

IL MODERNISTA





# 1. TERMICA

## 1.1. REQUISITI NORMATIVI

I requisiti normativi riguardo la performance energetica dei vari componenti dell'involucro esterno sono stabiliti dal Código Técnico de la Edificación (CTE), in particolare dal Documento Básico HE Ahorro de Energía (DB HE).

Per la procedura di verifiche, sono possibili due opzioni:

- Opzione semplificata, che consiste nella verifica dell'adeguamento dei vari componenti valutando i loro parametri determinanti, da comparare con valori limite definiti secondo la zona climatica dell'edificio
- Opzione generale, che si basa sulla valutazione del fabbisogno energetico degli edifici mediante un approccio dinamico, con una simulazione oraria del comportamento dell'edificio

Dato le grandi dimensioni dell'edificio, si è scelta l'opzione di verifica semplificata, valutando le singole componenti in modo indipendente.

Barcelona si trova in zona climatica C1, per la quale i valori limite da rispettare sono i seguenti:

Componente	Parametro	Valore Limite
Chiusura verticale	Trasmittanza $U_{cv}$	0,73 W/m <sup>2</sup> K
Chiusura orizzontale	Trasmittanza $U_{co}$	0,50 W/m <sup>2</sup> K
Copertura	Trasmittanza $U_{cop}$	0,41 W/m <sup>2</sup> K
Lucernari	Fattore solare modificato $F_L$	0,37

Per i serramenti, i parametri sono forniti dalla tabella seguente. La percentuale di superficie finestrata per la facciata orientata verso la piazza, è compresa tra i 51 e 60 % della facciata, che impone per le finestre orientate a Sud, una trasmittanza limite:  $U_{glim} = 3,5 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

% de huecos	Transmitancia límite de huecos <sup>(1)</sup> $U_{Hlim}$ W/m <sup>2</sup> K				Factor solar modificado límite de huecos $F_{Hlim}$			
	N	E/O	S	SE/SO	Baja carga interna		Alta carga interna	
de 0 a 10	4,4	4,4	4,4	4,4	-	-	-	-
de 11 a 20	3,4 (4,2)	3,9 (4,4)	4,4	4,4	-	-	-	-
de 21 a 30	2,9 (3,3)	3,3 (3,8)	4,3 (4,4)	4,3 (4,4)	-	-	-	-
de 31 a 40	2,6 (2,9)	3,0 (3,3)	3,9 (4,1)	3,9 (4,1)	-	-	0,56	0,60
de 41 a 50	2,4 (2,6)	2,8 (3,0)	3,6 (3,8)	3,6 (3,8)	-	-	0,47	0,52
de 51 a 60	2,2 (2,4)	2,7 (2,8)	3,5 (3,6)	3,5 (3,6)	-	-	0,42	0,46

Inoltre, si deve considerare per le stesse finestre un fattore solare modificato  $F_{lim}$  di 0,42 (valore dato per un orientamento Est o Ovest, per un edificio con importanti carichi interni, com'è stato considerato nel nostro caso). Il fattore solare F modificato è definito come:

$$F = F_S \cdot [(1 - FM) \cdot g_{\perp} + FM \cdot 0,04 \cdot U_M \cdot \alpha]$$

Dove:

$F_S$  è il fattore d'ombra della finestra

$FM$  è la percentuale dell'area totale occupata dal serramento

$g_{\perp}$  è il fattore solare perpendicolare alla finestra

$U_M$  è la trasmittanza termica del serramento in W/m<sup>2</sup>K

$\alpha$  è l'assorbanza del materiale, dipendente del suo colore, con i relativi valori riportati a lato:

Tabella dei valori di  $\alpha$  per i diversi colori di serramento

Tabla E.10 Absortividad del marco para radiación solar  $\alpha$

Color	Claro	Medio	Oscuro
Blanco	0,20	0,30	---
Amarillo	0,30	0,50	0,70
Beige	0,35	0,55	0,75
Marrón	0,50	0,75	0,92
Rojo	0,65	0,80	0,90
Verde	0,40	0,70	0,88
Azul	0,50	0,80	0,95
Gris	0,40	0,65	---
Negro	---	0,96	---

## 1.2. ANALISI DEI PACCHETTI TECNOLOGICI

### 1.2.1. Dati climatici

I dati climatici corrispondono ai valori medi misurati dalla stazione meteorologica di Barcellona Can Bruixa tra il 1987 e il 2014. Questi dati evidenziano un clima molto caldo, con temperature poco variabili durante l'anno. In termini di umidità relativa, i valori sono abbastanza alti, con una media annuale del 72 %, grazie alla presenza del Mar Mediterraneo.

Questi dati sono stati usati nell'analisi e nella scelta dei pacchetti, che sono presentati di seguito.

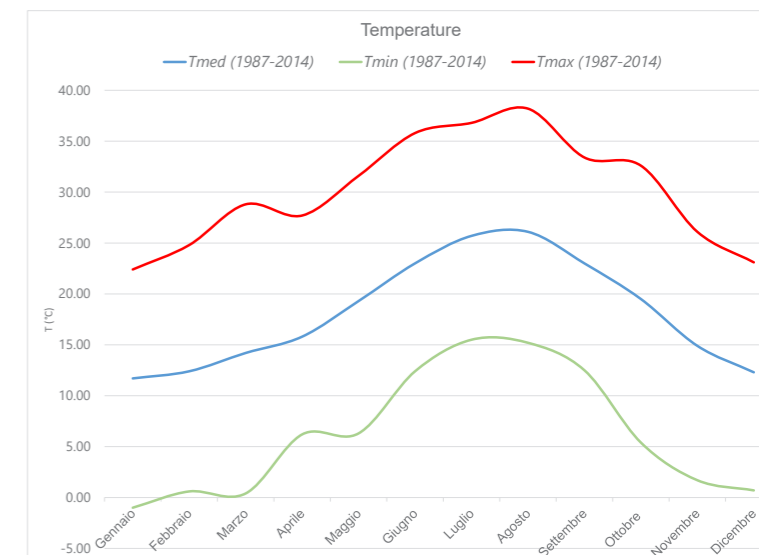


Grafico della temperatura esterna, media sul periodo 1987-2014

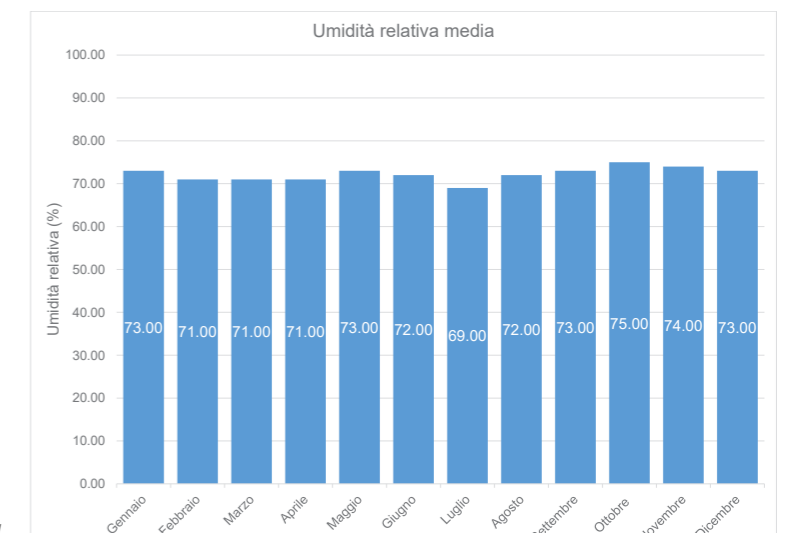
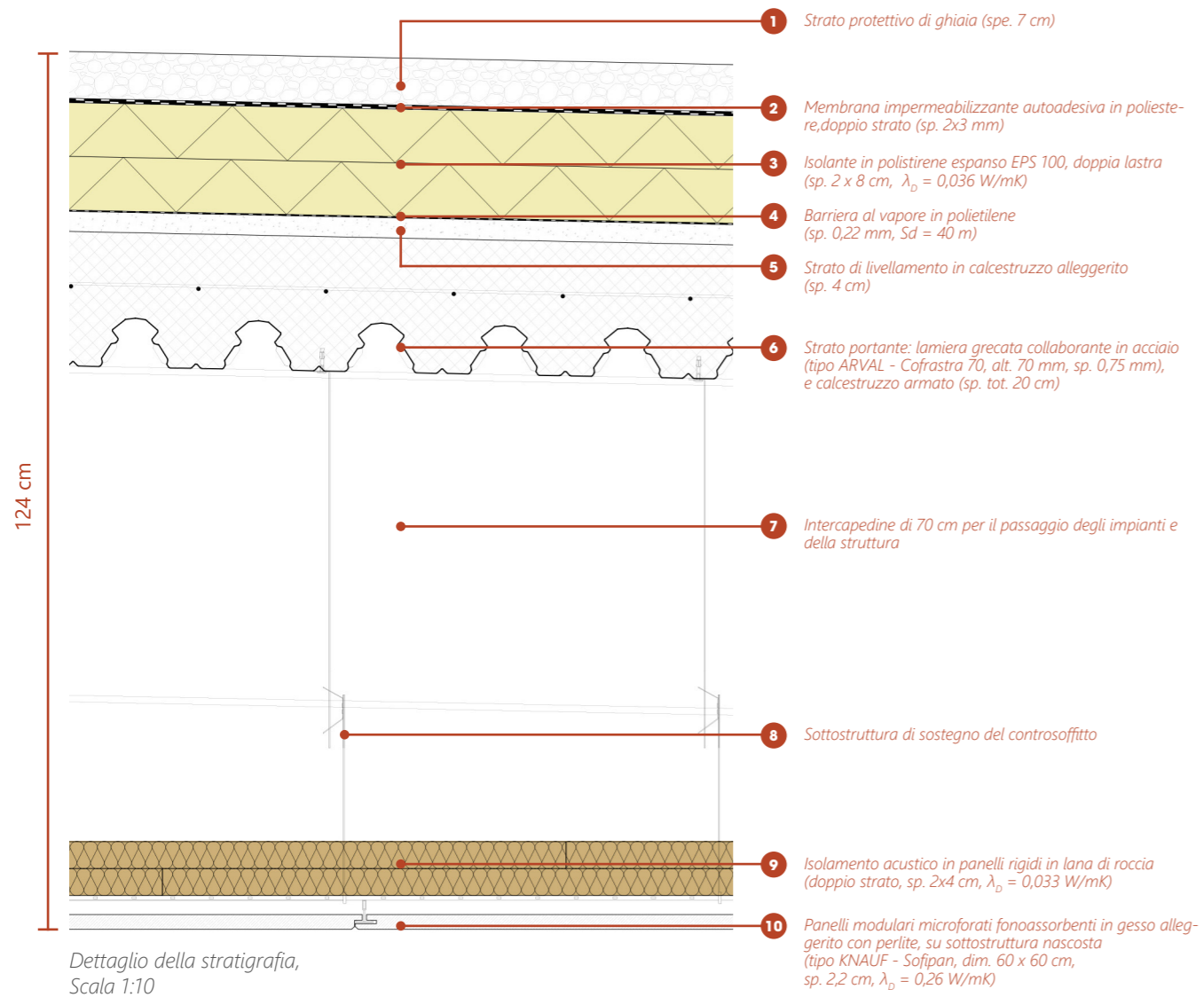


Grafico dell'umidità relativa esterna, media sul periodo 1987-2014

### 1.2.2. Pacchetti tecnologici dell'involucro esterno

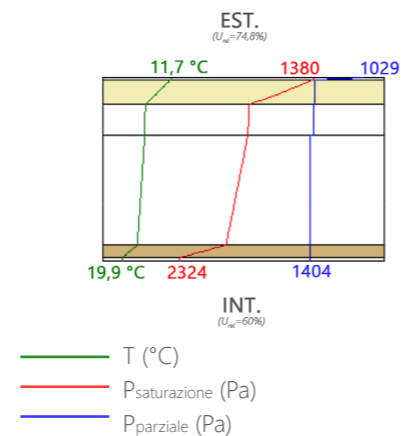
#### C.O.1 Copertura



Performance termica del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso	P = 631 kg/m <sup>2</sup>	/
Trasmittanza termica	U = 0,12 W/m <sup>2</sup> .K	U < 0,41 W/m <sup>2</sup> .K = U <sub>cep</sub>
Fattore d'attenuazione	F <sub>A</sub> = 1,2%	/
Sfasamento	φ = 12,9 ore	/

