### Shanghai tower

L'edificio presenta una pianta strutturale circolare di diametro rastremato da 76.4 a 46.5 m, con un nucleo in CLS e pareti di

spessore tra i 120 e i 50 cm cui si aggiungono colonne perimetrali composite che variano di sezione da 3.7x5.3 e 1.9x2.4 m. Le outrigger in acciaio collegano il nucleo quadrato alle megacolonne di estremità, con una cintura reticolare perimetrale alta due piani. La struttura è circondata da un esoscheletro.



### Taipei 101

Edificio costituito da più elementi troncopiramidali modulati in elevazione (8 sopra l'elemento di base), con un blocco di base con pianta di 63x63 m e un nucleo quadrato di lato 22.5 m. Nei moduli di pianta si arriva a un'impronta di 40x40 m con angoli smussati a dente di sega, con il nucleo inalterato dimensionalmente. Il livello di interfaccia tra due moduli troncopiramidali presenta delle outrigger di connessione tra le 4 coppie di megacolonne in facciata e il nucleo, sono inoltre presenti cinture reticolari anche piene per garantire il collegamento tra i moduli a livello strutturale.

## Ottimizzazione dei sistemi Outrigger

### Ottimizzazione sistemi outrigger

Se con  $n$  rig, rig out è rig ass col. x distanza  
 1 ord grandezza > rig. core

Trave mensola ha nucleo rot. in zona out. se  $n_{out}$  è  $f$  rig ass col. perim (inc. iperstatica)

2 outrig  $\Rightarrow$  2 eq. di congruenza  $\Rightarrow$  2 inc. iperstatic (concett. no vincoli)

Det. pos. ott. outrigger (supp.  $n_{out}$  rig) dip. da MAX effetto:

Tras. deform. di orizz.  $\rightarrow$  No vin. prog. outrig. solo pos. geom.  
 MAX eff  $\Rightarrow$  spost. semiaut.

$\Sigma \Rightarrow$  tra outrigger



$v_{top, tot} = \text{compen. deform. vento} - \text{compen. deform. } M$   
 e grossomodo si avvia dividendo in parti indotte da uguali l'edificio pari

Outr. riduce momento e quindi compen. deform. fless. dell'elemento

P.V. prog: pos. ottimale outrig e sua efficienza dipendono da rig. fless. outrigger  
 nucleo  
 assiale - colonne perimetrali

prog. prelim. struttura nucleo-out. parti da prog. nucleo, come al singolo (elemento snello) ma sapendo che inseriremo elem. irrigidente progettiamo per resistenza (invece che rigidità) supponendo che l'outrigger riduce gli spostamenti

Studi ottimizz. normalmente considerano come var. la pos. e rig. di molla rot. e quilibrio, no nucleo; risultato è però mett. e lungo  $\Rightarrow$  x rid. consumo mat. e ottimizzare prob. si considera la stent. del nucleo che collabora con outrig

Casi studio: da I. Milwaukee center  $\rightarrow$  Nucleo free-standing, consoli req. resistenza  $\Rightarrow$  CBF in dim. ridotto, diagonali + stent.

$$DCR = \text{Demand Capacity Ratio } (E/R)$$

Colonne:  $M$  ricaduto piano piano  $= \frac{1}{2}$  e incl. che ricadono di centro

pern. dim. solo per car. vert.

prog. a trave e compress. le colonne della mensola di controvento  $\rightarrow$  agli analoghi sforzi derivanti dal  $M$  dovuto alla soll. orizz. + carico vert. area in fl.

Milwaukee free standing è mens. contro. con 4 rig. di altezza (A dim. colonne)



Dirig momento ven dip. dal materiale  $\begin{cases} S_{ZFS} \\ S_{SS} \end{cases} S_y > \Rightarrow$  sezione minima del ZFS  $\Rightarrow$  spost. maggiore in scambiatore!  
 $E_{Au} = \cos t, I_{no.} < \begin{cases} I_{ZFS} \\ I_{SS} \end{cases} \Rightarrow$  sez. S ZFS

① Outrigger subito in scambiatore

$\frac{(EI)_0}{d} > 10 \frac{EF_{average}}{H}$  rig. media colonna (4 rez. diverse)  $\Rightarrow$  assimilabile a  $\infty$  rigida  
 Max flotta bu. pto. rullo  $\Rightarrow$  gr. rullo alla base (74%)  
 Spost. in sommità ridotto al 6%.

②  $O_{L1}$  in metà H  $\rightarrow$  sempre inf. rig.,  $M_{base} = 480 = 54\%$  spost. a 153%

③ 1+2, si oss. che  $M_{base} = M_{O2}, v = 93\% \text{ v} \text{ O}$

④ Nucleo + outrig. approssimati  $\Rightarrow M_{base} = 45\%, v = 46\%$

Tutti non veri  $\Rightarrow$  aumento rigid. **TAGLIANTE**, aumentando rig. tra nucleo con sezioni di gr. nucleo comprendendo tutto il resto  $M_{base}$  50%

### Approcci del redesign

- Con + rig. taglio, quasi veri. in base
- aumento rig. col. perim. (stessa classe di colonne nucleo)  $\Rightarrow$  in limite con 2 outrig.
- Belt truss  $\rightarrow$  coinvolgi colonne perimetro (no. aumenti)

Procedura di dimensionamento così più essere efficiente e lunga in fase preliminare

Procedura di dim. basata su rig. utile per prog. prima nucleo outrigger: ci si basa su  $H_y$  struttura debbono avere deform. uniforme lungo h, un approccio basato su minimum compliance (lavoro az. ext. per post-strutta; noti i II. si carica in dipend. da spost.  $\Rightarrow$  dipende da rigidezza o determinabilità)  $\Rightarrow$  tend. max. rigid. per un dato quantitativo di materiale (assegnato in assoluto, a priori)  $\Rightarrow$  a parità di materiale trova sol. rigida (ovvero minimum compliance)

Struttura che deriva da ottimizz. basata min. compliance ha nat. distrib. dell'energia di deform. elastica (EA è prog. elast.) in tutto dominio prog.  $\Rightarrow$  in tutta trave nessuna che schematizza EA; in questo sistema inoltre si ha distrib. trave distrib. uniforme lungo tutta h.

Stato deformat. uniforme è conseguente diretta estimo vca materiale (estensibile x trave distrib. 4% uniforme)  $\Rightarrow$  distrib. unit.  $\sigma = E\epsilon \Rightarrow$  progetto di Uniform Stress Design, in cui (TEORICO)  $v_{strutta} = 1$ , coincide con uniform design in travi e quindi uniform curvature deformation.

Dopo prog. si inserisce entità carichi; nota la distr. ottimale si valutano aree per soddisfare requisiti di rigidezza e resistenza.

[Se no. nota entità carichi e req. sezioni si valuta min. materiale]

(colonne concen. o mensola verticale) siano  $\Rightarrow$  nella verticale  $\Rightarrow$  nucleo è sempre alla stessa  $y_{max}$  livello. Si assume che sia + costante del nucleo.

Vca prog. per outrigger  
 area col. colonne ext  $\Rightarrow$   
 rig. fless. nucleo:  $EI_{nucleo} = I = f(\text{area col. no.})$

si impone curvatura uniforme e minimizzata  $\Rightarrow$  max. rigidezza  
 Esposti i valori di deforma. e sol. è nota la rig. fless. ottenuta dal nucleo

Belt truss riducono inoltre le deformat. differenz. in colonna

Pianta  $\square$ , LEEt, prog. uniformi lungo H, outrig. rig. con cura rig. con fondazione

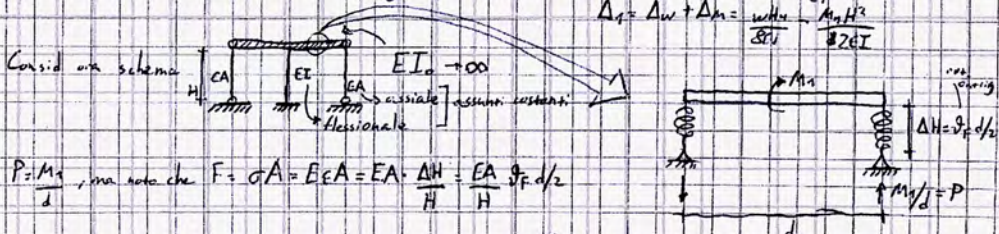
$$M_{base} = F \cdot h; M_{base} = R_{ext} \cdot D + R_{int} \cdot d$$

Schemi sempl. per dim.

Schemi manchi no outrigger: diag. momento parabolico; schema noto  $\Rightarrow$

Con un outrigger: nulla rotaz.  $\Rightarrow$  scoppio effetti.  $\leftarrow$  momento applicato da outrigger  $\Rightarrow$  diag. cost. perché

Poiché  $M$  carico  $e \cdot x \oplus M$  outrigger, c'è riduzione  $\Rightarrow \delta_F = \delta_{F1} + \delta_{F2} = \frac{wH^3}{6EI} - \frac{M_1 H}{EI}$   
 $\Delta_F = \Delta_{w1} + \Delta_{M1} = \frac{wH^3}{6EI} - \frac{M_1 H^3}{12EI}$



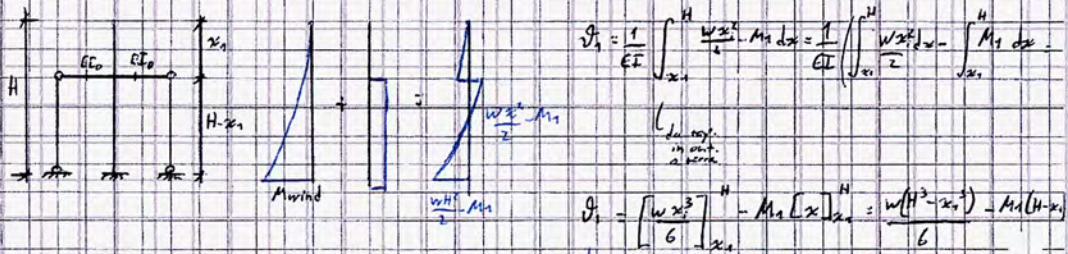
$P = \frac{M_1}{d}$ , ma noto che  $F = \sigma A = EA \epsilon = EA \cdot \frac{\Delta H}{H} = \frac{EA}{H} \delta_F \cdot \frac{d}{2}$

Ne segue che  $\delta_F = \frac{2HM_1}{EA d^2} \Rightarrow K_F = \frac{EA d^2}{2H}$  (rigidezza:  $M = rot. \cdot K_F$ )  
 oss.  $\times$  outrigger int. rig.

Per linea, I passo è valore momento applicato da out

$\delta_{F1} = \frac{wH^3}{6EI} - \frac{M_1 H}{EI}$   
 $\delta_{F2} = \frac{2M_1 H}{EA d^2}$   
 $\delta_{F1} = \delta_{F2} \Rightarrow M_1 = \frac{wH^3}{\frac{6EI}{\left(\frac{2H}{EA d^2} + \frac{H}{EI}\right)}}$   
 rot. testa dovuta a carico unit. dist.  
 dipende da parametri geometrici e legati ai carichi esterni  
 rigidezza globale sist + comb. in serie rig. fless. core + rig. ass. colonne

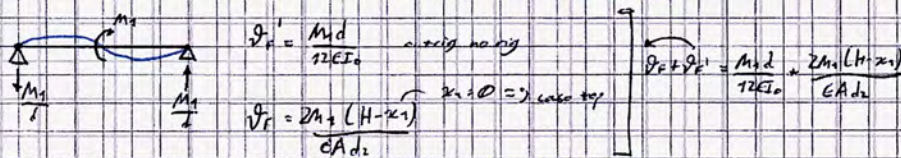
$EI_0 \neq \infty$ ; outrigger a quota generica  $x_1$



$\delta_1 = \frac{1}{EI} \int_{x_1}^H \frac{w x^2}{2} M_1 dx = \frac{1}{EI} \left( \int_{x_1}^H \frac{w x^2}{2} dx - \int_{x_1}^H M_1 dx \right)$   
 $\delta_1 = \left[ \frac{w x^3}{6} \right]_{x_1}^H - M_1 [x]_{x_1}^H = \frac{w(H^3 - x_1^3)}{6} - M_1(H - x_1)$

$EI_0 \neq \infty$

Schema noto



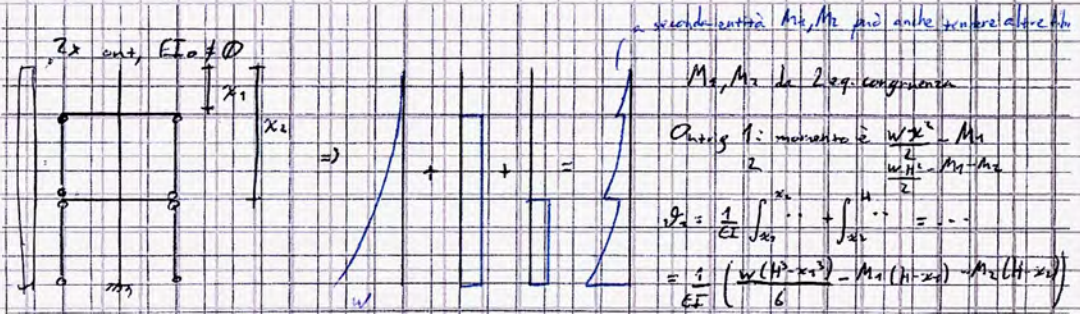
$\delta_{F1} = \frac{M_1 d}{12EI_0}$  (outrigger no rig)  
 $\delta_{F2} = \frac{2M_1(H-x_1)}{EA d^2}$  ( $x_1 = 0 \Rightarrow$  caso top)  
 $\delta_{F1} + \delta_{F2} = \frac{M_1 d}{12EI_0} + \frac{2M_1(H-x_1)}{EA d^2}$

$\delta_{F1} = \delta_{F2} \Rightarrow \frac{w(H^3 - x_1^3)}{6EI} - \frac{M_1(H-x_1)}{EI} = \frac{M_1 d}{12EI_0} + \frac{2M_1(H-x_1)}{EA d^2} \Rightarrow$

$\Rightarrow \frac{w(H^3 - x_1^3)}{6EI} = M_1 \left( \frac{d}{12EI_0} + \frac{2(H-x_1)}{EA d^2} + \frac{H-x_1}{EI} \right) \Rightarrow M_1 = \dots = \left( \frac{1}{\dots} \right)$

Ris. formula precedente c'è  $\frac{d}{12EI_0}$ ,  $\text{ma } > 0 \Rightarrow$  rigidezza complessiva MINORE

Ne segue che si riduce  $M_1 \Rightarrow$  minor effetto sul momento alla base!



$g_2$  con processo integrale analogo =  $\frac{1}{EI} \left[ \frac{w(H^3 - x_1^3)}{6} - M_1(H - x_1) - M_2(H - x_2) \right]$

$$\begin{cases} g_1 = \int F(x_1) + \int F'(x_2) & g_F(x_1) = \frac{2M_1(H-x_1)}{6EI} + \frac{2M_2(H-x_2)}{6EI} \\ g_2 = \int F(x_2) + \int F'(x_1) & g_F(x_2) = \frac{M_1 d}{2EI} \end{cases}$$

Da cui,  $g_1 = \frac{1}{EI} \left[ \frac{w(H^3 - x_1^3)}{6} - M_1(H - x_1) - M_2(H - x_2) \right]$

$\frac{w(H^3 - x_1^3)}{6EI} = M_1 [S(H - x_1) + S_1] + M_2 [S(H - x_2)]$

$\frac{2M_1}{6EI} = \frac{2M_2}{6EI} + \frac{1}{2EI}$

colstove S

contig (=0) se  $EI \neq 0$

2 eq cong analogo alla 1,  $S_1$  è associata solo a  $M_1 \Rightarrow$  Z trigger

in sistema eq. cong, si ha

$$\frac{M_1 w}{6EI} \left[ \frac{S_1(H^3 - x_1^3) + S(H - x_2)(x_1^3 - x_2^3)}{S_1^2 + S_1 S(H - x_1)} \right] = V_{outrig}$$

Se contig?  $\Rightarrow$  prodotto matriciale:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ \dots \end{bmatrix} = \frac{w}{6EI} \begin{bmatrix} - & - & - \\ H_1^3 - x_1^3 \\ H_2^3 - x_2^3 \\ H^3 - x_1^3 \end{bmatrix}$$

Prod matrici  $2x2 \cdot 2x1$

$\downarrow$   $2x1 \Rightarrow$  colonna

$\downarrow$  risultato è un vettore

Per Z outrig:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} = \frac{w}{6EI} \begin{bmatrix} S_1 + S(H - x_1) & S(H - x_2) \\ S(H - x_2) & S_1 + S(H - x_2) \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} H^3 - x_1^3 \\ H^3 - x_2^3 \end{bmatrix}$$

esplicite mat. inversa

trasposta dei cofattori

$$[A] = \begin{bmatrix} a & b \\ c & d \end{bmatrix} \Rightarrow [A]^{-1} = \frac{1}{\det A} \begin{bmatrix} d & -b \\ -c & a \end{bmatrix}$$

$$\det A = ad - cb = [S_1 + S(H - x_1)][S_1 + S(H - x_2)] - [S(H - x_2)]^2$$

Dunque,  $M_1 = \frac{w}{6EI} \frac{1}{\det A} \begin{bmatrix} S_1 + S(H - x_2) & -S(H - x_2) \\ -S(H - x_2) & S_1 + S(H - x_1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H^3 - x_1^3 \\ H^3 - x_2^3 \end{bmatrix}$

$$= \frac{w}{6EI} \frac{[S_1 + S(H - x_2)](H^3 - x_1^3) - S(H - x_2)(H^3 - x_2^3)}{\det A}$$

vettore!  $M_1 = \frac{w}{6EI} \frac{K_{out}}{\det A}$

$\Delta_{top}$ : solo care  $\Rightarrow \frac{wH^4}{8EI}$   
 $-\frac{1}{2EI} \sum_{i=1}^n M_i (H^2 - x_i^2)$  a restringer (controbato)

1 out  $\rightarrow \Delta_{top} = \frac{wH^4}{8EI} - \frac{M_1}{2EI} (H^2 - x_1^2)$  pos. ottimale? valutare  $\Delta_{top}$  rispetto a impostare  $x_1$  tale che  $\Delta_{top}$  è il min.

$M_1 = \frac{w(H_0 - x_1)^2}{6EI} \cdot \frac{1}{S_1 + S(H - x_1)}$

$\Delta_{out} = \frac{M_1 (H - x_1)(H + x_1)}{2EI}$  (15)

EI  $\rightarrow w$   $S_1 = 0$

$\Delta_{out} = \frac{w(H^3 - x_1^3)(H + x_1)}{12(EI)^2 S}$  esplicito S e deriv

$\frac{w}{12(EI)^2 S} \frac{d}{dx} \left[ \frac{w(H^3 - x_1^3)(H + x_1)}{12(EI)^2 S} \right] = 0 \Leftrightarrow \dots -3x_1^2(H + x_1) + (H^3 - x_1^3) = 0 \Leftrightarrow$   
 $\Leftrightarrow -4x_1^3 - 3x_1^2 H + H^3 = 0 \Rightarrow x_1 = 0,455H$   
 DA TOP

2 out: procedimento analogo ma 2 outrig  $\Rightarrow$  2 derivate  $= \frac{d}{dx_1} (\dots) = 0 \Leftrightarrow$

$w = \frac{S_1}{S \cdot H}$  contr. fluss out / contr. col/wave

$\frac{d}{dx_2} (\dots) = 0 \Leftrightarrow$

è facile in grafici (Smith & Col)

esplicito  $w \rightarrow$  imporre parametri  $\alpha, \beta \Rightarrow w = \frac{\beta}{12(1+\alpha)}$    
max outrig / min wave cols

ES. 1

n. piloni = 46  $H$  interpiano = 3  $H = 738m$

$w \in [0, 1]$   
 $EI_0 = 50$   $EI_1 = 0$

$\frac{x_1}{H} = 0,455 \Rightarrow x_1 = 64,24m \Rightarrow H - x_1 = 75,21m \Rightarrow \frac{75,21m}{3m} = 25$  piani

2 out  $x_1 \rightarrow 0,3$  da top  $\rightarrow \dots \rightarrow 32P$   
 $x_2 \rightarrow 0,7$  da top  $\rightarrow \dots \rightarrow 14P$   $\rightarrow$  div. 3 parti =

3 out: circa  $nH/4$

4 out  $\Rightarrow$  circa  $nH/5$

+ di 4 out non utile per momenta ma utile vs. collasso prog. strutture

- Dimens. strutt: 1. prog. cols  
 2. prog. out  
 3. valuti spost. lat.

