



**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA



***CALCOLO STRUTTURALE  
IN STEEL FRAME CON IPERSPACE BIM***

***ING. FELICIANO RICCIARDELLI***



## CHI SIAMO

Il nostro scopo è **INNOVARE** la filiera Edilizia  
attraverso l'**IDUSTRIALIZZAZIONE** del  
**PROCESSO COSTRUTTIVO**

# NOI siamo IRONDOM

---

UNA AZIENDA SPECIALIZZATA NELLA COSTRUZIONE DI EDIFICI CON TECNOLOGIE STRATIFICATE A SECCO



Per garantire fabbricati CERTI, EFFICIENTI e SICURI.

# NOI operiamo PER

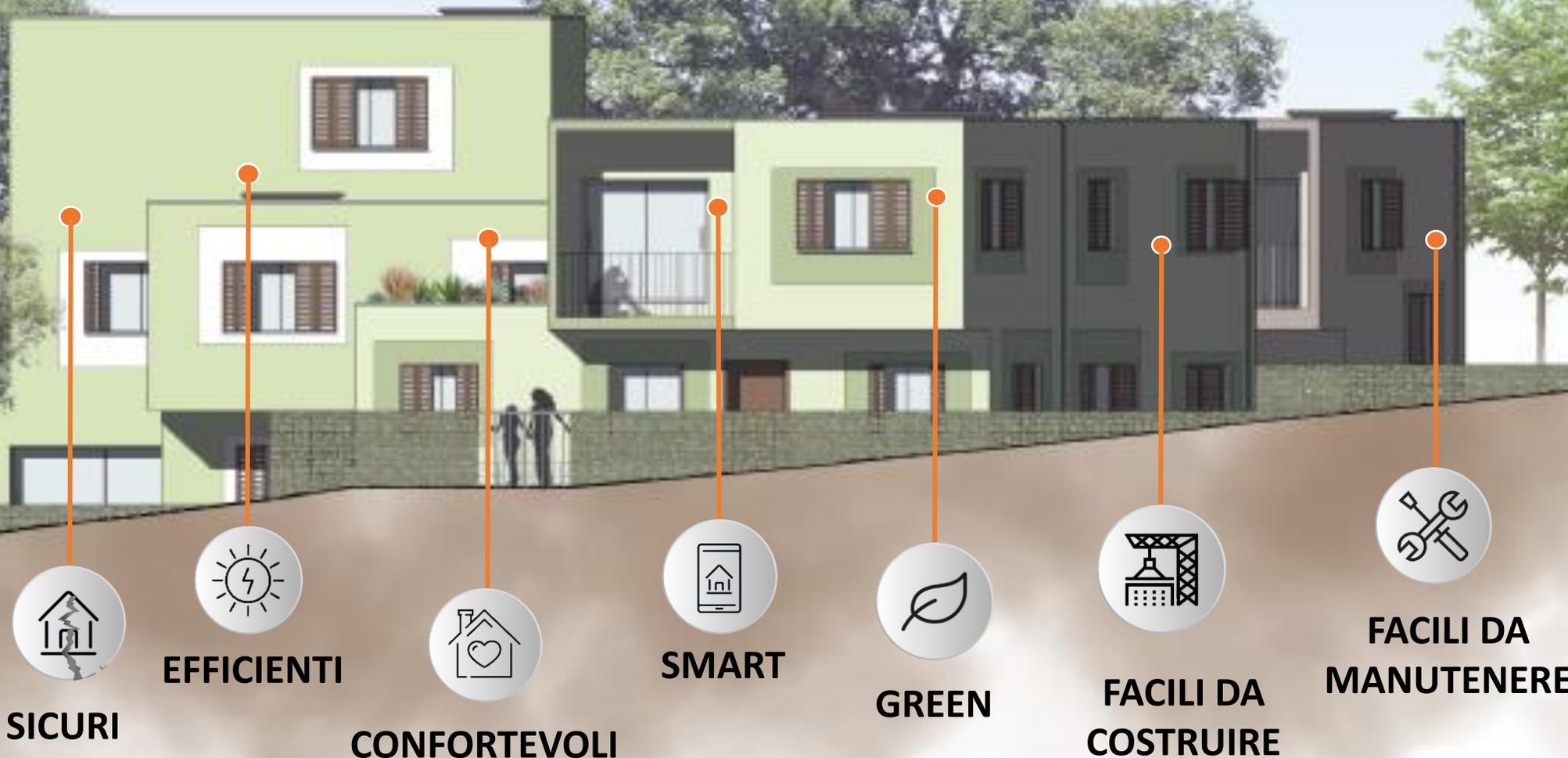
MIGLIORARE e RINNOVARE IL PATRIMONIO  
EDILIZIO ESISTENTE



COSTRUIRE E RICOSTRUIRE  
EDIFICI INNOVATIVI



# Gli edifici IRNDOM sono



# CALCOLO STRUTTURALE IN STEEL FRAME CON IPERSPAE BIM

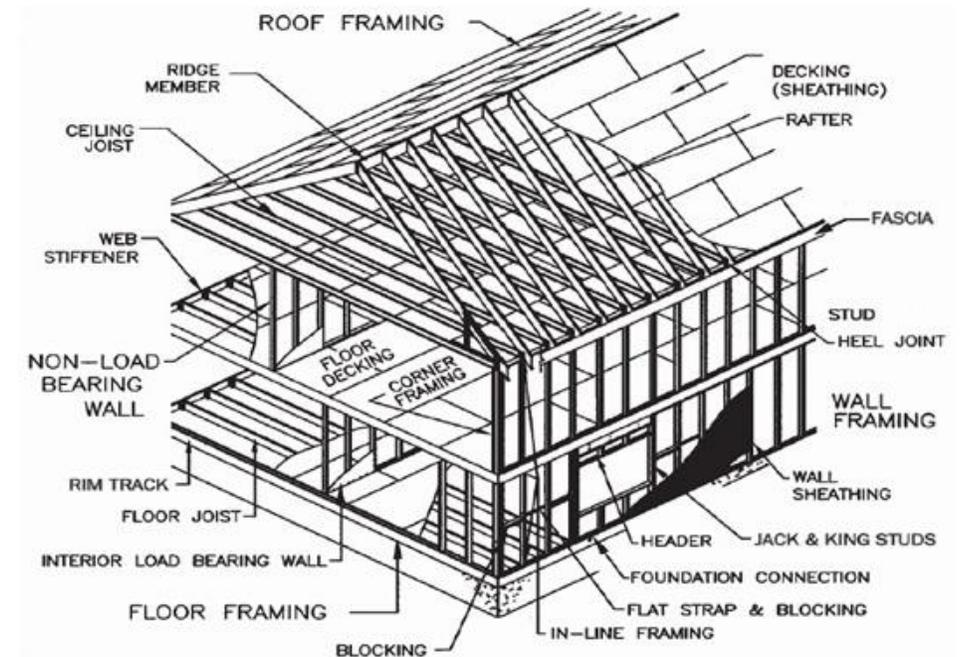
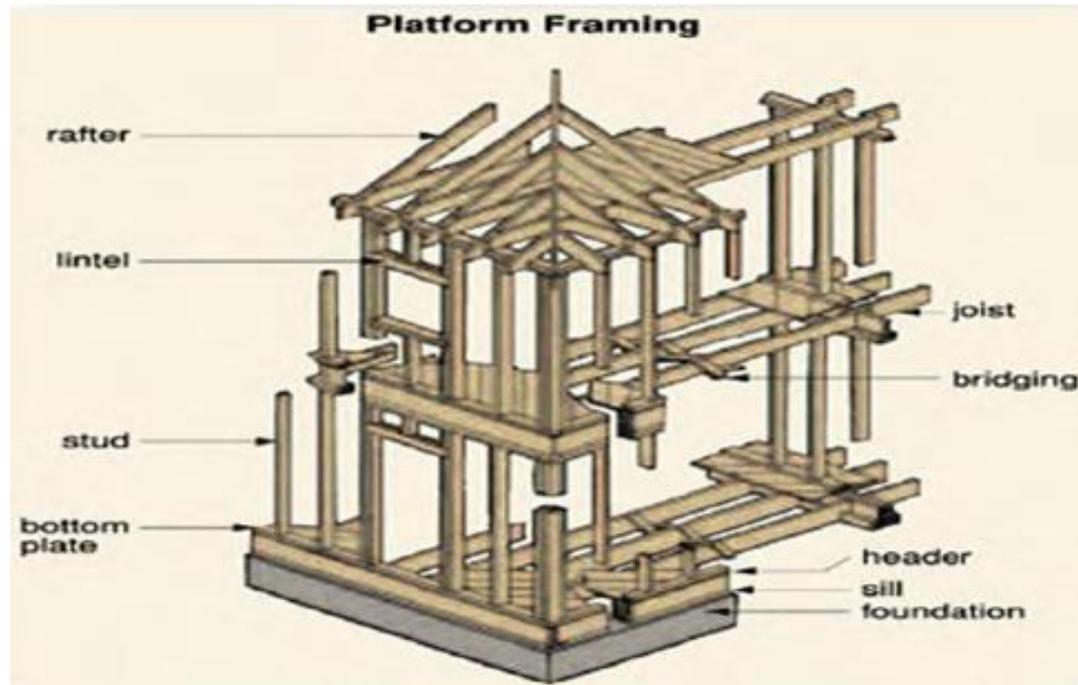
## ARGOMENTI

- PARLIAMO DI LIGHT STEEL FRAME
- IL SISTEMA IRONDOM
- L'APPROCCIO STRUTTURALE
- PROGETTAZIONE PER CARICHI VERTICALI ED ORIZZONTALI
- USARE IPERSPACEBIM PER IL CALCOLO



# Parliamo di LIGHT STEEL FRAMING

LSF (Light Steel Framing), anche LGS (Light Gauge Steel), si identifica un sistema costruttivo composto da pareti formate da aste in acciaio pressopiegato a freddo CFS (Cold Formad Steel); diretta evoluzione del LWF (Light Wood Framing), anche conosciuto come Platform Framing in uso nel mondo da secoli, in particolare nei paesi anglosassoni.



Un sistema poco noto in Italia ma diffuso nel resto del Mondo



EMIRATI  
ARABI



RUSSI  
A

NEW  
ZEALAND



USA

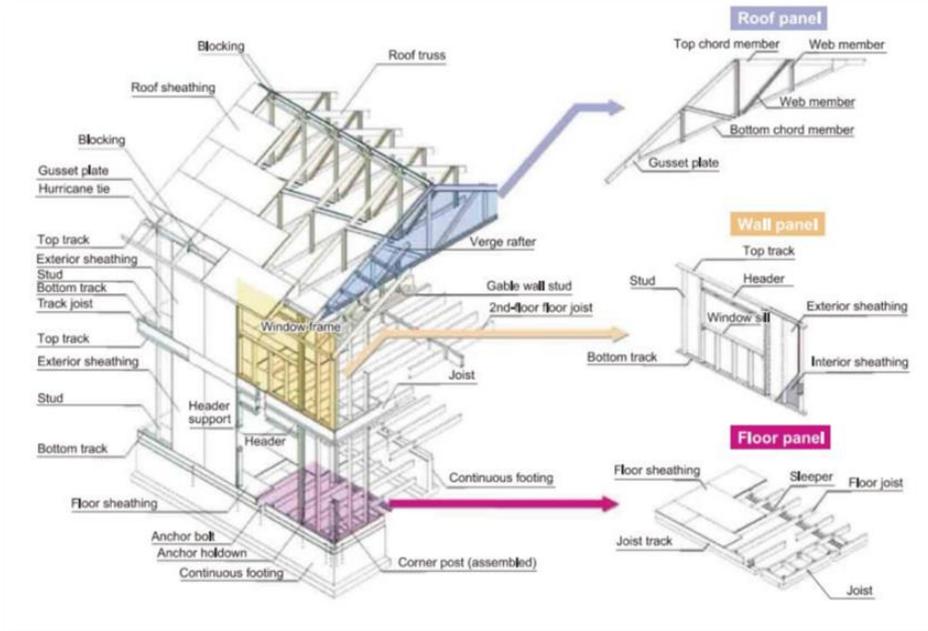


## I VANTAGGI

- Le strutture in LSF hanno il miglior rapporto costo / prestazioni per la bassa incidenza di manodopera specializzata e della bassa percentuale di scarti di lavorazione.
- Il tempo di costruzione è inferiore rispetto alla costruzione convenzionale.
- Il basso peso delle strutture consente la loro movimentazione in cantiere senza l'ausilio di gru.
- Alta durabilità nel tempo e bassa incidenza di manutenzione per le caratteristiche intrinseche dell'acciaio
- Processi costruttivi GREEN senza l'uso di materiali inquinanti e con riduzione di circa il 70% del consumo di energia.
- Riciclo dei materiali utilizzati e bassa emissione di CO<sub>2</sub>
- I cantieri sicuri, ordinati e facili da gestire
- Tempi CERTI di realizzazione.
- Il basso peso delle strutture in LSF comporta una drastica riduzione delle masse gravitazionali e sismiche con evidenti vantaggi nei calcoli delle strutture di fondazione e nello studio sismico.

SI NOTI CHE IL PESO DI UNA STRUTTURA IN LSF SI AGGIRA TRA I 0,20÷0,45 KN/MQ, QUELLO DI UNA STRUTTURA IN CARPENTERIA METALLICA TRADIZIONALE TRA I 0,45÷0,75 KN/MQ, QUELLO DI UNA STRUTTURA IN C.A. TRA I 2,00÷3,00 KN/MQ E QUELLO DI UNA STRUTTURA IN MURATURA TRA I 7,00 ÷11,00 KN/MQ

# Parliamo di LIGHT STEEL FRAMING



L'assemblaggio dei profili CFS genera quelli che poi sono gli elementi costruttivi che caratterizzano il sistema:

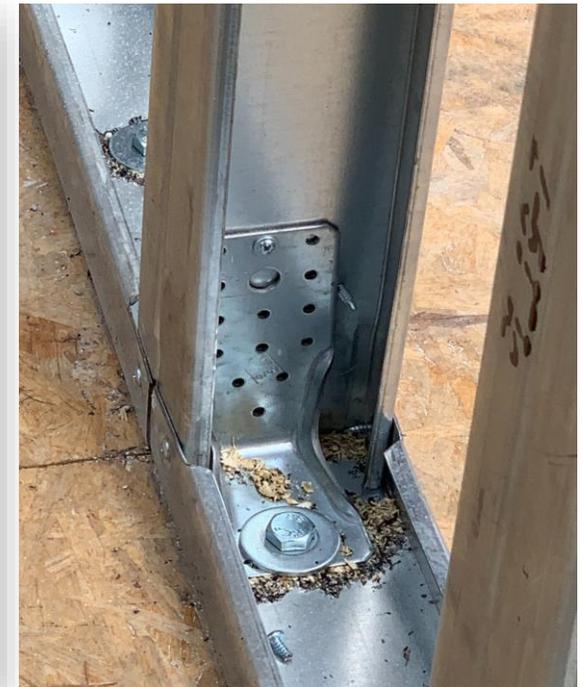
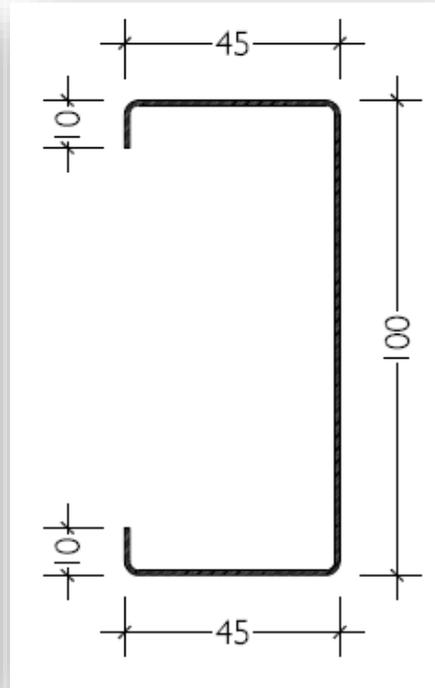
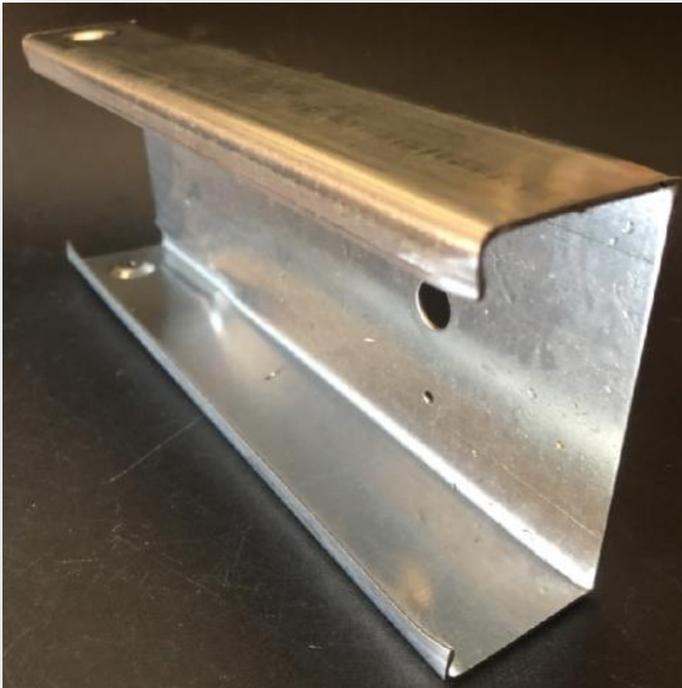
- Le pareti (wall)
- le travi (joist)
- i solai (floor panel)
- le strutture di copertura (roof)