Diagramma Glaser, per il mese di Gennaio



#### C.O.2 Terrazza sopra i blocchi sporgenti

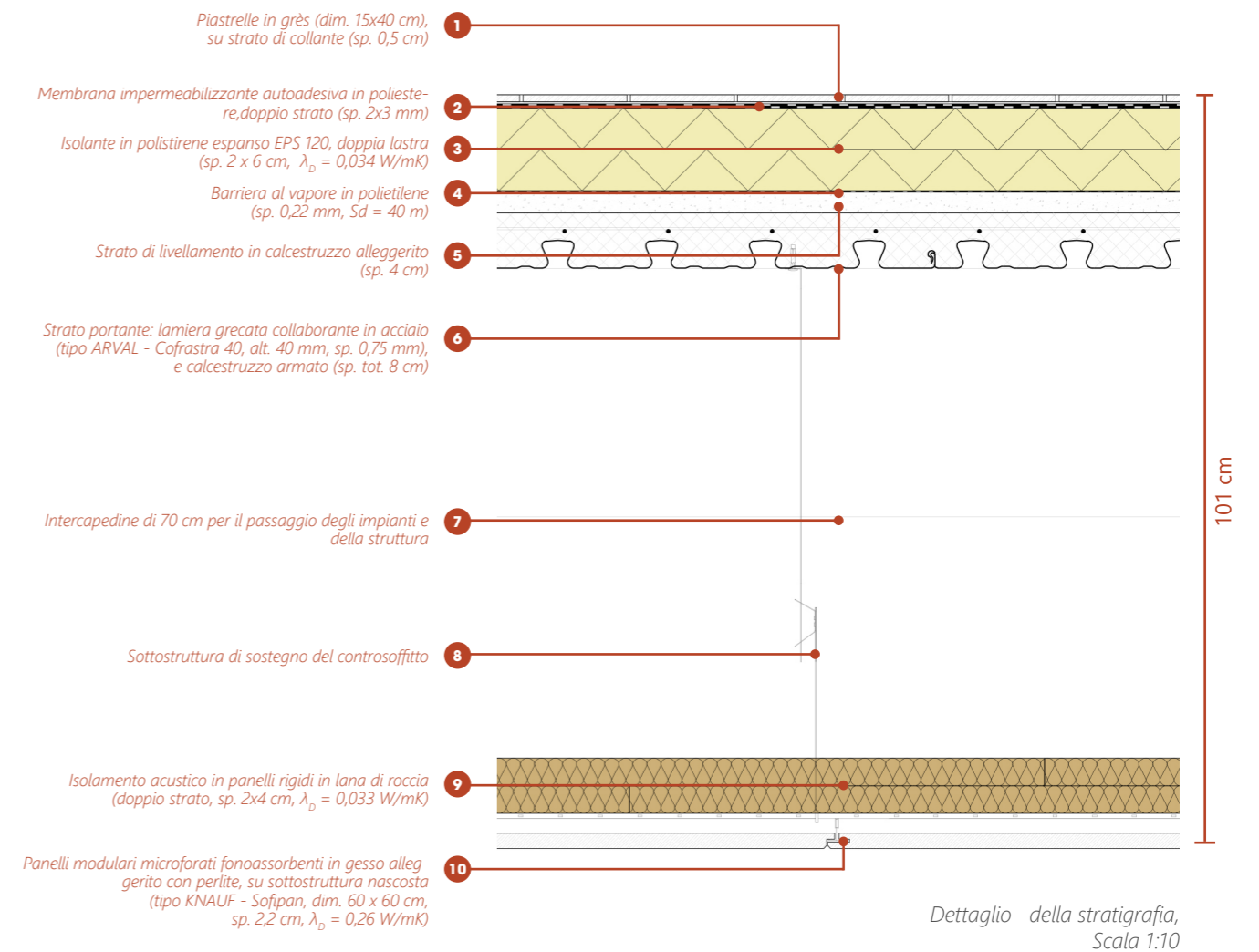
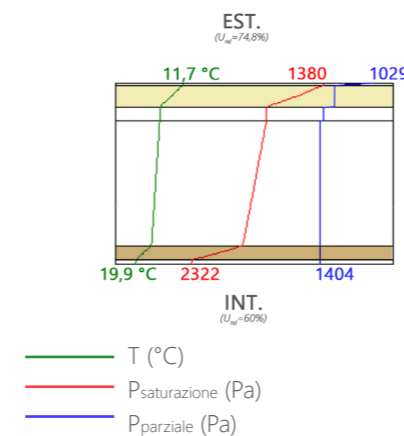


Diagramma di Glaser, per il mese di Gennaio

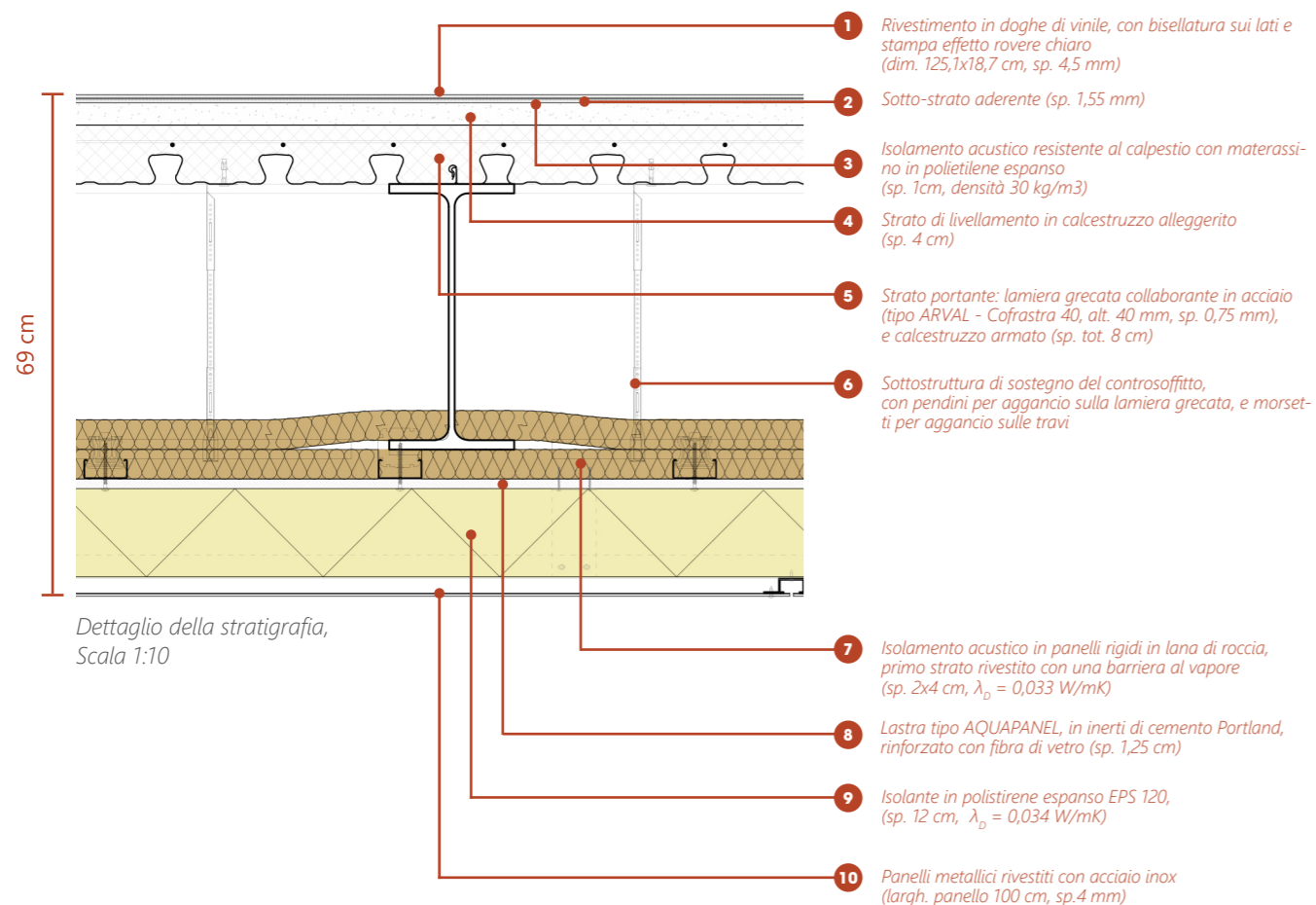


Performance termica del pacchetto

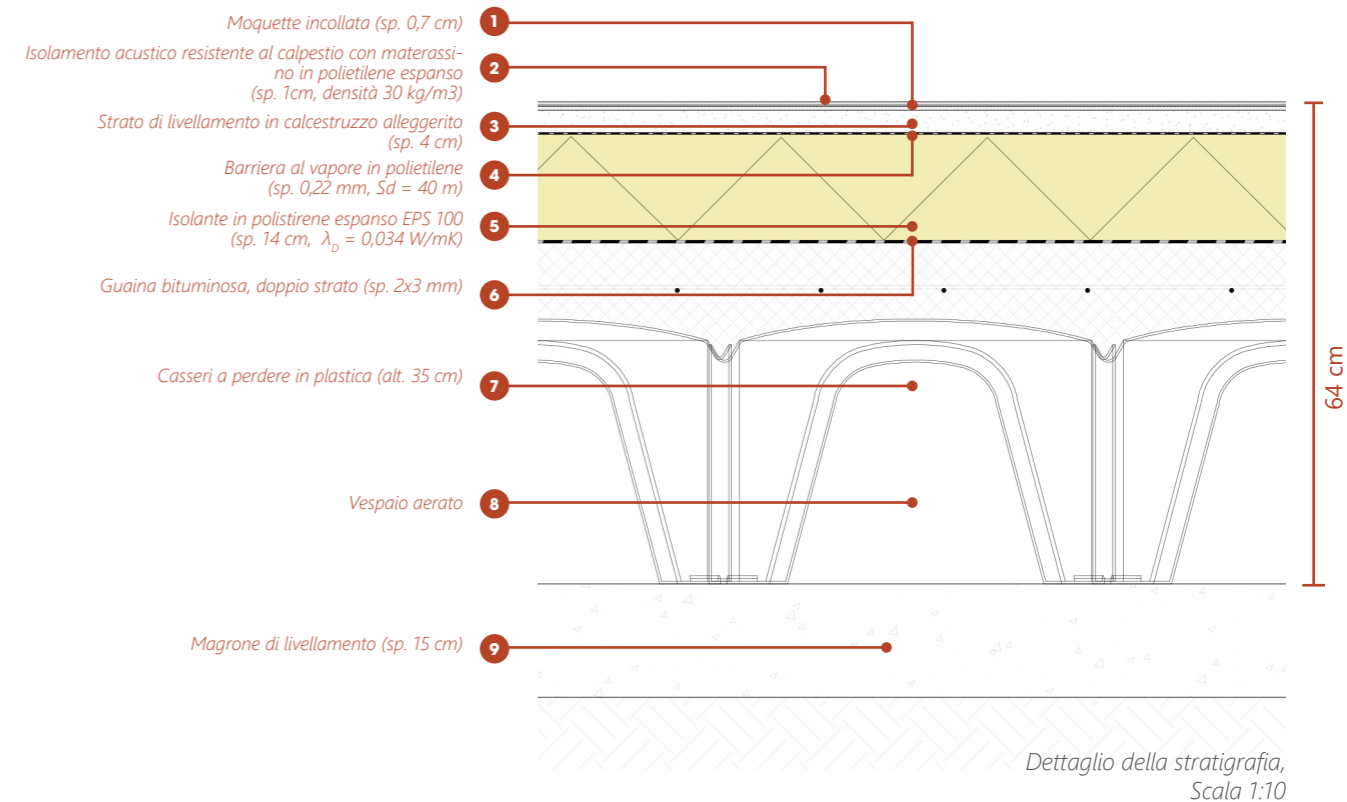
Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso	P = 254 kg/m <sup>2</sup>	/
Trasmittanza termica	U = 0,13 W/m <sup>2</sup> .K	U < 0,5 W/m <sup>2</sup> .K = U <sub>co</sub>
Fattore di attenuazione	F <sub>A</sub> = 3,8%	/
Sfasamento	φ = 9,0 ore	/



C.O.3 Solaio dei blocchi sporgenti su spazi aperti



C.O.4 Solaio controterra



Performance termica  
del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso	P = 339 kg/m <sup>2</sup>	/
Trasmittanza termica	U = 0,14 W/m <sup>2</sup> .K	U < 0,41 W/m <sup>2</sup> .K = U <sub>cep</sub>
Fattore di attenuazione	F <sub>A</sub> = 4,2%	/
Sfasamento	$\phi$ = 12,8 ore	/

Diagramma Glaser,  
per il mese di Gennaio

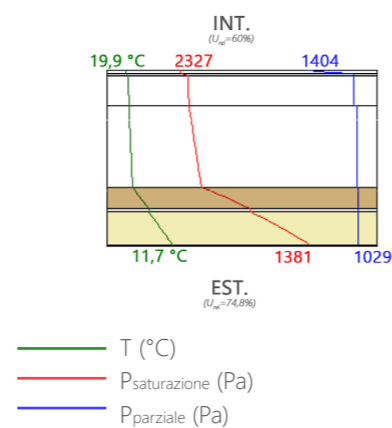
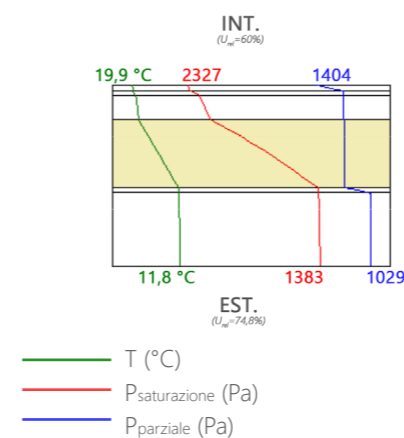


Diagramma Glaser,  
per mese di Gennaio

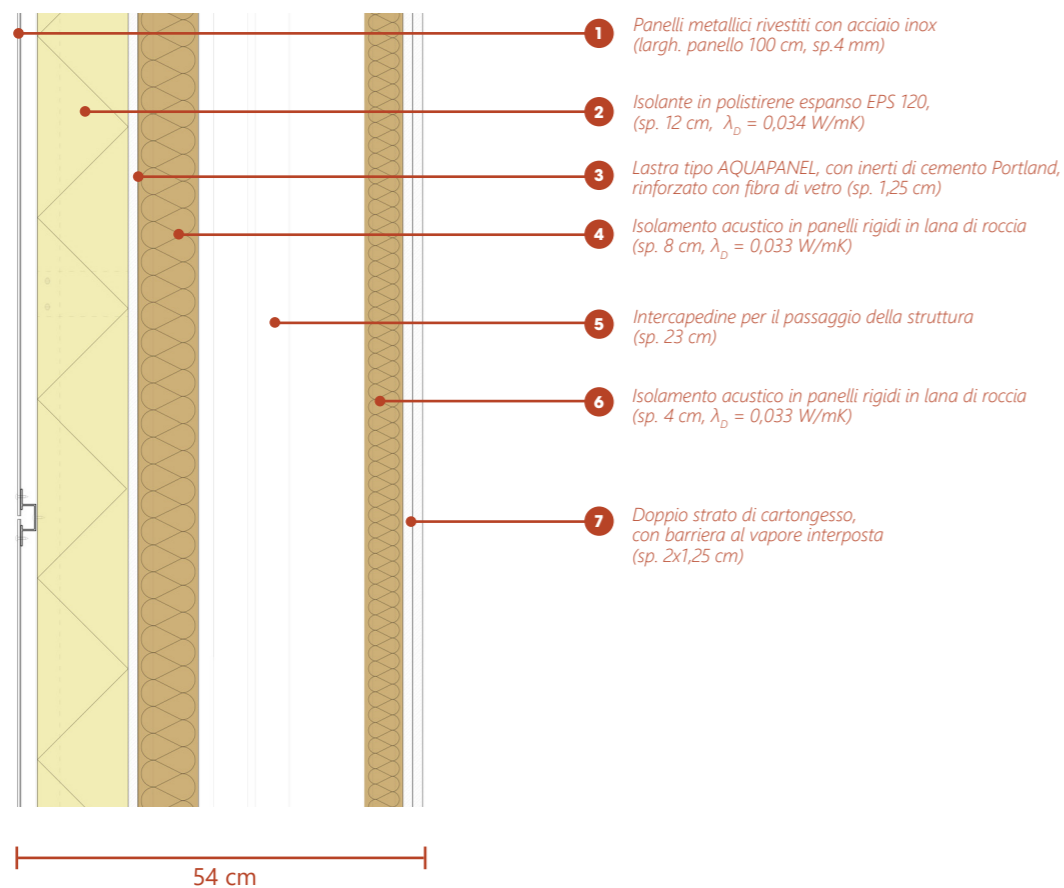


Performance termica  
del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso	P = 415 kg/m <sup>2</sup>	/
Trasmittanza termica	U = 0,2 W/m <sup>2</sup> .K	U < 0,5 W/m <sup>2</sup> .K = U <sub>co</sub>
Fattore di attenuazione	F <sub>A</sub> = 34%	/
Sfasamento	$\phi$ = 9,7 ore	/