$\frac{M_e}{M_i} = \frac{d_e}{d_i} \Rightarrow$  più conviene Mom su col int  $\Rightarrow$  stesso norm. in ogni col

Se 8 colonne, aliquota  $N_i = \frac{M_{max}}{M_{min}}$  (una col. = 2 dist)

analogo per colonne est per  $\Delta$

A col dipende da normativa

Da area min resistenza, con effetto profilo vs. instabilità

Se 2 diverse colonne  $\Rightarrow M_{r,i} = M_{r,i} \frac{I_i}{I_{tot}} \Rightarrow \Delta N_i = M_{r,i} / d_i \cdot n_{col} \Rightarrow \Delta M_{min} \text{ area } p_n$

1/2 momenta assor. in term. M da general.

$= 2 \sum A_{col,i} d_{col}^2$

d'risp. bracci col.

colpa col. stessa dist

Edif. spagato a tutto lato

$I_{tot} = 2d^2 EA$  lungo  $x$   $const.$

risp.  $y = 2EA \cdot d^2$

Da cui, col. dimensionate

Obblig:

①  $EI = d$ , prog. per resistenza  
 $K_i$  = contrib. assiale colonne

$\mu \Rightarrow$  corr. teso compresso

storno assiale =  $M/d$

$$A_{corrente} = \frac{C}{f_d}$$

ma  $\Delta$  è vertica instab. carichi compressi

Prog. per rigid:

$$\frac{EI_{pav}}{d} > 10 \frac{EI}{H} \Rightarrow I_o = 10 \frac{d I}{H}$$

se tutto stesso mat

conservare formula su corr. compresso e adattare al teso

$$\Rightarrow n^2 \dots A_{lim} \left(\frac{h}{2}\right)^2 \Rightarrow A_{lim} = \dots$$

se non vo rig a 10 si sost. un altro valore

+  $\mu I_o/I$ ,  $\rightarrow$  storno norm col. core ext

Val. n. spassamenti:

Obblig. limit. solo il contrib. Alce, non tagl. Spese top e somma contributi

Conn. tag. core dip. natura core  $\Rightarrow$  supp. CBF  $\otimes$   $A_s = A_r$

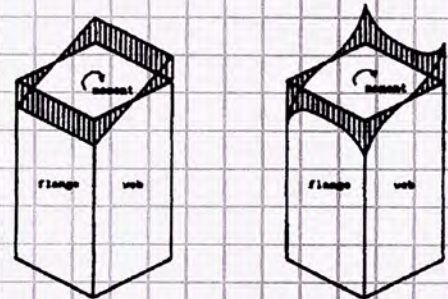
## Framed Tube

La tecnologia rappresenta la prima trasposizione cronologica e mentale nella comprensione del comportamento ideale a tubo degli edifici (ottenuto dalla centrifugazione degli elementi resistenti a carichi orizzontali sul perimetro): essendo impossibile realizzare edifici con 4 pareti perimetrali cieche, la prima idea ingegneristicamente fattibile è quella di prevedere un telaio trave-colonna con passo molto ravvicinato. Con il modello di trave a mensola, nel 1970 Khan scopre la modalità tendenziale di comportamento degli edifici alti "inventando" le soluzioni strutturali a tubo.

In origine, le soluzioni strutturali per gli edifici alti adottavano gli allineamenti classici (telai, pareti strutturali); se non connessi tra loro, i piani ortogonali alla forza orizzontale agente sono più deformabili e con rigidezza flessionale molto minore rispetto alle pareti disposte parallelamente all'azione, che infatti ne assorbono un'elevata aliquota. Se connesse tra loro, le 4 pareti perimetrali hanno un comportamento scatolare e lavorano complessivamente come uno scatolare, con un sistema complessivo a comportamento tridimensionale analogo a quello di una trave.

La teoria della trave indica che le masse centrifugate rispetto al baricentro contrastano meglio l'azione flettente e determinano una maggiore rigidezza flessionale; le strutture esterne inoltre sono più adatte a resistere ai carichi orizzontali. All'aumentare del carico verticale agente sul perimetro, logicamente aumenta anche la resistenza al momento ribaltante. Difatti, i passaggi che portano Khan a elaborare l'idea del framed tube lo porteranno ad innovare la tipologia fino a giungere al bundled tube.

Il framed tube sostanzialmente è un'elaborazione pratica sulla teoria di Khan sul collegamento delle 4 pareti perimetrali (che porta a un'inerzia complessiva quasi quadrupla rispetto a quella dei tipici sistemi intelaiati) disponendo sulle facciate dei telai con interasse di 3-5 m e travi molto alte e rigide. In questo modo ci si assicura della continuità dei telai in facciata, che costituiscono 2 flange e 2 anime di uno scatolare intelaiato. In termini di rigidità e resistenza laterale, il contributo delle strutture interne è in genere trascurabile (difatti, di norma in questi edifici anche il nucleo è una struttura pendolare, appoggiata a quella resistente).

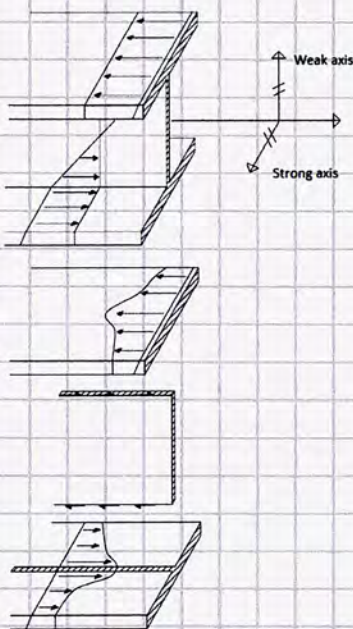


d'anima non definiscono una distribuzione puramente a farfalla (così come nelle colonne di flangia rispetto alle azioni del vento), determinando una distribuzione non lineare degli sforzi e una perdita di efficienza rispetto al sistema tubolare pieno, definendo sforzi e spostamenti maggiori.

L'effetto shear lag, osservato negli anni '30 durante lo studio di travi a sezione scatolare, è stato dimostrato come effetto rilevante per aste scatolari snelle inflesse (anche per ali di aerei o ponti a sezione scatolare); da questi primi studi derivano quelli applicati alle sezioni a doppio T e infine al sistema Framed Tube.

La teoria della trave prevede l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane: a deformazione avvenuta ogni sezione resta piana e ortogonale all'asse della trave, il che implica una distribuzione lineare delle deformazioni - simmetrica rispetto all'asse neutro - tipica del legame costitutivo elastico lineare (in cui si registra una diretta proporzionalità con gli sforzi).

Nelle sezioni tridimensionali (non rettangolari piene, ma doppio T o scatolari), il diagramma bitriangolare interessa solo gli elementi d'anima,

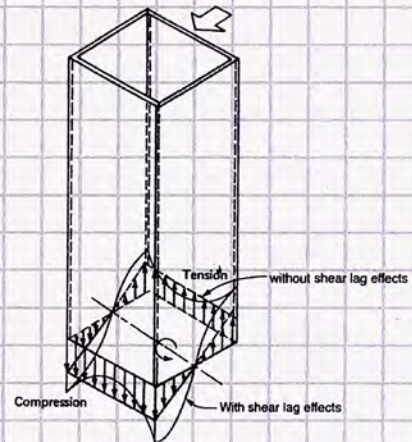


mentre le flange rappresentano una concentrazione di aree e di resistenza a trazione e compressione, definendo una rigidità assiale distanziata che si traduce in rigidità flessionale. Ci si aspetta quindi una distribuzione degli sforzi di trazione e compressione sulle flange e un diagramma delle tensioni a farfalla sugli elementi d'anima, che trasmette tramite sollecitazioni taglianti le sollecitazioni alle flange. Ne segue che il punto di contatto tra anima e flangia è caratterizzato da una trasmissione di sforzi di trazione e compressione e definisce gli unici punti dell'anima caratterizzati da una deformazione puramente assiale. Per effetto del modulo di Poisson, infatti, l'ala compressa si dilata e quella tesa si restringe in sezione, determinando deformazioni *spurie* nell'anima che presenta una deformazione a compressione [trazione] minore di quella lineare avvicinandosi all'asse neutro.

Nel caso di flange particolarmente ampie, la distribuzione delle tensioni non è più uniforme ma aumenta nel punto di contatto con l'anima, determinando un ritardo nella dilatazione delle fibre della flangia più lontane dall'anima, che non riescono a definire una ripartizione uniforme delle sollecitazioni e rendono la trave più debole di quanto individuato dalla classica teoria della trave. Lo stesso vale per le sezioni scatolari, in cui i piatti che costituiscono la sezione si deformano con sollecitazioni massime sugli angoli (estremità del pannello di flangia) e minime al centro sia nell'anima che nella flangia.

In un framed tube, i pannelli della sezione scatolare sono veri e propri telai; ciò implica che per l'effetto shear lag le colonne di estremità presentano sollecitazioni maggiori rispetto a quanto ci si aspetta applicando semplicemente la teoria della trave, mentre sono soggette ad azioni minori verso il centro. Lo *shear lag*, definito come scarto tra i valori attesi e quelli osservati, dipende dalla rigidità tagliente del tubo: se il telaio d'anima fosse privo di componente deformativa a taglio (nel telaio di flangia, nella trasmissione dello sforzo dai telai d'anima a quelli di flangia, lo sforzo è trasmesso dalle travi in maniera non uniforme e rigida perché le travi non sono infinitamente rigide; analogamente i telai d'anima presentano una componente deformativa dovuta all'azione combinata di taglio e flessione), ovvero se l'azione di taglio e flessione non fosse tagliente ma puramente assiale, si determinerebbe una distribuzione lineare degli sforzi e quindi una perfetta corrispondenza con la teoria della trave.

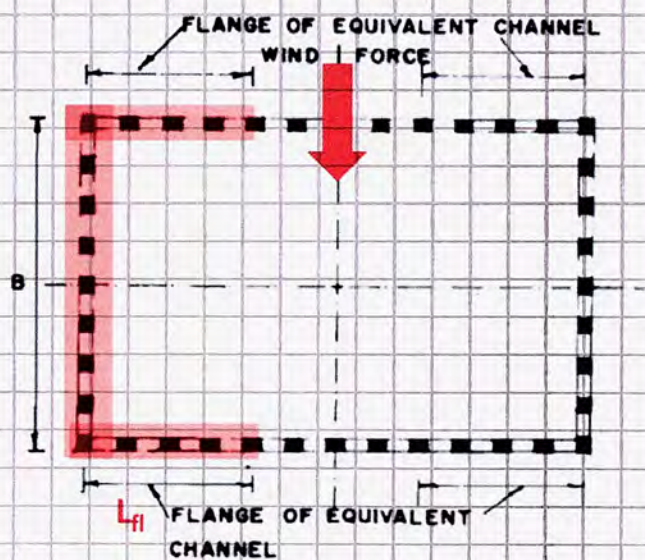
La deformabilità/rigidità tagliente della singola asta - che formalmente corrisponde a una modalità deformativa flessionale - determina effetti taglianti; in realtà la deformazione tangenziale dell'asta è tale se si registrano scorrimenti dell'asta incompatibili con la pura flessione, ovvero se a deformazione avvenuta le sezioni non sono più tutte ortogonali all'asse della trave. Se non è possibile trascurare la deformabilità tagliente ( $GA/H$ ), importante in elementi di ridotta luce e elevata altezza della sezione, non è possibile affermare che le sezioni permangono ortogonali all'asse della trave. Nella matrice di rigidità, la rigidità tagliente è una rigidità a spostamento imposto, associata al cedimento ma *non tagliente* in senso stretto.



Nelle travi di un sistema frame tube si riduce la componente deformativa flessionale ( $12EI/L^3$ ), mentre diventa importante la deformata tagliante vera e propria; per quanto riguarda i telai d'anima la deformata tagliante e quella flessionale sono confrontabili. Lo sforzo massimo si registra in corrispondenza delle colonne d'angolo per effetto dello sforzo assiale (come nella trasmissione delle deformazioni nelle travi), ne segue che per uno studio preliminare delle deformazioni conviene studiare gli spostamenti nelle colonne d'angolo. Gli sforzi assiali d'angolo sono incrementati in virtù della trasmissione del taglio dalle travi convergenti in esso.

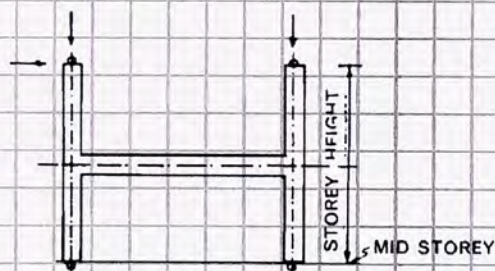
Poiché il momento ribaltante, dovuto a un carico laterale, è assorbito necessariamente dalla coppia interna, risultante della coppia di sforzi assiali nella teoria delle travi semplicemente inflesse, gli sforzi nelle colonne centrali di facciata *restano indietro* rispetto a quelli delle colonne d'angolo, determinando una distribuzione di sforzi meno efficace di quella a tubo e quindi una riduzione delle rigidità flessionali e taglianti rispetto alla soluzione a tubo ideale. Ne segue che, pur essendo il frame tube un sistema strutturale basato su un'idea estremamente efficiente, la sua trasposizione ingegneristica non è in grado di sfruttare al massimo la potenziale rigidità e resistenza ottenibile. Difatti, la distribuzione non lineare degli sforzi nel frame tube determina anche deformazioni nell'impalcato e nelle strutture secondarie.

In un suo articolo del 1973, Fazlur Khan tratta delle analisi preliminari nel progetto del frame tube affermando che il comportamento a mensola inflessa tubolare di un edificio è particolarmente significativo nelle analisi sul momento ribaltante: considerando le colonne esterne come parte di una struttura tridimensionale connessa negli angoli, poiché le anime non sono piene e rigide si determina una perdita di efficienza che causa lo shear lag. In prima approssimazione si può stimare la deformabilità e rigidità del sistema considerando il tubo come due sezioni a C equivalenti (ad esempio in base al BRI), senza considerare le colonne centrali nelle facce di flangia in quanto quelle d'angolo raggiungono prima la richiesta di resistenza attesa, riducendo la resistenza globale rispetto ad un edificio a comportamento uniforme. In prima approssimazione quindi Khan



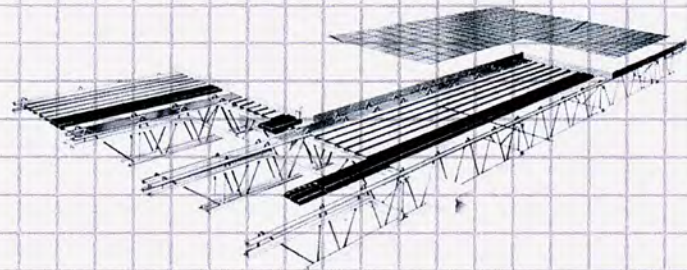
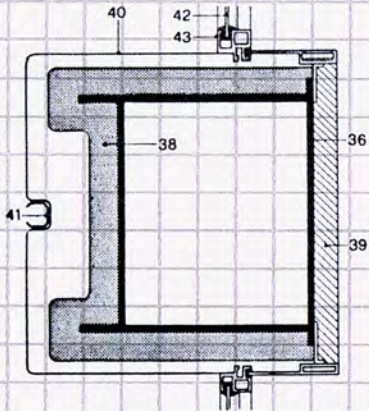
ammette la possibilità di considerare invece del tubo due sezioni a C adiacenti, con flange ridotte nella zona centrale e quindi con lunghezza utile delle flange inferiore a  $B/2$  (e, contemporaneamente, minore del 10% dell'altezza totale dell'edificio). Queste regole approssimate consentono di valutare valori di momento e taglio agenti nelle colonne maggiori di quelli della distribuzione uniforme classica e ingegneristicamente accettabili dal punto di vista dell'approssimazione del fenomeno atteso.

Le esigenze di rigidità laterale controllano il dimensionamento degli elementi resistenti alle azioni orizzontali più del progetto per resistenza; Khan dunque tenta di ottimizzare il sistema colonne-trave di collegamento, cellula elementare del frame tube, ottimizzando l'interasse e i rapporti dimensionali in base allo studio dei parametri di rigidità flessionale di travi e colonne, rigidità "tagliante" della trave *spandrel* e rigidità assiale delle colonne.



L'applicazione più nota ed estrema del sistema strutturale è quella alla base del progetto delle torri gemelle del World Trade Center, edificio di 110 piani per 417 metri con un rapporto  $H/B$  di 6.8 (pianta di  $63.1 \times 63.1$  m con angoli smussati di larghezza 2.1 m) con un nucleo di  $26 \times 42$  m e un'area utile di  $3464$  m<sup>2</sup>. L'edificio, con colonne aventi interasse 1 m (59 colonne per lato) presenta un telaio con travi *spandrel* di lunghezza 70 cm e altezza 1.3 m, per un peso unitario complessivo di acciaio strutturale di  $177$  kg/m<sup>2</sup>. Le colonne perimetrali sono scatolari in acciaio con dimensioni esterne costanti ( $356 \times 356$  mm) costituite da 4 piastre saldate di spessore variabile tra i 6.35 e i 101.6 mm. Il progetto prevede l'utilizzo di 12 diverse classi di acciaio ad alta resistenza per le colonne perimetrali, con tensione di snervamento tra i 290 e i 690 MPa. Il solaio è definito da un doppio sistema

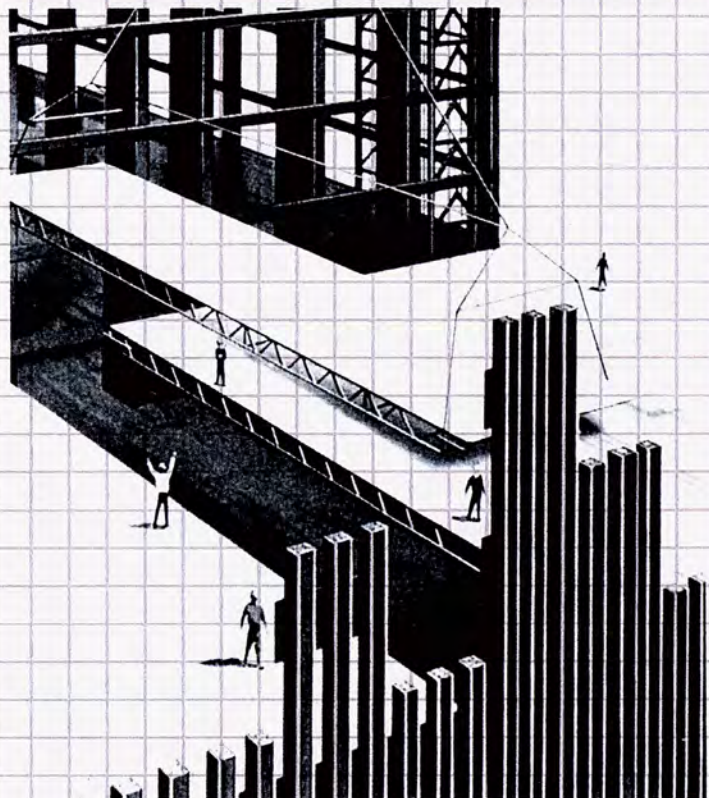
di travi ortogonali (primarie e secondarie) semplicemente appoggiate, con collegamenti bullonati tra colonne e correnti superiori; l'impalcato è in calcestruzzo alleggerito, con soletta di 102 mm sul piano e 127 mm nel nucleo.



Particolarmente interessante è il sistema strutturale delle travi principali, reticolari e con membrature d'anima che fungono anche da connettori con la soletta in calcestruzzo. Le travi inoltre presentavano in diversi punti degli smorzatori in corrispondenza del corrente inferiore, per limitare gli spostamenti.

La costruzione dell'edificio vede l'impiego delle più avanzate tecnologie di prefabbricazione, con pannelli di facciata, che occupano 3 livelli e composti da tre colonne unite da spandrel, tra loro connessi con unioni bullonate a 4 e 6 fori (in base all'altezza).

Un'altra soluzione innovativa riguarda l'interasse tra le colonne, necessariamente maggiore ai primi livelli per esigenze funzionali (principalmente di accessibilità) a fronte di un'elevata richiesta di resistenza; la struttura di trasferimento dei carichi viene realizzata applicando la teoria degli archi, trasferendo i carichi di tre colonne adiacenti in una singola colonna sottostante come nei porticati palladiani (es. Venezia) con degli elementi a forchetta.