I solai possono essere realizzati con due tipologie di travetto (in combinazione con pannelli OSB/3):

- profilo pressopiegato semplice
- trave reticolare realizzata sempre con elementi CFS



- UNICO PROFILO**
- SEZIONE FISSA
  - SPESSORE VARIABILE DA 8/10 A 16/10
  - ACCIAIO TIPO S350GD+z



1. Traverso
2. Montante dello stipite
3. Traverso di testa
4. Montante Ridotto
5. Binario di Chiusura
6. Traverso
7. Montante
8. Travetto reticolare



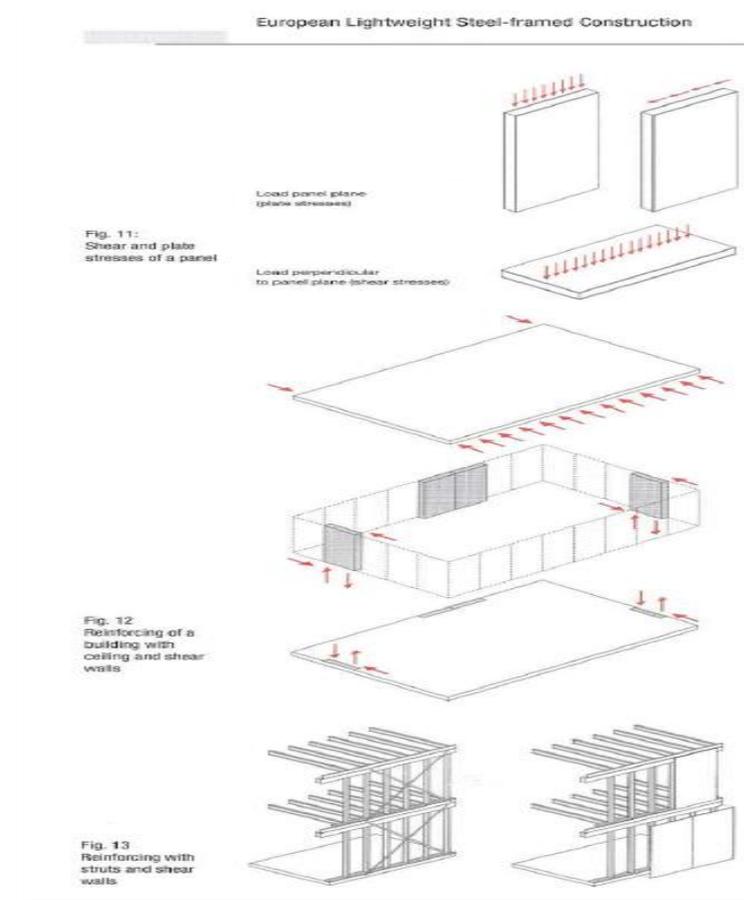
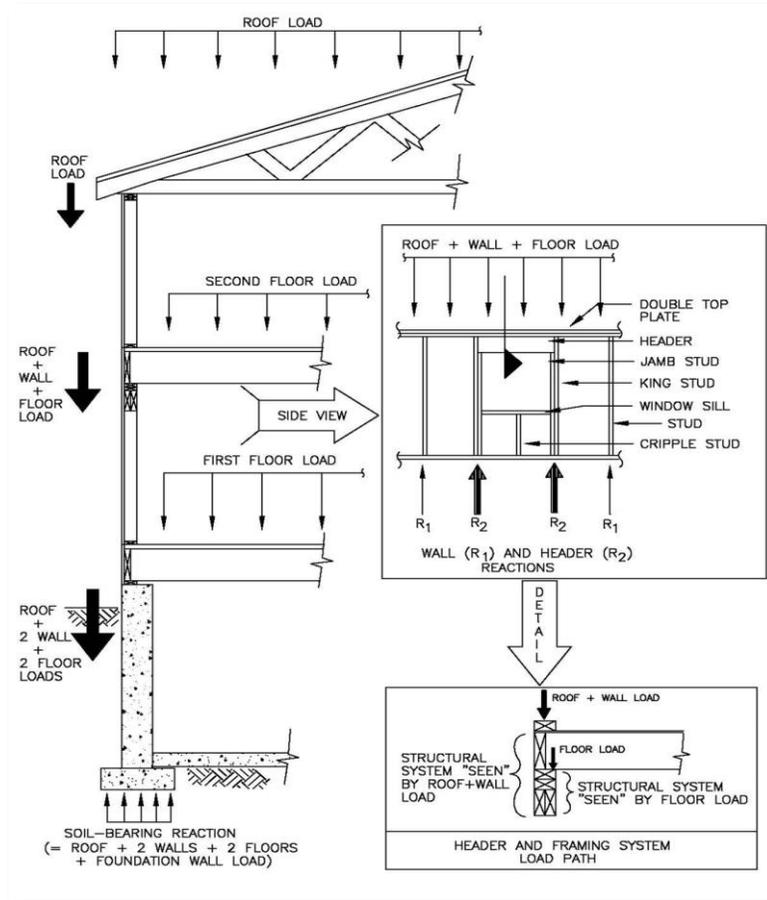
ATTACCO  
TRAVETTO RETICOLARE/PARETE PERIMETRALE



ATTACCO  
TRAVETTO RETICOLARE/PARETE INTERNA



Le sollecitazioni derivate dai carichi di tipo verticale, che agiscono in copertura e sui vari solai di piano, vengono trasferite in fondazione per mezzo dei montanti



Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:  
Agg. delle “Norme tecniche per le costruzioni”

ANALISI DEI CARICHI – AZIONI SISMICHE – CARATTERISTICHE  
MATERIALI – METODOLOGIE DI CALCOLO – CARATT. DI PROGETTO

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

AZIONE DEL VENTO – VERIFICA COLLEGAMENTI CON VITI

Eurocodice 3  
– Progettazione delle strutture in acciaio

VERIFICA PROFILI CLASSE 4

Eurocodice 5  
– Progettazione delle strutture in legno

VERIFICA CONNESSIONI ACCIAIO – LEGNO (OSB)  
E DIMENSIONAMENTO PARETI A DIAFRAMMA

CNR-DT 206 R1/2018 - Istruzioni per la  
Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle  
Strutture di Legno

VERIFICA CONNESSIONI ACCIAIO – LEGNO (OSB)

### UNI EN 1990 – Sezione 5.2

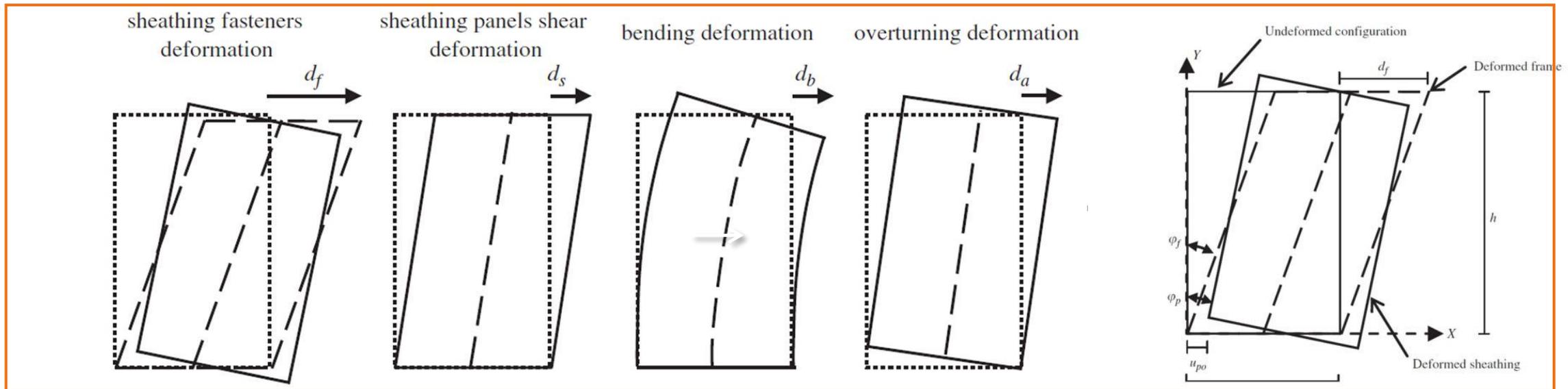
La progettazione può anche essere basata su una combinazione di prove sperimentali e calcoli

Le prove possono essere eseguite, per esempio, nelle seguenti circostanze:

- Se non sono disponibili adeguati modelli di calcolo;
- Se devono essere impiegati numerosi elementi simili;
- Per confermare attraverso verifiche di controllo le ipotesi assunte nel progetto

In questa logica IRONDON ha stipulato con l'Università degli Studi di Napoli "Federico II" una convenzione che ha come oggetto lo "Studio della qualificazione strutturale del prototipo/sistema "IRONDON – Steel Frame "

1. ANALISI DEI CARICHI - carichi gravitazionali e azioni orizzontali vento/sisma-
2. VERIFICA DELLI TRAVETTI DEI SOLAI - verifiche di resistenza e di deformabilità -
3. VERIFICA DI EVENTUALI SBALZI - verifiche di resistenza e di deformabilità -
4. PROGETTO/VERIFICA DEI MONTANTI - verifiche di resistenza e di stabilità -
5. PROGETTO/VERIFICA PARETI A TAGLIO - gerarchia delle resistenze degli elementi che le compongono

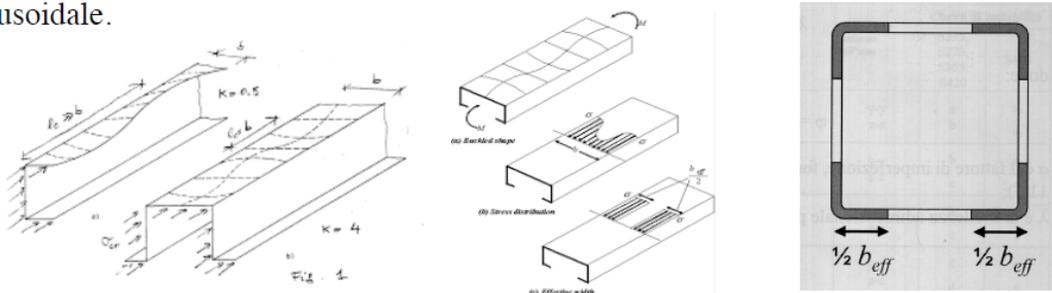


## Progetto e verifica montanti

- **classe 1:** quando la sezione è in grado di sviluppare una **cerniera plastica** avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni, definite **duttili** o **plastiche**, con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 3$ . In questo caso le deformazioni che si sviluppano nelle fibre più sollecitate sono tali da impegnare il materiale nella fase di incrudimento e, pertanto, il **momento ultimo**  $M_u$  è maggiore del **momento resistente plastico**  $M_{pl}$ .
- **classe 2:** quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio **momento resistente plastico**, cioè quando in tutte le fibre la tensione può raggiungere quella di snervamento. Tuttavia, per il subentrare di fenomeni di instabilità locale in campo plastico, tali sezioni hanno una capacità rotazionale limitata.
- **classe 3:** quando la tensione di snervamento può essere raggiunta solo nelle fibre più esterne, a causa dei fenomeni di instabilità locale che si verificano tra la prima plasticizzazione e la plasticizzazione completa. Per queste sezioni, definite **moderatamente snelle** o **semi-compatte**, l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del **momento resistente plastico**. Ai fini progettuali, pertanto, per sezioni di questa classe è necessario riferirsi al **momento limite elastico**  $M_{el}$ .
- **classe 4:** quando i fenomeni di instabilità locale avvengono in campo elastico, cioè quando le tensioni sono ovunque inferiori a quella di snervamento. Per queste sezioni, definite **snelle**, il calcolo della resistenza può essere eseguito sostituendo la sezione geometrica effettiva con una **sezione ridotta** o **efficace**. Le tipologie di sezioni che appartengono a questa classe sono le lamiera grecate e i profili *cold-formed*.

## DISTORSIONE MONTANTI

Si considera il caso di sezioni di classe 4, in cui l'elemento strutturale può essere soggetto a **instabilità locale**, consistente in un **imbozzamento** delle pareti secondo un andamento sinusoidale.



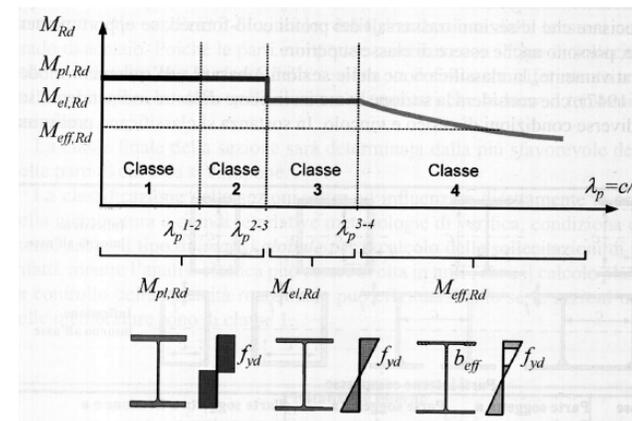
In questo caso, la capacità portante  $N_{Rd,c}$  della sezione è inferiore alla resistenza nominale al limite elastico. Il suo valore può essere definito con riferimento a una sezione resistente ridotta  $A_{eff}$ , le cui dimensioni sono definite in funzione delle larghezze efficaci  $b_{eff}$ .

L'area efficace  $A_{eff}$  si ottiene moltiplicando l'area effettiva  $A$  per un coefficiente riduttivo  $\beta$ , funzione del rapporto tra larghezza e spessore della parete della sezione. Si ha

$$N_{Rd,c} = A_{eff} f_{yd} = \beta \cdot A \cdot f_{yd}$$

La **capacità resistente delle sezioni** nei confronti delle sollecitazioni di sforzo normale, flessione, taglio e torsione può essere determinata con uno dei seguenti metodi:

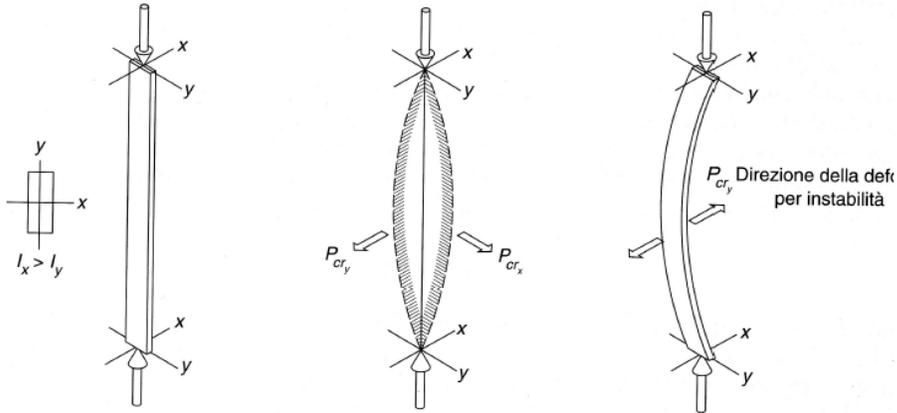
- **Metodo elastico (E)**: si assume un comportamento elastico lineare del materiale, fino al raggiungimento della tensione di snervamento; questo metodo può essere applicato a tutte le classi di sezioni, considerando la sezione efficace nel caso di sezioni di classe 4.
- **Metodo plastico (P)**: si assume la completa plasticizzazione del materiale; questo metodo può essere applicato solo a sezioni di classe 1 e 2.
- **Metodo elasto-plastico (EP)**: si assumono legami costitutivi di tipo bilineare o più complessi; questo metodo può essere applicato a tutti i tipi di sezione.