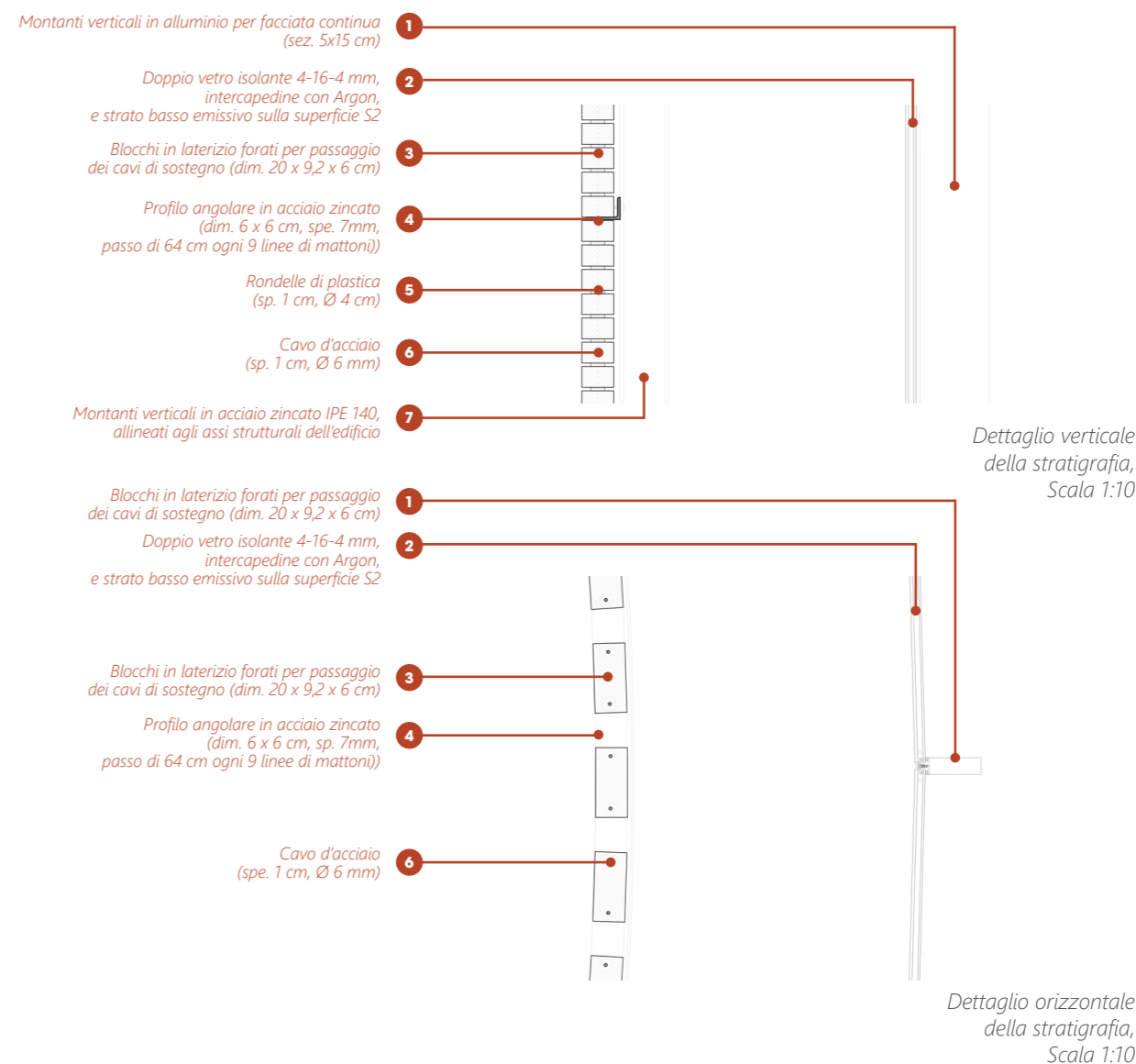


C.V.1 Chiusure verticale dei blocchi sporgenti



Sezione orizzontale della stratigrafia, Scala 1:10

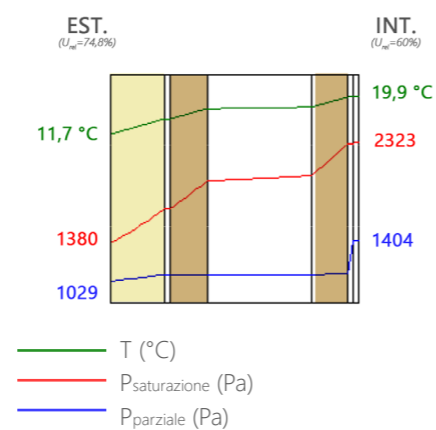
C.V.2 Screen di mattoni



Performance termica del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso	P = 218 kg/m	/
Trasmittanza termica	U = 0,11 W/m <sup>2</sup> .K	U < 0,73 W/m <sup>2</sup> .K = U <sub>CV</sub>
Fattore di attenuazione	F <sub>A</sub> = 19 %	/
Sfasamento	φ = 9,6 ore	/

Diagramma Glaser, per il mese di Gennaio

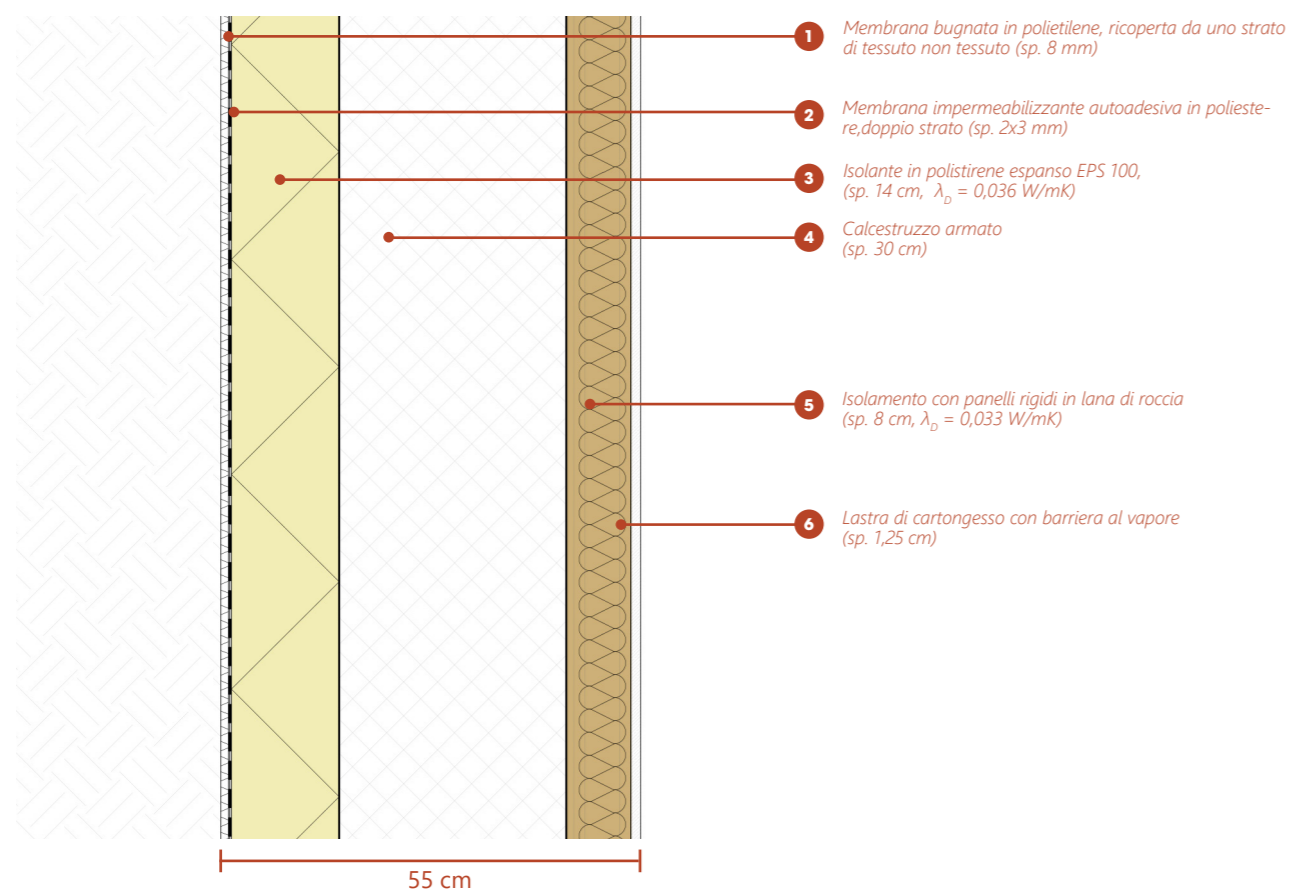


Performance termica del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Peso screen di mattoni (modulo di 9 linee = peso lineare sul profilo angolare di sostegno)	P = 48 kg/m <sup>2</sup>	/
Trasmittanza termica del vetro	U <sub>g</sub> = 1,4 W/m <sup>2</sup> .K	/
Trasmittanza termica del serramento	U <sub>f</sub> = 2,3 W/m <sup>2</sup> .K	/
Trasmittanza totale della finestra	U <sub>vetrata</sub> = 1,6 W/m <sup>2</sup> .K	U <sub>vetrata</sub> < 3,5 W/m <sup>2</sup> .K
Trasmittanza luminosa	TL = 66%	/
Emissività normale	g <sub>L</sub> = 0,33	/
Fattore solare modificato (per le finestre dei blocchi sporgenti, senza fattore d'ombra)	F = 0,31	F < 0,42 = F <sub>lim,E/O</sub>



C.V.3 Muro controterra

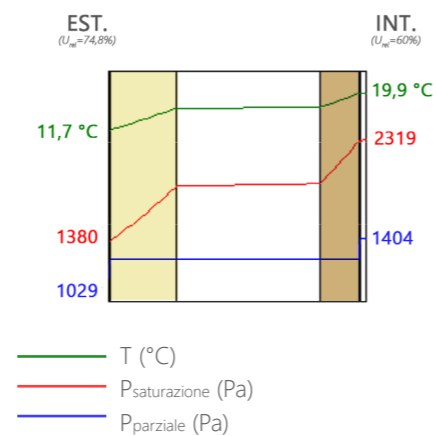


Dettaglio della stratigrafia, Scala 1:10

Performance termica del pacchetto

Caratteristica	Valore	Verifica normativa
Trasmittanza termica	$U = 0,14 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$	$U < 0,73 \text{ W/m}^2\cdot\text{K} = U_{Cv}$
Fattore di attenuazione	$F_A = 34\%$	/
Sfasamento	$\varphi = 9,7 \text{ ore}$	/

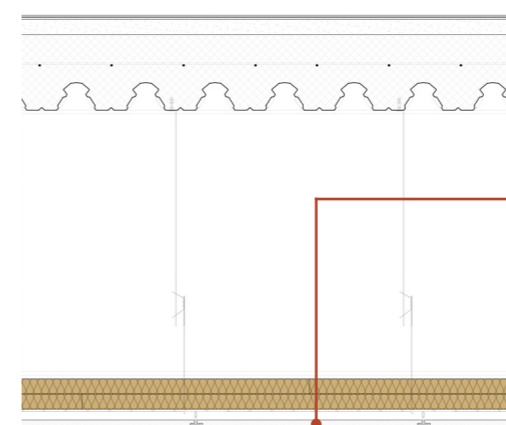
Diagramma Glaser, per il mese di Gennaio



### 1.2.3. Partizioni interne

P.O.1 Biblioteca

Il pacchetto tecnologico scelto risponde ai requisiti di flessibilità e di adattabilità; infatti, si usa un controsoffitto modulare, che permette un accesso semplificato agli impianti. I pannelli, composti da gesso alleggerito con perlite del tipo KNAUF-Sofipan, hanno un'importante resistenza al fuoco, che permette raggiungere una classe REI 120, com'è richiesto dalla normativa antincendio spagnola: il Codice Tecnico de la Edificacion CTE-DB-SI/06 per le partizioni tra diversi settori. Questi pannelli sono microforati, in modo da assorbire il rumore, com'è utile in uno spazio bibliotecario. L'isolamento viene maggiormente incrementato grazie ai due strati di isolamento in lana di roccia e all'intercapedine d'aria. In fine, si è scelto un rivestimento superiore in vinile con stampa di rovere chiaro, materiale che facilita la pulizia. Questo strato è sovrapposto ad uno strato di isolamento al calpestio, sempre con lo scopo di migliorare il comfort acustico negli spazi.

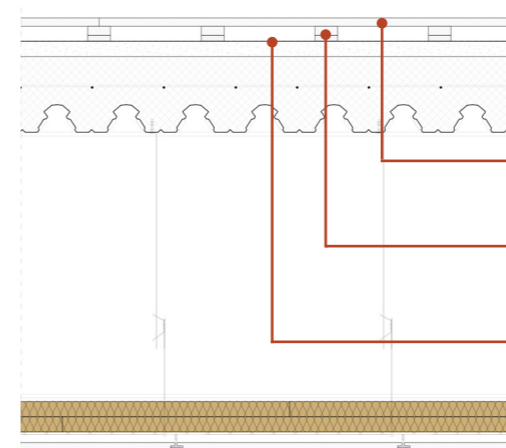


Dettaglio delle partizioni orizzontali nella biblioteca, scala 1:20

Panelli modulari microforati fonoassorbenti in gesso alleggerito con perlite, microforati con fori non attraversanti, su sottostruttura nascosta, (tipo KNAUF - Sofipan, dim. 60 x 60 cm, spe. 2,2 cm)

P.O.2 Sala squash

La stratigrafia usata nella biblioteca si adatta facilmente alla parte per le attività sportivi, con i medesi obiettivi di resistenza al fuoco e di isolamento acustico. Il rivestimento superiore è stato adattato ai diversi usi, e in particolare nelle sale squash, che richiedono da legge un solaio in parquet flottante. Si è scelta una soluzione con listelli accoppiati a schiuma aderente, che permettono di ridurre il rumore di calpestio e di rimbalzo della palla.