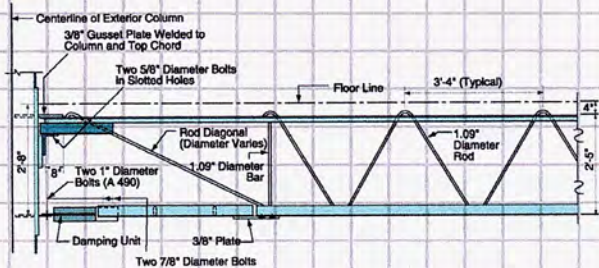


## Le torri gemelle del World Trade Center

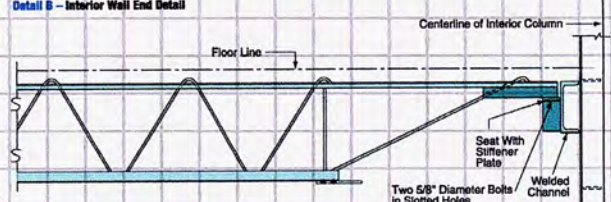
L'evento del 2001 ha segnato un punto di svolta nella progettazione degli edifici alti, determinando un caso fondamentale di *reverse engineering*, pratica utile nello studio come nella professione per comprendere il funzionamento di un oggetto, tranne i principi fondamentali e utilizzare le conoscenze apprese per progettare qualcosa di nuovo.

Nel 1962, dopo una serie di studi di progettazione sviluppati con una squadra di eminenti architetti di New York, l'Autorità Portuale ha assegnato la commissione per il World Trade Center a Minoru Yamasaki

Detail A - Exterior Wall End Detail



Detail B - Interior Wall End Detail





di Troy, Michigan. È stata una scelta sorprendente, poiché la struttura più alta progettata da Yamasaki in precedenza era un grattacielo di 22 piani a Seattle. Per l'esperienza necessaria per predisporre efficienti piani di impalcato e nucleo e per produrre le migliaia di disegni necessari, l'Autorità Portuale ha assunto come architetti associati la più prolificante società di grattacieli di New York, Emery Roth and Sons.

Il sistema strutturale è riconosciuto come il primo telaio esterno a tubo + nucleo centrale con ampia area senza colonne, caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Utilizzo di pannelli prefabbricati *columntree* per la struttura perimetrale
- Utilizzo di 12 diverse qualità di acciaio, ottimizzate per minimizzare il peso strutturale
- Sistema strutturale di impalcato con griglia di travi reticolari ortogonali
- Il primo edificio progettato in galleria del vento
- Il primo edificio con smorzatori per mitigare le vibrazioni del vento (tra travi e facciata)

Dati strutturali principali:

- 110 piani + 7 livelli sotterranei
- Altezza di 417 m (sopra il suolo)
- Altezza tipica di interpiano di 3,66 m
- Pianta quadrata di 63,1x63,1 m con angoli smussati di 2,1 m
- Nucleo rettangolare di 26,5x41,8 m
- Superficie senza colonne di 2900 m<sup>2</sup> per piano al di fuori del nucleo
- H/B = 6,8
- Peso della struttura di impalcato 0,5 kN/m<sup>2</sup>
- Quantità di acciaio unitaria di 1,77 kN/m<sup>2</sup>

Ogni torre era composta da 5 sistemi strutturali:

1. Struttura a frame tube soprasuolo
2. Telai semplici (travi e colonne con connessioni semplici) per il nucleo
3. Telai controventati per le pareti esterne al di sotto del suolo
4. Struttura di impalcato composita
5. Hat truss al livello del tetto

Le colonne delle pareti esterne, composte da lastre di acciaio, dal livello fondale fino al piano 7, erano distanziate di 10 piedi (circa 3 metri) e collegate da travi orizzontali. Tra il piano fondale e il piano campagna, queste colonne erano controventate diagonalmente per formare telai controventati nel piano delle pareti esterne. Le colonne singole delle pareti esterne distanziate di 10 piedi si tripartivano al settimo livello in tre colonne distanziate di 3 piedi e 4 pollici al centro, formando dei veri e propri "alberi".

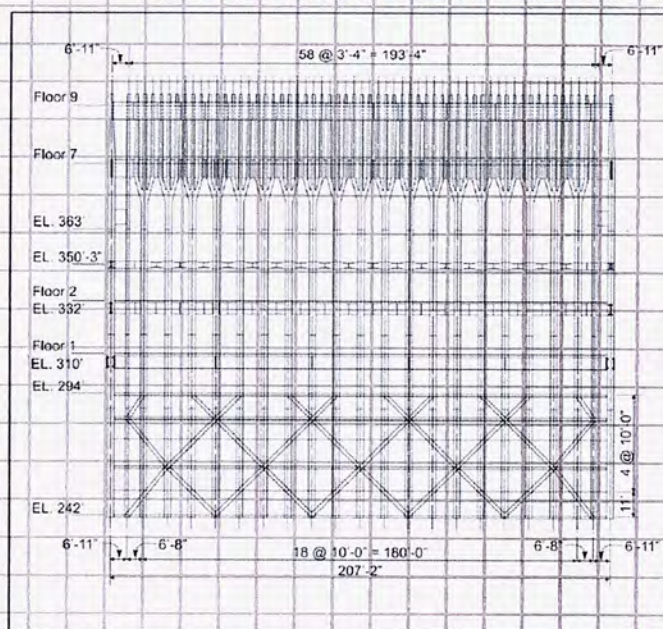
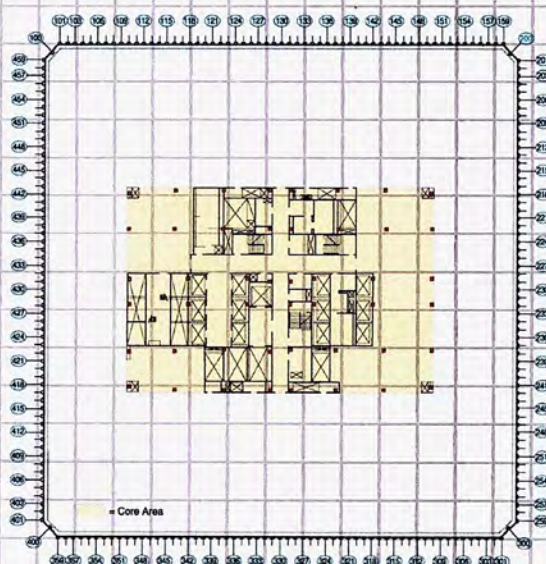


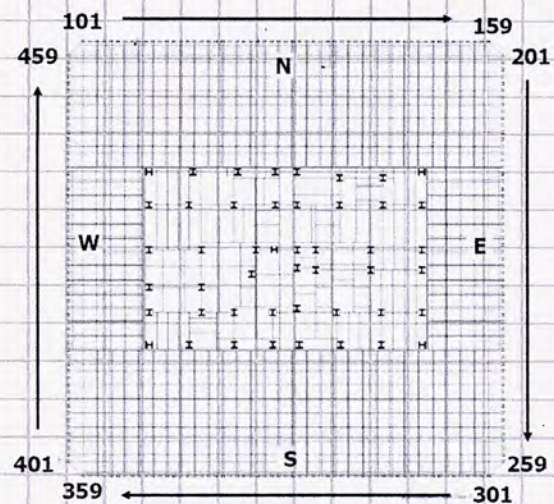
Figure 2-3. Elevation of exterior wall from foundation to floor 9.

In virtù dell'elevatissimo grado di prefabbricazione, ogni piano veniva realizzato in appena 3,3 giorni, con un'estrema riduzione del numero di collegamenti da fare in cantiere, una totale eliminazione di strutture di sostegno temporanee e una piena indipendenza dai tempi di produzione locali, essendo tutti gli elementi fabbricati tra il Missouri e il Giappone e depositati in New Jersey.

Il nucleo ospita servizi scale e ascensori con allineamenti numerati tra 5 e 10; l'allineamento 8 non presenta la quarta colonna ed è dunque costituito da 7 colonne, per un totale di 47 colonne nel sistema. In bibliografia sono presenti sul progetto numerose indicazioni su come le colonne scatolari nel nucleo in realtà con l'altezza diventavano sezioni a doppio T, partendo da colonne scatolari irrigidite a taglio e quasi piene.

La numerazione delle colonne segue il seguente schema:

- A o B indica la torre 1 o 2
- La prima cifra (1-10) indica la posizione in pianta:
  - 1, 2, 3, 4 indica una posizione nella facciata N, E, S, W, rispettivamente
  - 6, 7, 8, 9, 10 posizione nel nucleo
- Seconda e terza cifra: posizione specifica:
  - nel lato della parete: 01-59
  - nel nucleo: 01-08
- Numero di piani
  - tipicamente a blocchi di 4 piani: 1/2 piano + 2 piani + 1/2 piano.



Ad esempio, la colonna 606 A 48 51 era posizionata nel core della torre 1, tra il 48° e il 51° piano. Per quanto riguarda i pannelli esterni, essi vengono identificati dal numero della loro colonna centrale. Ad esempio, il pannello centrale della torre 1 sul lato Nord è indicato dalla sigla A130.

Subito dopo l'attacco terroristico al World Trade Center (WTC) l'11 settembre 2001, l'Agenzia Federale per la Gestione delle Emergenze (FEMA) e l'American Society of Civil Engineers (ASCE) iniziarono a pianificare uno studio sulle prestazioni degli edifici in seguito al disastro. Nella settimana del 7 ottobre, appena terminati gli sforzi di soccorso e ricerca, il Building Performance Study Team si recò sul sito e iniziò la sua valutazione.

Questo doveva essere uno sforzo breve, poiché il team di studio era composto da esperti che per lo più offrivano il loro tempo volontariamente, lontano dai loro altri impegni professionali. Il Building Performance Study Team emise il suo rapporto nel maggio 2002, realizzando il suo obiettivo "di determinare i meccanismi di fallimento probabili e identificare aree di indagine future che potessero portare a misure pratiche per migliorare la resistenza al danno degli edifici contro eventi imprevisi del genere".

Il 21 agosto 2002, con finanziamenti del Congresso degli Stati Uniti attraverso la FEMA, l'Istituto Nazionale di Standardizzazione e Tecnologia (NIST) annunciò la sua indagine sulla sicurezza degli edifici e degli incendi nel disastro del WTC. Il 1° ottobre 2002 fu promulgato il National Construction Safety Team Act (Public Law 107-231). L'indagine del NIST sul WTC fu condotta sotto l'egida del National Construction Safety Team Act.

Gli obiettivi dell'indagine sul disastro del WTC erano:

- Investigare la costruzione degli edifici, i materiali utilizzati e le condizioni tecniche che hanno contribuito all'esito del disastro del WTC.
- Servire come base per:
  - Miglioramenti nel modo in cui gli edifici sono progettati, costruiti, mantenuti e utilizzati;
  - Migliorare gli strumenti e le linee guida per l'industria e gli ufficiali della sicurezza;
  - Revisioni consigliate ai codici, standard e pratiche attuali;
  - Migliorare la sicurezza pubblica.

Gli obiettivi specifici erano:

1. Determinare il motivo e le dinamiche del crollo del WTC 1 e del WTC 2 a seguito degli impatti iniziali degli aerei oltre al motivo e alle dinamiche del crollo del WTC 7;
2. Determinare il motivo per cui le lesioni e le vittime erano alte o basse a seconda della posizione, tenendo conto di tutti gli aspetti tecnici della protezione antincendio, del comportamento degli occupanti, dell'evacuazione e della risposta di emergenza;
3. Determinare quali procedure e pratiche furono utilizzate nella progettazione, costruzione, gestione e manutenzione del WTC 1, 2 e 7;
4. Identificare, il più specificamente possibile, le sezioni nei codici, standard e pratiche di edilizia e antincendio che richiedevano una revisione.

L'indagine del NIST sul WTC si concluse nel settembre 2005.

È sorprendente il fatto che l'impatto aereo era già stato considerato nel progetto: in un articolo di presentazione del WTC del 4/02/1964 dal titolo *Come saranno progettate le colonne per edifici alti 110 piani* si legge:

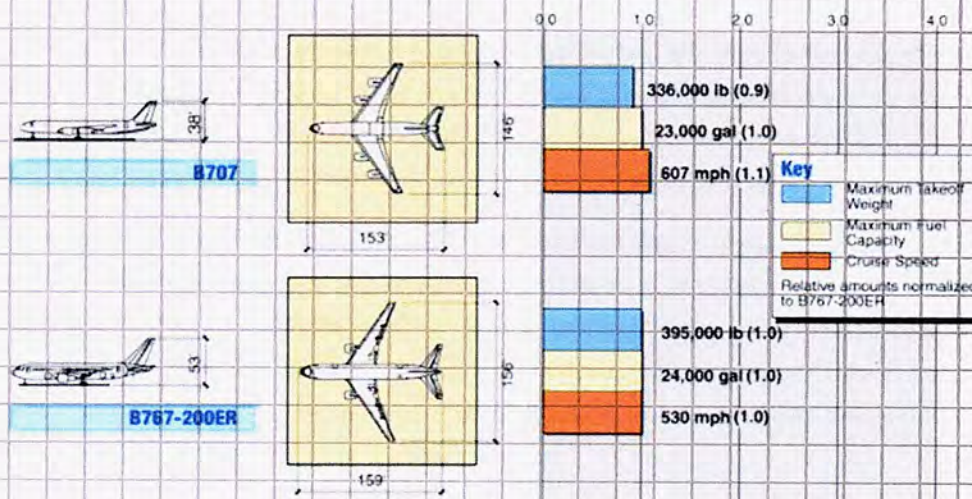
"...Così, le torri del World Trade Center avranno una capacità intrinseca di resistere a catastrofi impreviste. Questa capacità deriva dal suo sistema di pareti Vierendeel ed è potenziata dall'uso di acciai ad alta resistenza."

Nel progetto delle torri, si considerava il carico derivante "dall'impatto di un jet airliner, il Boeing 707, un 707 che vola lentamente perso nella nebbia e cerca di atterrare a JFK o Newark" [Robertson, 2002].

John Skilling, capo ingegnere strutturale del WTC, in un'intervista del 1993, dichiarò che le Torri erano progettate per resistere all'impatto e agli incendi derivanti dalla collisione di un grande jetliner come il Boeing 707 o il Douglas DC-8: "La nostra analisi indicava che il problema più grande sarebbe stato il fatto che tutto il carburante (dell'aereo) si sarebbe riversato nell'edificio. Ci sarebbe stato un fuoco orrendo. Molte persone sarebbero morte, ... La struttura dell'edificio sarebbe comunque rimasta intatta."

Un white paper pubblicato il 3 febbraio 1964 afferma che le Torri avrebbero potuto resistere agli impatti di jetliner che viaggiavano a 600 mph (965 km/h): "Gli edifici sono stati esaminati e si è constatato che sono sicuri in un presunto impatto con un grande jet airliner (Boeing 707-DC 8) che viaggia a 600 mph. L'analisi indica che tale collisione causerebbe solo danni locali che non potrebbero provocare il crollo o danni sostanziali all'edificio e non metterebbero a repentaglio la vita e la sicurezza degli occupanti non nella zona immediata dell'impatto."

Frank A. Demartini, responsabile della costruzione in loco del World Trade Center, parlò della resilienza delle torri in un'intervista registrata il 25 gennaio 2001: "L'edificio è stato progettato per sopportare l'urto di un Boeing 707 completamente carico. Quello era il più grande aereo dell'epoca. Credo che l'edificio probabilmente avrebbe potuto resistere a impatti multipli di jetliner perché questa struttura è come la zanzariera della tua porta a schermo - questa griglia intensa - e l'aereo è solo una matita che buca quella zanzariera. In realtà, non fa nulla alla zanzariera."



Difatti, non era la prima volta che un aereo aveva impattato un edificio alto a New York: già nel 1945 un B28 impattò alla velocità di 321km/h l'Empire State Building! I Boeing 767-200 utilizzati l'11 settembre 2001 erano solo leggermente più grandi dei 707 o dei DC 8, i tipi di jetliner le cui collisioni erano state anticipate dai progettisti del World Trade Center. Nonostante un Boeing 767-200 abbia un corpo leggermente più largo di un 707, i due modelli sono molto simili in dimensioni complessive, peso e capacità di carburante.

Dalle analisi del NIST, risulta che l'11 settembre le torri sono state sottoposte a carichi operativi di servizio, corrispondenti a circa 25% dei carichi di progetto. Inoltre, quel giorno i carichi del vento erano minimi, il che indica quindi una capacità di riserva significativamente maggiore per le pareti esterne (la richiesta sulle colonne esterne era circa  $1/5 = 20\%$  della loro capacità) che avrebbe dovuto determinare dinamiche ben diverse da quelle effettivamente registrate. Sorgono dunque numerose domande, anche e soprattutto legate da un'altra evidenza del NIST: da un'analisi di un modello analogo a quello della struttura effettiva è risultato che il massimo spostamento laterale del WTC 1 causato dai carichi di vento di progetto era di circa 56,6 pollici (144 cm) nella direzione Est-Ovest e 55,7 pollici (141,5 cm) nella direzione Nord-Sud. Questi spostamenti sono equivalenti a circa  $H/304$  e  $H/309$  nelle direzioni Est-Ovest e Nord-Sud, rispettivamente, dove  $H$  è l'altezza della torre dal piano fondale alla copertura. Ne segue che il progetto originale del WTC non prevedeva parametri di limitazione dello spostamento totale in cima dell'edificio sotto carichi da vento.

La struttura può davvero beneficiare della sua resistenza aggiuntiva senza una particolare attenzione alla DUTTILITÀ? La robustezza non può essere semplicemente intesa come unione tra sovradimensionamento e ridondanza: la duttilità deve necessariamente essere considerata nel progetto, in particolare per dettagli strutturali come i collegamenti.

Il danneggiamento alle intersezioni delle travi sui pannelli perimetrali differiva al di sopra e al di sotto della zona di impatto in entrambe le torri. La maggior parte dei connettori delle travi di impalcato dei pannelli perimetrali recuperati al di sotto dei piani di impatto erano o mancanti o piegati verso il basso. Al di sopra di questo livello, le modalità di collasso erano distribuite in modo più casuale. Le travi di impalcato e i relativi collegamenti ai pannelli perimetrali sono tipicamente collassati alle saldature e ai bulloni.

La modalità di collasso delle connessioni degli spandrel sui pannelli perimetrali differisce anch'essa tra le regioni sopra e sotto la zona di impatto. Le connessioni degli spandrel su pannelli al di sopra o al livello della zona di impatto erano più propense a collassare per rottura a trazione del bullone. Per i pannelli al di sotto della zona di impatto, si registra una maggior tendenza al distacco degli spandrel dai pannelli. Ciò potrebbe essere dovuto a collassi per taglio, poiché il peso dell'edificio si abbatté sui pannelli inferiori. Non si registra alcuna differenza nella modalità di collasso per le connessioni degli spandrel in relazione all'esposizione al fuoco.

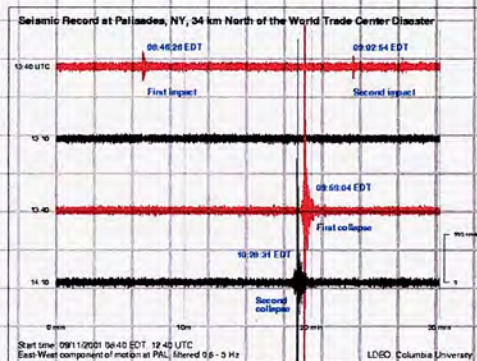
Lo spandrel prende il posto del piatto interno che normalmente chiude la colonna. Le saldature sono in totale quattro: due esterne, che coprono tutta la lunghezza dello spandrel, e altre due interne, a loro volta divise in due tronconi lunghi ognuno circa 40 cm (16 inches). La sollecitazione principale a cui tale tipo di collegamento è soggetto è il momento torcente. Il vento nella direzione Est-Ovest comporta un momento flettente intorno alla direzione ortogonale molto rilevante nelle colonne dei lati Nord e Sud (paralleli alla direzione della forza); tale sollecitazione diventa momento torcente nel collegamento e nuovamente flessione nello spandrel.

Con l'eccezione dei piani tecnici, gli innesti delle colonne dei pannelli perimetrali sono falliti per rottura dei bulloni. Nei piani tecnici, dove gli innesti erano saldati oltre che bullonati, la maggior parte dei collegamenti non ha subito danni. L'indagine del NIST ha inoltre dimostrato che i rapporti di capacità di resistenza (DCR) per le connessioni degli innesti delle pareti esterne erano inferiori a 1,0. il collegamento colonna-colonna avveniva unendo tramite 4 o 6 bulloni le piastre saldate all'estremità delle colonne. Tale collegamento riesce a trasferire solo una piccola parte del momento flettente!

Tutte le connessioni bullonate delle piastre terminali di collegamento tra le colonne sembrano essere fallite a causa di una flessione fuori piano non prevista. I bulloni mostravano o una frattura da trazione classica o erano piegati nel gambo; non è stata osservata alcuna deformazione plastica nelle piastre terminali (FEMA, 2002). Queste modalità di guasto sono una conseguenza delle deformazioni fuori piano non previste delle colonne: infatti, mentre i momenti flettenti alle connessioni bullonate, posizionate a metà altezza tra i piani, erano di entità limitata nei casi di progetto, nella modalità di deformazione fuori piano aumentavano fino a superare la capacità ultima di momento della connessione e risultavano in un'inflexione instabile delle colonne.