## Instabilità per carico di punta: FORMULA DI EULERO

Per sezioni generiche, l'instabilità si manifesta nel piano di minore rigidità flessionale. La formula di Eulero si scrive

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{L^2}$$



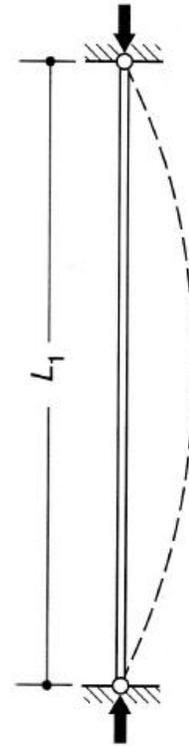
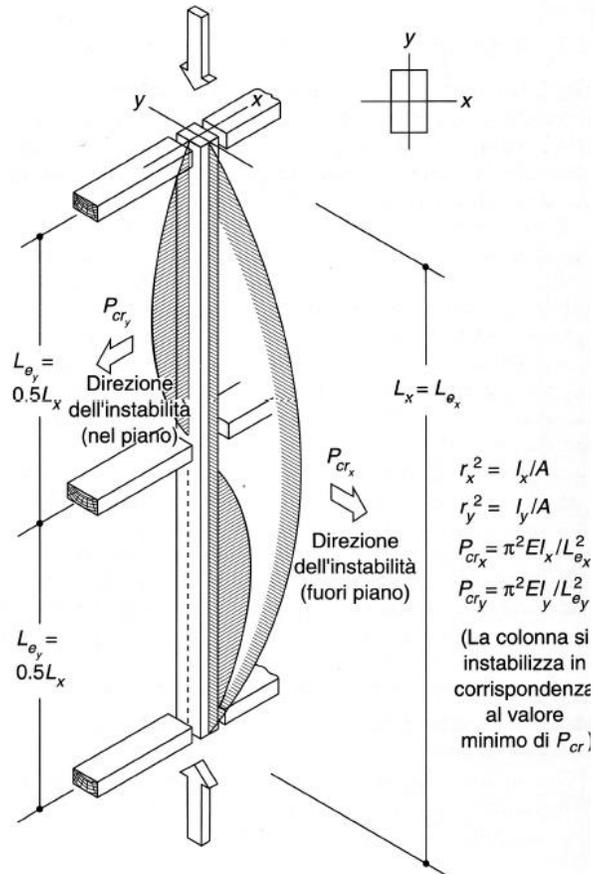
(a) Il momento di inerzia attorno ad un asse è maggiore di quello attorno all'altro.

(b) L'elemento potenzialmente può collassare per instabilità attorno a qualsiasi asse. Il carico necessario per farlo instabilizzare attorno all'asse più forte, tuttavia eccede il carico che causa l'instabilità attorno all'asse più debole.

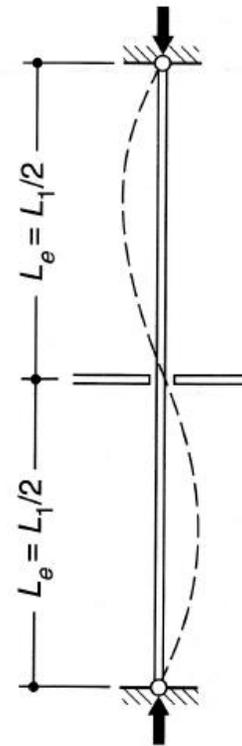
(c) Di conseguenza l'elemento si instabilizzerà con  $P_{cry} = \pi^2 EI_y / l$  nel modo illustrato.

Cerniere nei due estremi	Incastri nei due estremi	Una cerniera ed un incastro	Un estremo libero ed un incastro
$k = 1.0$	$k = 0.50$	$k = 0.7$	$k = 2.0$
$P = \pi^2 EI / L^2$	$P = \pi^2 EI / (\frac{1}{2}L)^2 = 4\pi^2 EI / L^2$	$P = \pi^2 EI / (0.7L)^2 = 2\pi^2 EI / L^2$	$P = \pi^2 EI / (2L)^2 = \frac{1}{4}\pi^2 EI / L^2$

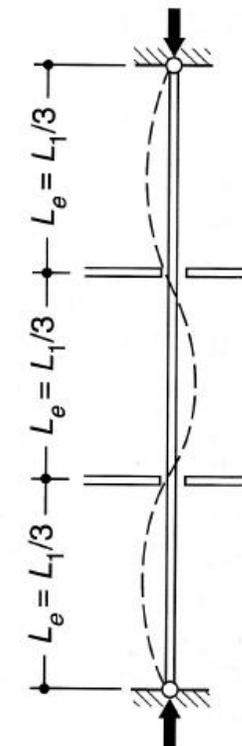
## Instabilità per carico di punta: CON VINCOLI INTERMEDI



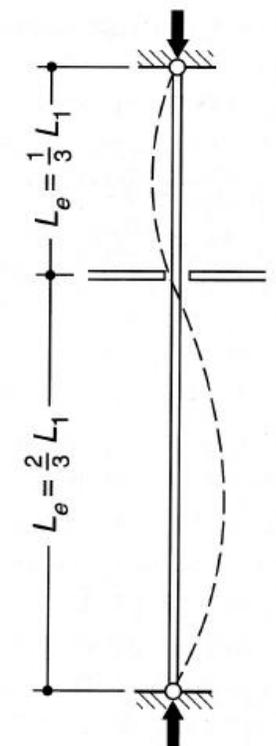
$$P_1 = \pi^2 EI / L_1^2$$



$$P_2 = \pi^2 EI / (L_1/2)^2 = 4P_1$$



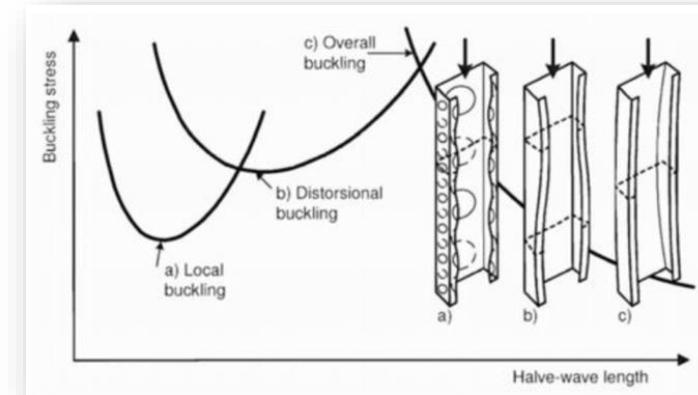
$$P_3 = \pi^2 EI / (L_1/3)^2 = 9P_1$$



$$P_4 = \pi^2 EI / (\frac{2}{3} L_1)^2 = \frac{9}{4} P_1$$

Considerato che i profili che si utilizzano, presso-piegati a freddo, sono generalmente realizzati con lamiere sottili, per prevenire fenomeni d'instabilità semplici (globale, locale e distorsionale) o accoppiate, la progettazione dei montati viene generalmente governata da tre aspetti:

- gestione dei carichi (variazione dell'interasse dei montanti),
- aumento della resistenza del profilo (scelta degli spessori dei profili o accoppiamento degli stessi)
- riduzione della lunghezza libera d'inflessione (interrasse degli elementi di irrigidimento orizzontale).



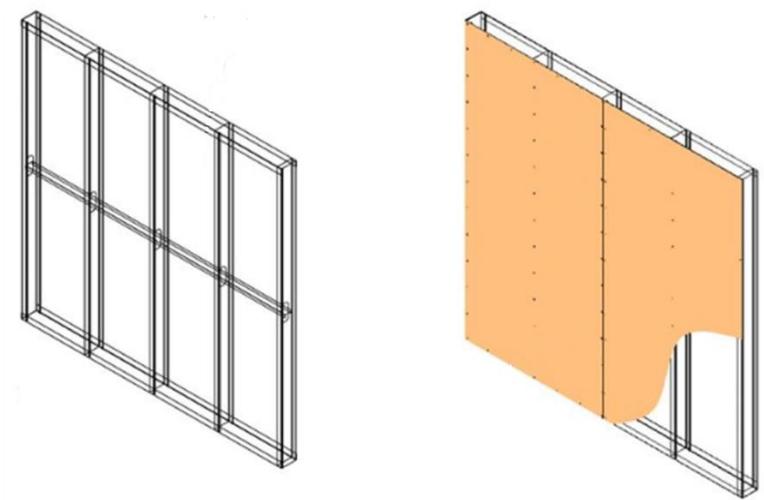
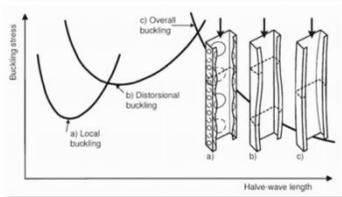
Questo tipo di approccio, che tiene in considerazione esclusivamente della resistenza dei profili, viene chiamato **ALL-STEEL DESIGN**

Esiste anche un altro tipo di approccio, che tiene in considerazione oltre della resistenza dei profili, anche quello che è il contributo dei pannelli di rivestimento esterno.

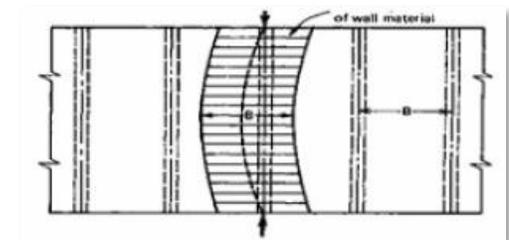
Questo approccio viene chiamato **SHEATHING BRACED DESIGN**

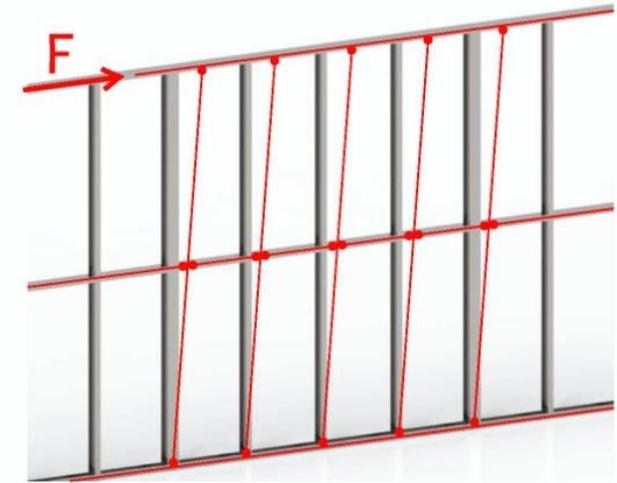
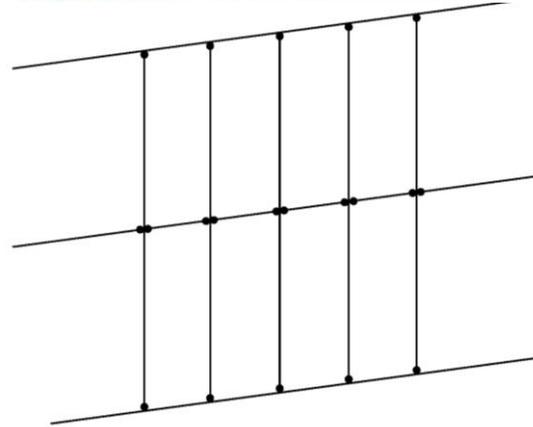
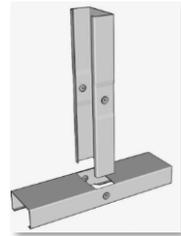
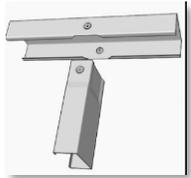
L'applicazione di tale approccio avviene sulla base di formulazioni di tipo semi-empirico, ricavate principalmente dall'interpretazione di risultati sperimentali e che sono state recepite nelle più recenti normative riguardanti i profili formati a freddo (AISI 2001).

## ALL-STEEL DESIGN



## SHEATHING BRACED DESIGN





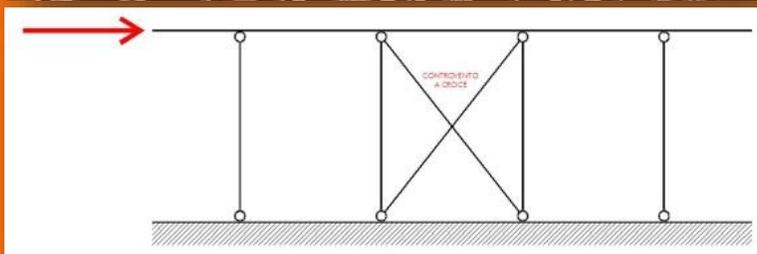
Le connessioni sono realizzate da coppie di viti

Ne deriva che lo schema strutturale è composto da una serie di pendoli

Sotto l'effetto di forze orizzontali, il sistema è labile e, quindi, deformabile

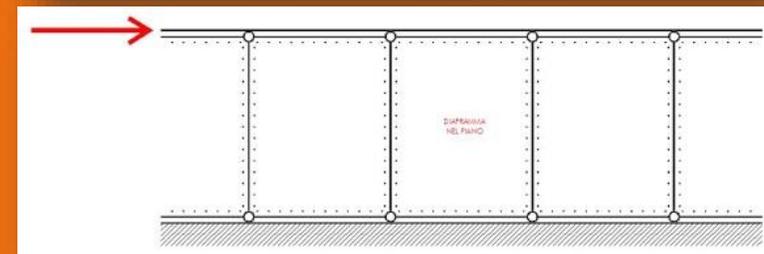
## ALL-STEEL DESIGN

la resistenza viene affidata alle sole aste – controventatura a croce con piatti



## SHEATHING BRACED DESIGN

la resistenza viene affidata ai pannelli di rivestimento – OSB/3, lamiera ...