Dettaglio della partizione orizzontale sotto le sale squash, scala 1:20

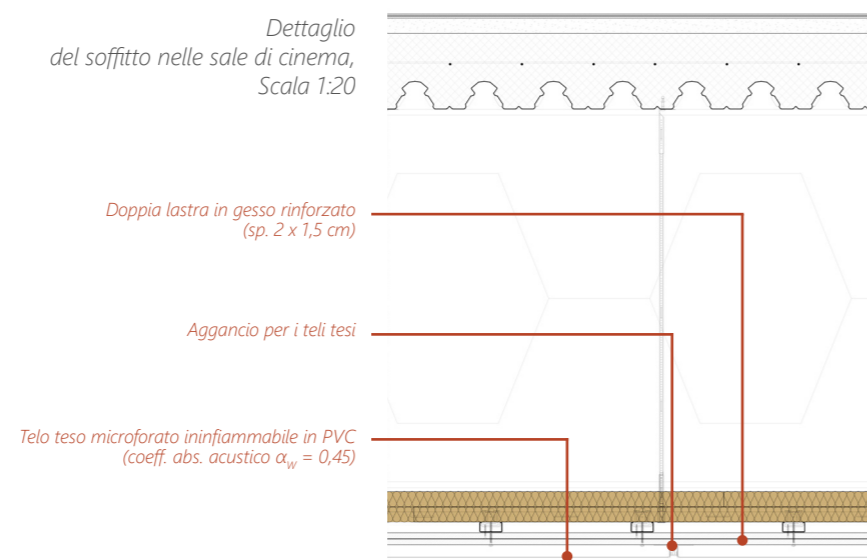
Doghe di rovere massiccio (dim. 230 x 13 cm, sp. 2,2 cm)  
Listelli di legno su schiuma ammortizzante incollata (dim. 24 x 60 mm, passo 30 cm)  
Barriera al vapore in polietilene (spe. 0,22 mm, Sd = 40 m)



### PO.3 Sala cinema

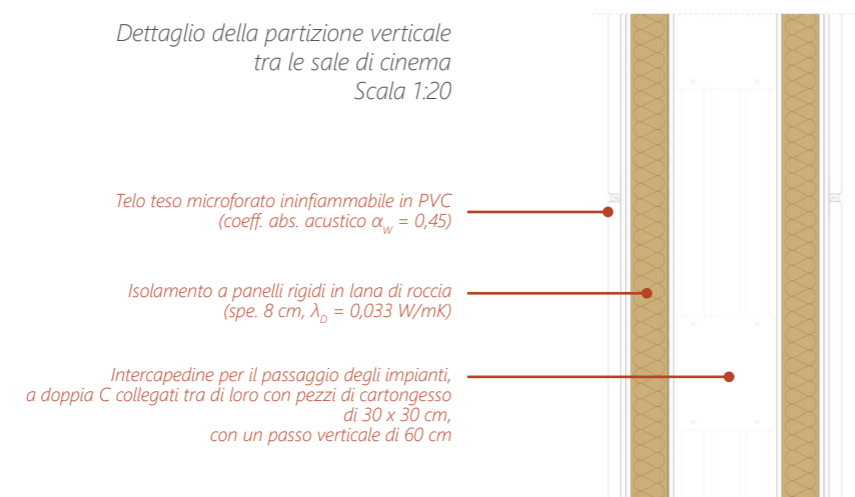
La sala cinema risponde agli stessi requisiti in termini di normativa antincendio e di performance acustica, ma al contrario degli spazi dei corpi superiori, l'adattabilità non è più un obiettivo.

La resistenza al fuoco è ottenuta da un doppio strato di lastre in gesso rinforzato, che portano la parete a una classe REI 120. Per quello che riguarda l'acustica, nelle parti più alte dei muri e sul soffitto, è stato scelto un telo teso, che lavora insieme all'intercapedine così creata per assorbire l'onda acustica e diminuire i fenomeni di riverberazione del suono. Al suolo e in parte bassa dei muri, dove il passaggio delle persone è frequente, è stato preferito l'uso di moquette, che presenta anch'essa un potere fonoassorbente.



### PV.1 Sala cinema

Le partizioni tra le sale di cinema presentano un alto isolamento acustico, sia per ridurre il rumore proveniente dalla sala adiacente che l'eventuale rumore degli impianti che passano in queste pareti. La parete completa permette di raggiungere un valore di  $R_w = 66$  dB.



## 2. PROGETTO STRUTTURALE

### 2.1. INTRODUZIONE

#### NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La disciplina della progettazione esecutiva strutturale che riguarda la redazione della relazione di calcolo e di quelle specialistiche annesse (geologica, geotecnica, sismica ecc.), degli elaborati grafici, dei particolari costruttivi, trova riferimento:

- nell' Eurocodice UNI EN 1991.
- nel Còdigo Técnico de la Edificaciòn del marzo 2006

Il progetto strutturale, tenuto conto dei precedenti riferimenti legislativi, va integrato e completato con le seguenti relazioni:

- relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e di verifica.
- relazione sui materiali.
- elaborati grafici, particolari costruttivi.
- relazioni specialistiche sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini ritenute necessarie alla progettazione dell'opera e sui rilievi topografici.

La relazione di calcolo strutturale comprende:

- relazione generale illustrativa dell'opera, del suo uso, della sua funzione e dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile;
- normative prese a riferimento;
- descrizione del modello strutturale, e i criteri generali di analisi e verifica;
- valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura o di una sua parte in relazione agli stati limite che si possono verificare, in particolare nelle zone sismiche, tenendo presente che va sempre garantito, per ogni opera, nuova o esistente, il livello di sicurezza previsto dalle NTC a proposito della vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni compreso quelle sismiche e quelle eccezionali e alle loro combinazioni, per ogni tipo di struttura;
- presentazione e la sintesi dei risultati in conformità.

La relazione sui materiali deve elencare i materiali e i prodotti per uso strutturale delle opere soggette al rispetto delle normative tecniche, che devono corrispondere alle specifiche di progetto che provvedono alla loro identificazione e qualificazione con riferimento alle prescrizioni.

I materiali e i prodotti di cui è prevista in progetto l'impiego, devono essere altresì sottoposti alle procedure e alle prove sperimentali di accettazione; esse devono essere dettagliatamente richiamate nella relazione sui materiali. Attraverso un'opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione, sin dal progetto ne va garantita la durabilità, che viene definita come la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture essenziali, affinché i livelli di sicurezza siano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, indicandone gli accorgimenti adottati.

Gli elaborati grafici del progetto strutturale comprendono:

- i disegni che definiscono il progetto architettonico e d'insieme (planimetrie, piante, sezioni delle opere e del terreno con la sua sistemazione, prospetti, ecc.) sui quali va resa evidente l'esatta posizione delle strutture e del loro ingombro
- i disegni in fondazione e in elevazione, in scala adeguata, accuratamente delle strutture e dei cavi, del loro sviluppo con l'esatta indicazione dei profili, dei tracciati, delle sezioni e di ogni elemento d'identificazione.

### 2.2. DESCRIZIONE GENERALE

Il progetto in oggetto è il recupero dell'arena *La Monumentale* di Barcellona; l'intervento si divide in tre parti, e questa divisione sarà riscontrabile anche nel progetto strutturale. Il primo intervento riguarda il consolidamento della struttura esistente, con le relative verifiche dello stato di fatto, il dimensionamento degli elementi consolidati e loro verifiche, tenendo in considerazione i cambi di destinazione d'uso; questa parte verrà trattata nel capitolo inerente "Il recupero dell'esistente". Il secondo intervento verte dell'aggiunta della nuova facciata con la copertura e le relative verifiche strutturali; il tema della facciata/copertura verrà analizzato poi nel capitolo "Progetto della facciata/copertura". Infine l'ultima parte dell'intervento riguarda la struttura del nuovo edificio; questa parte verrà analizzata di seguito, con una parte di predimensionamento con le verifiche e i carichi strutturali che interesseranno poi anche le altre parti d'intervento.

Il progetto si colloca nel contesto urbano di Barcellona, nel quartiere dell'*Eixample*, sull'incrocio di *via Marina* e della *Gran via de les Cortes Catalanes*; tutti i lati dell'edificio sono delimitati da strade carrabili urbane. Il lotto di terreno che interessa il progetto di tesi è di 12600 m<sup>2</sup>, con una pendenza media inferiore al 6%, ad un'altezza di 100m sul livello del mare.

Il nuovo edificio si caratterizza per uno sviluppo fuori terra di quattro piani e due piani interrati; l'intero impianto è impostato su una pianta semi circolare di superficie 2000m<sup>2</sup>. Le funzioni attribuite allo stabile sono molteplici: al piano terra uso commerciale, al piano interrato sono localizzate le sale del cinema, mentre ai piani superiori si possono trovare spazi dedicati alla cultura e allo sport. Dal momento che l'edificio è caratterizzato da una flessibilità funzionale per quanto riguarda la parte dei piani superiori, con la possibilità di cambio d'uso della stessa in un centro commerciale, si sono considerati i carichi strutturali relativi alla funzione maggiormente gravosa.

Per i relativi disegni architettonici, tavola XX, e disegni strutturali, tavola



## 2.3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Primo passo è la definizione dei carichi e le azioni che competono l'edificio, in questo caso adibito a ambienti suscettibili di affollamento e uffici, secondo il *Código Técnico de la Edificación* del marzo 2006. Le azioni vengono qui classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in: permanenti (G), variabili (Q) e accidentali (A).

### 2.3.1. Carichi permanenti (g)

Sono considerati carichi permanenti le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Vi rientrano:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; il peso proprio del terreno, quando pertinente; le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
  - il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- Gli spostamenti e le deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- la pretensione e la precompressione (P);
  - il ritiro e la viscosità;
  - gli spostamenti differenziali.

### 2.3.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimosibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Elenco Elemento	Descrizione della chiusara	Pesò	
C.V.1	Chiusure Verticale dei blocchi sporgenti	218	kg/m
C.V.2	Chiusure Verticale del screen di mattoni	48	kg/m
C.O.1	Chiusure Orizzontale della copertura	631	kg/m <sup>2</sup>
C.O.2	Chiusure Orizzontale della terrazza sopra i blocchi sporgenti	254	kg/m <sup>2</sup>
C.O.3	Chiusure Orizzontale del solaio dei blocchi su spazi aperti	339	kg/m <sup>2</sup>
P.O.	Partizione Orizzontale interpiano	428	kg/m <sup>2</sup>

### ELEMENTI DIVISORI INTERNI

Per gli orizzontamenti degli edifici per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ricondotto ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00$  KN/m  
 $g_2 = 0,40$  [KN/m<sup>2</sup>]
- per elementi divisori con  $1,00 < G_2 \leq 2,00$  KN/m  
 $g_2 = 0,80$  [KN/m<sup>2</sup>]
- per elementi divisori con  $2,00 < G_2 \leq 3,00$  KN/m  
 $g_2 = 1,20$  [KN/m<sup>2</sup>]
- per elementi divisori con  $3,00 < G_2 \leq 4,00$  KN/m  
 $g_2 = 1,60$  [KN/m<sup>2</sup>]
- per elementi divisori con  $4,00 < G_2 \leq 5,00$  KN/m  
 $g_2 = 2,00$  [KN/m<sup>2</sup>]

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Carico medio ponderato delle partizioni interne: 0,649 [KN/m<sup>2</sup>]  
 $G_{2k} = 1,92$  [KN/m] e  $g_{2k} = 0,80$  [KN/m<sup>2</sup>]

Il carico medio ponderato è la media ponderata dei carichi delle partizioni interne. Per ottenere il  $G_{2k}$  basta moltiplicare il valore appena trovato per l'altezza della partizione (l'interpiano verticale).

### 2.3.3. Carichi variabili ( $q$ )

I carichi variabili sono le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

Si distinguono in:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella seguente tabella.

Categoria	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici.			
	B1 Uffici non aperti al pubblico B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 4,50	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	4,00	3,00
	C4 Aule di sport C5 Hall del cinema	5,00 5,00	7,00 4,50	- -
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	D1 Negozi al dettaglio D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 7,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	7,50 -	7,00 -	1,00* -
H	Coperture e sottotetti			
	H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione H2 Coperture praticabili H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 - -	1,20 - -	1,00 - -
	I	Coperture accessibile Tetto accessibile	Secondo il uso	Secondo il uso

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici dati dal Codice Tecnico de la Edificación

I carichi verticali concentrati  $Q_k$  formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

I carichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella tabella, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme. I carichi orizzontali lineari  $H_k$  devono essere applicati a pareti alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio ed a parapetti o mancorrenti alla quota del bordo superiore.

### 2.3.4. Riduzione dei carichi variabili dovuta all'uso

Per il dimensionamento degli elementi portanti verticali e orizzontali si può applicare un coefficiente di riduzione dovuto allo stesso uso degli spazi, per le categorie di uso A, B, C e D, secondo il numero dei piani con lo stesso uso per gli elementi verticali, e secondo la superficie considerata con lo stesso uso per gli elementi orizzontali. Questi coefficienti sono stati riassunti nella tavola di fronte.

Elementos verticales		Elementos horizontales				
Número de plantas del mismo uso		Superficie tributaria (m <sup>2</sup> )				
1 o 2	3 o 4	5 o más	16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	0,7

Valori dei coefficiente di riduzione dovutizz allo stesso uso, dati dal CTE



### 2.3.5. Carico Neve

Si determina il carico neve dalla formula data del Eurocodice:

$$S = \mu_i C_e C_t s_k$$

Dove

- $C_e$  è il coefficiente d'esposizione uguale a 1 per le zone debolmente protette dal vento e pari a 1.2 per le parti considerate protette dal vento
- $C_t$  è il coefficiente termico, raccomandato dall' Eurocodice pari a 1
- $s_k$  è il carico caratteristico della neve, dato dal CTE pari a  $0.4 \text{ kN/m}^2$
- $\mu_i = \mu_1 = 0.8$ , è il coefficiente di forma per un tetto con pendenza di falda inferiore ai  $30^\circ$ , o dove la neve è trattenuta da un parapetto

Pertanto si ottiene un carico neve pari a :

$$S = 0.32 \text{ kN/m}^2$$

### 2.3.6. Carico Vento

#### VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

L'edificio, oggetto di studio, è situato a Barcellona ad un'altitudine pari a 100 m s.l.m.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$$

Dove :

- $v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$ , il valore fondamentale della velocità di base del vento
- $c_{dir} = 1.0$ , il coefficiente direzionale
- $c_{season} = 1.0$ , il coefficiente stagionale

#### AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente sulle superfici sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e dalla pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente a uno degli assi principali della pianta della costruzione.

#### PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente d'esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

#### AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_t = q_b c_e c_f$$

Dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $\text{N/m}^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

Dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in  $\text{m/s}$ );

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$

Quindi:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 525 \text{ N/m}^2$$

ALTEZZA DI SPOSTAMENTO

Nel caso di edifici su un terreno di categoria IV, gli edifici vicini permettono di ridurre l'altezza di applicazione del vento, con uno spostamento del livello del suolo di  $h_{dis}$ , che si può calcolare come definito di seguito.

$$\begin{aligned}
 x < 2 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} \text{ è il più piccolo tra } 0,8 \cdot h_{ave} \text{ o } 0,6 \cdot h \\
 2 \cdot h_{ave} < x < 6 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} \text{ è il più piccolo tra } 1,2 \cdot h_{ave} - 0,2 \cdot x \text{ o } 0,6 \cdot h \\
 x \geq 6 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} = 0
 \end{aligned}$$

Considerando per il caso in oggetto  $h_{ave} = 20 \text{ m}$

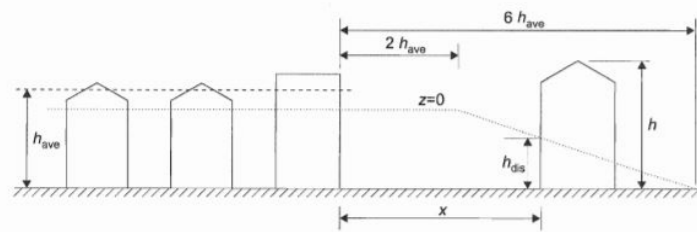


Figure A.5 — Obstruction height and upwind spacing

$$\begin{aligned}
 x \leq 2 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} \text{ is the lesser of } 0,8 \cdot h_{ave} \text{ or } 0,6 \cdot h \\
 2 \cdot h_{ave} < x < 6 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} \text{ is the lesser of } 1,2 \cdot h_{ave} - 0,2 \cdot x \text{ or } 0,6 \cdot h \\
 x \geq 6 \cdot h_{ave} & \quad h_{dis} = 0
 \end{aligned} \quad (A.15)$$

Gli  $h_{dis}$  sono stati calcolati in tutti i casi di progetto, secondo la direzione del vento più sfavorevole, come mostrato negli schemi riportati qui a lato.

COEFFICIENTE D'ESPOSIZIONE

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned}
 C_e(z) &= k_r^2 C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] & \text{per } z \geq z_{min}^* \\
 C_e(z) &= C_e(z_{min}) & \text{per } z < z_{min}
 \end{aligned}$$

$z_0, z_{min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

Table 4.1 — Terrain categories and terrain parameters

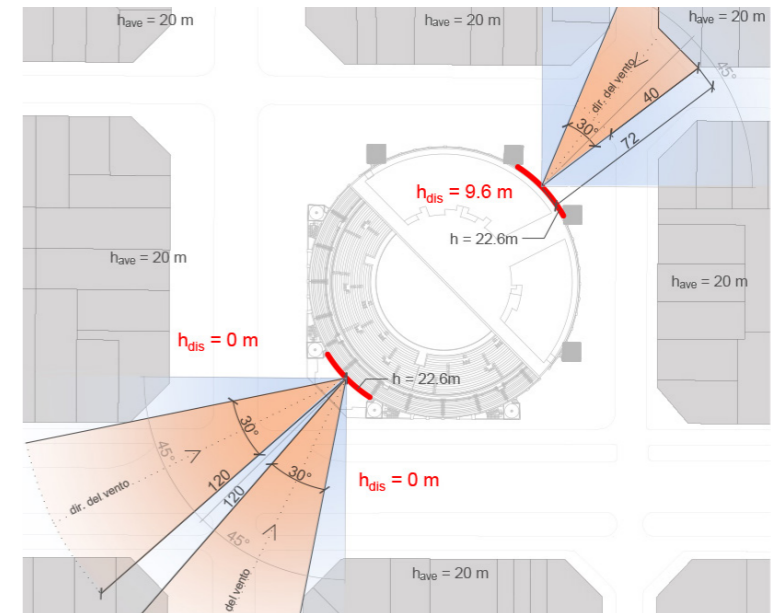
Terrain category	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.

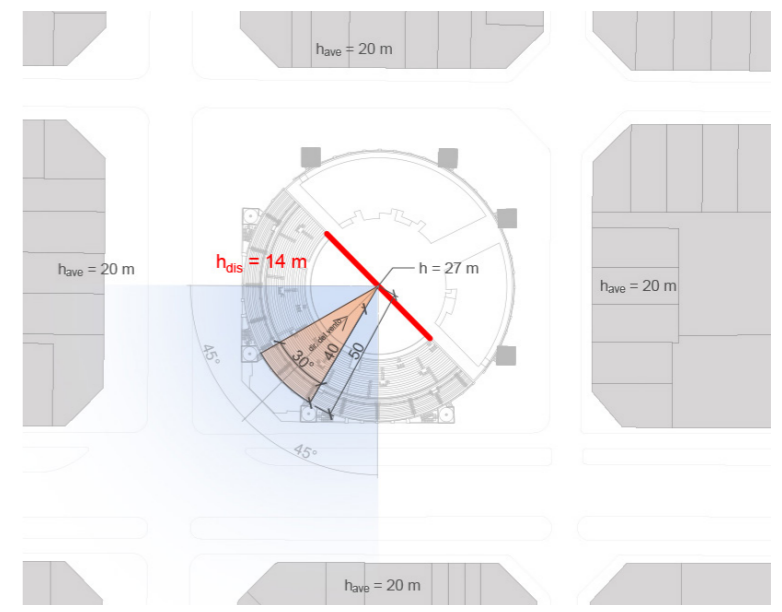
Altezza d'ostruzione in zona urbana dall'Eurocodice 1-1-4 2005

Tabella dei parametri delle categorie del terreno data dall'Eurocodice EC1-1-4 2005

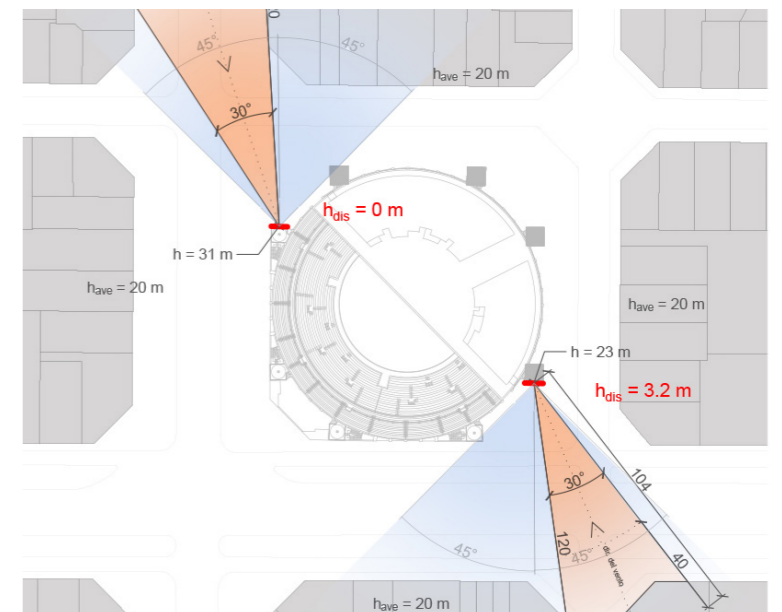
Schema delle altezze d'ostruzione in zona urbana per il caso della parete esterna esistente



Schema delle altezze d'ostruzione in zona urbana per il caso della nuova facciata specchio



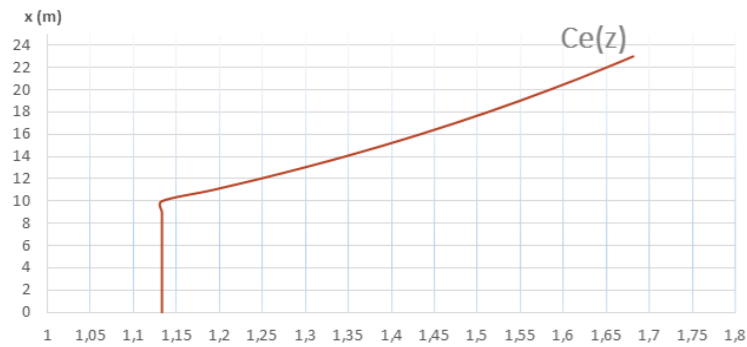
Schema delle altezze d'ostruzione in zona urbana per il caso delle torri esistenti





$c_t$  è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

$$k_r = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right) = 0,23$$



Valori calcolati del coefficiente d'esposizione secondo l'altezza

**COEFFICIENTE DINAMICO**

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari a 1 in quanto si considera una costruzione di tipologia ricorrente cioè di forma regolare e non eccedente gli 80 metri di altezza.

$$c_d = 1$$

**COEFFICIENTE DI FORMA**

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

*Coefficiente di forma (pressione esterna)*

Per edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve la valutazione della pressione esterna si assumerà:

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ :

$$c_{pe} = + 0,8$$

- per elementi sottovento:

$$c_{pe} = - 0,4$$

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  e per elementi sottovento:

$$c_{pe} = - 0,4$$

Nel seguente grafico, si osservano i valori assunti da  $c_{pe}$  al variare dell'angolo d'inclinazione  $\alpha$ :

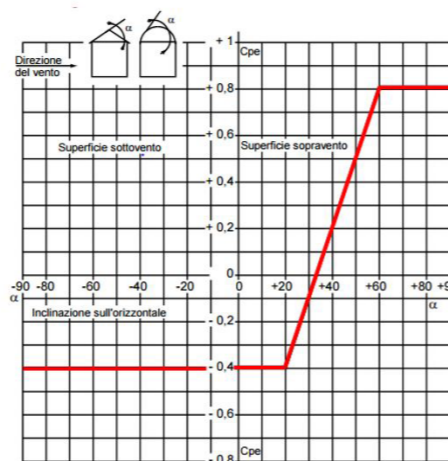
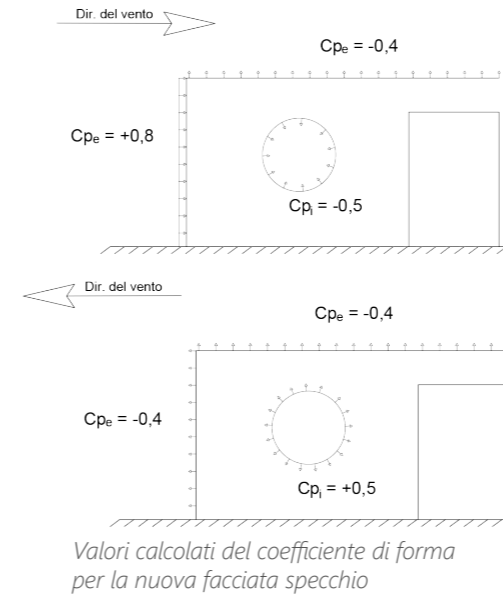
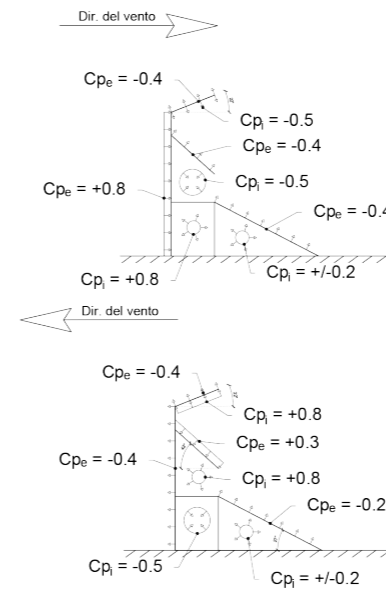


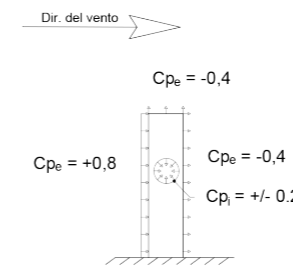
Tabella dei valori del coefficiente di forma secondo l'inclinazione  $\alpha$ , data dall'Euricode1-1-4



Valori calcolati del coefficiente di forma per la nuova facciata specchio



Valori calcolati del coefficiente di forma per la parete esterna esistente



Valori calcolati del coefficiente di forma per le torri esistenti

*Coefficiente di forma (pressione interna)*

Considerando l'azione del vento nelle direzioni lungo gli assi di simmetria di costruzione della pianta, è emerso che si tratta di un edificio che presenta pareti con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale. Dunque per la valutazione della pressione interna si assumerà:

$$c_{pi} = \pm 0,2$$

Il coefficiente di pressione netta è dato dalla differenza tra il coefficiente di pressione esterna  $c_{pe}$  ed il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$ , differenza effettuata considerando la condizione più sfavorevole:

$$c_{pe} - c_{pi} = 0,8 - (- 0,5) = 1,3$$

Negli schemi riportati qui al lato, sono stati riassunti i coefficienti di forma considerati per i differenti elementi.