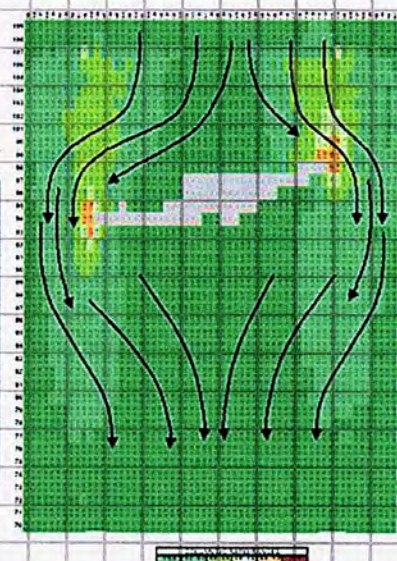
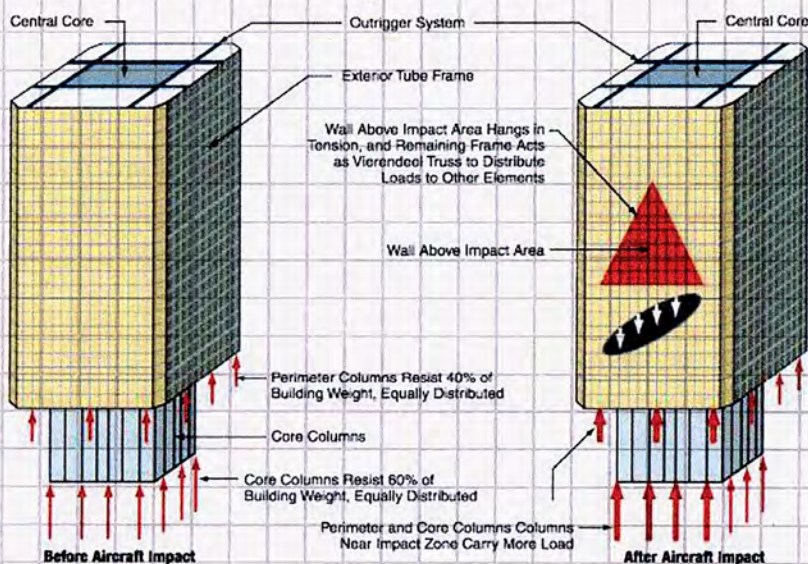
## Il collasso delle torri

Nel commentare il suo progetto, Minoru Yamasaki afferma: "Io sento che il World Trade è un strumento di pace, e di conseguenza, il World Trade Center... ha uno scopo più grande che offrire solo spazi per uffici. Il World Trade Center è un simbolo vivente della dedizione dell'uomo alla pace del mondo... Oltre al bisogno irresistibile di fare di questo un monumento alla pace del mondo, il World Trade Center deve, a causa della sua importanza, diventare una rappresentazione della fede dell'uomo nell'umanità, del suo bisogno di dignità individuale, del suo credere nella cooperazione tra gli uomini e, tramite questa cooperazione, della sua abilità a trovare la grandezza."



Il crollo delle strutture del World Trade Center a seguito degli attacchi terroristici dell'11 settembre 2001 è stato uno dei peggiori disastri edilizi mai registrati nella storia, contando 2749 vittime, di cui più di 400 soccorritori di emergenza, definendo la più grande perdita di vite umane per questo gruppo in un singolo incidente. Ne conseguì una forte richiesta da parte del settore privato, del pubblico e del Congresso per una risposta completa al disastro del World Trade Center.

Grazie all'elevata ridondanza strutturale, le torri inizialmente resistettero all'impatto, garantendo percorsi di carico alternativi a quelli precedenti allo squarcio definitosi in facciata e garantendo il rispetto del DCR anche nella nuova configurazione delle facciate.



Difatti, le torri del World Trade Center hanno resistito all'impatto iniziale degli aerei (Boeing 767-200ER) durante gli attacchi terroristici dell'11 settembre 2001 proprio grazie alla

robustezza del sistema di travi perimetrali e alle dimensioni considerevoli delle torri, che hanno mostrato una significativa capacità di riserva, vibrando immediatamente dopo l'impatto con ampiezze superiori a circa 1/3 della deviazione del vento di progetto (in base ad analisi di base) e un periodo di oscillazione quasi uguale alla media misurata per l'edificio non danneggiato (WTC 2). Ne segue che l'impatto in sé non ha cambiato significativamente la rigidità strutturale.

I calcoli dei rapporti di capacità di resistenza al disastro (DCR) successivi al danno da impatto hanno mostrato che, per i piani colpiti dagli aerei, la maggior parte delle colonne (sia perimetrali che nel nucleo) in entrambe le torri ha continuato a sostenere i carichi dopo l'impatto. I carichi dalle colonne danneggiate sono stati ridistribuiti alle colonne non danneggiate nelle vicinanze. Questo risultato contribuisce a validare l'ipotesi secondo cui le torri del WTC avrebbero continuato a rimanere in piedi indefinitamente dopo l'impatto, se non fosse stato per l'effetto degli incendi.

Gli incendi hanno svolto un ruolo fondamentale nel ridurre ulteriormente la capacità strutturale degli edifici, innescando il collasso. Mentre il danno da impatto degli aeromobili non ha, da solo, innescato il collasso degli edifici, ha contribuito notevolmente agli incendi successivi e alla risposta termica delle strutture, compromettendo:

- i sistemi di spruzzatura e approvvigionamento idrico;
- la dispersione di carburante per aeromobili e l'accensione di contenuti degli edifici su vaste aree;
- la creazione di ampie accumulazioni di detriti combustibili di aerei e contenuti degli edifici;
- l'aumento dell'apporto d'aria nei edifici danneggiati, permettendo una ventilazione significativamente superiore, di solito limitata negli incendi degli edifici, consentendo ai fuochi di diffondersi rapidamente su più piani;
- il danneggiamento e lo sganciamento dell'ignifugazione da componenti strutturali nel percorso diretto dei detriti e a causa delle forti vibrazioni generate dall'impatto dell'aereo;
- il danneggiamento dei soffitti che ha permesso il trasporto "incontrollato" del calore sopra le pareti divisorie da impalcato a soffitto e verso le componenti strutturali.

Il kerosene, che ha innescato gli incendi, è stato per lo più consumato nei primi minuti dopo l'impatto. Gli incendi che bruciarono per quasi tutto il tempo in cui gli edifici rimasero in piedi erano dovuti principalmente alla combustione dei contenuti degli edifici e, in misura minore, ai contenuti dell'aereo, non al kerosene.

In base alle analisi del NIST, gli arredi tipici per ufficio sono risultati in grado di sostenere incendi intensi per almeno un'ora su un determinato piano del WTC. Tuttavia, nessun componente strutturale è stato soggetto a incendi intensi per l'intero periodo di combustione. La durata della combustione intensa che colpiva un componente specifico era controllata da:

- La disponibilità di materiali combustibili.
- Gas di combustione rilasciati da tali materiali combustibili.
- Fumi di combustione nella specifica area.

Tipicamente, ogni piano aveva una media di circa 4 psf ( $\cong 2 \text{ kN/m}^2$ ) di materiali combustibili. La massa di combustibili solidi dell'aereo era significativa nella regione di impatto immediato di entrambe le torri del WTC. Le torri del World Trade Center tremarono vigorosamente durante i 0,5-0,7 secondi dell'impatto dell'aereo. L'analisi video mostrò che la Torre 2 vibrò per oltre 4 minuti dopo l'impatto dell'aereo, con ampiezze superiori a 20 pollici (51 cm) in cima.

- In più casi, le foto mostrano l'ignifugazione sganciata dalle colonne perimetrali non direttamente colpite;
- Le interviste agli occupanti dell'edificio indicano che le vibrazioni dell'edificio dovute all'impatto dell'aereo furono abbastanza forti da sganciare i pannelli del soffitto e far crollare le pareti lungo l'intera altezza di entrambe le torri del WTC e da causare il blocco di quasi tutti gli ascensori;
- Risulta difficile stabilire criteri definiti per generare un modello coerente di sganciamento indotto dalle vibrazioni.

Le colonne portanti del nucleo erano dotate di intonaco ignifugo a spruzzo, rivestimenti in cartongesso, o una combinazione di entrambi. Per le colonne del nucleo, l'analisi richiedeva che l'impatto dei detriti fosse sufficientemente forte da provocare il cedimento immediato delle partizioni dell'edificio proprio di fronte alle colonne.

- Se le partizioni murarie rimanevano integre dopo l'interazione con il campo di detriti, si assumeva che l'intonaco ignifugo sulle colonne del nucleo dietro a queste partizioni rimanesse intatto.
- Se le partizioni murarie venivano danneggiate o distrutte dal campo di detriti, si assumeva che l'intonaco ignifugo sulle colonne del nucleo dietro a queste partizioni fosse sganciato.
- Per le colonne del nucleo danneggiate dall'impatto dell'aereo, si presumeva che l'intonaco ignifugo fosse sganciato solo se le colonne erano soggette a un impatto diretto dei detriti che poteva far cadere le partizioni murarie.

Nel caso delle colonne perimetrali, l'analisi richiedeva che l'impatto dei detriti fosse abbastanza forte da danneggiare o distruggere l'arredamento delle stanze (postazioni di lavoro modulari per ufficio) adiacenti alle colonne.

- Se l'arredamento delle stanze rimaneva intatto dopo l'interazione con il campo di detriti, si assumeva che l'intonaco ignifugo sulla faccia interna delle colonne perimetrali dietro a queste forniture rimanesse intatto.
- Se l'arredamento delle stanze veniva danneggiato o distrutto dopo l'interazione con il campo di detriti, si assumeva che l'intonaco ignifugo sulla faccia interna delle colonne perimetrali nella stessa area fosse sganciato su quella altezza del piano.
- Le altre tre facce delle colonne perimetrali erano protette dalle finestre e/o dal rivestimento in alluminio, e si presumeva che non avessero subito danni all'intonaco ignifugo.

Nel caso delle travi di impalcato, l'analisi richiedeva che l'impatto dei detriti fosse abbastanza forte da danneggiare o distruggere l'arredamento delle stanze (postazioni di lavoro modulari per ufficio) nella stessa area del piano interessato.

- Se l'impatto dei detriti non era abbastanza forte da danneggiare gli arredi, si riteneva che il campo di detriti non si estendesse abbastanza in alto o fosse sufficientemente forte da sganciare l'intonaco ignifugo.
- Se l'impatto dei detriti era abbastanza forte da danneggiare gli arredi, si riteneva che il campo di detriti si estendesse abbastanza in alto o fosse sufficientemente forte da sganciare l'intonaco ignifugo.

L'analisi termica delle torri del WTC è stata condotta tenendo conto della stima delle condizioni post-impatto dell'intonaco ignifugo su ciascun componente strutturale.

- Travi di impalcato senza intonaco ignifugo sganciato → spessore uniforme termicamente equivalente per tener conto dello spessore medio e della sua variabilità.
- Colonne senza intonaco ignifugo sganciato → spessore specificato determinato da documenti disponibili (scarso dettaglio).
- Componenti strutturali con intonaco ignifugo significativamente sganciato → considerati mancanti (regioni significative di intonaco mancante essenzialmente equivalenti a nessun intonaco ignifugo).
- Componenti strutturali con intonaco ignifugo parzialmente sganciato → considerati mancanti solo sulle facce specificamente identificate (ad esempio, sulla faccia interna delle colonne perimetrali che si incurvarono verso l'interno prima del crollo delle torri).

La temperatura massima raggiunta dalle membrature in acciaio con intonaco ignifugo è stata di circa 400°C. La temperatura massima delle membrature in acciaio senza intonaco ignifugo ha superato i 600°C, raggiungendo spesso gli 800°C. Come è noto dalle prescrizioni degli eurocodici ed altre normative, il raggiungimento di temperature così elevate determina un elevato decadimento del modulo di rigidezza e della tensione di snervamento del materiale, il che ha implicato deformazioni e indebolimenti nelle travi che, staccandosi dalle colonne del nucleo, hanno incrementato la lunghezza non vincolata delle colonne del nucleo che hanno iniziato a sbandare per poi crollare, complice anche l'impatto delle travi superiori che, cadendo su quelle inferiori, tendevano a sganciarle *a cascata*.

### Sequenza probabile di collasso per entrambe le torri

1. Danno dell'impatto dell'aereo
  - Colonne murarie e del nucleo danneggiate e tagliate, nonché intelaiatura di impalcato danneggiata;
  - Dislocazione e danneggiamento del materiale antincendio;
  - Ridistribuzione del carico delle colonne danneggiate tramite spandrel e/o hat truss.
2. Effetto del fuoco
  - Indebolimento e deformazioni nelle colonne del nucleo;
  - Ridistribuzione del carico tramite hat truss e sovraccarico delle colonne perimetrali;
  - Inflexione delle travi di impalcato a lunga campata, indebolimento e rottura delle connessioni;
  - Forze di trazione verso l'interno e incurvamento delle colonne murarie sovraccariche e indebolite.

### 3. Inizio del collasso

- I fenomeni di deformazione termica e i sovraccarichi ingenerano fenomeni di instabilità - processo che si diffonde su tutte le facciate degli edifici;
- La sezione dell'edificio sopra la zona danneggiata inizia a inclinarsi come un corpo rigido;
- Trasformazione dell'energia potenziale dovuta al movimento verso il basso della massa dell'edificio che supera l'energia di deformazione che poteva essere assorbita dalla struttura.

Il ruolo preminente dei piani nel crollo delle torri è stato quello di generare forze di trazione verso l'interno, inducendo un incurvamento verso l'interno delle colonne perimetrali (facciata Sud per il WTC 1; facciata Nord per il WTC 2). I piani in fase di cedimento hanno continuato a sostenere i carichi, esercitando forze di trazione verso l'interno sulle colonne perimetrali.

L'assenza di forze di trazione verso l'interno sarebbe stata possibile solo se le connessioni tra i piani avessero ceduto, disconnettendosi. Il cedimento delle colonne su una vasta regione della facciata perimetrale ha, in ultima analisi, innescato il collasso globale del sistema, poiché i carichi non potevano essere redistribuiti attraverso la trave a cappello verso il nucleo già compromesso della struttura.

Il progressivo incurvamento della parete esterna (facciata Sud per il WTC 1, facciata Nord per il WTC 2) ha propagato l'instabilità delle colonne alle facciate adiacenti, innescando così il crollo dell'intero edificio. L'incurvamento della parete perimetrale è stato causato da una combinazione di indebolimento termico delle colonne, forze di trazione verso l'interno dovute al cedimento dei piani e, in misura molto minore, carichi assiali aggiuntivi redistribuiti dal nucleo strutturale.

### Risultati delle analisi del NIST

#### Obiettivo 1

L'obiettivo principale dell'indagine NIST è stato comprendere le cause dei crolli delle torri gemelle del World Trade Center (WTC), avvenuti in seguito all'impatto iniziale degli aeromobili.

Gli aeromobili hanno colpito le torri ad alta velocità, causando considerevoli danni a componenti strutturali principali (colonne del nucleo, impalcati e colonne perimetrali) direttamente interessati dall'impatto o dai detriti ad esso associati. Tuttavia, le torri hanno resistito agli impatti e sarebbero rimaste in piedi se non fosse stato per il distacco dell'isolamento antincendio e gli incendi conseguenti all'impatto.

La robustezza del sistema a tubo della struttura perimetrale e le dimensioni imponenti degli edifici hanno contribuito a resistere all'impatto, redistribuendo i carichi dalle zone di impatto degli aeromobili, evitando danni su scala maggiore. La hat truss ha impedito un crollo precoce del nucleo.

In ciascuna torre, una diversa combinazione di danni da impatto e indebolimento termico di componenti strutturali ha contribuito al crollo strutturale. Nel WTC 1, gli incendi hanno indebolito le colonne del nucleo e causato il cedimento dei piani sul lato sud dell'edificio, innescando il cedimento della struttura. Nel WTC 2, il nucleo è stato gravemente danneggiato all'angolo sudest e sorretto dai muri est e sud tramite la hat truss. Gli incendi costanti sul lato est hanno causato il cedimento dei piani, innescando il cedimento dell'edificio. La differenza di tempistica tra l'impatto dell'aeromobile e l'inizio del crollo è stata determinata principalmente dalla durata necessaria agli incendi per indebolire il nucleo dell'edificio e raggiungere i lati est e sud, indebolendo colonne perimetrali e piani.

Il WTC 2 è collassato più rapidamente del WTC 1 a causa di maggiori danni da impatto al nucleo dell'edificio e ad uno dei pilastri angolari perimetrali, fortemente caricati, oltre a incendi precoci e persistenti sul lato est, dove l'aeromobile aveva ampiamente rimosso l'isolamento termico dalla struttura in acciaio. Le torri del WTC probabilmente non sarebbero crollate sotto gli effetti combinati dei danni da impatto degli aeromobili e degli estesi incendi se l'isolamento termico non fosse stato ampiamente distaccato nell'impatto degli aeromobili. In assenza di danni strutturali e di isolamento, un incendio convenzionale, sostanzialmente simile o meno intenso rispetto a quelli del 11 settembre 2001, probabilmente non avrebbe portato al crollo.

#### Obiettivo 2

L'obiettivo successivo dell'indagine NIST è stato determinare le ragioni dell'alta o bassa incidenza di feriti e morti nelle diverse aree dell'edificio.



L'87% dei circa 17400 occupanti delle torri e il 99% di coloro situati al di sotto dei piani di impatto sono riusciti a evacuare con successo. Nel WTC 1, dove l'aeromobile ha distrutto tutte le vie di fuga, 1.355 persone sono rimaste intrappolate nei piani superiori al momento del crollo, e 107 persone al di sotto dei piani di impatto non sono sopravvissute. Nel WTC 2, prima del secondo impatto dell'aeromobile, circa 3.000 persone si sono spostate abbastanza in basso nell'edificio da poter evacuare autonomamente, anche tramite gli ascensori. L'aeromobile ha determinato il blocco degli ascensori e impedito l'utilizzo di due delle tre scale. Diciannove persone situate sopra la zona di impatto hanno trovato un passaggio attraverso la terza scala danneggiata e sono riuscite a scappare, mentre le altre 619 sono decedute. Diciannove persone al di sotto dei piani di impatto non sono sopravvissute.

L'integrità funzionale e strutturale delle scale è stata compromessa dalla separazione delle stesse e dall'integrità strutturale dei vani scala. Nella regione di impatto del WTC 1, le scale erano concentrate all'interno del nucleo dell'edificio, determinando la distruzione di tutte le rampe nell'impatto dell'aeromobile. Al contrario, nella regione di impatto del WTC 2 le scale erano particolarmente distanziate tra loro, essendo dislocate in diversi punti del nucleo dell'edificio; dunque, una delle tre scale è rimasta in funzione dopo l'impatto dell'aeromobile.

### *Obiettivo 3*

Indagare sulle procedure e pratiche utilizzate nella progettazione, costruzione, gestione e manutenzione del World Trade Center (WTC).

A causa dell'istituzione dell'Autorità Portuale sotto una clausola della Costituzione degli Stati Uniti, i suoi edifici non erano soggetti a normative edilizie statali o locali. Gli edifici erano diversi da tutti gli altri costruiti in precedenza, sia per altezza che per le innovative caratteristiche strutturali. Tuttavia, il processo effettivo di progettazione e approvazione ha prodotto due edifici che erano generalmente in linea con quasi tutte le disposizioni del Codice Edilizio di New York City e degli altri codici edilizi dell'epoca esaminati dal NIST. I carichi per i quali gli edifici sono stati progettati superavano i requisiti del codice NYC; la qualità degli acciai strutturali era conforme alle specifiche dell'edificio; le deviazioni dai codici edilizi e dagli standard identificate dal NIST non hanno avuto un effetto significativo sul risultato dell'11 settembre.

Per i sistemi di impalcato, la classificazione antincendio e lo spessore dell'isolamento utilizzati sulle travi di impalcato, che insieme alla soletta di calcestruzzo fungevano da principale sostegno dei piani, sono stati motivo di preoccupazione fin dalla costruzione iniziale. Il NIST non ha trovato alcuna base tecnica o dati di prova su cui fosse basata la protezione termica dell'acciaio. L'11 settembre 2001, lo spessore minimo specificato dell'isolamento era sufficiente a ritardare il surriscaldamento delle travi; tuttavia, la quantità di isolamento rimosso dall'impatto dell'aeromobile era sufficiente a riscaldare l'acciaio strutturale a livelli critici.