## COMPORTAMENTO DISSIPATIVO DEL SISTEMA

### MECCANISMI DI COLLASSO

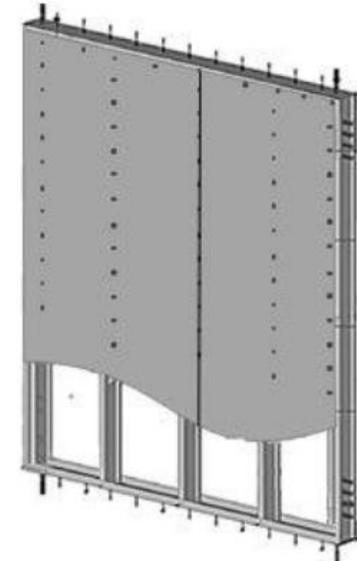
#### CONTROVENTATURE REALIZZATE CON ALL – STEEL DESIGN

- cedimento dei montanti laterali
- cedimento dei profili guida
- cedimento delle connessioni di ancoraggio alla fondazione (hold-down)
- **cedimento delle connessioni delle diagonali**

AL FINE DI CONTROLLARE IL MECCANISMO DI COLLASSO, GLI ELEMENTI NON DISSIPATIVI SARANNO PROGETTATI CON UN'ADEGUATA SOVRATENSIONE



IN QUESTO CASO LE NORME ANSI S400 PREVEDONO UN FATTORE DI COMPORTAMENTO  $q = 2,5$



- cedimento dei montanti laterali
- cedimento dei profili guida
- **cedimento delle connessioni di ancoraggio alla fondazione (hold-down)**
- cedimento delle connessioni delle diagonali cedielle diagonali (meccanismo più duttile)

AL FINE DI CONTROLLARE IL MECCANISMO DI COLLASSO, GLI ELEMENTI NON DISSIPATIVI SARANNO PROGETTATI CON UN'ADEGUATA SOVRATENSIONE

IN QUESTO caso le NORME ANSI S400 CANADA/WOOD PANELPREVEDONO UN FATTORE DI COMPORTAMENTO  $q = 4,25$

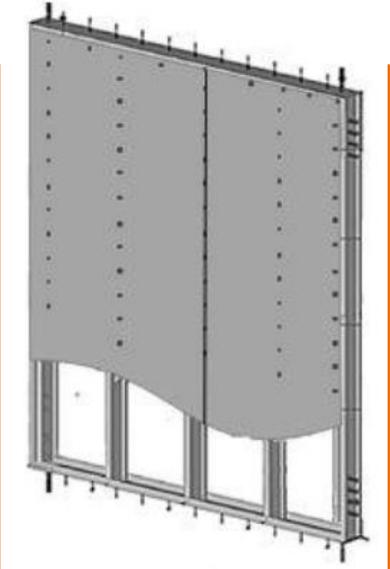
## COMORTAMENTO DISSIPATIVO DEL SISTEMA



**La normativa Tecnica Italiana non consente di progettare strutture in LSF DISSIPATIVE**

**OPERANDO IN CAMPO ELASTICO  
TUTTI I MECCANISMI DI COLLASSO VANNO EVITATI**

pertanto, operando in campo non dissipativo, si adotterà un **fattore di comportamento  $q = 1$** ,



Con le NTC2018 il valore di  $q$  per le strutture non dissipative può arrivare fino a 1,5; questo è importante perché consente di ridurre le azioni sismiche di progetto passando, di fatto, dallo spettro elastico ad uno spettro di progetto con una (seppur piccola) riduzione delle azioni sismiche (ammettendo, in ogni caso, una, se pur minima, azione dissipativa)

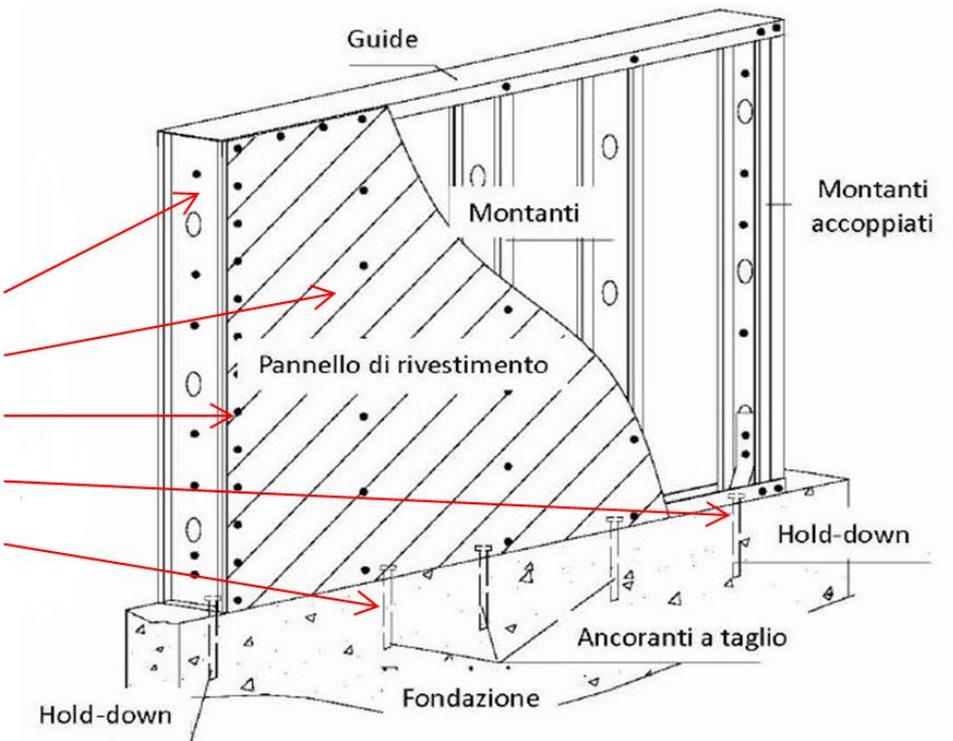
## PROGETTO E VERIFICA DELLE PARETI A TAGLIO (approccio SHEATHING BRACED DESIGN)

Studiare le pareti a taglio vuol dire determinare le due principali caratteristiche del problema:

- la **RESISTENZA** delle pareti alle azione orizzontali;
- la **RIGIDEZZA**, cioè la deformabilità della parete stessa.

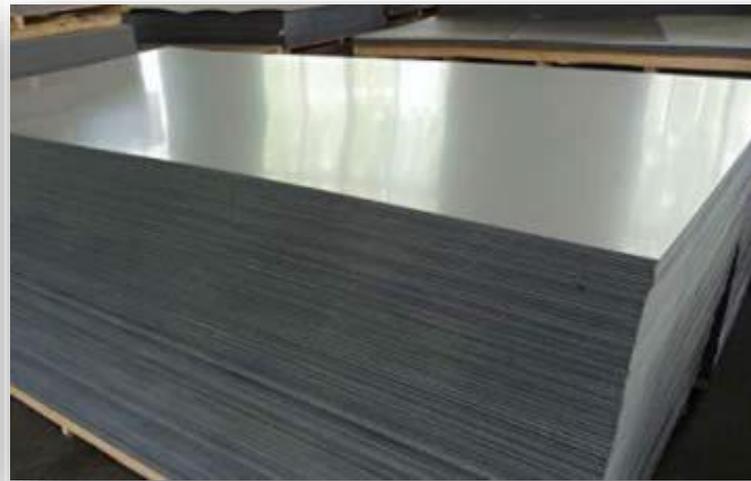
Per la loro determinazione occorre tener conto delle molteplici variabili che identificano e compongono la Parete in LSF

- Caratteristiche del telaio in steel frame
- Caratteristiche pannello rivestimento
- Connessione rivestimento- steel frame
- Connessioni a trazione agli angoli della parete (hold-down)
- Connessioni a taglio alla base della parete





O S B - tipo 3 o 4 -



LAMIERA LISCIA IN ACCIAIO O ALLUMINIO



LAMIERA GREGATA IN ACCIAIO O ALLIMINIO

AL FINE DELLA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA SI CONSIDERA L'ELEMENTO PIU' DEBOLE DEL SISTEMA NEL CASO IN ESAME È LA CONNESSIONE TRA IL RIVESTIMENTO E IL TELAIO IN STEEL FRAME .

Per la progettazione della parete si procede a sovradimensionare tutti gli altri elementi così che in caso di condizione di collasso, esso si verificarsi in corrispondenza delle connessioni rivestimento – steel frame-

Così facendo il calcolo della Forza orizzontale massima che è in grado si sopportare la parete dipende da formule in cui le variabili principali, una volta definite le altre (mezzo di connessione, tipo di rivestimento, sezione dello steel-frame e caratteristiche dell'acciaio) sono la resistenza al rifollamento ed il numero delle connessioni del rivestimento (o, in modo equivalente la distanza tra di esse).

OSB	$H_{C,s-f} = n \cdot (F_{v,k} / (\gamma_M \cdot \gamma)) \cdot b/c$	<i>Designing CFS structures: The new school bfs in naples L. Fiorino, O. Iuorio e R. Landolfo Università degli Studi di Napoli "Federico II"</i>
lamiera grecata montata in verticale *	$H_{C,s-f} = V_{ult} = a/b \cdot (n_{sc} \cdot F_p)$	<i>ECCS-1995-No-88: ECCSPublication - E.R. for Application of Metal Sheeting Acting as Diaphragm: Parallelum</i>
lamiera grecata montata in orizzontale *	$H_{C,s-f} = V_{ult} = (n_{sc} \cdot F_p)$	<i>ECCS-1995-No-88: ECCSPublication - E.R. for Application of Metal Sheeting Acting as Diaphragm: Perpedicolar</i>

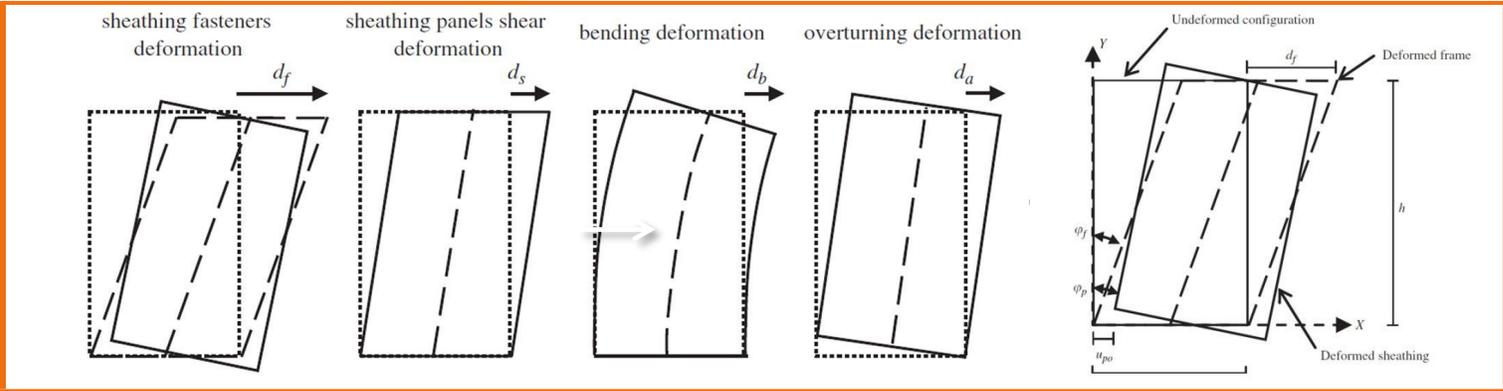
\* nel caso le sovrapposizioni delle lamiere avvenga in corrispondenza dei correnti/montanti

La formula proposta per le pareti in OSB è sostanzialmente uguale a quella presente nelle UNI EN 1995-1-2005 (9.21) per i diaframmi in legno:

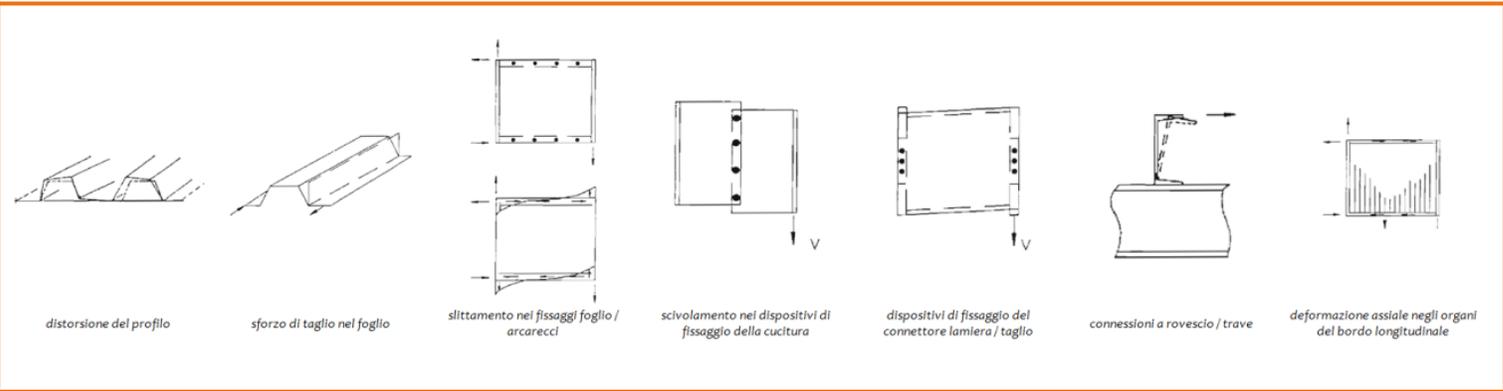
$$F_{i,v,Rd} = (F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i) / s \quad (\text{dove: } b_i = b; c_i \approx \gamma; s = c)$$

## LA DETERMINAZIONE DELLA RIGIDITA' DELLA PARETE È PIU' COMPLESSA

Nel caso di pareti rivestite con pannelli di OSB bisogna tener presente che ogni elemento del sistema (telaio, rivestimento e connessioni) comporta deformazioni che concorrono a determinare la deformabilità della parete



Nel caso di pareti realizzate con lamiera grecate bisogna tener conto della flessibilità delle lamiere delle connessioni



A SECONDA DEL TIPO DI MATERIALE E DELLA SUA POSA IN OPERA LE FORMULE DA UTILIZZARE SONO LE SEGUENTI:

**RIVESTIMENTO CON PANNELLI OSB**  $K = 1 / (K_f^{-1} + K_{sf}^{-1} + K_s^{-1} + K_a^{-1})$

dove:

$$K_f = 3 \cdot E \cdot A \cdot L^2 / 2 \cdot h^3$$

$$K_{sf} = n \cdot (k_{fs} / \beta \cdot c) \cdot (b^3 / h^2)$$

$$K_s = n \cdot G \cdot t_p \cdot (b/h)$$

$$K_a = k_{hd} \cdot L^2 / h^2$$

steel framing

connessioni rivestimento

comportamento pannello

ancoraggio fondazione

**RIVESTIMENTO CON LAMIERE GRECATE**  $K = 1/c$

dove:

$$C = (b^2 / a^2) \cdot (C_{1,1} + C_{1,2} + C_{2,1} + C_{2,2} + C_{2,3}) + C_3$$

$$C_{1,1} = \alpha_5 \cdot (a \cdot d^{2,5} \cdot (0,5 \cdot K)) / (E \cdot t^{2,5} \cdot b^2)$$

$$C_{1,2} = 2,6 \cdot a \cdot (1 + (2 \cdot h / d)) / (E \cdot t \cdot b)$$

$$C_{2,1} = 2 \cdot a \cdot s_p \cdot p / b^2$$

$$C_{2,2} = 2 \cdot s_s \cdot s_p \cdot (n_{sh}-1) / (2 \cdot n_s \cdot s_p + \beta_1 \cdot s_s)$$

$$C_{2,3} = 2 \cdot s_{sc} / n_{sc}$$

$$C_3 = \alpha_3 \cdot (n^2 \cdot a^2 / (2 \cdot E \cdot A \cdot b^2))$$

caso PARALLELUM - CANTILEVER - DECKING

per distorsione del profilo (connessione ogni greca)

per sforzo di taglio

per rigidità fissaggio della lamiera (su 4 lati)

per rigidità fissaggi intermedi

per rigidità dei fissaggi al bordo (su 4 lati)

Per deformazione assiale nei profili del bordo

$$C = (C_{1,1} + C_{1,2} + C_{2,1} + C_{2,2} + C_{2,3}) + C_3$$

$$C_{1,1} = \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot (a \cdot d^{2,5} \cdot (0,5 \cdot K)) / (E \cdot t^{2,5} \cdot b^2)$$

$$C_{1,2} = \alpha_2 \cdot 2,6 \cdot a \cdot (1 + (2 \cdot h / d)) / (E \cdot t \cdot b)$$

$$C_{2,1} = \alpha_3 \cdot 2 \cdot a \cdot s_p \cdot p / b^2$$

$$C_{2,2} = 2 \cdot s_s \cdot s_p \cdot (n_{sh}-1) / (2 \cdot n_s \cdot s_p + \beta_1 \cdot s_s)$$

$$C_{2,3} = 2 \cdot s_{sc} / n_{sc}$$

$$C_3 = (n^2 \cdot a^2 / (2 \cdot E \cdot A \cdot b^2))$$

caso PERPENDICOLAR - CANTILEVER - DECKING

per distorsione del profilo (connessione ogni greca)

per sforzo di taglio

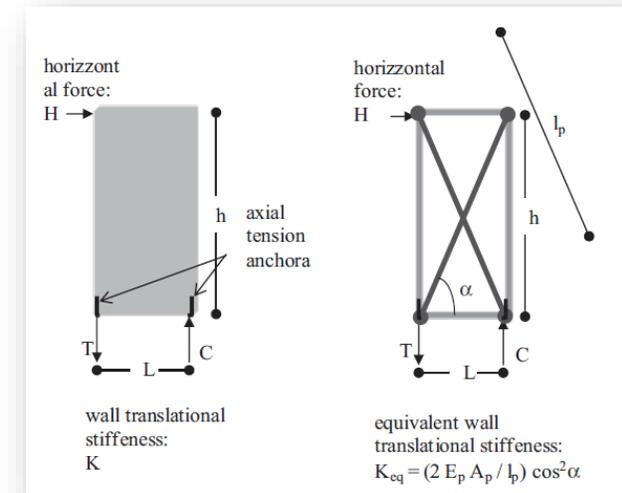
per rigidità fissaggio della lamiera (su 4 lati)

per rigidità fissaggi intermedi

per rigidità dei fissaggi al bordo (su 4 lati)