**COEFFICIENTE D'ATTRITO**

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento si assumeranno i valori riportati nella seguente tabella:

Superficie	Cf
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia...)	0.01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame...)	0.02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata...)	0.04

La facciata specchio è stata assimilata ad una facciata liscia, pertanto si avrà

$$c_f = 0.01$$

Le altre facciate sono state considerate come scabre, per tanto si avrà

$$c_f = 0.0$$

**ALTEZZE DI RIFERIMENTO**

L'Eurocodice definisce le altezze di riferimento per il calcolo della pressione dinamica del vento per un edificio a base rettangolare, come spiegato negli schemi seguenti. Sarà considerato per gli elementi circolari della corona esterna, una base rettangolare di larghezza 78 m (un quarto della circonferenza)

Casi corona esterna:

- Caso sud ( $h = 22.6$  m;  $h_{dis} = 0$  m;  $b = 78$  m)

$$z_e = h - h_{dis} = 22.6$$

- Caso nord ( $h = 22.6$  m;  $h_{dis} = 9.6$  m;  $b = 78$  m)

$$z_e = h - h_{dis} = 13$$

Casi torre esistente

- Caso col tetto a falda ( $h = 23 \text{ m}$ ;  $h_{dis} = 3.2 \text{ m}$ ;  $b = 6.7 \text{ m}$ )

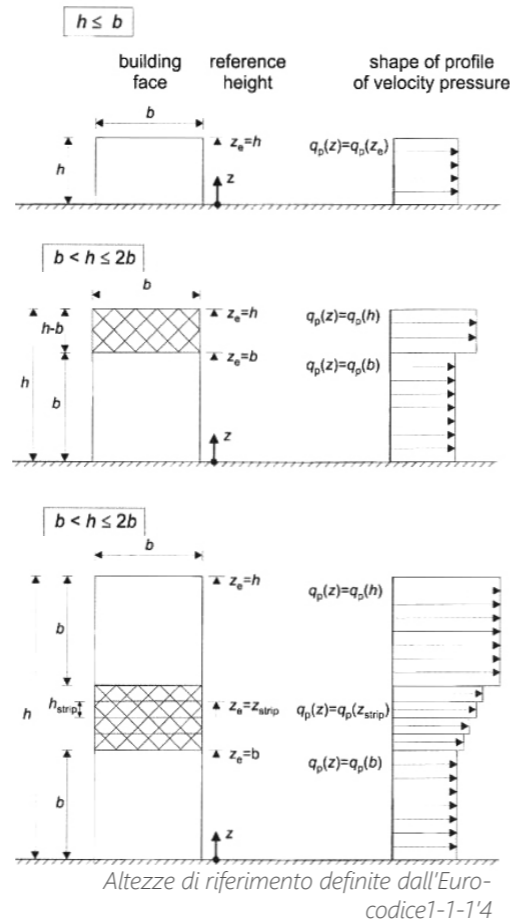
$z_b = b + h_{dis} = 9.9 \text{ m}$   
 $z_{e1} = h - h_{dis} - b = 13.1 \text{ m}$   
 $z_{e2} = h - h_{dis} = 19.8 \text{ m}$   
 $h_{string} = 1.6 \text{ m}$

- Caso col tetto con copertura ovoidale ( $h = 23 \text{ m}$ ;  $h_{dis} = 0 \text{ m}$ ;  $b = 6.7 \text{ m}$ )

$z_b = b + h_{dis} = 6.7 \text{ m}$   
 $z_{e1} = h - h_{dis} - b = 16.3 \text{ m}$   
 $z_{e2} = h - h_{dis} = 23 \text{ m}$   
 $h_{string} = 2.4 \text{ m}$

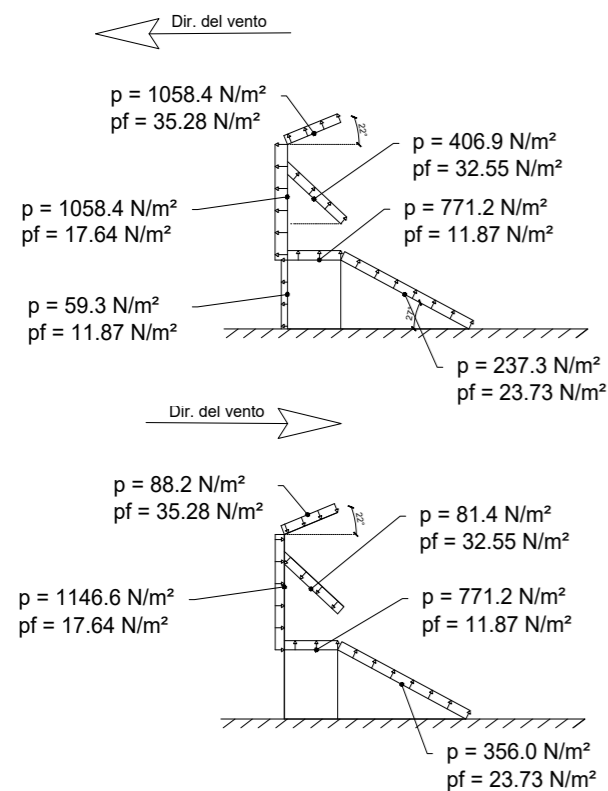
Caso nuova facciata specchio ( $h_{dis} = 14 \text{ m}$ ;  $h = 27 \text{ m}$ ;  $b = 98 \text{ m}$ )

$z_e = h - h_{dis} = 13 \text{ m}$

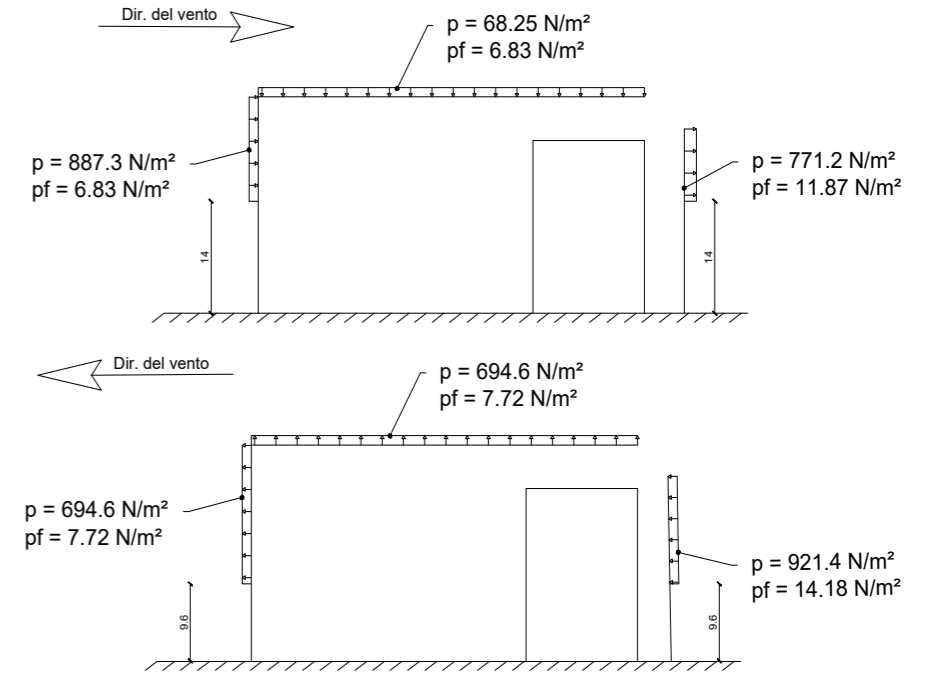


RIEPILOGO DELLE PRESSIONI DOVUTE AL VENTO

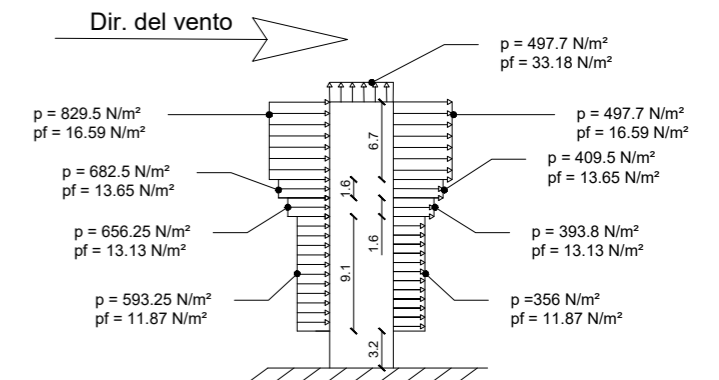
Negli schemi seguenti sono state riassunte le pressioni dovute all'azione del vento considerato per i diversi elementi:



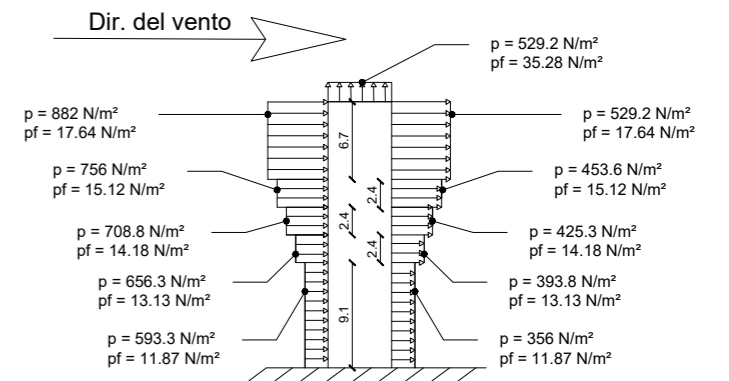
Schema dei valori delle pressioni dovute all'azione del vento per la parete Sud-Ovest esterna esistente totalmente conservata



Schema dei valori delle pressioni dovute all'azione del vento per la parete Nord-Est esterna esistente parzialmente conservata e per la facciata specchio



Schema dei valori delle pressioni dovute all'azione del vento per le torri con la copertura a falda



Schema dei valori delle pressioni dovute all'azione del vento per le torri con la copertura a forma ovoidale



### 2.3.7. Combinazioni di carichi

#### STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per il dimensionamento e le verifiche degli elementi portanti allo Stato Limite Ultimo, si possono applicare tre tipi di combinazione:

- caratteristica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- frequente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- quasi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Dove:

- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali riassunti nella tabella seguente
- $\Psi$  è il coefficiente di simultaneità riassunto nella tabella seguente
- $G_k$  sono i carichi permanenti
- $Q_k$  sono i carichi variabili
- $A_d$  sono i carichi accidentali (sismico)
- $P$  sono i carichi di pretensione

Si può considerare solo la combinazione caratteristica, perché copre le altre due.

Coefficiente parziale			
Categoria di Carico	Sfavorevoli	Favorevole	
Carichi permanenti	1.35	0.80	
Carichi variabili	1.50	0	

Coefficiente di simultaneità			
Categorie di edifici	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
B	0.7	0.5	0.3
C	0.7	0.7	0.6
D	0.7	0.7	0.6
E	1.0	0.9	0.8
Carico di Neve	0.5	0.2	0
Carico di vento	0.6	0.2	0

#### STATO LIMITE DI SERVIZIO (SLS)

Per le verifiche degli elementi portanti allo Stato Limite di Servizio, si possono applicare tre tipi di combinazioni

- caratteristica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- quasi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tabella dei valori nominali della resistenza a snervamento e della resistenza a rottura per trazione per acciai laminati a caldo, dall'Eurocodice 1-1-2004

Prospetto 3.1 - Valori nominali della resistenza di snervamento  $f_y$  e della resistenza a rottura per trazione  $f_u$  per acciai strutturali conformi alla EN 10025 o prEN 10113

Tipo nominale di acciaio	Spessore $t$ mm <sup>*)</sup>			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$ mm <sup>**)</sup>	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
EN 10025:				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113:				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

<sup>\*)</sup>  $t$  è lo spessore nominale dell'elemento.  
<sup>\*\*)</sup> 63 mm per piastre ed altri prodotti piatti in acciaio alle condizioni di consegna da TM a prEN 10113-3.

I valori di calcolo dei coefficienti dei materiale considerati per l'Eurocodice sono per i acciai:

- Modulo di elasticità  $E = 210\,000$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità trasversale  $G = E/2(1+\nu)$  N
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  per °C
- Densità  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>

Per gli Stati Limite Ultimi (SLU), sono definiti le resistenze di calcolo:

- $f_{yd} = f_y / Y_{M1}$  il limite di snervamento
- $f_{ud} = f_u / Y_{M2}$  il limite di resistenza a rottura per trazione

Dove  $Y_{M1}$  e  $Y_{M2}$  sono i coefficiente di sicurezza per la resistenza pari rispettivamente a 1.05 e 1.25

Per lo Stato Limite di Servizio (SLS) sono dati i limiti di spostamento dall'Eurocodice

Tabella e schema dei limite di spostamento dato dalz'Eurocodice 1

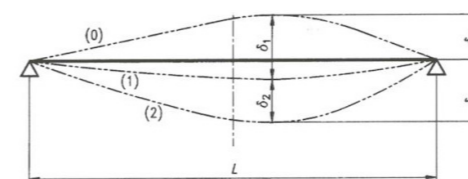


Fig. - 4.1 Inflexioni da prendere in considerazione

Prospetto 4.1 - Valori limite raccomandati per gli spostamenti verticali

Condizioni	Limiti (vedere fig. 4.1)	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Coperture in generale	$L/200$	$L/250$
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	$L/250$	$L/300$
Solai in generale	$L/250$	$L/300$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$L/250$	$L/350$
Solai che supportano colonne (a meno che lo spostamento sia stato incluso nella analisi globale per lo stato limite ultimo)	$L/400$	$L/500$
Dove $\delta_{max}$ può compromettere l'aspetto dell'edificio	$L/250$	--



## 2.4.LA PROGETTAZIONE DEL NUOVO EDIFICIO

### 2.4.1.Dimensionamento della lamiera grecata collaborante

Sono stati scelti due tipi di lamiera grecata collaborante per tutto l'edificio per un semplificazione dei calcoli, ma anche per permettere una gestione di cantiere più facile. I dati necessari sono il peso proprio degli elementi non strutturali, i carichi variabili e la luce tra le travi.

Destinazione d'uso	Carico d'uso (kN/m <sup>2</sup> )	Carico neve (kN/m <sup>2</sup> )	Carico partizione interne (kN/m <sup>2</sup> )	Totale (daN/m <sup>2</sup> )	Carico puntuale (kN)	Luce massima (m)	Tipo di solaio
Balcone (C2)	4	0.32	-	432	4	2.3	Cofrastra 40
Copertura (H1)	0.5	0.32	-	82	1.2	4.7	Cofrastra 70
Solaio interpiano biblioteca (E1)	7.5	-	-	750	7	4.7	Cofrastra 70
Solaio interpiano cinema/negozi (D2/C5)	5	-	0.8	580	7	4.7	Cofrastra 70

Si verifica in ogni caso un carico puntuale inferiore ai 15 kN, che corrisponde al limite definito dalla casa produttrice ARVAL.

Per i balconi è stato considerato un solaio su due appoggi. Si verifica dai dati del costruttore (Arval) riportati di seguito, che uno spessore di calcestruzzo armato di 8cm permette di raggiungere la luce corrispondente per il carico considerato.