Basandosi su quattro test standard di resistenza al fuoco condotti in diverse condizioni, il NIST ha riscontrato che la classificazione antincendio del sistema di pavimentazione variava tra 3/4 d'ora e 2 ore; in tutti i casi, i piani hanno continuato a sostenere il carico di progetto completo senza crollare per oltre 2 ore.

I carichi del vento utilizzati per le torri del WTC, che governavano la progettazione strutturale delle colonne esterne e fornivano la capacità di base delle strutture di resistere a eventi anomali come incendi gravi o danni da impatto, superavano significativamente i requisiti del Codice Edilizio di New York City e degli altri codici edilizi dell'epoca esaminati dal NIST. Tuttavia, due stime indipendenti dei carichi del vento per le torri ottenute da consulenti commerciali nel 2002 differivano fino al 40%. Queste stime si basavano su test in galleria del vento condotti come parte di contenziosi assicurativi non correlati all'indagine.

### Alcuni interrogativi

Il collasso delle torri gemelle ha determinato un'immensa quantità di studi, indagini, interrogativi sul tema, tra cui si segnalano i seguenti.

- L'impatto di un aereo è davvero eccezionale per gli edifici alti?
- Bisogna tener conto di condizioni di carico eccezionali nella progettazione degli edifici alti?
- La robustezza strutturale può essere applicata per opporsi a un collasso progressivo?

In base ai rapporti del NIST e altri studi, si è ritenuto che, pur essendo possibile, l'impatto di un aereo su una torre è da ritenersi altamente improbabile e poco praticabile per motivi economici. La robustezza strutturale, che si ottiene per ridondanza e sovrarigidità, richiede anche il rispetto di criteri di duttilità (particolarmente nei collegamenti), come ben definito in ingegneria sismica e delle condizioni di stabilità delle membrature in acciaio.

## Logical structures for tall bldgs

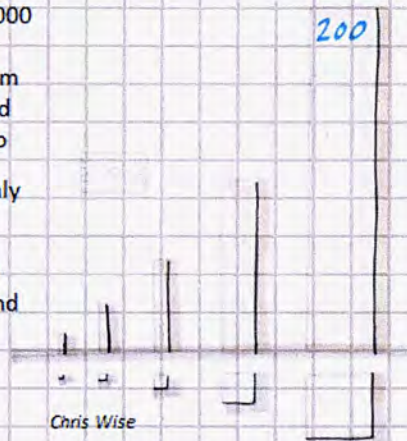
Imagine a 200 storey tower

It might contain a town of 25,000 people. Such a tower could simply be photo-copied up from today's skyscraper, but it would be a horrible, illogical scenario

It would be a fortress, with only one way in and one way out

The environment is artificially controlled, with artificial air and artificial light

As a result it has artificial behaviour patterns



A questi interrogativi, insieme a quelli sulla progettazione dei nuovi edifici alti posti da Chris Wise nell'Agosto del 2001 (riportato a fianco) daranno risposta gli studiosi che stanno analizzando il problema. Si può forse sommessamente ipotizzare che nella società dei consumi non viene dato un grande valore all'eternità della costruzione, come avveniva nel passato, poiché oggi gli aspetti economici prevalgono spesso sulle esigenze dei progettisti.

D'altronde l'accostamento tra gli edifici alti di oggi e quelli di ieri, gli uni spinti da motivi economici, e gli altri dall'anelito verso un principio di bellezza, era stato fatto già da Henry

James agli inizi del Novecento. Egli contrappone i grattacieli di New York, *quei grattacieli onnipresenti che, per chi guarda dal mare, si ergono bene in vista, come fantastici spilli conficcati in un cuscinetto già troppo pieno come se vi fossero stati infilati al buio, per ogni dove ed in ogni guisa, trionfali erogatori di dividendi*, al Campanile di Giotto a Firenze *che appare nella sua bellezza sommamente sereno. L'obiettivo mentale del suo creatore è stata la bellezza, e, una volta raggiunta, quella ha trovato la forma in cui splendidamente permane.*

I termini letterari di Henry James: "serenità, bellezza e permanenza", sottendono significati più intimamente strutturali poiché la permanenza è certamente legata alla durata di una costruzione, o meglio, alla vita attesa della costruzione stessa. Il confronto tra le grandi opere del passato e quelle contemporanee ci indica, anche dopo gli eventi dell'11 settembre, che ancora molto resta da studiare agli ingegneri per inventare e reinventare tipologie strutturali che consentiranno il raggiungimento di traguardi sempre più ambiziosi nel rispetto della sicurezza anche nei confronti di azioni forse oggi inattese, senza per questo tralasciare la bellezza, la permanenza e la serenità citate da Henry James.

## Esempi di collasso nelle strutture

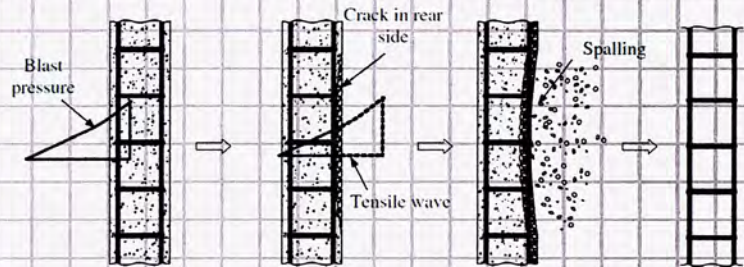
Il crollo delle torri gemelle è causato dall'incendio e dalla perdita di isolamento termico; la hat truss ritarda di molto il crollo individuando nuovi percorsi dei carichi, il WTC2 crolla prima del WTC1 a causa di maggiori danni al nucleo. Il NIST osserva che la capacità delle scale non era sufficiente, essendo presente una scala in meno rispetto alla norma; ciò avrebbe portato alla morte di 14000 persone se le torri fossero state occupate dalle abituali 20000 persone; inoltre, si determinò un malfunzionamento degli sprinkler. Proprio a causa del distacco della protezione antincendio delle membrature in acciaio, le soluzioni progettuali del WTC distanti dalla norma non furono ritenute significative sull'esito dell'evento in sé.

Dal rapporto del NIST emergono nuovi requisiti nel progetto strutturale degli edifici alti:

- Aumento dell'integrità strutturale;
- Miglioramento della resistenza al fuoco nelle strutture;
- Nuovi metodi per la progettazione di strutture resistenti a incendio;
- Miglioramento della protezione attiva al fuoco;
- Miglioramento dei sistemi di evacuazione dagli edifici;
- Miglioramento della risposta alle emergenze;
- Miglioramento di procedure e pratiche;

- Programmi di istruzione e formazione.

Il crollo delle torri è però un evento in una storia di collassi dovuti ad eventi accidentali: ad esempio, l'Alfred P. Murrah federal building crolla in buona parte il 19/04/1995 a seguito dello scoppio di un'autobomba. L'opera, in CLS armato, non rispettava le prescrizioni minime sulla distanza di sicurezza di avvicinamento dei mezzi, non presentava pareti divisorie interne e non era progettato per carichi sismici; l'esplosione, deflagrata in prossimità delle colonne centrali della struttura di trasferimento, ha determinato un fenomeno di *brisance* per cui l'onda d'urto ha frantumato il materiale, facendo crollare a taglio le altre due



colonne del livello basamentale a seguito della redistribuzione dei carichi. L'area d'impatto della bomba era quindi molto minore di quella soggetta a collasso, essendo stato investito solo il 10% dell'edificio a fronte di un collasso del 42% in volume della struttura.

Il 16/05/1968 si verifica un collasso emblematico, grazie al quale si introduce il tema della robustezza negli edifici: a Londra, l'edificio del Ronan Point - realizzato in pannelli LPS, ovvero di CLS prefabbricato - crolla a causa di una fuga di gas al diciottesimo piano, causando 4 morti (non l'abitante dell'appartamento che ha causato l'evento, il che testimonia l'entità lieve del fenomeno). La deflagrazione ha portato all'espulsione del pannello di piano, causando il crollo dei piani superiori su quelli inferiori e provocando il collasso dell'intera verticale. Nonostante il ripristino totale dell'edificio, l'opinione pubblica è fortemente critica; ciò porta alla demolizione degli edifici dopo pochi anni. È stato stimato che se la stessa esplosione si fosse verificata 2 o 3 piani sotto quello effettivo, il pannello non sarebbe stato espulso, essendo il collegamento determinato da connettori e dall'attrito tra pannelli. Da quest'evento si determinano nuovi standard normativi per la mitigazione dei rischi:

- Si prevedono per la prima volta dei *percorsi alternativi di carico*;
- Ci si impone di rispettare criteri di resistenza tali da garantire la stabilità dell'edificio anche in presenza di forze che danneggiano gli elementi strutturali.

Questi tre eventi, tra gli altri, sono caratterizzati da una forte eco mediatica e hanno influenzato gran parte delle normative mondiali successive. Tra queste, il CNR-DT 2018 introduce importanti innovazioni normative:

- Collasso progressivo: inizialmente localizzato, coinvolge via via più elementi fino al crollo parziale o totale della struttura, tipicamente in maniera sproporzionata;
- Collasso sproporzionato: collasso caratterizzato da una marcata sproporzione tra l'evento che interessa la struttura e il suo effetto;
- Robustezza: capacità di un sistema di evitare che, a fronte di un evento eccezionale e/o estremo, il danno risultante alla struttura sia sproporzionato rispetto all'entità della causa che lo ha innescato.

Anche le norme GSA, UFC, ASCE seguono simili concetti; tra tutti, quello che ha la maggiore applicazione in tutte le norme è quello sulla robustezza.

Si introduce dunque il concetto di rischio ( $R=P \cdot V \cdot E$ ) e le strategie di mitigazione del rischio anche nella progettazione strutturale degli edifici alti:

$$P[C] = P[C/SL] \cdot P[SL/H] \cdot P[H]$$

- $P[C]$  rappresenta la probabilità annuale di collasso strutturale  $C$  dovuto all'evento  $H$ , correlata alla "resistenza al collasso" del sistema;
- $P[H]$  è la probabilità di accadimento dell'evento  $H$ , assunta pari al tasso annuale medio di accadimento  $\lambda_H$ ;
- $P[SL,H]$  rappresenta la probabilità condizionata di danno locale, dato  $H$ ;
- $P[C|SL]$  rappresenta la probabilità condizionata di collasso sproporzionato dato lo stato di danno locale  $SL$ .



## Braced tube e soluzioni diagonalizzate

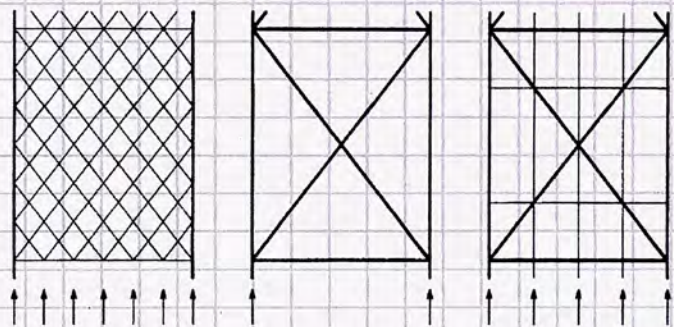
Nel framed tube, anche se le colonne ravvicinate definiscono un comportamento a telaio nelle facce d'anima, non si realizza un efficace trasferimento del taglio nei telai d'anima, determinando una distribuzione non uniforme di sforzi particolarmente acuta nelle colonne d'angolo a causa di un elevato shear lag che si allontana sensibilmente dalla configurazione teorica, limitando il campo di applicabilità del sistema a edifici di 50-60 piani (motivo per cui il WTC prevedeva dispositivi viscoelastici passivi contro le vibrazioni da vento). Le torri del World Trade Center rappresentano un'applicazione estrema, con una ridotta spaziatura tra le colonne (erano infatti caratterizzate da elevatissima resistenza, scarsa rigidità e problemi nei collegamenti). Il funzionamento delle facce d'anima in questa tecnologia è più a telaio che a parete, richiedendo un significativo aumento di sezione per centrifugare meglio le masse.

Rispetto all'applicazione estrema del frame tube occorre dunque cercare soluzioni più efficienti (più efficaci ed economiche); il primo passo attuato è la diagonalizzazione delle maglie, che conduce alla progettazione dei primi *trussed tube*, antesignani del braced tube, in cui si applicano membrature diagonali nel telaio perimetrale che agiscono come sistema controventante e come colonne inclinate. Privilegiando il regime di sollecitazione assiale e potendo ripartire anche i carichi gravitazionali, già in questa applicazione lo shear lag è pressoché nullo e lo schema è quasi integralmente flessionale; diagonali e travi fungono bene da membrature d'anima, garantendo elevata rigidità per un sistema che consente di raggiungere e superare i 100 piani.

La diagonalizzazione è una soluzione tipica del progetto di strutture in acciaio, esalta e asseconda i criteri di progettazione della carpenteria metallica trasferendo le azioni a tutte le colonne; l'obiettivo è tendere al valore ideale del BRI collegando rigidamente le colonne tra loro per trasferire la massima aliquota di carico possibile. Le prime soluzioni prevedono un ridotto numero di megadiagonali che si intersecano tra loro nelle colonne d'angolo; la prima proposta in questo senso è di Myron Goldsmith, ingegnere-architetto della SOM che studia l'integrazione tra forma, struttura e architettura; con Fazlur Khan dirige un laboratorio di progettazione con l'obiettivo di indirizzare gli studenti nella pratica progettuale, proponendo di frequente il tema dell'edificio alto (presente nella sua stessa tesi, avente come relatore Ludwig Mies van der Rohe). Tra le proposte emerge una soluzione di torre diagonalizzata con un collegamento tra le diagonali in corrispondenza degli angoli, portando alla nascita del Braced Tube: le proposte precedenti sul tema, prive di collegamenti orizzontali tra colonne d'angolo, mancavano del comportamento tridimensionale necessario per garantire il comportamento a mensola dell'edificio; le colonne d'angolo insieme alle colonne sulle facciate ortogonali all'azione orizzontale fungono ora da correnti di una travatura reticolare.

Nel diagonalizzare una facciata esistono tre possibili soluzioni:

- Mesh di diagonali: corrisponde alla diagrid, sistema che definisce un sistema tubolare più efficace, privo di colonne, caratterizzato dalla ripetizione di maglie triangolari. Viene utilizzato solo a partire dal 2000 a causa di problematiche tecniche relative alla progettazione dei curtain wall;
- Megadiagonali su colonne d'angolo: molto elegante nelle forme, richiede colonne d'angolo molto grandi per consentire la realizzazione del curtain wall;
- Diagonali apposte sulla facciata perimetrale: si definisce un interasse classico di 6-12 m tra le colonne, più pratico e conveniente, sono inoltre presenti delle cerchiature secondarie in aggiunta a quelle che chiudono la maglia così da garantire che a ogni intersezione tra colonne e diagonali l'elemento orizzontale triangolarizzi la maglia, trasferendo le componenti di carico orizzontali e minimizzando il taglio.



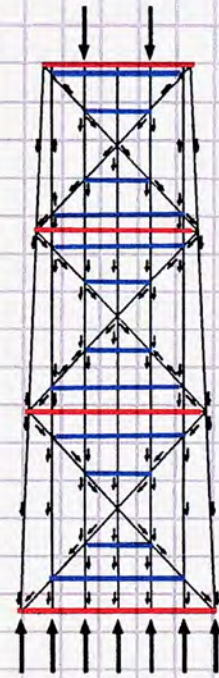
Prima del 2000, come anticipato, esistono dei rari esempi di "diagrid", come l'IBM office building o l'American Cement Corporation Building:



di solaio di spessori minori. In genere, le secondary ties sono distanziate di 3-4 piani, indicando come il rigore geometrico prevalga su quello strutturale con un rigido controllo sugli interpiani. Un ulteriore sistema di spandrel orizzontale viene definito ad ogni piano.

Per definire il comportamento a carichi verticali dell'edificio, formuliamo due diverse ipotesi:

1. Supponiamo che le diagonali non siano connesse alle singole colonne ad eccezione di quelle d'angolo e consideriamo la stessa sezione per tutte le colonne; allora si registrano tensioni maggiori nelle colonne centrali e maggiori deformazioni rispetto alle colonne d'angolo; i punti di intersezione diagonale-colonna si spostano di più sulla colonna rispetto allo spostamento del punto corrispondente della diagonale, essendo la colonna d'angolo meno sollecitata.
2. Consideriamo ora le diagonali connesse alle colonne della facciata; in questo caso aumenta lo sforzo di compressione sulle colonne d'angolo, mentre si riduce in quelle di facciata: si registra una complessiva *equalizzazione*, corrispondente con quanto osservato nel caso reale, dello sforzo assiale, che nelle diagonali si scompone in una componente orizzontale ed una verticale richiedendo la presenza di membrature orizzontali per non dar luogo a regimi di taglio sulla colonna o sulla diagonale (per effetto della componente orizzontale di tensione nella diagonale).



Attraverso un analogo procedimento è possibile studiare il comportamento dell'edificio in risposta ai carichi orizzontali, studiando la faccia sopravvento (colonne e X tutte tese), sottovento (colonne e X tutte compresse) e d'anima (che funziona come una normale CBF).

1. A causa dello shear lag, le colonne interne sono soggette a sforzi minori rispetto a quelle d'angolo, mentre i punti corrispondenti all'intersezione tra diagonali e colonne presentano uno spostamento verso l'alto delle diagonali maggiore rispetto a quello dei punti corrispondenti delle colonne in facciata (nella faccia sopravvento).
2. Le forze devono restituire la compatibilità, il che implica che insorgono delle interazioni verticali che spingono le colonne verso l'alto e le diagonali verso il basso, incrementando la trazione nelle colonne e la compressione nelle diagonali, dunque nelle colonne d'angolo, il che riduce le azioni di trazione preesistenti sulla faccia sopravvento.

Ancora una volta, si osserva che la soluzione strutturale adottata tende a riequilibrare le tensioni nelle colonne in facciata. Anche in questo caso si rileva la necessità di membrature orizzontali, che riequilibrano le componenti orizzontali di tensione che si ingenerano nelle diagonali.

La mega forma reticolare è il prodotto di più parametri:

- Minimizzare il numero di diagonali e delle connessioni tra diagonali e colonna per singolo modulo;
- Utilizzare un interasse *standard* tra le colonne;
- Prevedere dimensioni non eccessive delle colonne.

Le diagonali agiscono come colonne inclinate, restano in compressione in presenza di carichi verticali, anche sotto azioni da vento; in questo modo il progetto degli elementi è condotto sempre a compressione, cosa che si riflette nelle megacolonne d'angolo e quindi in tutte le colonne. In questo modo, anche il progetto dei collegamenti è più semplice perché gli elementi in compressione tendono naturalmente a restare connessi.

L'80% degli spostamenti e delle deformazioni dovuti ad azioni orizzontali è di natura flessionale; ne segue una riduzione evidente dello shear lag. Essendo la struttura governata dai carichi verticali (gli elementi sono sempre in compressione e quindi sovraristenti), il premium for height incide solo per il 15% del peso. La distribuzione degli sforzi nelle colonne è pressoché uniforme nelle facce di flange e pressoché lineare in quelle d'anima, dunque lo shear lag è in realtà quasi nullo. La deformata, pressoché flessionale, è indice di grande efficienza dell'edificio.

Le colonne sono dei profili a doppio T di massima dimensione 915x915 mm, in composizione saldata (con piatti di spessore massimo 150 mm). Il profilo è stato preferito per la maggior semplicità nei collegamenti. Il solaio è realizzato con una soletta in CLS parzialmente alleggerito di 127 mm

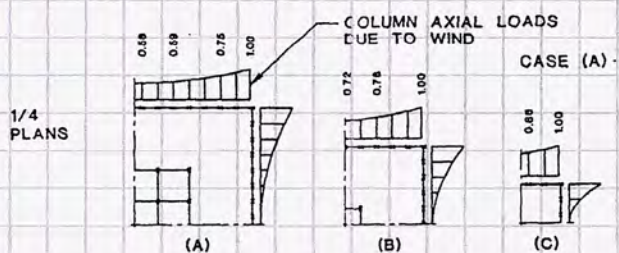
gettata direttamente sulle travi in acciaio, dotate di connettori a taglio. La struttura principale è in acciaio A36, corrispondente al nostro S235; nei collegamenti e nei fazzoletti di giunzione tra diagonali e colonne si prevedono elementi in acciaio A441 (circa S275). Detti fazzoletti presentano i due monconi di diagonale inferiori saldati, mentre quelli superiori sono bullonati. Il trasferimento dei carichi verticali in fondazione è offerto da una trave di trasferimento al primo livello, ringrossata nelle sezioni per meglio assorbire gli sforzi.