Per deformazione assiale nei profili del bordo

Il nostro scopo è determinare, una volta scelto il materiale, la sezione di una diagonale equivalente che sia in grado di avere la stessa rigidità del sistema parete



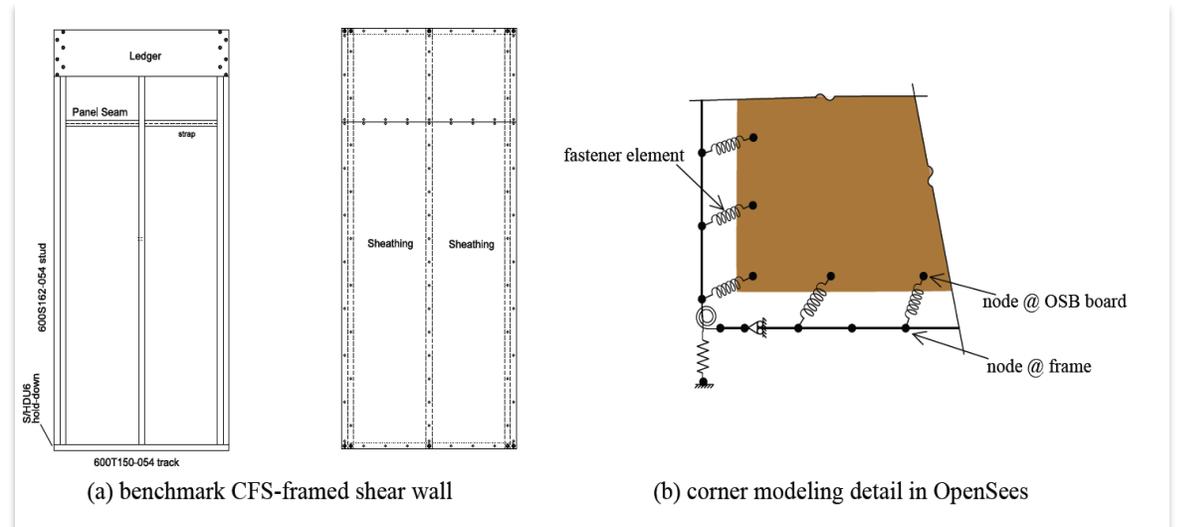
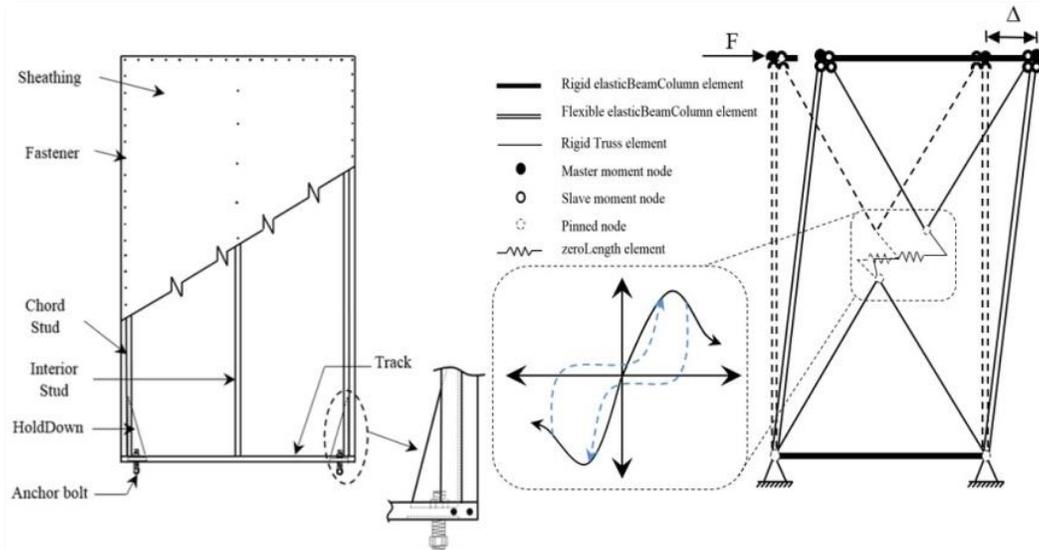
Analysis of steel plate shear walls - L. Jane Thorburn, G.L. Kulak e C.J. Montgomery - 1983

Rif. l'OSB: Designing CFS structures: The new school bfs in naples – L.i Fiorino, O. luorio, R. Landolfo (UNINA) - 2014

Rif. Lamiere: Developments in stressed skin design - J. Michael Davies - 2007

SE SI VUOL TENER CONTO ANCHE DELLA COMPONENTE DI DUTTILITÀ LO SCHE SI PUÒ COMPLETARE INSERENDO NELLA DIAGONALE UNA MOLLA ELASTOPLASTICA

UNO SCHEMA ANCORA PIÙ ACCURATO È QUELLO CHE PREVEDE L'INSERIMENTO DI MOLLE ELASTOPLASTICHE IN CORRISPONDENZA DELLE SINGOLE CONNESSIONI PANNELLO DI RIVESTIMENTO – TELAIO LSF



Fastener-Based Computational Models of Cold- Formed Steel Shear Walls - Thet Hein Tun - 2014

In relazione a quanto visto in precedenza, si definisce una gerarchia delle resistenze dove si individua come elemento più debole la connessione tra il pannello di rivestimento ed il telaio in CFS (andiamo a sovradimensionare le altre connessioni e la sezione dei profili) e vediamo come calcolare la resistenza e la deformabilità delle singole connessioni, che, poi, di fatto, ci permetteranno di definire/progettare la resistenza e la deformazione dell'intero pannello.

OSB	UNI EN 1995-1-1 (Eurocodice 5)	CNR-DT 206/2007 (Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Legno)	Designing CFS structures: The new school bfs in Naples - 2013 - (Luigi Fiorino, Ornella Iuorio, Raffaele Landolfo)	<i>Prove sperimentali UNINA maggio 2019</i>
lamiera acciaio	UNI EN 1993-1-3:2006 parte 1.3 (Eurocodice 3)	CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018) - C4.2.12.1.7.2 Viti autofilettanti e automaschianti		
lamiera alluminio	UNI EN 1999-1-1:2014 (Eurocodice 9)	CNR-DT 208/2011 (Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Alluminio)	ECCS-1995-No-88: ECCS Publication - E.R. for Application of Metal Sheeting Acting as Diaphragm	

La geometria del pannello (LSF) è dettata dal materiale scelto per il rivestimento, o meglio, dalla geometria degli elementi di rivestimento:

I materiali, ad oggi individuati, per il rivestimento dei pannelli, e le loro dimensioni sono i seguenti:

## OSB

pannelli di spessore 15 mm con dimensioni 1250x2500 mm (direzione forte quella longitudinale ← scaglie orientate)

**Alubel 21** (lamiera grecata trapezoidale) in acciaio o alluminio zincato

altezza greca 21 mm - spessore lamiera 0,5÷1,0 mm - con dimensioni 1020( 936 utile) x13000 mm

Altro parametro geometrico di cui bisogna tener conto è quello della massima dimensione trasportabile, che per l'uso di un autocarro tradizionale

### STANDARD:

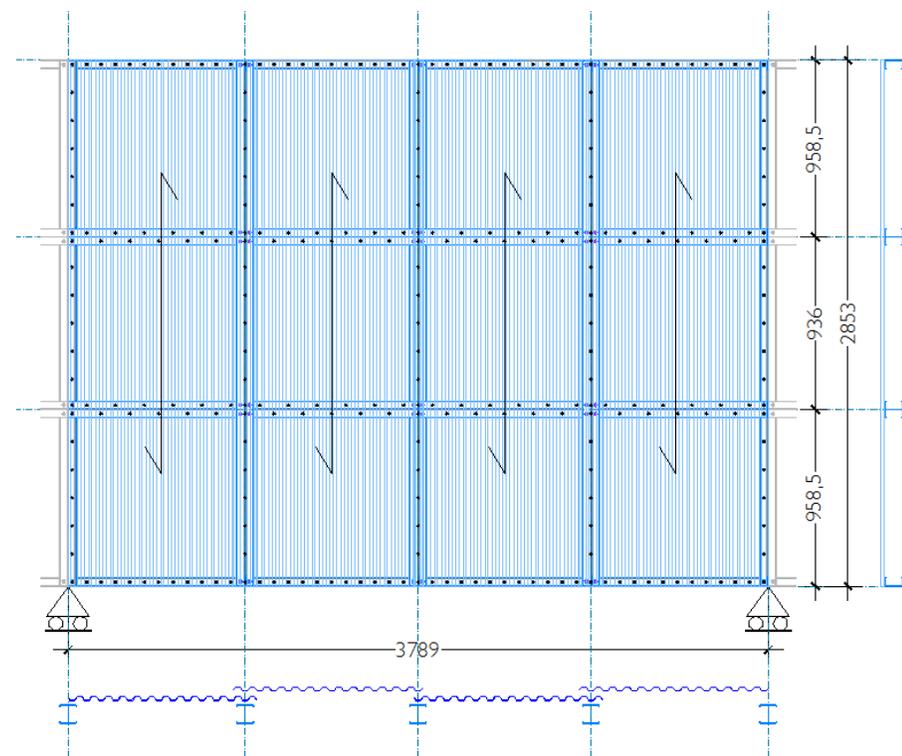
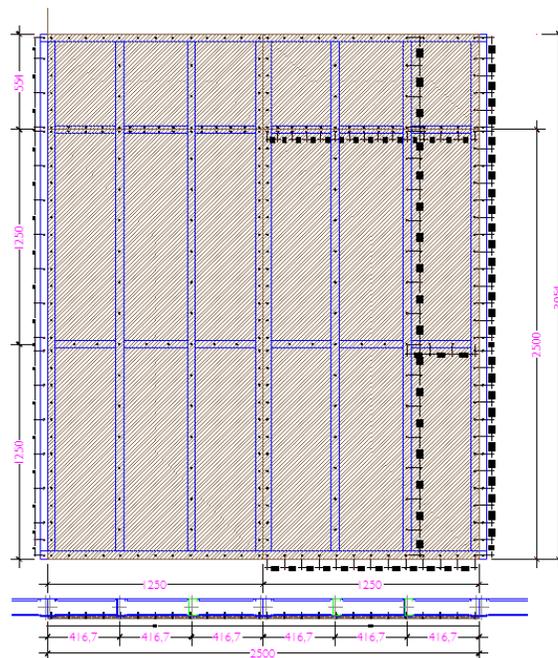
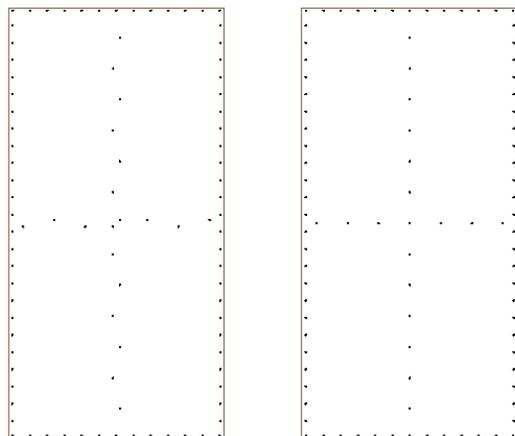
lunghezza 13.60 m, larghezza 2.45 m, altezza 2.70 m / volume 89 mc



# Definizione della dimensione dei **TELAI**

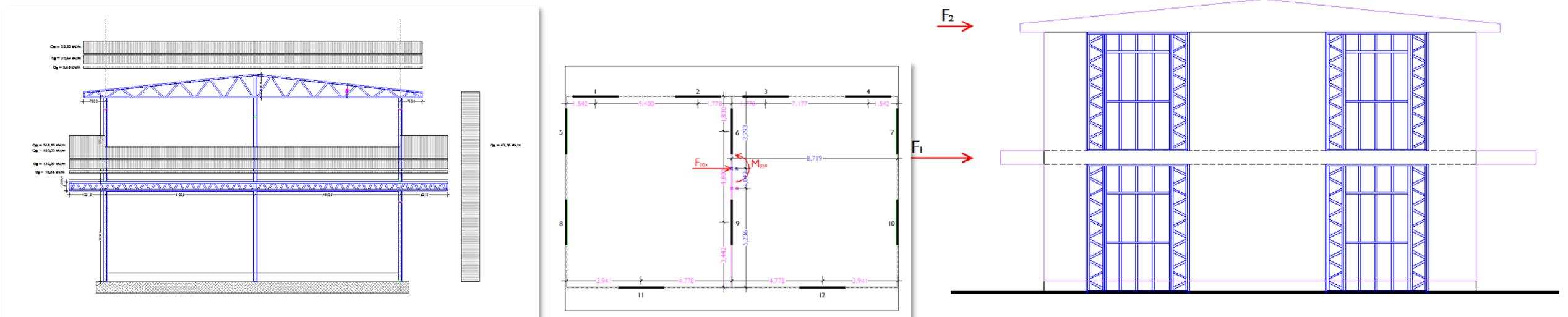
Questo comporta che se si decide di utilizzare i pannelli di OSB, le dimensioni massime (secondo una direzione) saranno pari a 2500 mm, ovvero, pari alla dimensione di due pannelli affiancati e l'interasse dei montanti sarà un sotto multiplo di 1250 (ovvero 625 o 416,6)

Se si decide di utilizzare le lamiere Alubel 21 montati in opera in verticale (posizione più performante), considerato che la larghezza utile è pari a 936 mm, inevitabilmente, la dimensione del pannello sarà sostanzialmente pari ad un multiplo della larghezza dei pannelli.





LA NEL CASO DI STRUTTURE CHE PRESENTANO REGOLARITÀ IN PIANTA E IN ALTEZZA SI PUÒ PROCEDERE AL CALCOLO UTILIZZANDO **L'ANALISI STATICA LINEARE**



QUANDO LA STRUTTURA SI PRESENTA PIÙ COMPLESSA SI IMPONE L'USO DI SOFTWARE STRUTTURALI AGLI ELEMENTI FINITI IN GRADO DI ANALIZZARE L'INTERA STRUTTURA

Ad oggi non esistono software dedicati al calcolo di queste strutture proprio per la difficoltà di vedere i vari componenti come un unico sistema ... forse per la mancanza di richiesta.

## The CFS-NEES Effort: Advancing CFS Earthquake Engineering

Mar, 2014 By Benjamin Schafer, Ph.D., P.E. In Articles, Building Blocks Comments 0

Seismic design of buildings using repetitively framed CFS (CFS) members has largely been enabled through a series of dedicated tests conducted on shear walls and compiled for convenient use in the AISI-S213 standard, supported through the seismic response modification coefficients and procedures in ASCE 7. This approach has served engineers and industry well, but has not provided a clear path towards the development of new and novel seismic force resisting systems utilizing CFS, nor does it provide the necessary knowledge for modeling CFS buildings as systems. At its core, the seismic

<https://www.structuremag.org/?p=1681>

La progettazione sismica di edifici che utilizzano componenti CFS a struttura ripetitiva è stata ampiamente abilitata attraverso una serie di test dedicati condotti su pareti di taglio e compilati per un uso conveniente nello standard AISI-S213, supportati attraverso i coefficienti e le procedure di modifica della risposta sismica in ASCE 7.