Tavola dei carichi operativi massimi (in daN/m<sup>2</sup>) per un solaio collaborante Cofrastra 40 (Arval) su due appoggi

Portée simple		Portée L en cm																				
e = 0,75 mm																						
Smini (cm <sup>2</sup> /m)		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80		
Smax (cm <sup>2</sup> /m)		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80		
Épaisseur	Dalle en cm	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400
20	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	2860	2690	2540	2400	2270	2150	2050	1890	1800	1720	1640	1560	1490	1430	
19	3000	3000	3000	3000	3000	3000	2880	2700	2540	2400	2270	2150	2040	1930	1840	1700	1620	1540	1470	1410	1350	
18	3000	3000	3000	3000	3000	2900	2710	2550	2400	2260	2140	2020	1920	1820	1730	1600	1520	1450	1390	1330	1150	
17	3000	3000	3000	3000	2910	2720	2550	2390	2250	2120	2000	1900	1800	1710	1620	1550	1430	1360	1230	1080	960	
16	3000	3000	3000	2930	2720	2540	2380	2230	2100	1980	1870	1770	1680	1590	1520	1440	1290	1150	1010	890	780	
15	3000	3000	2930	2720	2530	2360	2210	2080	1950	1840	1740	1650	1560	1480	1350	1210	1060	920	810	710	620	
14	3000	2930	2710	2520	2340	2190	2050	1920	1810	1700	1610	1520	1390	1230	1100	970	850	730	630	540	470	
13	2930	2700	2500	2320	2150	2010	1880	1770	1660	1570	1440	1260	1110	980	870	760	660	560	480	400	340	
12	2680	2470	2280	2110	1970	1840	1720	1610	1470	1290	1120	980	860	750	660	570	490	410	340	280		
11	2430	2230	2060	1910	1780	1660	1510	1300	1130	980	850	740	640	550	480	410	340					
10	2180	2000	1850	1720	1540	1320	1130	970	830	710	610	520	440	380								
9	1930	1770	1560	1320	1110	940	800	680	570	480												
8	1570	1300	1080	900	750	630	520															

Per un Cofrastra 40 con 8cm di calcestruzzo armato corrisponde un peso proprio dato dal costruttore pari a :

177.97daN/m<sup>2</sup>

Per i solai interpiano è stato considerato un solaio su due appoggi nel caso generale e su tre appoggi nel caso di solaio a destinazione della biblioteca. Si verifica dai dati del costruttore (Arval) riportati di seguito, che uno spessore di calcestruzzo armato di 20cm permette in tutti casi di raggiungere le luce corrispondente per il carico considerato.

Portée simple		Portée L en cm																				
e = 0,75 mm																						
Smini (cm <sup>2</sup> /m)		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Smax (cm <sup>2</sup> /m)		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Épaisseur	Dalle en cm	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	
30	1770	1690	1610	1530	1470	1360	1300	1240	1180	1130	1080	1040	990	950	910	870	830	800	760	700		
29	1700	1620	1550	1480	1410	1350	1250	1190	1140	1090	1040	1000	950	910	870	840	800	740	670	610	550	
28	1640	1560	1490	1420	1360	1300	1200	1150	1090	1050	1000	960	920	880	840	790	720	650	590	530	470	
27	1570	1500	1430	1360	1300	1240	1190	1100	1050	1000	960	920	880	840	770	690	620	560	500	450	400	
26	1510	1440	1370	1310	1250	1190	1140	1090	1040	1000	960	920	880	820	740	660	600	540	480	430	380	330
25	1440	1370	1310	1250	1190	1140	1090	1040	1000	960	920	870	790	710	640	570	510	450	400	350	310	270
24	1380	1310	1250	1190	1140	1090	1040	990	930	840	750	680	610	540	480	420	370	320	280	240	210	
23	1310	1250	1190	1140	1080	1040	990	890	800	720	640	570	510	450	400	350	300	260	220	190	150	
22	1250	1190	1130	1080	1030	960	850	760	680	610	540	480	420	370	320	280	240	200	160	130	100	
21	1180	1130	1070	1020	910	810	730	640	570	500	440	390	340	290	250	210	170	140	110			
20	1120	1060	980	870	770	680	600	530	470	410	350	310	260	220	180	150	110					
19	1050	930	820	720	640	560	490	430	370	320	270	230	190	150	120							
18	870	770	670	590	520	450	390	330	280	240	200	160										
17	710	620	540	470	410	350	290	250	200	160	130											
16	570	490	420	360	300	250	210	170	130	100												

Tavola dei carichi operativi massimi (in daN/m<sup>2</sup>) per un solaio collaborante Cofrastra 70 (Arval) su due appoggi

Tavola dei carichi operativi massimi (in daN/m<sup>2</sup>) per un solaio collaborante Cofrastra 70 (Arval) su tre appoggi

Pose 2 travées en continu		Portée L en cm																				
e = 0,75 mm																						
Smini (cm <sup>2</sup> /m)		7,25	6,92	6,92	6,92	6,92	6,55	6,55	6,55	6,55	6,55	6,55	6,55	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	
Smax (cm <sup>2</sup> /m)		10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,37	10,37	10,37	11,05	11,05	11,05	11,95	11,95	11,95	11,95	
Épaisseur	Dalle en cm	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610
30	2430	2320	2220	2130	2040	1910	1830	1760	1690	1630	1570	1510	1450	1410	1390	1340	1300	1250	1210	1170		
29	2340	2240	2140	2050	1970	1890	1770	1700	1630	1570	1510	1450	1400	1360	1340	1290	1250	1210	1160	1120	1090	
28	2250	2150	2060	1970	1890	1820	1700	1630	1570	1510	1450	1390	1340	1310	1290	1240	1200	1160	1120	1080	1040	
27	2160	2070	1980	1900	1820	1740	1680	1570	1500	1450	1390	1340	1290	1260	1240	1190	1150	1110	1070	1040	1000	
26	2070	1980	1900	1820	1740	1670	1610	1540	1440	1390	1330	1280	1240	1210	1190	1140	1100	1070	1030	990	960	
25	1980	1900	1820	1740	1670	1600	1540	1480	1420	1330	1280	1230	1180	1150	1140	1090	1060	1020	980	950	920	
24	1890	1810	1730	1660	1590	1530	1470	1410	1360	1310	1220	1170	1130	1100	1080	1040	990	910	850	790	740	700
23	1810	1730	1650	1580	1520	1460	1400	1340	1290	1240	1200	1120	1070	1050	1030	1000	950	890	830	770	710	
22	1720	1640	1570	1510	1440	1380	1330	1280	1230	1180	1140	1100	1020	1000	970	900	840	780	720	670	620	
21	1630	1560	1490	1430	1370	1310	1260	1210	1160	1120	1080	1040	990	910	850	790	730	670	620	580	530	
20	1540	1470	1410	1350	1290	1240	1190	1150	1100	1060	1010	930	860	790	730	680	630	580	530	490	460	
19	1450	1390	1330	1270	1220	1170	1120	1080	1030	950	870	800	740	680	630	580	530	490	450	420	380	
18	1360	1300	1250	1200	1150	1100	1050	960	880	810	740	680	630	580	530	490	450	410	380	350	320	
17	1280	1220	1170	1120	1070	980	890	820	750	690	630	580	530	490	440	410	370	340	310	280	260	
16	1240	1140	1090	990	900	820	750	690	630	570	520	480	440	400	360	330	300					
15	1100	1000	910	830	750	680	620	570	520	470	430	390	350	320								
14	920	830	750	680	620	560	510	460	420	380												
13	750	670	610	550	490	450																
12	600	540	480																			



### 2.4.2. Dimensionamento delle travi secondarie

Il pre dimensionamento è stato fatto coll'aiuto del software *RDM 6.17. Calcul des structures par la Méthode des éléments finis, Flexion et Ossature* di Yves DEBARD dell'Università de Technologie du Mans. Il primo caso sarà usato per verificare la validità del software a traverso un caso semplice, permettendo di seguito di usare direttamente i risultati di sezione ottimizzata per i casi seguiti.

#### TRAVI SECONDARIE INTERPIANO

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura e dei suoi componenti.

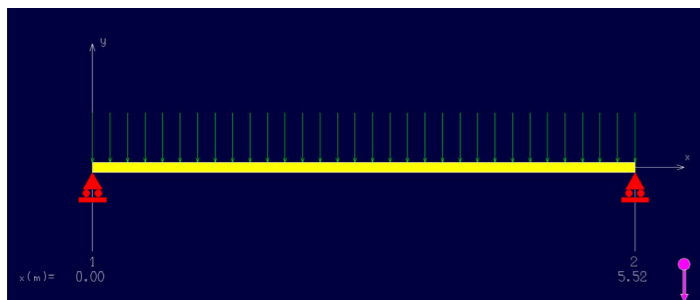
Per dimensionare la trave secondaria interpiano, si è scelta la trave più sollecitata, cioè la trave sull' asse strutturale radiale R02 e tra i assi strutturali tangenziali T03 e T04' del secondo piano della biblioteca.

La sua lunghezza è pari a 5.52 m e l'interasse tra le diverse travi secondarie è pari a 3,90 m.

Di seguito un tabella di riassunti dei dati di progettazione per la trave secondaria di interpiano.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{cofa}$ 70 (daN/m <sup>2</sup> )	428	Luce solaio (m)	3.9
$q_{tabb}$ (daN/m <sup>2</sup> )	750	Luce trave (m)	5.52
Combinazione (daN/m <sup>2</sup> )		Freccia massima ammissibile (mm)	22.08
SLU	6641		
SLS	4594		

(Nella determinazione dei carichi permanenti strutturali si considerano al momento solo i contributi di lamiera grecata + getto)



Schema dei carichi impostati su una trave a due appoggi semplice

Dopo avere impostato la trave su due cerniere e i carichi agli Stati Limite Ultimi, si definisce i limiti di calcolo, resistenza di svernamento e la freccia massima.

Si può allora lanciare l'ottimizzazione scegliendo un tipo di sezione; qua è stato scelto un sezione di tipo IPE, il più classico per questo tipo di caricamento.

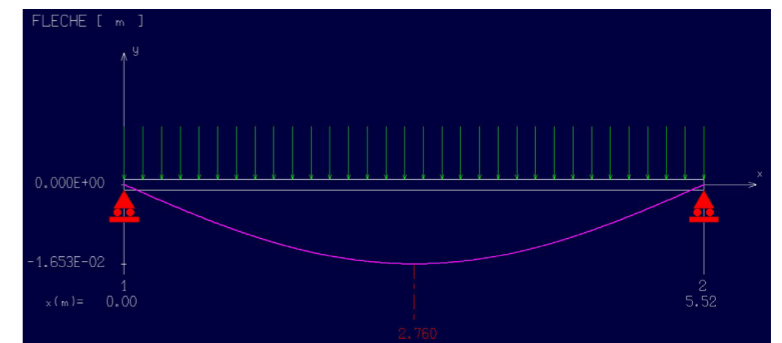
Tabella d'ottimizzazione della sezione con i risultati di sezione ottimizzata

Optimiser			
Quitter Limites Section droite Calculer			
Section :	IPE		
400			
Flèche maximale :	16.5272	Limites	22.080 mm
Pente maximale :	0.549		90.000 degrés
Contrainte maximale :	218.70		262.00 MPa
Itération :	15		

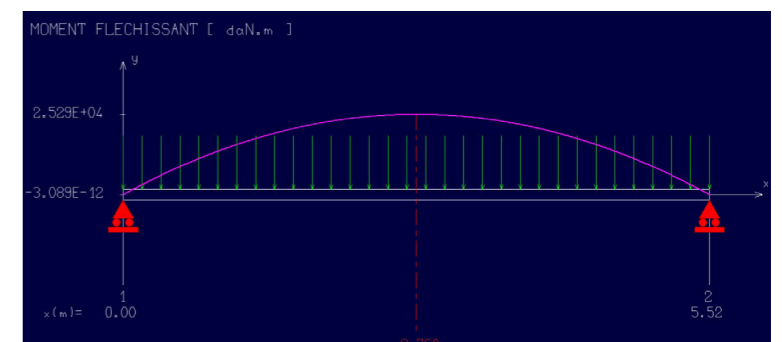
Qua si nota la soluzione di una sezione IPE 400, verificando che le sollecitazioni interne sono inferiore alla limita considerata. Soluzione ottenuta dopo 15 iterazione in questo caso.

Da qui si può ottenere tutti i dati, come la freccia e il momento di flessione.

Schema della deformata della trave caricata con la sezione ottimizzata impostata



Schema della momento di flessione della trave caricata con la sezione ottimizzata



Poi si impostata di nuovo i carichi, ma ora tenendo in conto la combinazione agli Stati Limite di Servizio, senza dimenticare l'aggiunto del peso proprio della trave. Si verifica allora che la freccia non raggiunge la freccia massima definita prima, condizione verificata in questo caso.

Per verificare la validata del software sono allora state fatte la verifica dei condizioni limiti definiti nell'Eurocodice 3 1-1 1993-1-1 per i casi con le sezioni IPE 400 e IPE 360.

#### Verifica agli Stati Limite Ultimi

Qua i due casi hanno dei sezioni considerati di classe 1 sotto i carichi considerati, si può allora usare i coefficienti di sicurezza definiti prima e il modulo di resistenza plastico relativo a questi sezioni ( $W_{pl}$ ) per le verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Tabella d'impostazione dei limiti di calcolo della sezione ottimizzata

Valeurs maximales admissibles	
Flèche [ mm ]	22.08
Pente [ degrés ]	90.00
Contrainte [ MPa ]	262.00
OK Annuler	



**Resistenza a flessione mono assiale retta**

Il momento di flessione massima dovuto al caricamento al SLU,  $p_{bibli}$ , è dato da:

$$M_{ed} = (p_{bibli} \cdot l^2) / 8$$

La resistenza a flessione retta della sezione è pari a :

$$M_{c,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl}$$

Si deve allora verificare:

$$M_{c,Rd} / M_{ed} > 1$$

**Resistenza a taglio**

Il taglio massimo dovuto al caricamento al SLU,  $p_{bibli}$ , è dato da:

$$V_{ed} = (p \cdot L) / 2$$

La resistenza al taglio della sezione è pari a:

$$V_{c,Rd} = (A_v \cdot f_{yd}) / \sqrt{3}$$

Dove  $A_v$  è la sezione resistente al taglio

Si deve verificare:

$$V_{c,Rd} / V_{ed} > 1$$

*Verifica agli Stati Limite di Servizio*

Si verifica qua che la freccia massima sotto il caricamento al SLS non eccede la freccia massima ammissibile.

La freccia dovuta al caricamento al SLS,  $p_{bibli}$ , è dato da:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{bibli} \cdot L^4}{E \cdot I_y}$$

Nelle tabelle di seguito sono stati riassunti i risultati di queste verificazione

IPE 360	
Peso (kg/m)	57.1
Av (cm²)	35.14
Iy (cm4)	16270
Wpl (cm3)	903.6
Med (daN/m)	25294
Mc,rd (daN/m)	23666
Mc,rd / Med	0.94 <b>SLU 1</b>
Ved (daN)	18329
Vc,rd (daN)	53135
Vc,rd / Ved	2.90 <b>SLU 2</b>
F (mm)	16.26
F max (mm)	22.08
Fmax/F	1.36 <b>SLS</b>

IPE 400	
Peso (kg/m)	66.3
Av (cm²)	42.69
Iy (cm4)	23130
Wpl (cm3)	1307
Med (daN/m)	25294
Mc,rd (daN/m)	34231
Mc,rd / Med	1.35 <b>SLU 1</b>
Ved (daN)	18329
Vc,rd (daN)	64552
Vc,rd / Ved	3.52 <b>SLU 2</b>
F (mm)	11.43
F max (mm)	22.08
Fmax/F	1.93 <b>SLS</b>

Si nota che la sezione IPE 360 non verifica la condizione di resistenza alla flessione allora che quella IPE 400 verifica bene le tre condizioni, confermando la validità del software e il suo sistema di ottimazione. Ovviamente questa ottimazione si può migliorare, cambiando il tipo di sezione e il tipo di acciaio, ma questo ragionamento non sarà tratto in questa parte di prima approccio di dimensionamento della struttura.