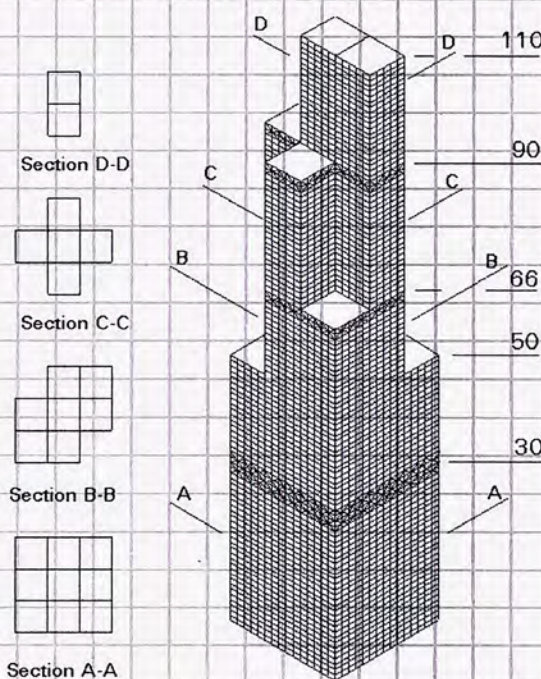
Nel perseguire l'idea del tubo perfetto, Khan cerca di collegare più framed tubes tra loro per ridurre l'effetto shear lag, riducendo la deformabilità tagliante ed incrementando l'efficienza del tubo. In questo modo, in base alla geometria della Sears Tower, Khan riesce effettivamente ad incrementare lo SRI dal 61 al 78%, pur non raggiungendo il 100%.

I primi 50 piani dell'edificio costituiscono un blocco unico di 69x69 m diviso in 9 tubi minori; a partire dal cinquantesimo livello la pianta procede per altri 16 piani senza due tubi d'angolo, poi per 24 piani con i 5 tubi che costituiscono una croce greca e infine 20 piani con due sole torri. Il progetto in questo caso parte dall'idea architettonica, puntando a massimizzare l'esposizione dei livelli residenziali e ridurre i m<sup>2</sup> richiesti, diminuendo lo spazio lungo l'altezza.

Gli interessi delle colonne sono maggiori rispetto al tipico frame tube e le spandrel sono di altezza minore, l'effetto della dimensione del tubo sull'efficienza della mensola al variare dell'altezza viene definita in base al rapporto tra lo spostamento effettivo in cima e quello computato considerando il momento d'inerzia della trave priva di shear lag. Considerando un'altezza di 442 m e base variabile tra 69, 46, 23 m si ottiene:



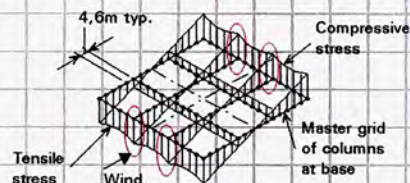
TYPE	EXT. TUBE	EXT. TUBE	EXT. TUBE
SIZE	69m x 69m	46m x 46m	23m x 23m
H/W	6.65	9.50	19.00
Dco/Dt	0.81	0.75	0.88



Poiché il tubo riduce la propria dimensione lungo l'altezza, si ottiene un'efficienza molto maggiore. Se la forma tubolare compressiva è strutturata in celle tramite profili tubolari interni, la struttura compressiva ha l'efficienza di una mensola associata a una singola cella pur permanendo il rapporto H/B dell'edificio complessivo. Ciò

perché le pareti d'anima interne collegano ulteriormente le facciate di flangia, consentendo un miglior trasferimento dei carichi e incrementando lo SRI a scapito del BRI.

Per la variabilità delle dimensioni in pianta lungo l'altezza, la tipologia è molto attrattiva per il mercato residenziale; i concetti di modularità inoltre consentono un vasto campo di applicazioni, consentendo il raggruppamento di moduli differenti per creare diverse configurazioni volumetriche. La tipologia strutturale è efficiente dai 30 piani fino a edifici supertall, aprendosi anche a matrici con altre geometrie (tubi triangolari, esagonali, etc).



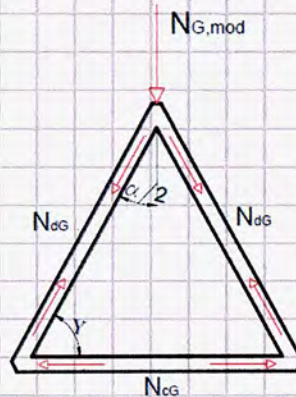
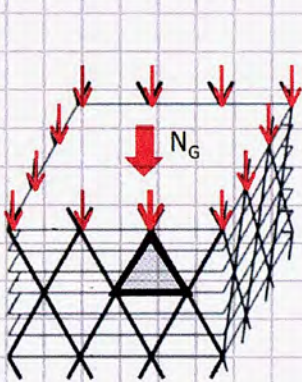
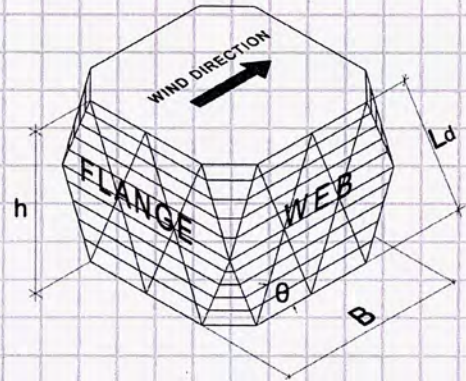
## Diagrid

Configurazione strutturale perimetrale con membrature fitte e prevalentemente diagonali, nasce e si caratterizza come tipologia strutturale legata al progetto di edifici in acciaio (la diagonalizzazione è infatti una tipica strategia delle costruzioni in acciaio). Essendo presenti molte diagonali, esse fungono contemporaneamente da elementi controventanti e colonne inclinate; dunque, la tipologia non prevede colonne verticali. L'unità triangolare, dunque il sistema complessivo, ha un comportamento strutturale dipendente principalmente dalla geometria della maglia.

### Il modulo triangolare

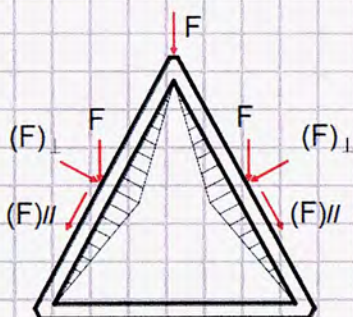
Gli elementi diagonali nelle strutture a diagrid svolgono un ruolo duplice, fungendo sia da colonne inclinate che da elementi di controventatura. Essi trasportano carichi sia verticali che laterali, generando principalmente forze assiali interne. Ciò comporta una riduzione virtuale delle deformazioni locali da flessione e una minimizzazione degli effetti globali di ribaltamento da taglio. Per valutare il comportamento delle diagrid, è possibile analizzare il comportamento dell'elementare unità triangolare, denominata modulo, sia sotto carichi gravitazionali che sotto carichi di vento.

Sotto carichi gravitazionali  $G$ , il modulo è soggetto a una forza verticale discendente,  $N_{G,mod}$ , che provoca la compressione delle due diagonali e la tensione dell'orditura orizzontale. Dato che il modulo a forma di triangolo si estende su diversi piani, il trasferimento del carico avviene ad ogni livello, distribuendo i carichi concentrati lungo la lunghezza diagonale e generando momenti flettenti e forze di taglio nei componenti diagonali.



$$N_{dG} = \frac{N_{G,mod}}{2 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$$

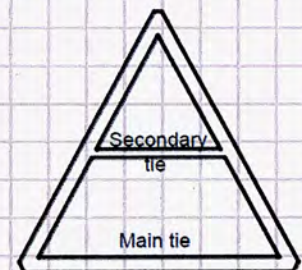
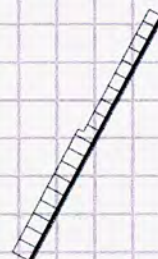
$$N_{cG} = N_{dG} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$



Bending moment  
due to perpendicular load

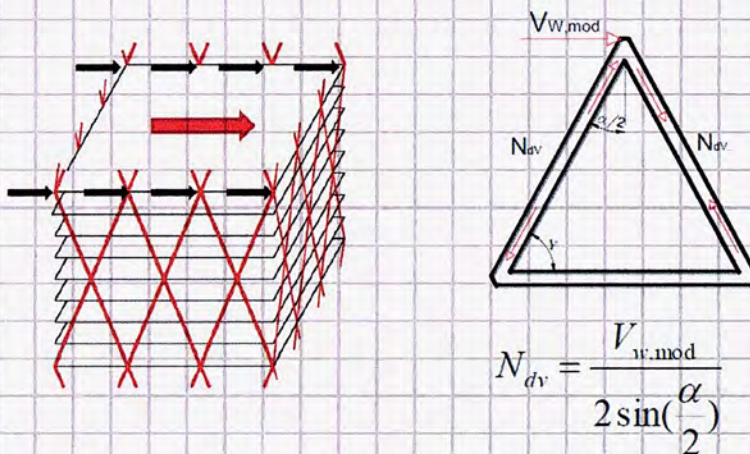
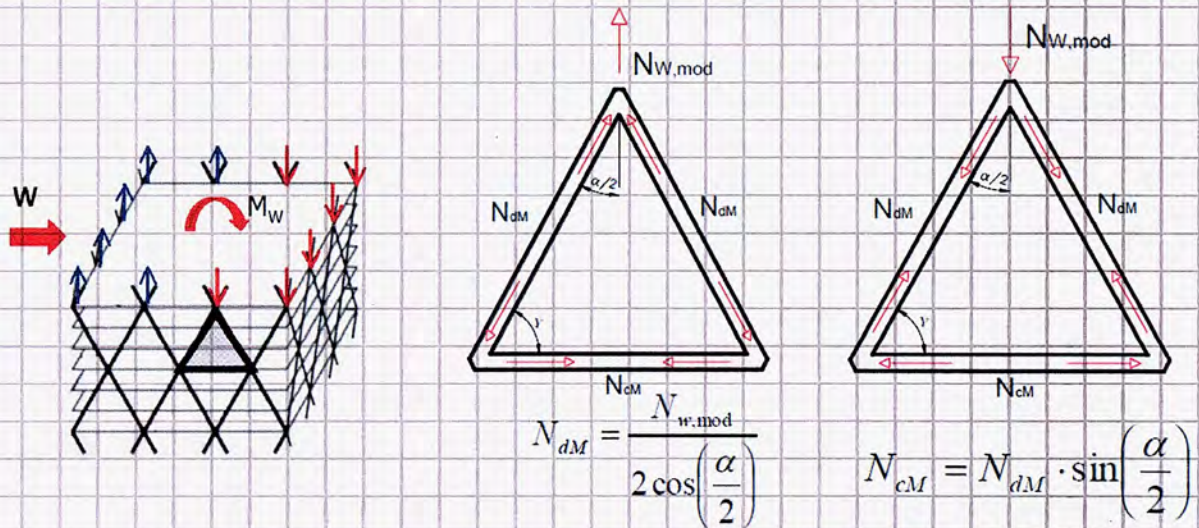


Axial force  
due to parallel load





Sotto carico orizzontale da vento  $W$ , il momento ribaltante  $M_W$  genera forze verticali nell'incrocio apicale dei moduli ( $N_{W,mod}$ ) la cui direzione e intensità dipendono dalla posizione della singola maglia.



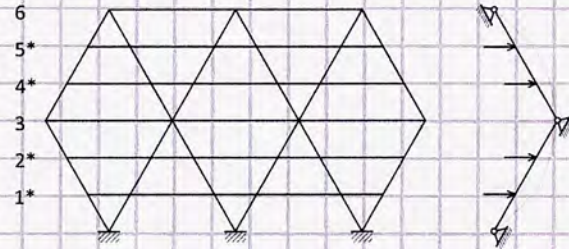
Come intuibile da analisi elementari su casi studio, si ottengono diversi risultati interessanti per questa tipologia strutturale:

1. Semplicità e Immediatezza: L'utilizzo di unità di telaio triangolari caratterizza la struttura, con membrature che operano principalmente in condizioni di forza assiale. Ciò consente calcoli manuali semplificati.
2. Carichi Gravitazionali: Il DCR (Demand to Capacity Ratio) varia tra 0.4 e 0.6 sotto carico gravitazionale, mentre sotto il carico combinato di gravità e vento, il DCR alla base si avvicina a 1.0.
3. Configurazione Deformata: La struttura manifesta un comportamento prevalente a mensola, con un rapporto di spostamento in cima vicino a  $H/500$ . Il modulo ha tendenzialmente un peso di 30-50  $kg/m^2$ , confermando l'elevata rigidità di questa tipologia strutturale.
4. Efficienza Strutturale: L'efficienza strutturale è evidenziata dal DCR prossimo a 1 e dallo spostamento in cima dovuto al vento vicino a  $H/500$ , sottolineando l'importanza di criteri di progettazione di resistenza a livello locale, in particolare per le membrature diagonali.

La straordinaria performance è accompagnata da un basso peso specifico dell'acciaio per il sistema diagrid (30-50  $kg/m^2$ ; per un peso totale dell'edificio di 112-180  $kg/m^2$ ), confermando l'alta efficienza strutturale. La semplicità e chiarezza del sistema, basato su unità di telaio triangolari con membrature principalmente in condizioni di forza assiale, permette una valutazione semplificata con un grado di approssimazione elevato. Inoltre, la struttura si dimostra versatile e adattabile a forme complesse, con un'elevata ridondanza e resistenza al collasso progressivo. I risultati ottenuti ( $DCR \cong 1$  e  $D_{top} \cong H/500$ ) indicano che la gerarchia dei criteri di progettazione per la dimensione delle membrature può essere in parte modificata.

Difatti, solitamente nelle soluzioni progettate per rigidità diverse verifiche di esistenza locali non sono soddisfatte, mentre il progetto per resistenza, che impone dei  $DCR < 1$ , di norma implica che lo spostamento in cima rientri sempre all'interno dei limiti di progetto.

I pattern a diagonale spesso presentano notevoli spostamenti tra piani, specialmente ai livelli superiori. L'entità di questo problema è funzione dell'angolo della diagonale, cioè del numero di piani del modulo. Questo peculiare comportamento "locale" si manifesta negli edifici a diagonale con nucleo che non resiste ai carichi laterali. Il comportamento strutturale dei sistemi con mega-diagonali potrebbe essere assimilato a una trave verticale con punti di giunzione (nodi a diagonale) situati a più piani di distanza. I piani intermedi non sono vincolati lateralmente dal comportamento globale del sistema a diagonale. Se le diagonali fossero continue per tutta l'altezza del modulo, i piani acquisirebbero un certo grado di rigidità laterale solo dalla rigidità flessionale delle diagonali.

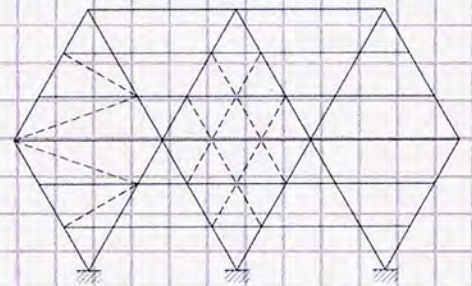


Inoltre, può sorgere un problema di stabilità nelle colonne della struttura portante, che lungo l'altezza del modulo sono vincolate solo dalla rigidità flessionale delle diagonali, implicando una modalità di instabilità per flessione laterale. Ciò comporta due principali conseguenze:

- il sistema laterale globale non è in grado di garantire la stabilità laterale delle colonne portanti interne tra i punti di giunzione;
- le deformazioni locali all'interno del modulo amplificano gli spostamenti laterali derivanti dalla modalità di deformazione globale della struttura a diagonale.

Sono possibili tre diverse soluzioni al problema:

- Lasciare i livelli intermedi vincolati lateralmente dalla rigidità flessionale delle megadiagonali;
- Infittire la maglia diagrid in alcuni moduli per coinvolgere ogni livello o adottare altri sistemi controventanti;
- Aggiungere un sistema secondario di controventamento (SBS, secondary bracing system).



Dopo aver valutato la necessità di un sistema di controventamento strutturale (SBS), è possibile implementare il controventamento dei solai intermedi tra i nodi della diagrid mediante ridotte modifiche applicate al telaio del nucleo, ottenendo così un Telaio Concentricamente Controventato (CBF). Il SBS costituisce un sistema strutturale "locale", caratterizzato da vincoli laterali sia alla base che in alto, con un'altezza pari a quella del modulo. Pur estendendosi per l'intera altezza dell'edificio, il SBS si configura globalmente come l'impilamento verticale di CBF, ciascuno dei quali opera su un numero limitato di piani (ovvero, il numero  $n$  di piani di un singolo modulo).

## Cenni di ottimizzazione strutturale

L'ottimizzazione strutturale mira a individuare la miglior progettazione che minimizzi il peso, il costo e/o altri criteri selezionati (funzione obiettivo,  $f_0$ ) per una struttura soggetta a un carico specifico, soddisfacendo contemporaneamente i requisiti di resistenza, rigidità, stabilità, funzionalità e, talvolta, estetica (considerazioni sempre più rilevanti poiché molti committenti in tutto il mondo richiedono la progettazione di strutture uniche o particolari). Le tecniche generali di ottimizzazione basate sulla programmazione matematica utilizzano tecniche numeriche di ricerca, coinvolgendo una ricerca punto per punto della soluzione ottimale in uno spazio di variabili di progetto  $n$ -dimensionale.

I metodi di ottimizzazione possono essere suddivisi in due categorie: approcci basati sul gradiente e approcci euristici. Gli approcci basati sul gradiente sono algoritmi convenzionali che richiedono il calcolo dei gradienti per trovare le soluzioni ottimali e sono stati utilizzati negli studi precedenti sull'ottimizzazione strutturale. Questi metodi includono la programmazione lineare e non lineare, i metodi dei criteri di ottimalità e i metodi di direzione fattibile. Se la funzione obiettivo e i vincoli relativi alle variabili di progetto sono lineari, l'ottimizzazione è definita lineare. Se una o più di

queste funzioni sono non lineari, l'ottimizzazione è classificata come non lineare. I metodi dei criteri di ottimalità nell'ottimizzazione strutturale riflettono il processo di progettazione manuale ma in modo automatizzato. Viene fissato un valore target di risposta, quindi le proprietà degli elementi strutturali (solitamente la rigidità) vengono modificate in modo iterativo per raggiungere tale obiettivo, durante il quale la funzione obiettivo viene monitorata.

Gli approcci euristici all'ottimizzazione sono spesso basati su concetti presenti nella natura e sono caratterizzati dalla tecnica di ricerca di una soluzione nello spazio di progetto. Sono diventati sempre più popolari negli ultimi anni, anche a causa della crescente potenza computazionale. Gli algoritmi genetici (GA) si basano sul principio della genetica e sulla legge naturale della sopravvivenza del più adatto. Dopo aver definito la funzione obiettivo, il processo di ottimizzazione GA standard (processo evolutivo) inizia creando una popolazione di progettazioni (soluzioni inizializzate casualmente o manualmente). Successivamente, le operazioni di crossover, riproduzione e mutazione sono eseguite su questa popolazione, cioè il ciclo evolutivo inizia ricombinando due o più soluzioni con l'operatore di crossover, il risultato viene mutato, le migliori soluzioni generate in questo modo vengono selezionate per la generazione successiva. Il valore della funzione obiettivo per ogni individuo è un indicatore di potenziale di sopravvivenza chiamato fitness; un valore di fitness più alto aumenta la probabilità che la stringa venga selezionata per l'accoppiamento e la riproduzione. Infine, il ciclo evolutivo verifica se la condizione di terminazione è stata soddisfatta e prosegue con l'esecuzione dell'ottimizzazione genetica se ciò non è ancora accaduto.

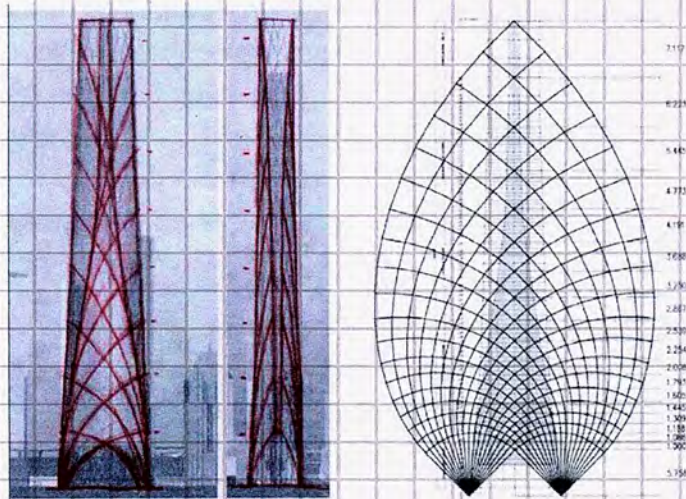
La strategia di progettazione basata sui processi di ottimizzazione strutturale trattati con un algoritmo genetico mono-oggettivo riguarda procedure di ottimizzazione dimensionale con l'obiettivo di minimizzare il peso e imporre una condizione di vincolo sulla rigidità laterale. Le categorie di semplici algoritmi genetici (GA), basati sulla selezione naturale, partono da una popolazione di individui (dove ogni individuo rappresenta una possibile soluzione) e, ad ogni passo, l'algoritmo seleziona individui come genitori e li utilizza per generare i figli per la generazione successiva. Attraverso le generazioni successive, la popolazione evolve verso la soluzione ottimale. Un grande vantaggio dei GA è la rapida individuazione della regione in cui esiste l'ottimo globale, anche se possono impiegare un tempo relativamente lungo per individuare l'ottimo globale esatto nella regione di convergenza. Per superare questo problema, possono essere utilizzati algoritmi ibridi: una combinazione di GA e un metodo basato sul gradiente di ricerca locale, applicando una ricerca locale alle soluzioni guidate da un GA nella regione più promettente.