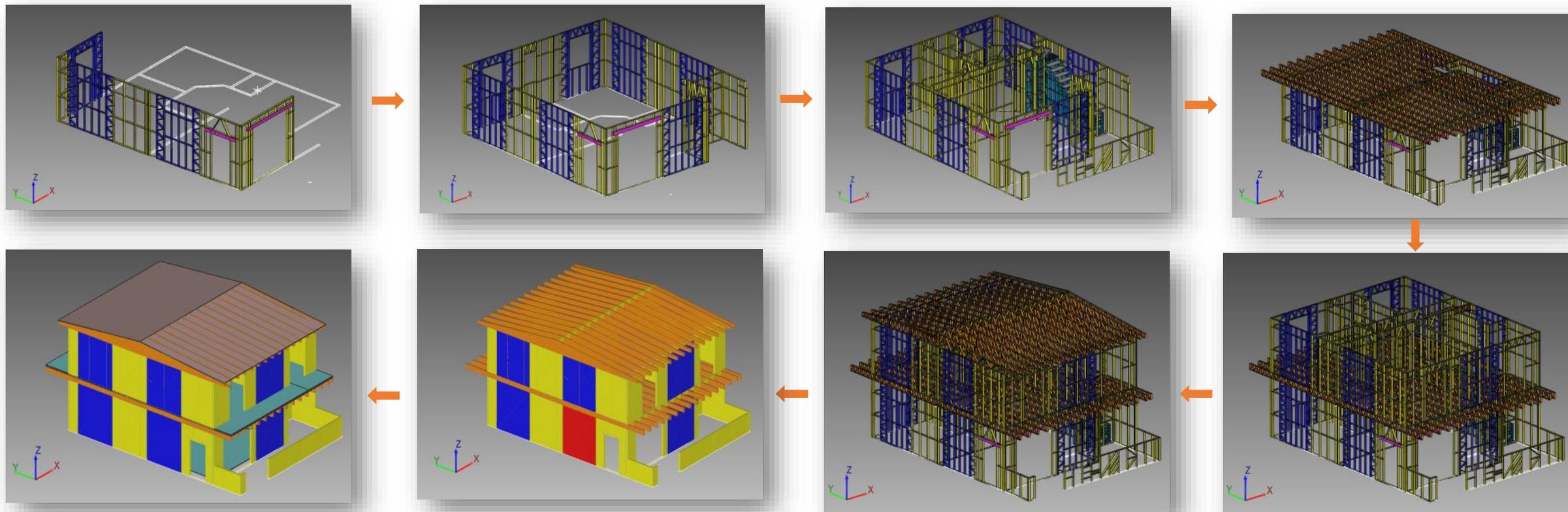
Questo approccio, se pur utile agli ingegneri ed ai produttori, non ha fornito un percorso chiaro verso lo sviluppo di nuovi e nuovi sistemi di resistenza sismica che utilizzano la CFS, né fornisce le conoscenze necessarie per modellare gli edifici CFS come sistemi.

**Ma la necessità di affrontare il problema è evidente ed urgente**  
(per non frenare lo sviluppo di questa tecnologia)

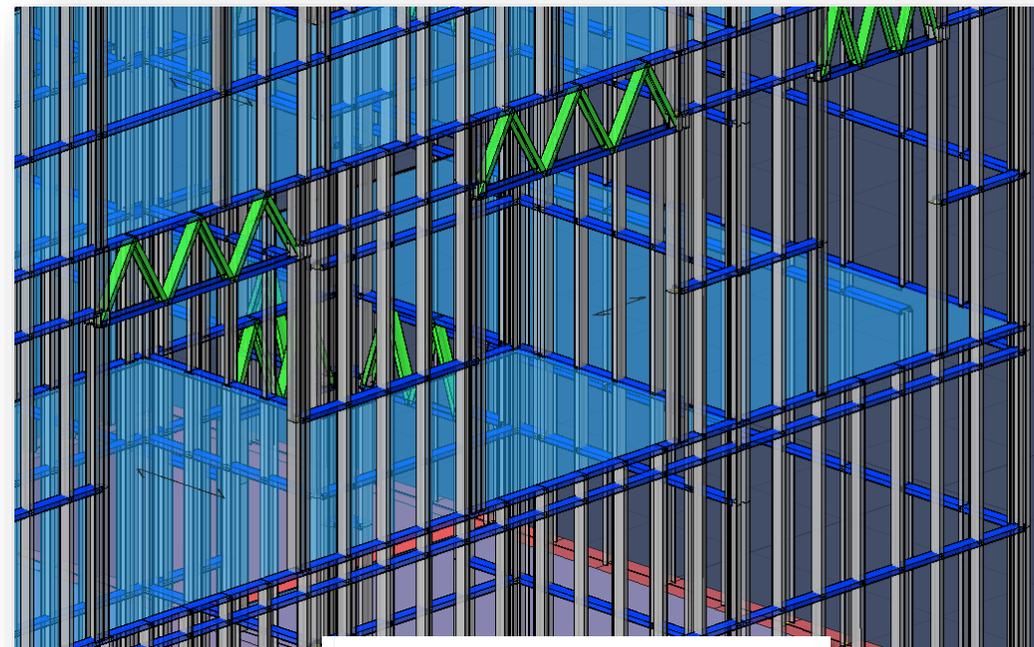
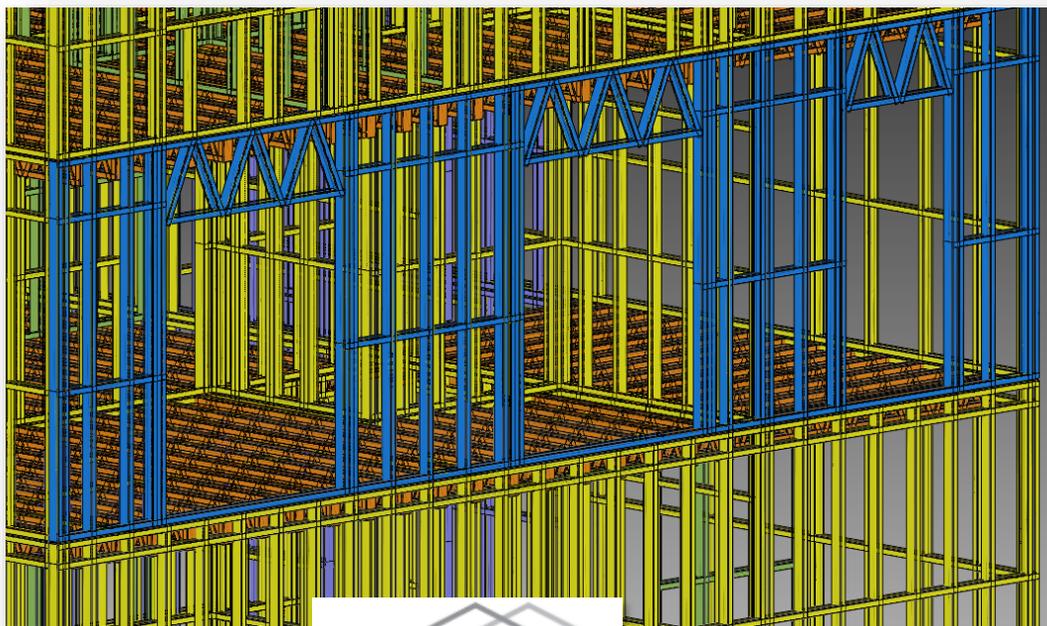


## Fase 1 – DEFINIZIONE DELLA STRUTTURA

SI DETERMINA ATTRAVERSO LA COMPOSIZIONE DEI SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI: PARETI, TRAVI E SOLAI



## Fase 2 – CALCOLO DELLA STRUTTURA



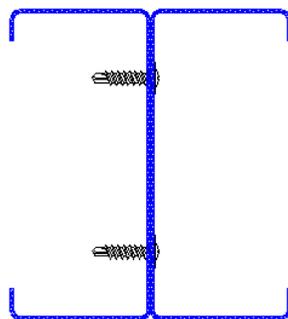
**IPERSPACE BIM**

Calcolo strutturale agli elementi finiti

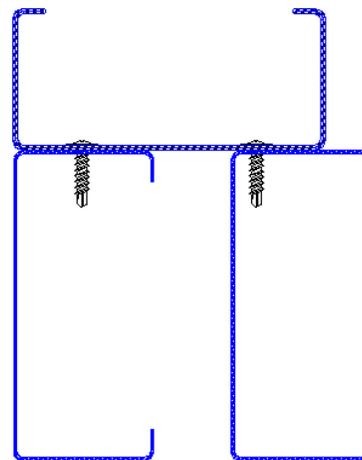
## Step 1 – DEFINIZIONE DELLE SEZIONI SEMPLICI E COMPOSTE CON **DINAMO**



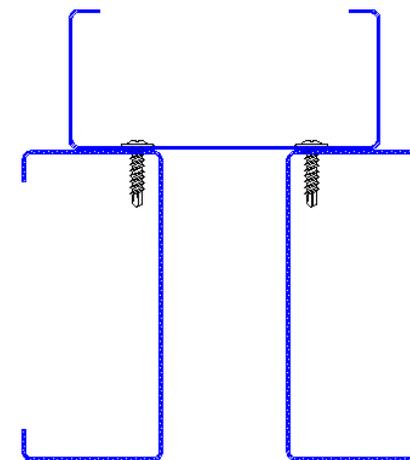
SEZIONE SEMPLICE



SEZIONE BACKtoBACK



SEZIONE COMPOSTA D'ANGOLO



SEZIONE COMPOSTA INTERSEZIONE

## Step 2 – DEFINIZIONE DELLE SPETTRO ELASTICO DEL SITO

Gli effetti delle azioni sismiche sono stati valutati mediante un'analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico **considerando ossia il comportamento della struttura in regime elastico lineare (struttura non dissipativa)**. Pertanto, nella definizione dello spettro sismico si è adottato un coefficiente di comportamento  $q = 1,5$ .

In particolare, nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è stata trascurata la modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno.

In relazione a quanto sopra, nel calcolo le verifiche sono state eseguite in campo elastico; nel merito si è previsto di utilizzare i seguenti valori delle deformazioni del cls e dell'acciaio:  $\varepsilon_{cu} \text{ z } \varepsilon_{co} = 0,022$  e  $\varepsilon_{fu} \text{ z } \varepsilon_{fy} = 0,019$  (valori volutamente leggermente diversi che dai quelli limite per ovviare a problemi di approssimazione numerica in fase di calcolo).

## Step 3 – AGGIORNAMENTO CONDIZIONI DI CARICO

- inserendo il carico dei pannelli laterali (escluse le tompagnature).
- le condizioni del vento nelle direzioni x, -x, y e -y .
- Le condizioni termiche.

Definiamo così nuovo scenario di calcolo

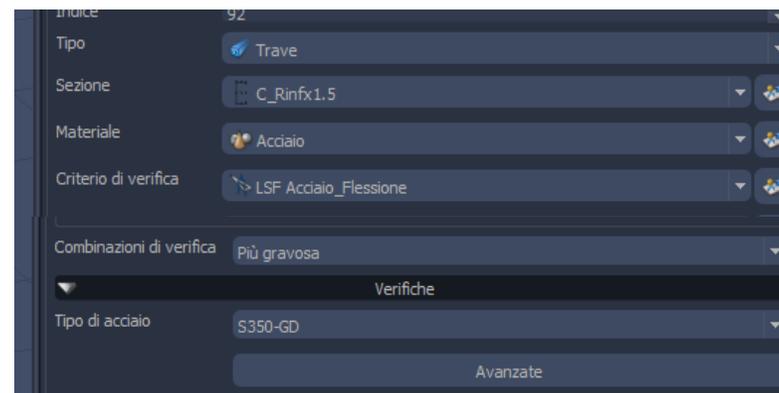
Tamponamento	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>
Carico pannelli	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>	1.5	<input checked="" type="checkbox"/>
Neve	1	<input type="checkbox"/>	0.75	<input checked="" type="checkbox"/>	0.75	<input checked="" type="checkbox"/>	0.75	<input checked="" type="checkbox"/>	0.75	<input checked="" type="checkbox"/>
Vento X	1	<input type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>
Vento X-	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>
Vento Y	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>
Vento -Y	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>
Carichi Termici	1	<input type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>	0.9	<input checked="" type="checkbox"/>

## Step 4 – DEFINIZIONE DEL SISTEMA DI RESISTENZA ALLE FORZE ORIZZONTALI

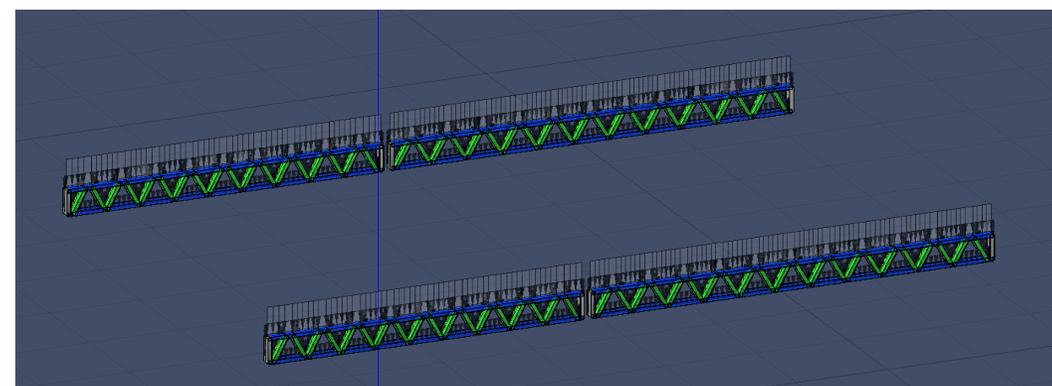
Sistema ibrido con nucleo scala in cls / telai in carpenteria tradizionale / pareti a taglio in LSF e pannelli in OSB/3

## Step 5 – AGGIORNAMENTO CRITERI DI VERIFICA:

LSF Acciaio\_Flessione - Acciaio S350GD



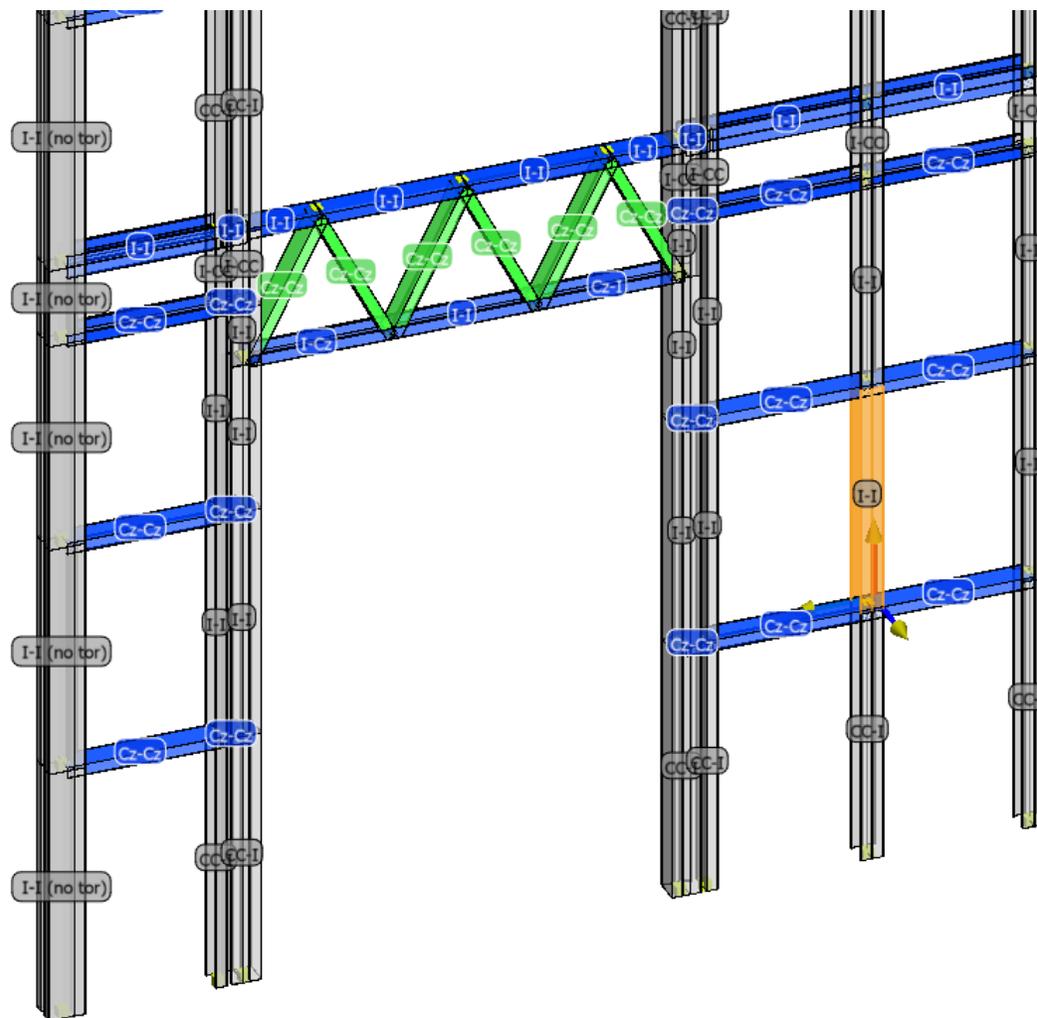
I solai come per le strutture in cls, sono calcolati separatamente. Si procede con IperSpaceBIM alla verifica dei travetti reticolari ai soli carichi gravitazionali in condizione SLU e SLE (resistenza e deformazione)



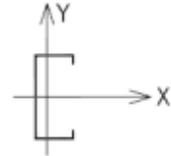
Analisi delle criticità legate al grande numero di aste e nodi



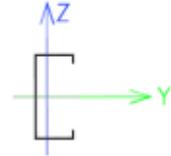
## GESTIONE DEI VINCOLI INTERNI



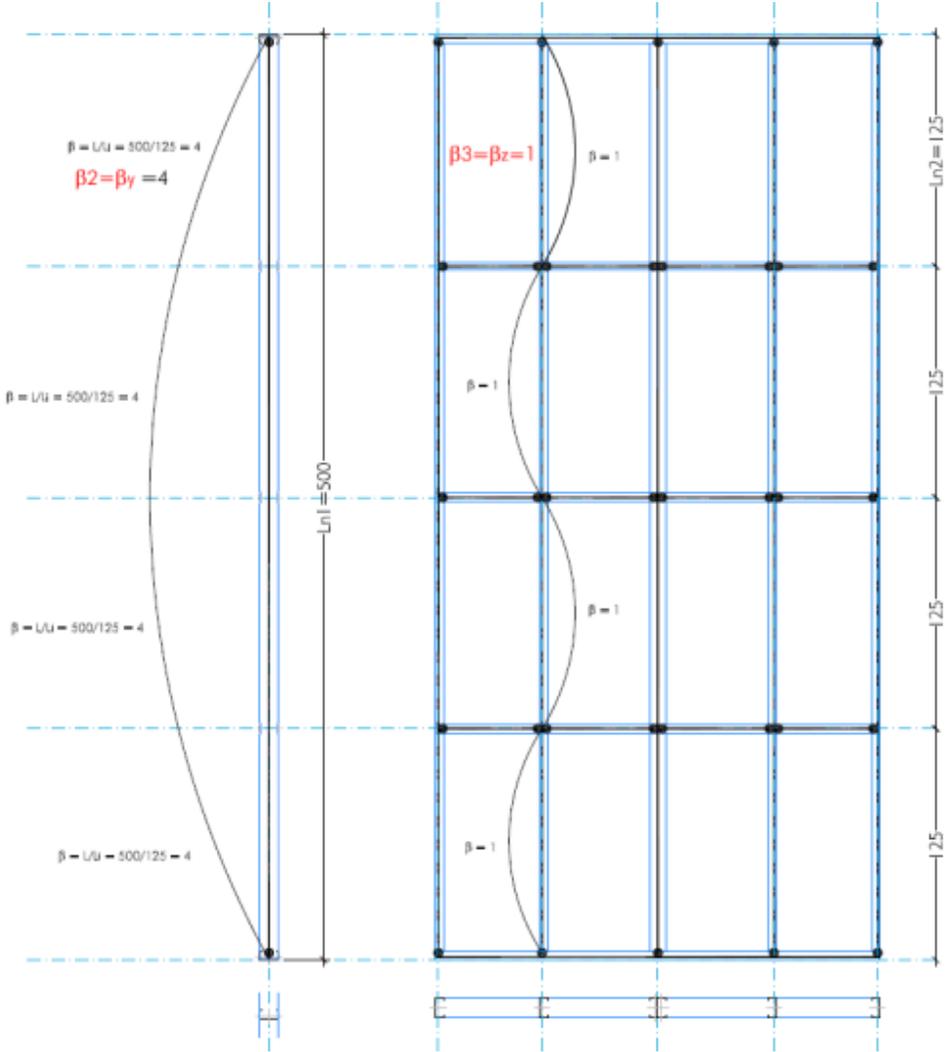
## DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI $\beta$



profilo C rinforzato:  
 $A = 3,06 \text{ cm}^2$   
 $J_x = 49,15 \text{ cm}^4$   
 $J_y = 8,13 \text{ cm}^4$   
 $p_x = 4,01 \text{ cm}$   
 $p_y = 1,63 \text{ cm}$

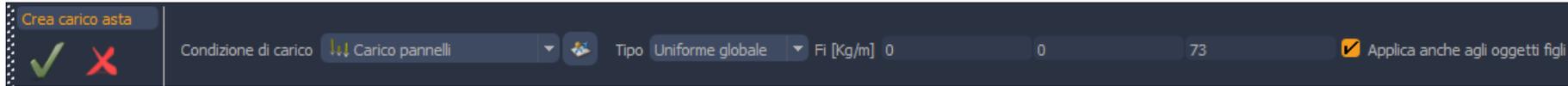


orientamento  
IperSpaceBIM

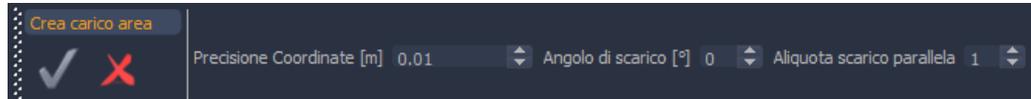


## Applicazione dei carichi su nodi, aste e superfici:

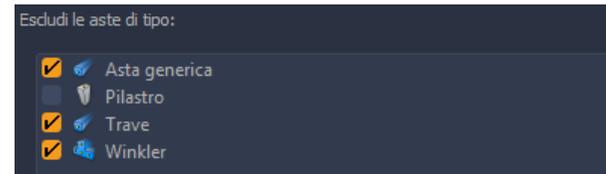
- Il peso delle pareti perimetrali viene applicato sui montanti verticali come carico distribuito con direzione Z:



- L'azione del vento viene applicata sui prospetti attraverso la definizione di aree di carico:



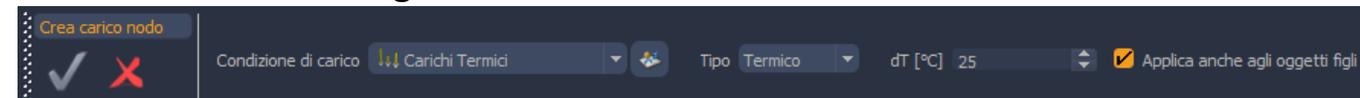
- attraverso le aree di carico è possibile definire gli elementi deputati a portare il carico:



- l'intensità ed il verso dei carichi nelle varie condizioni di carico:

	Condizione	Attiva	Carico[Kg/mq]
11	Vento X	<input type="checkbox"/>	0
12	Vento X-	<input type="checkbox"/>	0
13	Vento Y	<input checked="" type="checkbox"/>	82.02
14	Vento -Y	<input type="checkbox"/>	0

- I carichi termici vengono inseriti come carichi nodali:



## INDIVIDUAZIONE DELLE PROBLEMATICHE POSSIBILI

- Rischio NODI doppi → CONTROLLO DATI → Fondi
- Rischio TRAVI/PILASTRI non spezzate in tutti i nodi → CONTROLLO DATI /ANALISI CINEMATICA → Spezza
- Rischio presenza cinematismi → ANALISI CINEMATICA → Fondi/Spezza
- Difficoltà creazione SOLAI a causa di nodi non allineati → Allinea nodi

## PROGETTO DI UNA PARETE A TAGLIO LSF + PANNELLO OSB

(al momento con un foglio di calcolo)

### RIGIDEZZA

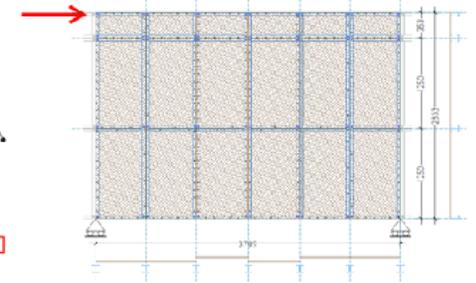
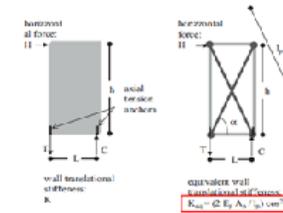
La diagonale equivalente  $\rightarrow \phi$  equivalente aste in acciaio

### RESISTENZA

Determiniamo un materiale fittizio che in relazione alla sezione innanzi determinata fornisce una resistenza analoga a quella della diagonale del pannello reale  $\rightarrow$  nuovo materiale ( $F_y$  e  $F_u$ )  $\rightarrow$  nuovo criterio di verifica

#### ANALISI PARETI A DIAFRAMMA CON RIVESTIMENTO OSB/3

Analysis of steel plate shear walls  
Liana Thebani, G.L. Kulak & C.J. Montgomery - 1992



L = 1750 mm	lunghezza della parete
h = 3000 mm	altezza della parete
b = 1250 mm	larghezza del pannello rivestimento
h' = 2500 mm	altezza pannello rivestimento
t <sub>p</sub> = 15 mm	spessore pannello rivestimento
l <sub>d</sub> = 3073 mm	lunghezza della diagonale
α = 59,74 °	angolo diagonale da riferimento orizzontale
n = 1	numero pannelli rivestimento
E <sub>s</sub> = 210 000 N/mm <sup>2</sup>	modulo Young acciaio
A <sub>s</sub> = 620 mm <sup>2</sup>	area profilati laterali (2 100x60x10)
k <sub>cs</sub> = 418 N/mm	rigidezza connessione CFS-OSB
c = 100 mm	distanze viti
δ <sub>max</sub> = 0,89	slitta & leati zosa: f(h,b)
C = 1 400 N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico tangenziale OSB
k <sub>cs</sub> = 35 000 N/mm	rigidezza estensione nella direzione fregata sperimentale ad acciaio
E <sub>p</sub> = 210 000 N/mm <sup>2</sup>	modulo Young materiale diagonale
A <sub>p</sub> = 36 mm <sup>2</sup>	area sezione diagonale

Designing CFS structures: The new school BM in steel  
Saggi Perini, Giancarlo Basso, Roberto Lussler  
Gruppo Editoriale Liguori

$$K = 4 \left( (K_{cs}^2 + K_{cs}^2 + K_{cs}^2 + K_{cs}^2) \right) = 1096 \text{ N/mm}$$

$$K_{cs} = K_{cs} = 3 \cdot E \cdot A \cdot L^2 / 2 \cdot h^2 = 22152 \text{ N/mm} \text{ steel framing}$$

$$K_{cs} = K_{cs} = n \cdot (K_{cs} / \beta \cdot c) \cdot (\beta^2 / h^2) \cdot (L \cdot b) = 1428 \text{ N/mm} \text{ connection rivestimento}$$

$$K_{cs} = K_{cs} = n \cdot C \cdot t_p \cdot (b \cdot h) \cdot (L \cdot b) = 12350 \text{ N/mm} \text{ comportamento pannello}$$

$$K_{cs} = K_{cs} = K_{cs} \cdot L^2 / h^2 = 1910 \text{ N/mm} \text{ ancoraggio fondazioni}$$

$$K_{cs} = (3 \cdot E_s \cdot A_s / l_p) \cdot \cos^2 \alpha = K$$

$$A_s = (K / \cos^2 \alpha) \cdot (l_p / (3 \cdot E_s)) = 35,8 \text{ mm}^2 \quad \phi = 6,7 \text{ mm} \quad 0,0034$$

n = 1	numero pannelli rivestimento
F <sub>cs</sub> = 0,89556 kN	forza corti del singolo collegamento
γ = 0,99	slitta & leati zosa: f(h,b)
γ <sub>cs</sub> = 1,25	coefficiente sicurezza
c = 100 mm	spaziatura connessioni
b = 1250 mm	base pannello
V = 1124 kN	capacità di taglio di progetto del pannello (diaframma)
H = 30,30 kN	forze di trazione massima montanti laterali
N = 33,50 kN	forze di trazione massima diagonale

Elemento	γ <sub>cs</sub>								
MT_1_01_01_01	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_02	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_03	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_04	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_05	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_06	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_07	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_08	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_09	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99
MT_1_01_01_10	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99	1,25	0,99

$$H_{cs} = \min(H_{cs1}, H_{cs2}, H_{cs3}, H_{cs4}, H_{cs5})$$

$$H_{cs1} = (N_{cs} / \gamma) \cdot L$$

$$H_{cs2} = n \cdot (F_{cs} / (\gamma_{cs} \cdot \gamma)) \cdot b = 1184 \text{ kN} \text{ resistenza laterali}$$

$$H_{cs3} = n \cdot k_{cs} \cdot (F_{cs} / \gamma_{cs}) \cdot t_p \cdot L$$

$$H_{cs4} = (N_{cs} \cdot \gamma) \cdot L$$

$$H_{cs5} = ((L/2) + 1) \cdot V_{cs}$$

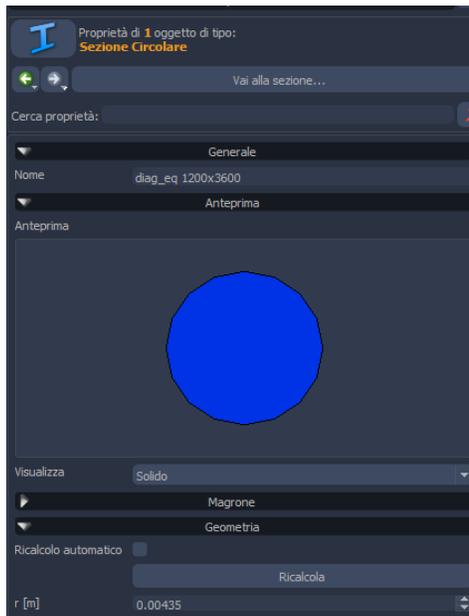
γ<sub>cs</sub> = 1,25  
γ<sub>cs</sub> = 1,25

## INSERIMENTO PANNELLI SISMICI come diagonali equivalenti



1. creare il materiale "pannello" con Peso Specifico = 1 Kg/mc e E, n, l uguali a quelli dell'acciaio (2,1e+10 - 0,3 - 1,2e-5)

nota bene: considerato che a differenza dei tiranti in acciaio il pannello reagisce sia a trazione che a compressione, il materiale definito non deve avere il valore di E dimezzato; di conseguenza, nel criterio di progetto che si adotterà, non sarà necessario amplificare la sollecitazione per le verifiche.