Il processo di ottimizzazione del peso strutturale, che costituisce la funzione obiettivo nei processi di ottimizzazione, è indicizzato all'efficienza strutturale e fornisce una misura del consumo di materiale per soddisfare un determinato livello di prestazioni richiesto. Per i grattacieli, il peso strutturale è un elemento di grande interesse per i progettisti di edifici e spesso è il fattore decisionale nella scelta del sistema strutturale tra diverse opzioni possibili. Le varianti geometriche della diagrid (angolo variabile, densità variabile, griglia di linee di tensione principali) possono essere confrontate direttamente in termini di efficienza confrontando il loro peso. Inoltre, il confronto tra il peso ottenuto dalla procedura di ottimizzazione e la progettazione semplificata può dimostrare l'accuratezza di quest'ultima. Tuttavia, è risaputo che minimizzare il peso della struttura non necessariamente minimizza il costo della struttura. Per questa ragione, si effettuano alcune considerazioni sulla costruibilità dei modelli, che influisce significativamente sull'economia delle soluzioni strutturali.

Le strutture a diagrid si sono delineate come una nuova soluzione per gli edifici alti, coniugando intrinseca efficienza strutturale, qualità decorative e versatilità morfologica. La loro efficienza strutturale deriva dalla minimizzazione di fenomeni come il shear lag e il racking, i quali, a loro volta, sono il risultato dell'impiego completamente assiale dei membri diagonali disposti in un motivo triangolato. A differenza di sistemi strutturali meno efficienti per gli edifici alti, sia gli approcci di rigidità che di resistenza sono necessari e inevitabili; separatamente, non sono sufficienti per un processo esaustivo di dimensionamento dei membri diagonali. Gli effetti locali nella configurazione deformata lateralmente possono essere ridotti (e il modo di ribaltamento per le colonne del nucleo interno può essere evitato) con il Sistema di Rinforzo Strutturale (SBS), con un peso strutturale  $\leq 3\%$ . Variando il modulo e la strategia di tassellatura, è possibile ottenere diverse articolazioni visive della facciata dell'edificio attraverso soluzioni quasi comparabili in termini di performance strutturale. Il motivo per cui le diagrid sono annoverate come soluzioni strutturali ottimizzate può essere sintetizzato nei seguenti punti.

- Peso comparabile o inferiore, diversa distribuzione delle sezioni trasversali diagonali lungo l'altezza → miglioramento delle prestazioni strutturali e aumento dell'efficienza strutturale.
- Assenza di effetto di flessibilità locale nei moduli superiori.
- DCR → migliore sfruttamento della capacità di resistenza dei membri.
- Motivi che imitano le traiettorie principali delle tensioni (ISO), con un diverso numero di sezioni, mostrano lo stesso peso strutturale e una sostanziale coincidenza delle prestazioni strutturali, suggerendo l'importanza predominante del modello sul comportamento globale.

Un quadro concettuale per affrontare le strutture a diagrid e, più in generale, i pattern strutturali, può aiutare i progettisti strutturali a esplorare soluzioni alternative e, contemporaneamente, può ampliare la libertà e liberare la creatività degli architetti desiderosi di sfruttare i potenziali espressivi dei pattern strutturali. In questa nuova era degli edifici alti, le geometrie alternative sono meritevoli di considerazione per la loro efficienza strutturale e qualità estetiche. I pattern naturali, ovvero i pattern geometrici osservabili in natura, possono costituire una fonte feconda e praticamente infinita di ispirazione per strutture efficienti, a tutti i livelli di scala: dal design di materiali a edifici alti, attraverso tutti i passaggi intermedi. La cross-fertilization tra scienza e ingegneria è essenziale per stimolare l'innovazione e affrontare le sfide della progettazione strutturale contemporanea.

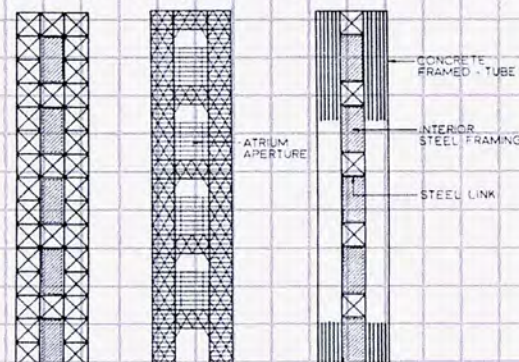


## Megastrutture

Evoluzione dell'idea di efficienza strutturale di Fazlur Khan, rispondono all'obiettivo di trasferire quanti più carichi gravitazionali possibili alle colonne resistenti ai momenti ribaltanti considerando solo 4 megacolonne d'angolo (che massimizzano il BRI) per l'intera altezza dell'edificio. Per eliminare completamente le colonne interne logicamente è necessario prevedere delle strutture di trasferimento ogni 10-15 piani, prevedendo travi viereendeel di 1-2 piani (in sky lobbies o piani tecnici) che spaziano nelle due direzioni per tutta la lunghezza e larghezza dell'edificio. In questo modo, le colonne interne sono soggette al più al carico gravitazionale di 10-15 livelli, il che consente di ridurre le sezioni rispetto a sistemi convenzionali. Le strutture di trasferimento inoltre consentono di modificare la maglia strutturale, che può adattarsi a qualsiasi necessità funzionale. Per tutti questi motivi, l'incremento di costo dovuto al peso, e la realizzazione dell'edificio è relativamente basso. È però necessario raggruppare le 4 colonne d'angolo con un sistema strutturale resistente a taglio, realizzabile tramite travi reticolari spaziali o sistemi di controventamento diagonali.

## Superframe

Le strutture superframe rappresentano forme equivalenti a sbalzo che integrano il principio degli atrii sovrapposti. Al fine di massimizzare l'efficienza del sistema a sbalzo, i membri della trave portante, ovvero le verticali e le orizzontali, devono essere notevolmente rigidi nel loro piano. Esistono diverse possibilità strutturali, tra cui la Superframe Diagonale, la Superframe a Diagrid e la Superframe Composita.



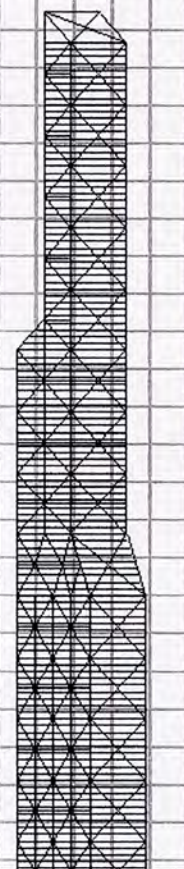
Le megaframe assumono la forma di un portale posizionato all'esterno dell'edificio, composto da gambe verticali in ogni angolo dell'edificio collegate da elementi orizzontali ogni 10-15 piani circa. Sia le gambe verticali che i collegamenti orizzontali sono travi con dimensioni considerevoli nel piano del portale. Le gambe verticali sono concentrate nelle aree degli angoli dell'edificio per ottenere la massima efficienza nel resistere alle forze del vento; devono essere rigide nel loro piano. Le gambe della megacolonna d'angolo necessitano di connessioni orizzontali robuste ad intervalli modulari frequenti per farle funzionare insieme come una mensola equivalente. Anche gli elementi orizzontali devono essere altrettanto rigidi e possono essere diagonalizzati. L'effetto complessivo di questa combinazione è quello di produrre una struttura equivalente efficace quanto un sistema tubolare.

Un esempio di diagonalizzazione appropriata della struttura è rappresentato da una Superframe a Diagrid modularizzata, in cui le membrature strutturali all'interno dei portali vengono rimosse. Questa soluzione offre vantaggi architettonici di flessibilità e modularità dello spazio con la massima libertà da vincoli strutturali sia in pianta che in facciata.

Aspetti significativi della progettazione strutturale includono la rastremazione delle superframe, consentendo una transizione ordinata della struttura e della necessaria rigidità laterale. Il comportamento aerodinamico è notevolmente assistito da aperture che riducono le accelerazioni del vento trasversale e le forze dovute al moto vorticoso; la forma complessiva affusolata aiuta anche a ridurre gradualmente l'area utile del vento verso l'alto. L'efficienza del sistema strutturale è potenziata dal trasferimento sequenziale del carico dall'interno all'esterno, in modo che tutti i carichi gravitazionali siano sostenuti dalle superframe.

### Megatruss

Il concetto di Super-Truss Tube introduce un'innovazione rivoluzionaria: una forma solida con struttura tetraedrica in cui tutti gli elementi non essenziali vengono eliminati, creando così un tubo. Questo approccio innovativo è esemplificato in un edificio di 135 piani con un'area di 186.000 metri quadrati e un rapporto altezza/base (H/B) pari a 10. Per migliorare la modularità strutturale, le facce orizzontali e verticali della forma sono modulate, consentendo l'uso di una struttura a telaio di forma triangolare senza interruzioni. La forma aperta della struttura serve a eliminare la formazione complessiva di vortici del vento, riducendo significativamente le oscillazioni trasversali causate da esso. Internamente, la struttura è supportata da elementi di trave reticolare tesa di tre piani che attraversano il tubo, eliminando così la necessità di colonne interne. Questa disposizione non solo ottimizza lo spazio interno ma consente anche al sistema a carichi gravitazionali di contribuire alla rigidità laterale e alla resistenza. La Super-Truss Tube rappresenta un approccio innovativo alle strutture mega-truss, offrendo sia efficienza strutturale che fascino estetico.



Sostanzialmente, le megastrutture rappresentano dei sistemi a più gerarchie:

- Principale: megacolonne soggette ai massimi carichi verticali;
- Secondaria: riduzione al massimo degli elementi che scaricano in fondazione, il che implica valori di compressione considerevoli.

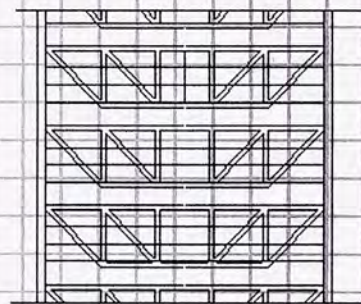
### Esempi

#### Torre Eiffel

Sostanzialmente è la prima megastruttura del mondo, presenta 4 megacolonne d'angolo, travi reticolari di controvento; i sistemi strutturali sono a loro volta costituiti da membrature, definendo più livelli di comportamento.

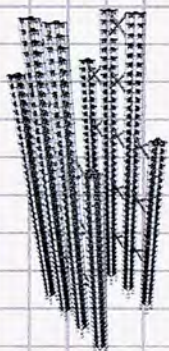
#### Hong Kong and Shanghai Bank (1985)

La banca rappresenta un eccellente esempio di edificio in cui la facciata è un'espressione degli elementi strutturali portanti; ogni parte è chiaramente articolata. Il sistema strutturale è costituito da 4x2 montanti in acciaio (piedistalli) collegati da travi di sospensione (bracci) per indurre l'azione di un telaio portante. In questo concetto strutturale, gli ascensori e le scale sono posizionati sul bordo dell'edificio vicino ai montanti. Per migliorare la

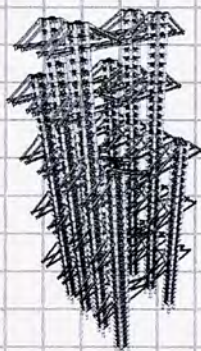


Transfer trusses

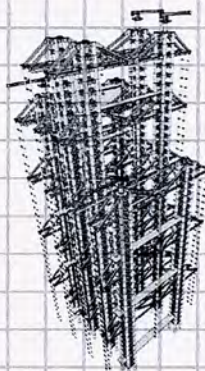
stabilità complessiva del sistema, sono aggiunte controventature lungo l'asse nord-sud, mentre le travi trasversali che collegano i montanti ottengono lo stesso risultato nella direzione est-ovest. Con la struttura del piano terra e del seminterrato supportata in modo convenzionale, questa disposizione della struttura di sospensione crea una grande zona senza colonne al piano terra, con tutti i carichi della struttura principale sostenuti dagli otto montanti. Tutti gli elementi delle travi tranne i due paralleli ai montanti risultano essere in tensione quando sono sottoposti ai carichi dai piani sottostanti. Sotto i carichi gravitazionali, la struttura è principalmente in tensione, piuttosto che in compressione.



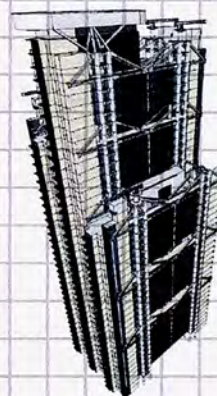
Mast



Truss

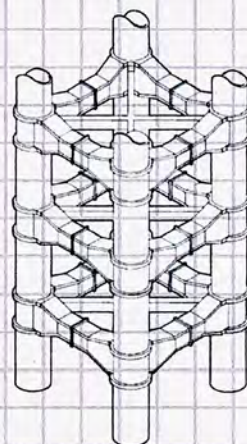


Cantilever



Skin

Le 8 super-colonne sono costituite a loro volta da un gruppo di 4 colonne cilindriche collegate da travi a sezione rettangolare a forma di Trave Vierendeel che si estendono dalla fondazione fino alla sommità. Ogni montante è composto da 4 colonne tubolari in acciaio interconnesse da travi rettangolari con collo a intervalli di altezza piano di 3,9 m. I montanti sono distanziati di 4,8x5,1 m in pianta. La geometria in elevazione delle travi con collo è costante per tutta l'altezza dell'edificio, mentre i tubolari diminuiscono di diametro salendo in altezza. Il diametro delle colonne rimane costante su tutti i montanti all'interno di una zona, mentre lo spessore dell'acciaio varia. I tubolari alla base dell'edificio sono tipicamente di diametro 1,4 m con uno spessore massimo di parete di 100 mm, riducendosi a 800 mm di diametro e 40 mm di spessore in cima all'edificio. Lo spessore delle flange nelle travi con collo è generalmente inferiore a 50 mm, ma verso la base dell'edificio e all'interno delle zone delle travi di sospensione aumenta fino a 100 mm.



I piani del pavimento sono incorniciati da una serie di travi primarie e secondarie, rivestite in acciaio e superiormente coperte da una lastra di calcestruzzo armato spessa 4 pollici.

La stabilità nord-sud è fornita da controventature alte 2 piani che collegano i montanti sul lato est e ovest dell'edificio ai livelli delle travi di sospensione. Un insieme di controventature alto 3 piani è posizionato tra i livelli 5 e 8, all'interno dell'atrio della hall bancaria, per far fronte alla zona inferiore più grande. Le controventature sono posizionate solo sulla linea interna dei tubolari del montante, il che, sebbene induca forze eccentriche e concentri i carichi in giunti singoli, ha significativi benefici in termini di impatto spaziale delle controventature. La forma delle controventature è simile a quella delle travi di sospensione, e i cuscinetti sono utilizzati in tutte le connessioni ai montanti. Il nodo centrale delle controventature è una connessione completamente continua.

#### *Bank of China (1990)*

La Bank of China a Hong Kong, progettata dall'architetto I. M. Pei, è un esempio straordinario di integrazione tra estetica e ingegneria strutturale. Con i suoi 368,5 metri e 70 piani, la torre è stata concepita in risposta alle sfide ambientali specifiche di Hong Kong, con forti venti e terremoti frequenti.

Il sistema strutturale adottato è un innovativo mega-traliccio spaziale composito, costituito da tralici metallici che sostengono quasi l'intero peso dell'edificio e resistono alle forze laterali dei tifoni. Questo approccio permette un'elegante espressione esterna degli elementi strutturali, conferendo all'edificio un aspetto distintivo. Il progetto nacque dalla volontà di Pei di realizzare una struttura all'altezza del vicino Hong Kong and Shanghai Bank, progettato da Sir Norman Foster. La sfida era mantenere gli standard di design a costi contenuti, e Pei sviluppò il concetto di traliccio spaziale per

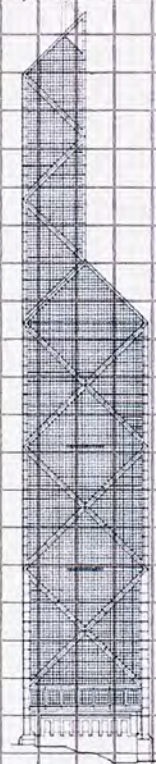
ottimizzare sia la stabilità che l'estetica dell'edificio. La torre, asimmetrica, si sviluppa a partire dalla base cubica, con una struttura concentrata sugli spigoli e sulle diagonali. Questa base cubica genera, in modo articolato, una serie di volumi controventati che si sviluppano in altezza.

Il sistema strutturale è una megastruttura leggera ed efficiente composta da tralicci piani in acciaio, organizzati in moduli di 13 piani. La loro connessione con le colonne composite agli angoli consente di trasferire efficacemente i carichi verticali e laterali. Le colonne composite in acciaio e calcestruzzo agli angoli, collocate in corrispondenza dei punti di trasferimento, sono fondamentali per la resistenza laterale e la portanza gravitazionale. La geometria quadrata della torre è divisa dalle diagonali in quattro prismi triangolari. Il sistema di compressione è bilanciato da colonne in calcestruzzo che variano di forma e dimensioni lungo l'altezza dell'edificio. Il calcestruzzo "incolla" l'acciaio, eliminando le flessioni grazie a un meccanismo uniforme di forza di taglio.

L'aspetto estetico dell'edificio riflette le diagonali strutturali, anche se le colonne strutturali devono essere posizionate all'interno, rispettando gli spazi richiesti. La soluzione ingegneristica è stata quella di creare tralicci planari in acciaio con colonne legate a tralicci spaziali negli angoli, il tutto racchiuso in colonne di calcestruzzo armato.

Le connessioni innovative delle mega-travi sono composte da elementi di acciaio racchiusi in calcestruzzo, eliminando la necessità di costose connessioni tridimensionali agli angoli dell'edificio. Questo approccio semplifica la costruzione e riduce i costi associati alle strutture incrociate del passato.

L'ingegnere strutturale Leslie E. Robertson sottolinea che, in una metropoli esposta a venti tifonici come Hong Kong, i carichi laterali generati dal vento guidano la concezione del sistema strutturale. La Bank of China Tower è quindi un esempio eccezionale di integrazione tra forma architettonica e risposta alle condizioni ambientali uniche del luogo.

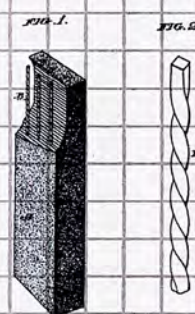


## Edifici alti in calcestruzzo armato

In linea generale, le tipologie costruttive degli edifici alti sono valide a prescindere dal materiale; il CLS ha però le sue specificità progettuali rispetto all'acciaio, dovute ad esempio alle dinamiche di cantiere (se gettato in opera). Al giorno d'oggi, il mondo degli edifici alti verte all'ottimizzazione, puntando alla realizzazione di edifici con strutture composite acciaio-calcestruzzo.

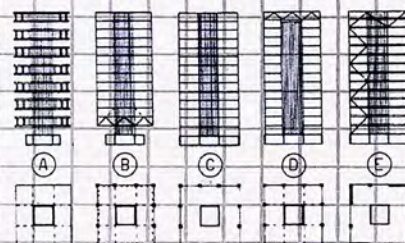
*Ingalls Building (Cincinnati, 1903)*

È il primo edificio alto in calcestruzzo, fino ad allora nessun edificio di più di 2 piani era stato realizzato. Viene qui impiegato il sistema Ransome, con armature rettangolari tortili per aumentare l'aderenza delle barre. La struttura è virtuosamente monolitica, con un collegamento completo tra gli elementi; la soluzione è inoltre meno costosa a parità di prestazioni rispetto alle alternative che erano state proposte. Questo momento segna la nascita dell'edificio alto in calcestruzzo.



Difatti, fino al 1960 nessun edificio alto in calcestruzzo supera i 20 piani; grazie alle innovazioni nelle tecniche costruttive (casceforme rampanti o scorrevoli e nuovi sistemi di pompaggio), nella tecnologia del materiale (nasce il calcestruzzo alleggerito, quello ad alta resistenza fino ai 130 MPa, quello ad alte prestazioni in grado di offrire resistenze accettabili dopo appena 24h e il SCC, self compacting concrete, in grado di conservare un'elevata velocità di presa pur avendo un'elevata durabilità, duttilità, densità, resistenza all'attacco chimico) e nei sistemi strutturali (come abbiamo visto dalle trattazioni di Fazlur Khan) è stato però possibile colmare il salto rispetto alla corsa in altezza degli edifici in acciaio.

Le strutture per edifici alti in calcestruzzo odierne si basano sul nucleo realizzato con pareti da taglio di spessore minimo di 15 cm, utilizzabili anche come sistemi di controventamento. La forma e le dimensioni del nucleo sono funzione dell'altezza dell'edificio e delle esigenze impiantistiche e d'uso.



Gli edifici più alti richiedono, ovviamente, un sistema ad outrigger, applicabile con travi e belt truss a parete piena anche per strutture in CLS.

### Braced Tube

Proposto da Khan, nelle giuste circostanze è un'ottima soluzione. Sono problematiche per la realizzazione le diagonali, che possono essere definite tramite il riempimento di alcune finestre per definire la zona diagonalizzata (380 3<sup>rd</sup> Avenue, NY)

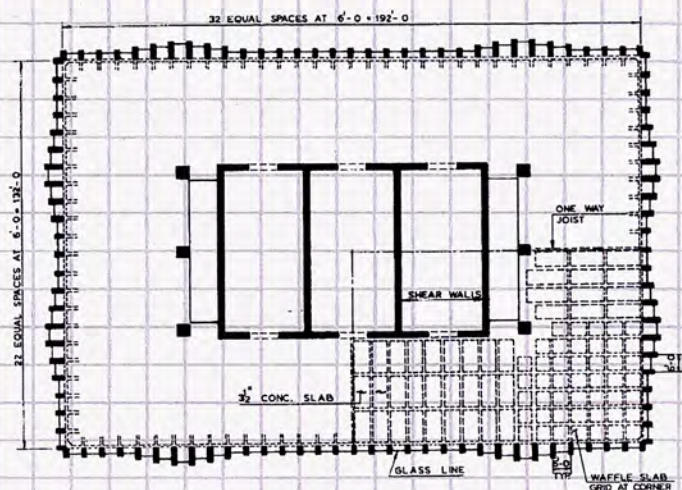
### Onterie Center (1985, Chicago)

È un tubo *parziale*: la facciata lunga non presenta diagonali al centro, identificando piuttosto una doppia C. Ne segue che le colonne centrali non contribuiscono alla ripartizione degli sforzi di trazione e compressione dovuti al momento ribaltante nello shear lag.

### Tube in Tube

#### One Shell Plaza (1971, Houston)

È ad oggi l'edificio alto più leggero in calcestruzzo, all'epoca era anche il più alto (218 m). Mostra in facciata le diverse gerarchie della struttura, sostanzialmente equivalente a un frame tube esterno con nucleo interno. Essendo realizzato in calcestruzzo alleggerito, il materiale è soggetto a deformazioni viscosse e creep elevati, più di membrature equivalenti in acciaio; nel progetto è stata posta particolare attenzione verso gli accorciamenti differenziali, facendo in modo che le colonne perimetrali fossero tutte soggette a valori simili di tensione di compressione sia istantanea che nel tempo. La variazione delle sezioni delle colonne avviene in profondità, non alterando la facciata nelle scansioni ma conferendo un andamento *ondulato*.

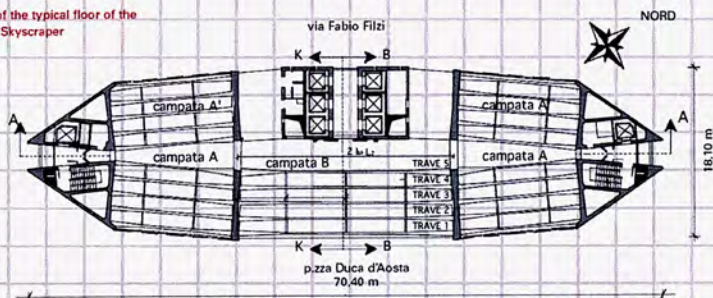


### Shear Wall

#### Grattacielo Pirelli (1958, Milano)

Realizzato da Pier Luigi Nervi e Gio Ponti, presenta campate su grande luce. All'atto della realizzazione era l'edificio in calcestruzzo più alto del mondo, caratterizzato da 4 nuclei triangolari e due coppie di pareti da taglio a sezione variabile lungo l'altezza. L'edificio sarà molto imitato, particolarmente nel Pan Am Building di Mies van der Rohe.

Deck of the typical floor of the Pirelli Skyscraper



#### Marina City Twin Towers (1962)

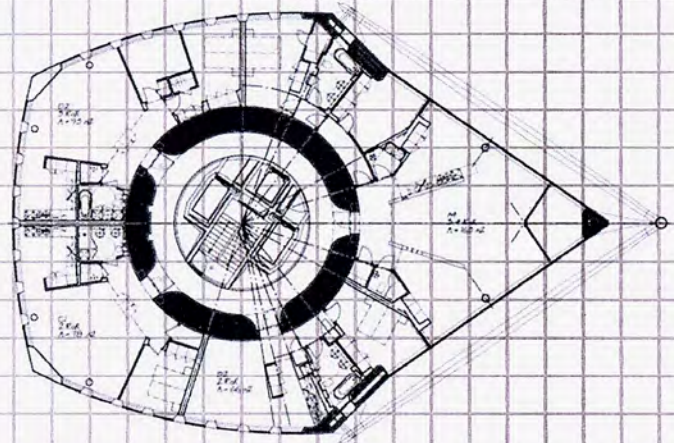
Presentano un nucleo centrale in CLS con aperture sfalsate (così da ridurre lo spessore del nucleo e preservare un'elevata rigidezza), hanno una forma aerodinamicamente efficiente. Oltre al nucleo, la struttura è costituita da due anelli concentrici di pilastri, tra loro connessi con travi radiali. La resistenza del calcestruzzo varia tra i 25 e i 31 MPa.

#### Turning Torso (Malmo)

Progettato da Santiago Calatrava, presenta una struttura composta da nucleo e soletta in calcestruzzo con una colonna perimetrale che individua il *vertice* della pianta, che ruota lungo l'altezza e in corrispondenza del quale si dirama una struttura reticolare ausiliaria in acciaio. La planimetria è sostanzialmente pentagonale, con una punta allungata le cui facce sono le uniche continue lungo l'altezza. Il nucleo circolare di calcestruzzo, di diametro interno 10.6 m, ha uno spessore variabile tra 2.5 m e 40 cm. La colonna in CLS sulla punta allungata contribuisce nel percorso dei carichi verticali e nel contrastare il momento ribaltante. Le colonne d'acciaio perimetrali si interrompono ogni 5 piani, trasferendo i carichi verticali alla base del cubo. La soletta di CLS, prevalentemente a sbalzo, è spessa 27 cm ad eccezione della base del cubo, dove raggiunge i 35-90 cm. Una trave a



spessore collega il nucleo alla colonna "di spina". L'esoscheletro in acciaio, costituito da una colonna orizzontale, 20 travi e 18 diagonali (di cui le ultime due categorie sono caratterizzate da una forma a sigaro) fungono una funzione di supporto insieme ai setti di irrigidimento nel collegamento tra edificio ed esoscheletro.



## Approcci all'isolamento sismico e al mass damping

Isol. Base (medii bassi - strutt. rigide)

Smorz. massa (TMD - Taipei 101, massa aggiunta)

Seismic modulation and mass damping approaches

(Classico, da cui nasce il TMD)

Isol. a livello intermedio (con TB inverte sovradevazioni, tip. in edif. MURATURA)

Esoscheletro: necessario esistente (CS adeguato) simultaneo con involucro rigido est. (diagridi)

Il rigido  $\Delta$  tra sol e smorz. di massa

BIS (Base insul.)

Perfetto disaccoppiamento tra sol e struttura  $\Rightarrow$  frequenze diverse vs. smorz. dinamica (come smorz. viscoso, anche attivo come lavatrici  $\Rightarrow$  principio input)

Determ. come in livello di isolamento  $\Rightarrow$  periodi oscill.  $\gg T_0$  (giordani in spettro, al periodo di sol les. tagli) ed. come con sol di rigidezza  $\Rightarrow$  eccit. e quindi le azioni, essendo periodo maggiore, spostamenti  $\Rightarrow$  elevati.

Smorzamento  $\Rightarrow$  no dissip. ma spost. elevati a base  $\Rightarrow$  "gap" inutilizzato nel costr. inabitabile  $\Rightarrow$  nec. strutture e smorz. per ridurre  $\Delta$  e + deviaz. vanti.

Modelli a massa conc. a 2 gradi lib. (sol + strutt.)  $\Rightarrow$   $m_1, m_2, m_3$  correlati  
 $v_1, v_2, v_3$  relativi

$\left\{ \begin{array}{l} \text{sist. isol.} \\ \text{struttura} \end{array} \right.$

Strutt. rigida rispetto sol  $\Rightarrow v_2 \rightarrow 0 \Rightarrow$  sist. 1 grado lib.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{massa} \\ \text{strutt. + sol} \end{array} \right.$

Massa isol. relativa con app. massa  $\delta = \frac{m_1}{m_1 + m_2 + m_3} \approx 0,6$

$E_1$  rapp. smorz. Periodo no. isol.  $\left[ \begin{array}{l} T_{TB} \\ T_{isc} \end{array} \right] I = \log \frac{T_{TB}}{T_{isc}} \gg 3 \Rightarrow$  strutt. rigida risp. sol

$E = \left( \frac{T_{TB}}{T_{isc}} \right)^2 \Rightarrow \approx 10^4$  rel. rig.

I modo  $\Rightarrow$  smorz. modale

La leto. n. modale

$\frac{v_2}{v_1}$  modale  $\approx E$

II modo

$\frac{T_2}{T_1} < \frac{T_{isc}}{T_{isc}}$   
 $\frac{T_2}{T_1} > E_2$

$v_2 \approx \frac{1}{E}$

Massa proporz.  $\approx 0 \Rightarrow$  massa sol. strutt. isol. in smorz. rigida risp. sol. passo nel 1. solo grado lib. (check)

Analisi armonica spettro di risposta  $\Rightarrow$  Norm. it.  $\Rightarrow$  sett. disp.  $\Rightarrow$  S.T.M. (Lombardi) (smorz. di sist. isol.)

$\frac{T_2}{T_1} \approx \frac{v_2}{v_1} \approx E$

Selez. convenz. hanno periodo fond.  $T_1 < T_2 < T_3 \Rightarrow 3$  ampiezze  $v = \text{cost.} \Rightarrow$  spost. leggi dirett. dallo spettro  
 $v_3 = E v_1 \Rightarrow$  auto sp. est. capacitativa

Taglio in serate  $\Rightarrow$  spettro cost.  $M$  serate  $\Rightarrow$  Taglio iso.  
 Verif. in serate no iso  $\Rightarrow T$  con iso  $\Rightarrow$  @ 16 serate iso

In EA periodo già lunghi  $\Rightarrow$  nuovi + lunghi quindi alti spost. problema è Mod. iso in tracc. e comp. (non in JAP  
 no tracc. IT. minimo)  
 Isol. quindi. Loro res tracc.  
 I alt tipo in perimetri in iso alto smorz. e ser. con p. smorz. e raggio, e  
 trazione si ottiene la p. smorz. (asse bene la tracc. massa di isolatore)  
 Edif. JTA a Tokyo in angeli (col. particolari assai b. trazione con p. smorz. colleg. da disp. connes. in molle)

TMD. Massa aggiunt. sintonizzata in smitt. ha - spost. e rapido smorz.  $\Rightarrow$  accoglie freq. fond. strutt. e TMD, per spost. nel possibile ridurre spost. struttura.

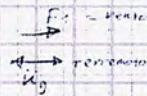
TMD passa sist. da 1 a 2 gradi lib. forzatamente accoppiato per elevati modi smorzati  $\Rightarrow$  risposta in modi smorzati

Spost. su TMD in p. freq. fond. ha spost. max

con  $\rightarrow$  p. richi. nuovi, 2 p. richi. e freq. dei 2 gradi lib. del sistema accopp. TMD  $\rightarrow$  smitt. con smitt.  
 $\exists$  range in cui possibile - risposta struttura

- Accoppiare freq. TMD - smitt. (= se no smorz. am. rapp. massa e smorz. freq.  $\Delta$ )
- Smorz. per dissipazione adatta ed efficace

Modello: + sempl. e ridotto a 2 gradi lib.  $\leftarrow$  struttura TMD (1 per grado x TMD)



Dati:  $\omega$  1 serate  
 $\epsilon$  2 TMD  
 Tuning  $v = \frac{\omega_1}{\omega_2}$

$M =$  massa aggiunt. di periodo  
 $\Omega = \frac{\omega}{\omega_1}$  - rapp. delle forze (da azione appl.)

Obb: Votano,  $E_2$  ott.  $\Rightarrow$  2 app. limite

Deterministico input noto, armonico  
 Stocastico (rumore bianco)

$H_1(\omega)$   $\leftarrow$  fatt. appl. di spost.  
 cambia numeratore tr. due

$H_2(\omega)$  Input armonico:  $F$  tal. ampie. 50 vs zero (7a parte fissi), trascurando smorz. del sistema principale

Cambiando  $E$  TMD smorz. curva si sposta sempre in due punti, punti fissi P, Q indip. da smorz., cambiando raggio  $M$ :  $M$  ridotto  $\Rightarrow$  P, Q vicini (si allontanano  $M$   $\Rightarrow$  aumento raggio in cui possibile ridurre risposta)

Se  $E_2 \neq 0$  (2.5/E  $\Rightarrow$  Th punti fissi ancora ok), curve  $N$  stessi punti.

Procedura tende a modificare P e Q ( $\Omega_2$  amplit. in termini di spostamento)

Nota  $\rightarrow$  punto a P, Q stesso  $y$  essendo ind. p. da  $E_2$  posso cal.  $E_2 \rightarrow$   $H_1(\Omega_2) = H_2(\Omega_2)$

$E_2$  ott.  $\rightarrow$  P, Q,  $\Omega_2$   $\Rightarrow$   $E_2 = \frac{P}{Q} \rightarrow$  MEDIA

$\Delta$  in smorz.  $\rightarrow$  H in terremoto

App. stocastico: Valori ott. indipendenti da freq. terremoto  $\Rightarrow$  spettro costante, stesso risposta a smorz. freq. quel modello con p. smorz. a media nulla, expon. value

Minimizza varianza risp. in termini spost.  $\Rightarrow \frac{\partial E}{\partial \xi} = 0 \Rightarrow$  Tuning ottimale smorz.

Determina 1a iterabile: scelto sist. più smorz. noto e cercare tuning ott.

Controllo due  $\Rightarrow$  strat di prog bloccata in dinamica  $\rightarrow$  NO dissipazione (no detuning)  $\Rightarrow$  NO danni  $\Rightarrow$  resilienza

Integraz. due con sottostruttura in moti relativi con elastici opposti di massa (+ range operativa  $\Rightarrow$  -  
 meca di consid opposte: ortogonali quindi concorda con scelte arch e tecnologiche)

2 princ. scelt.  $\Rightarrow$  Mega relinco con blocchi interni ①  
 Sistemi tra tralicci piani edifici ②



$\rightarrow$  MGS: Misure dei componenti sismici dragati  $\rightarrow$  Apprez. resistenza  $\rightarrow$  rigidità (max spost + test)  $\rightarrow$  max disp. flange  $\rightarrow$  taglio netto.

Analisi ed. B9 p,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $H/B = 3$

Analisi non lin: cemento plastifica base senza angolo  $\rightarrow$  stress distribuito in campo plastico

Per analisi: insp:  $M_T \rightarrow$  spost. ultimo in dt.

$S_T \rightarrow$  spost. regime base  $\rightarrow$  cond. di sovra resistenza

Rigidità  $\Rightarrow$  alta sovrarica, basati cap. detorm in campo plastico  $\rightarrow$  ruolo cruciale col. angolo (come MGS/FRANC)

MF da Rikuo: l'angolo per max esp. a fase edifica, forzare coerenza e negatività, dividendo solo in 10-15% per sovrarica, proprio res. lin solo MF ed. Del fragido a lev. centro  $\rightarrow$  dissipati e viti sovrarica  $\Rightarrow$  compat. ③

Formule di ordine

$\xi = \xi_{lim} + \xi_{sup}$   $\rightarrow$  come base e sovra, MF  $\rightarrow$  inistrando capacità di risposta.  $\xi_{lim}$   $\rightarrow$  Mecc. delle strutt. attiva mecc. sovr. di massa.

$m = 100\%$   $\Rightarrow$  massa negatrama e massa sottostruttura

$\xi = 0,35 \Rightarrow T_1 = 4,6s \Rightarrow$  nec sottostr. isolate alla base

Per realizz: disoan linica strutt. e negatrama per consentire moto relativo, con BIS o dissipatori. Detuning e spese degli el.

Sottostr. isol base  $\Rightarrow$  sist. isol tale da soddisf. SLS

dim. sist. isol per attiv. moto rel. MF o sottostr.  $\Rightarrow$  BIS serve per attivare meccanismo TMD sottostrutt. ma serve sovr. per esercizio in edificio

Isol. intermedio: sist. isol. divide sotto e soprastruttura.

• Superi problemi: BIS, no nec. gap base (utile in aree dens. abitate) no trazi in isolatori. (torr. caricati e MRL 2)

• Upper Structure come TMD per la Lower structure

• LS ha detormab e comport. din.

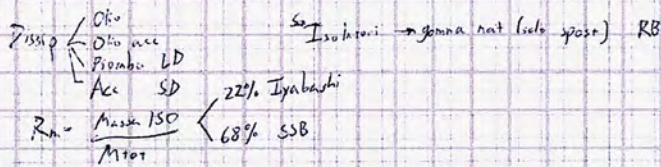
Ma katta: 1 grado lib. V livello + 1 sist. isol  $\Rightarrow$  3  $\left\{ \begin{array}{l} LS \\ ISO \\ US \end{array} \right. \Rightarrow$  2  $\left\{ \begin{array}{l} LS+ISO \\ US \end{array} \right.$   $\rightarrow$  come per BIS, atteso  $v_0 \rightarrow 0$   $\rightarrow$  sic. isol per sovrast.  $\rightarrow$  smorz. massa per sottostr.

Combin: 2 strat controllo passivo: GLOBALMENTE  $\rightarrow$  smorz. di massa, ma serve isol su UP structure

US diventa TMD NON convenzionale  $m = \frac{m_{iso}}{m_{us}} \Rightarrow m$  dip da liv. isolamento (a che piano?)

$m < 1$  TENDE a TMD  $m > 4$  TENDE a BIS  $\Rightarrow m \Rightarrow >$  range operativo

Na Kanushima: rosso  $\rightarrow$  □ (piana) nero  $\rightarrow$  ○



Mod. sup hanno signif. masse partic: deform <sup>sovr.</sup> ~~strutt~~ <sup>impres</sup> modifica la dinamica dell'edificio.  
 Dissaccop: mod. sup sign su str sottost. (US funziona come BIS)

Det parametro di accopp  $\beta$ :  $3DOF = \frac{\text{freq sup. sovrstr. isol}}{\text{sottost. str}}$  se  $n1$  è accoppiato  
 Molti DOF ⇒ i-ma j-ma accopp. varia

115 in retrocedi dell'assistente: 2 appl.  $(\frac{2+5}{4+2})$

Manutenza: buon comport. compressione, sopravlev ⇒ + grav.  $\left\{ \begin{array}{l} + \text{carico } \checkmark \\ + \text{massa (sismo} \Rightarrow X) \end{array} \right.$

nel intermedia. mac. prime NO ISO ma smorz ⇒ periodo fond di prog è BASSO a diff. BIS, tra 1 e 2 s ⇒ prima valut. smorz globale, per spost. nella US

**EXQ** Molti esempi. pattern di grid con forme varie.  
 Utilizzo per retrocedi: IT molti edit. da adeguare (op. struttura 60-80), con zona sismica con PGA anche > 0.1g

Proc. progetto: involucro ⇒ appropia climico (energetico-estetico)

- ① Valut. esistente caratt
- ② Procedura integrata sismo-energ
- ③ Verifica delle condizioni imposte al sistema

29.06.2023 - Fine

Strutture per Edifici Alti e Grandi Coperture

prof. ssa Elena Mele

30/01/2024 - 30L