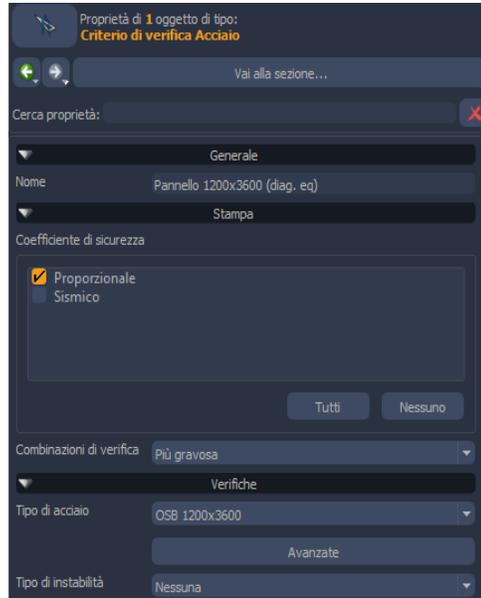


2. creare diagonali in acciaio (diag\_eq 1200x3600) con sezione tale da garantire una rigidità equivalente a quella del pannello:

Designing CFS structures: The new school bfs in naples  
Luigi Fiorino, Ornella Iuorio, Raffaele Landolfo\*  
University of Naples Federico II, Naples, Italy

$K = 1 / (K_f^{-1} + K_{s-f}^{-1} + K_s^{-1} + K_a^{-1})$	658 N/mm		
$K_f = K_s = 3 \cdot E \cdot A \cdot L^2 / 2 \cdot h^3$	6028 N/mm	steel framing	
$K_{s-f} = K_f = n \cdot (k_{fs} / \beta \cdot c) \cdot (b^3/h^2) \cdot (L/b)$	1049 N/mm	connessioni rivestimento	
$K_s = K_p = n \cdot G \cdot t_p \cdot (b/h) \cdot (L/b)$	7000 N/mm	comportamento pannello	
$K_a = K_{hd} = k_{hd} \cdot L^2 / h^2$	3889 N/mm	ancoraggio fondazione	
$K_{eq} = (2 \cdot E_p \cdot A_p / l_p) \cdot \cos^2 \alpha = K$			
$A_p = (K / \cos^2 \alpha) \cdot (l_p / (2 \cdot E_p)) =$	59,5 mmq	$\phi =$	8,7 mm
			0,00435

3. creare, per ogni singola tipologia di pannello/diagonale eq. un criterio di verifica per il comportamento a tirante (Pannello 1250x3270 (diag. eq)) andando a definire un particolare tipo di acciaio (fittizio: OSB 1250x3270) che abbia caratteristiche di snervamento e rottura compatibili con la forza massima di resistenza esplicabile dalla "diagonale " del pannello:



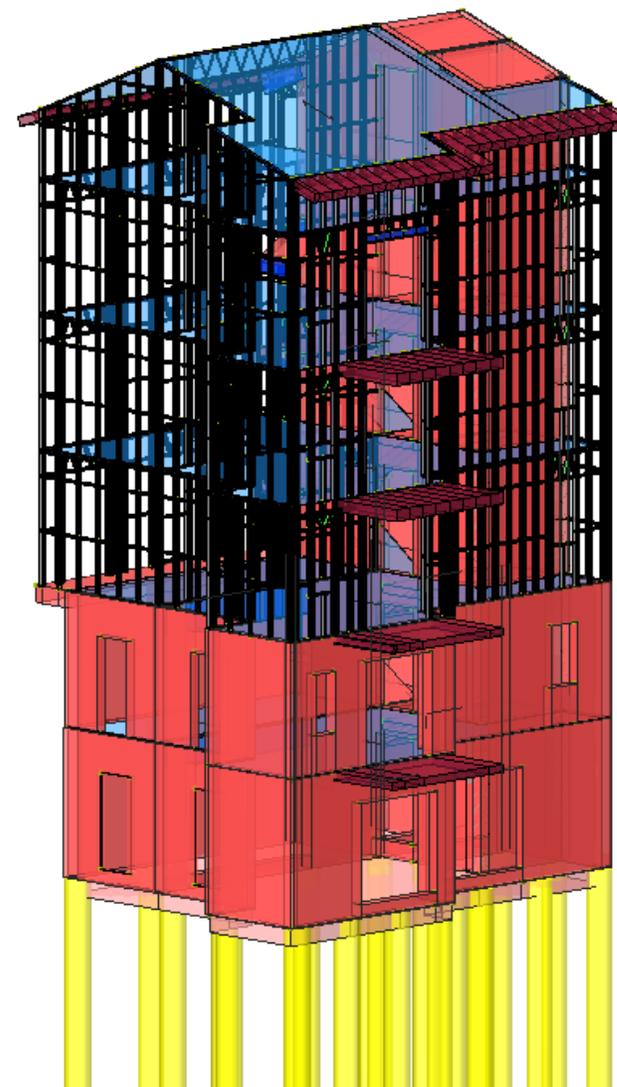
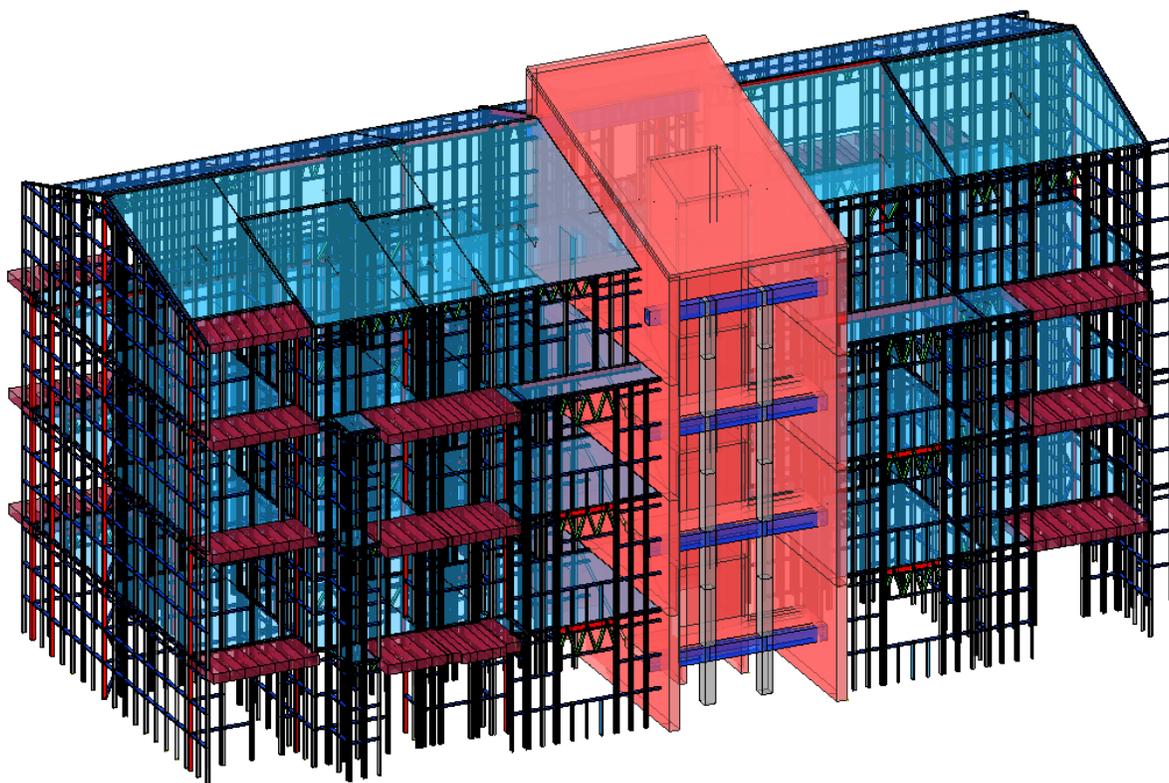
Classe	Samm (T<40mm) [MPa]	Samm (T>40mm) [MPa]	Fy (T<40mm) [MPa]	Fy (T>40mm) [MPa]
39	5250	356,901	356,901	356,901
36	OSB 1200x3600	0	0	569
37	OSB 1800x3600	0	0	688
38	OSB 1200x3300	0	0	552
39	OSB 1800x3300	0	0	670
40	OSB 1200x3000	0	0	582
41	OSB 1800x3000	0	0	697
42	OSB 900x3300	0	0	509
43	OSB 900x3000	0	0	495

V =	10,18 kN	capacità di taglio di progetto del pannello (diaframma)	1038,10 kg			
H =	30,55 kN	forza di trazione massima montanti laterali	3114,31 kg		Fy < 40 mm	Ft < 40 mm
N =	32,20 kN	forza di trazione massima diagonale	3282,77 kg	542	569	682
					Mpa	Mpa
					$\gamma_{Mo} =$	1,05

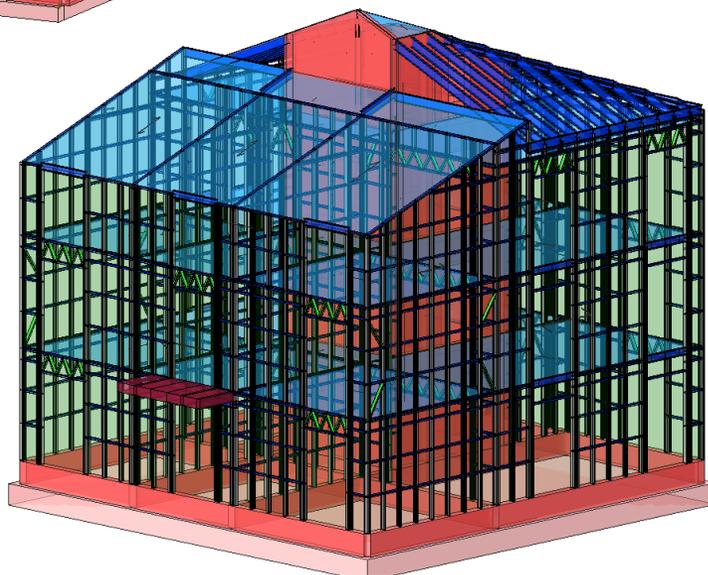
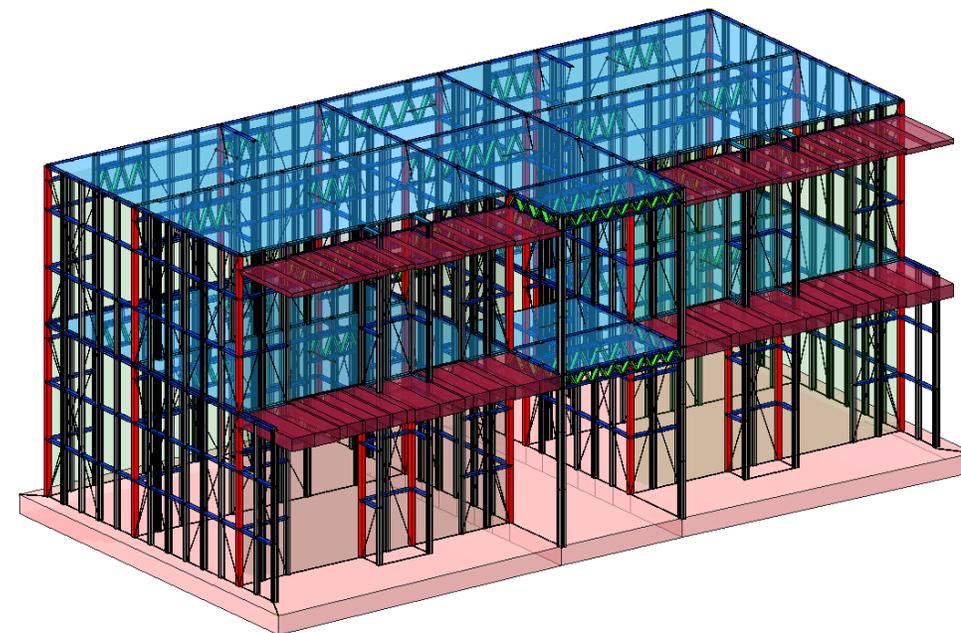
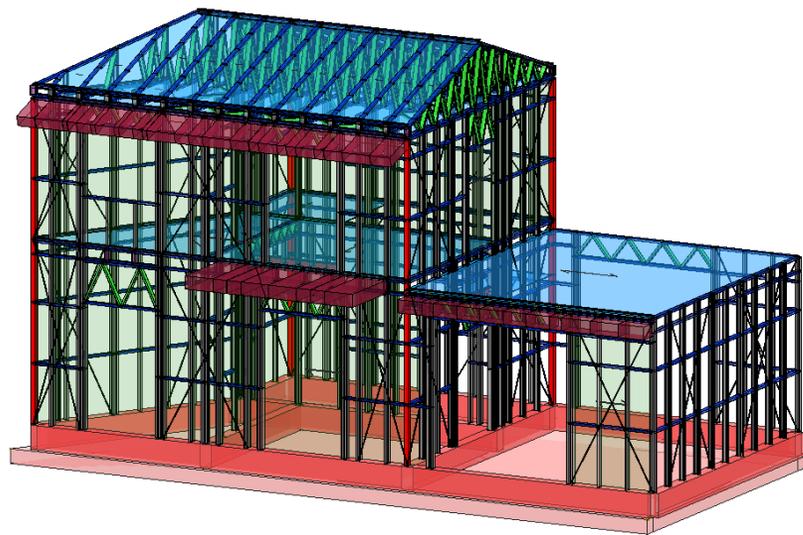
## STRUTTURE MISTE: Nucleo scale in CLS

Occorre verificare in numero di modi necessari per eccitare almeno l'85% delle masse che compongono la struttura, normalmente ne occorrono + di 100 (che tenendo conto del numero di aste e delle ipotesi di carico comportano tempi di calcolo lunghissimi)

- **LA PROBLEMATICATA** ... l'alto numero di nodi presenti tra i piani rigidi comporta la dispersione delle masse ad essi collegati, masse che, nella realtà sono molto piccole (dipendono sostanzialmente dal peso dei pannelli perimetrali)
- **LA SOLUZIONE** ... spostiamo le masse dei pannelli di questi nodi sul piano rigido
- **COME** ... inseriamo questi nodi in un gruppo "senza massa" e creiamo un nuovo canale di carico (da inserire solo nell'ultima colonna dello scenario di calcolo) in cui inseriamo i carichi dei pannelli al ml sul perimetro dei piani rigidi. (questa soluzione ci consente di mantenere i carichi reali per le verifiche e spostare le masse per la verifica delle masse eccitate)
- **RISULTATO** ... si ottiene di eccitare l'85% delle masse con non più di 12 modi.

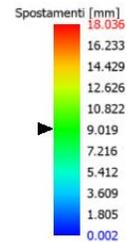
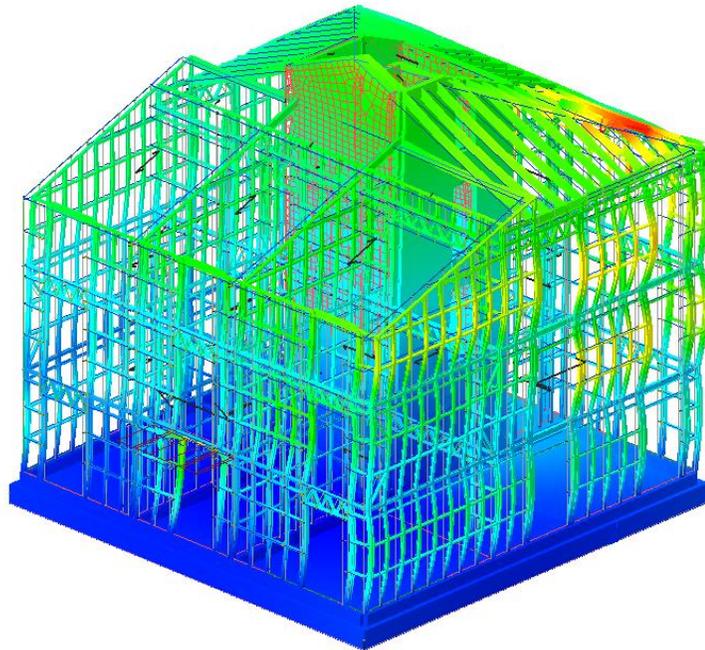


# Progettazione con IPERSPACEBIM – qualche esempio

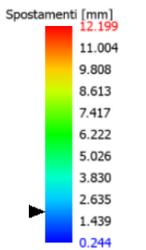
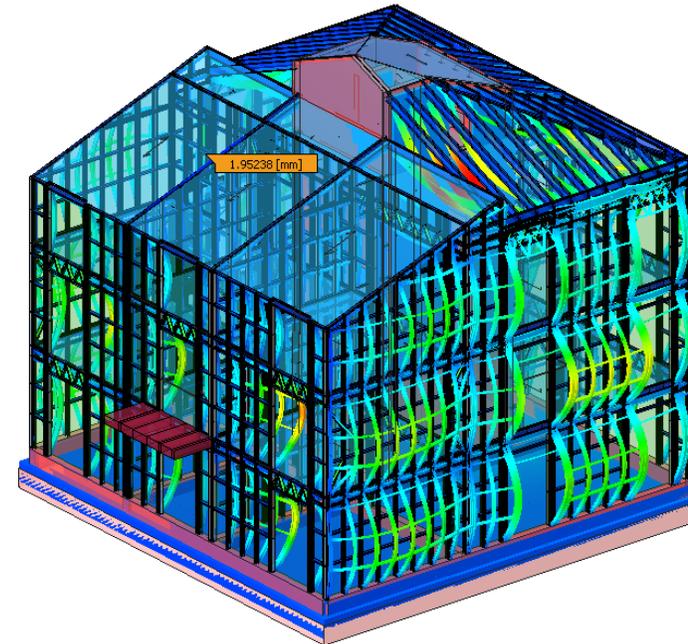


# Progettazione con IPERSPACEBIM – qualche esempio

Tipo diagramma: Deformata  
Combinazione corrente: Scenario SSM NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO\_2018 - C 42-I  
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata  
Combinazione corrente: Scenario SSM NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO\_2018 - C 18



... non solo progettazione





**SOFT.LAB**  
SOFTWARE PER L'EDILIZIA



**GRAZIE PER L'ATTENZIONE.**



ING. FELICIANO RICCIARDELLI  
Responsabile strutturale Irondom srl - [felicianoricciardelli@irondom.it](mailto:felicianoricciardelli@irondom.it)