In conclusione è stata scelta la sezioni IPE 400 (peso: 66.3 kg/m) per le trave secondaria di interpiano.

*TRAVI SECONDARIE DI COPERTURA*

Per dimensionare le travi secondarie di copertura, si è scelta la trave più sollecitata, ovvero la trave sull' asse strutturale radiale R02 e tra gli assi strutturali tangenziali T03 e T04' dell'ultimo piano della biblioteca.

La sua lunghezza è pari a 5.52 m e l'interasse tra le diverse travi secondarie è pari a 3,90 m.

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per la trave secondaria di copertura.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm²)	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm²)	0.0
Carichi			
$q_{colonna 70}$ (daN/m²)	428	Luce solaio (m)	3.9
$q_{copert}$ (daN/m²)	100	Luce trave (m)	5.52
Neve (daN/m²)	32		
vento (daN/m²)	70		
Combinazione (daN/m)		Freccia massima ammissibile (mm)	22.08
SLU	3178		
SLS	2285.4		

*Tabella d'ottimizzazione della sezione con i risultati di sezione ottimizzata per le travi secondarie di copertura*

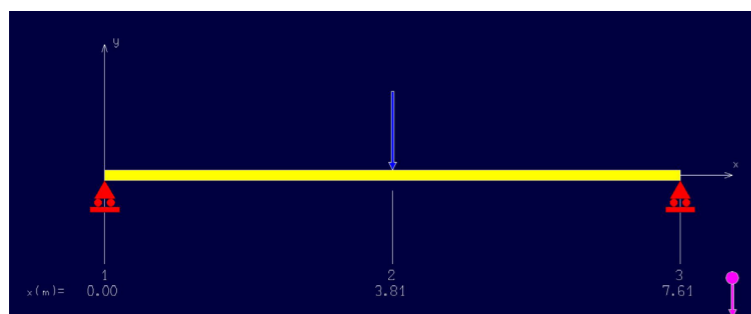


In conclusione è stata scelta la sezioni IPE 330 (peso: 49.1 kg/m) per le travi secondarie di copertura

### 2.4.3. Dimensionamento delle travi primarie interpiano

Per dimensionare le travi primarie interpiano, si è scelta la trave più sollecitata, cioè la trave sull'asse strutturale tangenziale T0 e tra gli assi strutturali radiali R14 e R16 del secondo piano della biblioteca.

La sua luce è pari a 7.61 m e l'interasse tra le due travi primarie è pari a 5,10 m.



Schema dell'impostazione dei carichi della trave primaria interpiano su due appoggi semplici

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per la trave primaria interpiano.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{coltra}$ (daN/m <sup>2</sup> )	428	Luce trave secondaria (m)	5.1
$q_{coltra}$ (daN/m <sup>2</sup> )	750	Interasse trave secondarie (m)	3.85
Peso trave secondaria (daN/m)	66.3	Luce trave (m)	7.61
Combinazione (daN)		Freccia massima ammissibile (mm)	30.44
SLU	33891		
SLS	23587		

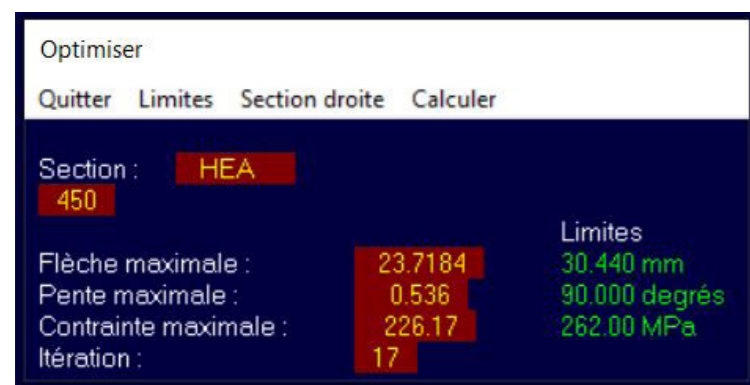


Tabella d'ottimizzazione della sezione con i risultati di sezione ottimizzata per la trave primaria interpiano

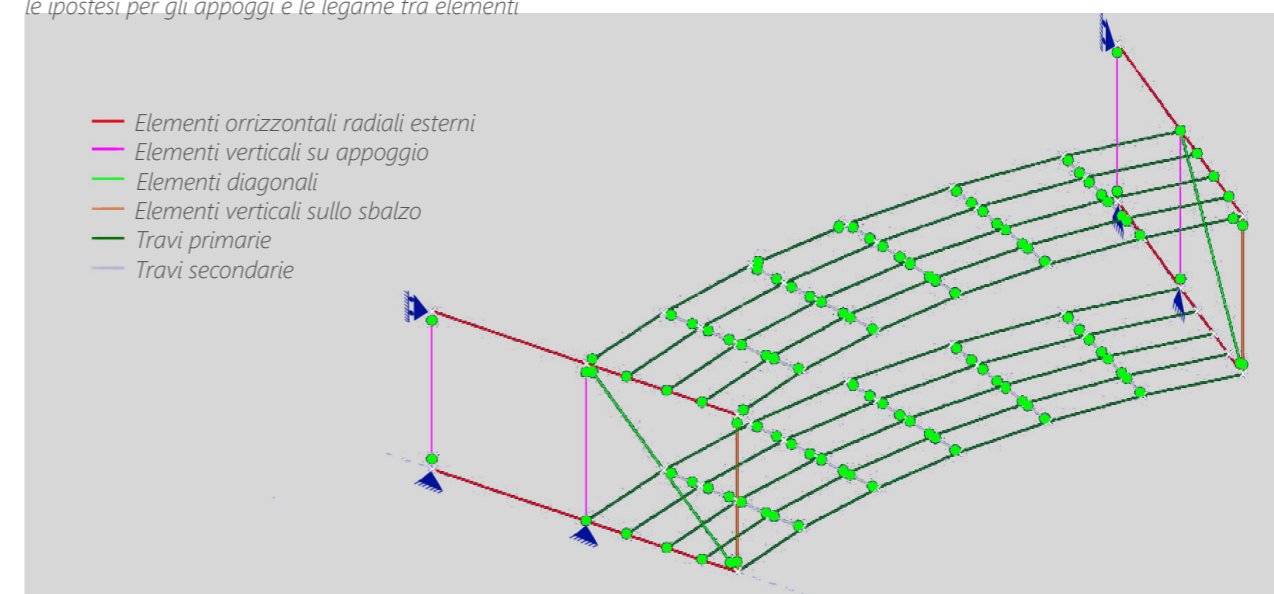
In conclusione è stata scelta la sezione HEA 450 (peso: 142.7 kg/m) per le travi primaria interpiano.

### 2.4.4. Dimensionamento dei volumi aggettanti

E' stata scelta una struttura in acciaio che è stata considerata fissata al resto della struttura solo con le quattro travi sporgenti dalla struttura principale. Gli elementi radiali esterni sono progettati come delle travi reticolari alte quanto l'altezza d'interpiano (4,20m), facendo collaborare due travi di "fissaggio" insieme. Gli altri elementi radiali sono considerati come delle travi secondarie mentre le travi tangenziali come delle travi primarie. Per lo studio è stato scelto il caso più sfavorevole, cioè il volume tra il secondo e il terzo piano del centro sportivo, inquadrato dagli assi radiali R20 e R26 e tangenziali T08 e T06.

Nel seguente modello 3D in modalità wireframe è possibile osservare: le ipotesi di legame tra gli elementi, ovvero le travi secondarie su due appoggi semplici tra due travi primarie, le travi primarie su due appoggi semplici tra le due travi esterne, gli elementi verticali e diagonali considerati tra due nodi non rigidi, gli elementi orizzontali radiali leganti alla struttura principale, considerati continui fino l'ultimo appoggio. Di quest'ultimi gli elementi superiori solo bloccati secondo l'asse radiale a una delle loro estremità mentre gli elementi inferiori su due cerniere;

Schema del volume aggettante con le ipotesi per gli appoggi e le legame tra elementi



#### TRAVI SECONDARIE

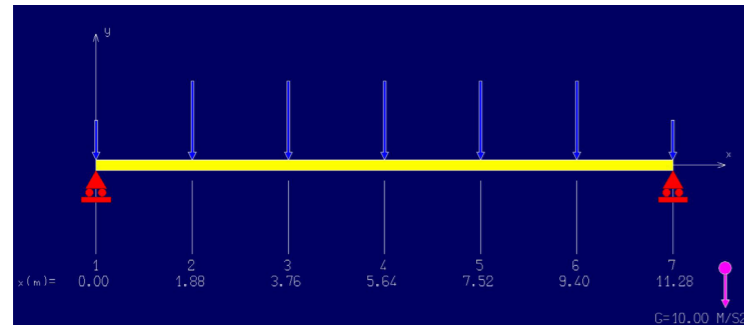
Per le secondarie sono state considerate travi con una lunghezza pari a 1.13 m e un interasse tra le diverse travi secondarie pari a 2.10 m. Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per le travi secondarie del volume aggettante.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{coltra0}$ (daN/m <sup>2</sup> )	178	Luce solaio (m)	2.1
$q_{nego}$ (daN/m <sup>2</sup> )	500	Luce trave (m)	1.13
Combinazione (daN/m)		Freccia massima ammissibile (mm)	4.5
SLU	2080		
SLS	1423.8		

I profili minori agli IPE 120 sono dei profili speciali più rari quindi è stato scelto un profilo IPE 120 (pesò: 10.4kg/m) per le travi secondarie.

TRAVI PRIMARIE

Per le travi primarie è stata considerata una luce pari a 11.28 m, un interasse tra le diverse travi secondarie pari a 1.88 m e una luce di trave secondaria pari a 1.13 m.



Schema dell'impostazione dei carichi della trave primaria del volume aggettante su due appoggi semplici

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per le travi primarie del volume aggettante.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{cofra 40}$ (daN/m <sup>2</sup> )	178	Luce trave secondaria (m)	1.13
$q_{nego}$ (daN/m <sup>2</sup> )	500	Interassi trave secondaria (m)	1.88
Peso trave secondarie (daN/m)	10.4	Luce trave (m)	11.28
Combinazione (daN)		Freccia massima ammissibile (mm)	45.12
SLU	2120		
SLS	1456		

Optimiser

Quitteur Limites Section droite Calculer

Section : **HEA 340**

Flèche maximale :	<b>43.7056</b>	Limites	45.120 mm
Pente maximale :	<b>0.707</b>		90.000 degrés
Contrainte maximale :	<b>116.63</b>		262.00 MPa
Itération :	<b>14</b>		

Tabella d'ottimizzazione della sezione con i risultati di sezione ottimizzata per la trave primaria del volume aggettante

In conclusione è stata scelta la sezioni HEA 340 (peso: 105 kg/m) per le travi primarie del volume aggettante.

TRAVE ESTERNA A SBALZO

Per il dimensionamento delle travi esterne è stato usato un altro plugin del software **RDM 6.17, Calcul des structures par la Méthode des éléments finis**, quello **Ossatures**. Questo software non considera più la struttura come una trave, ma come degli elementi legati insieme attraverso dei nodi. Come nella teoria delle travi reticolari, le sollecitazioni sono considerate solo sui nodi.

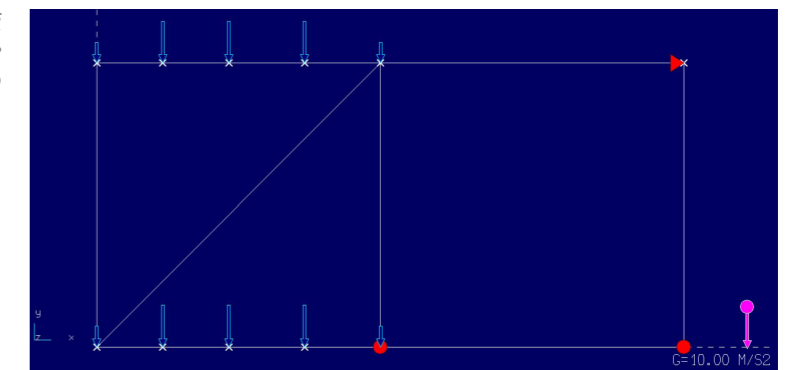
E' stato considerato all'inizio un funzionamento simile a una trave reticolare, ma per l'ottimizzazione degli elementi considerando lo spostamento, è stato ridotto il numero degli elementi verticali e diagonali, sostituendo questi nodi con dei nodi rigidi sugli elementi inferiori e superiori.

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per le travi esterne del volume aggettante.

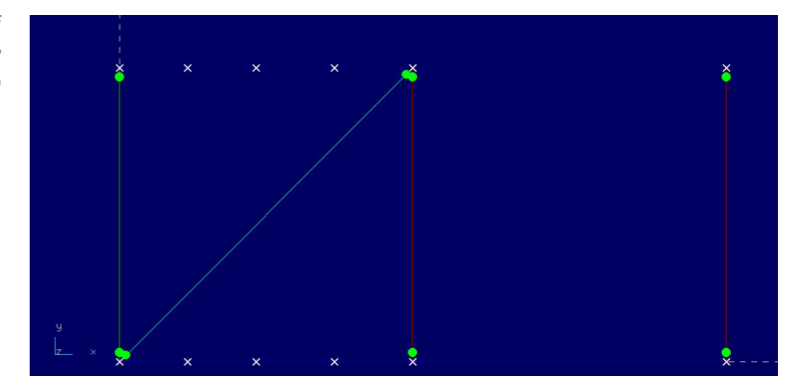
Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{cofra 40}$ (daN/m <sup>2</sup> )	178	Luce trave secondaria (m)	1.13
$q_{nego}$ (daN/m <sup>2</sup> )	500	Luce trave primarie (m)	11.28
Peso trave secondarie (daN/m)	10.4	Luce sbalzo (m)	4.3
Peso trave primarie (daN/m)	105	Freccia massima ammissibile (mm)	17.20
Combinazione (daN)			
SLU	13500		
SLS	9512		

In base a quanto riassunto negli schemi di seguenti, il modello è stato creato con 12 nodi, 14 elementi, 4 sezioni, una tipologia d'acciaio, 10 carichi nodali e 3 legami nodali.

Schema dell'impostazione dei carichi nodali e dei legami nodali per la trave esterne radiale a sbalzo



Schema dell'impostazione dei gradi di libertà tra gli elementi della trave esterne radiale a sbalzo

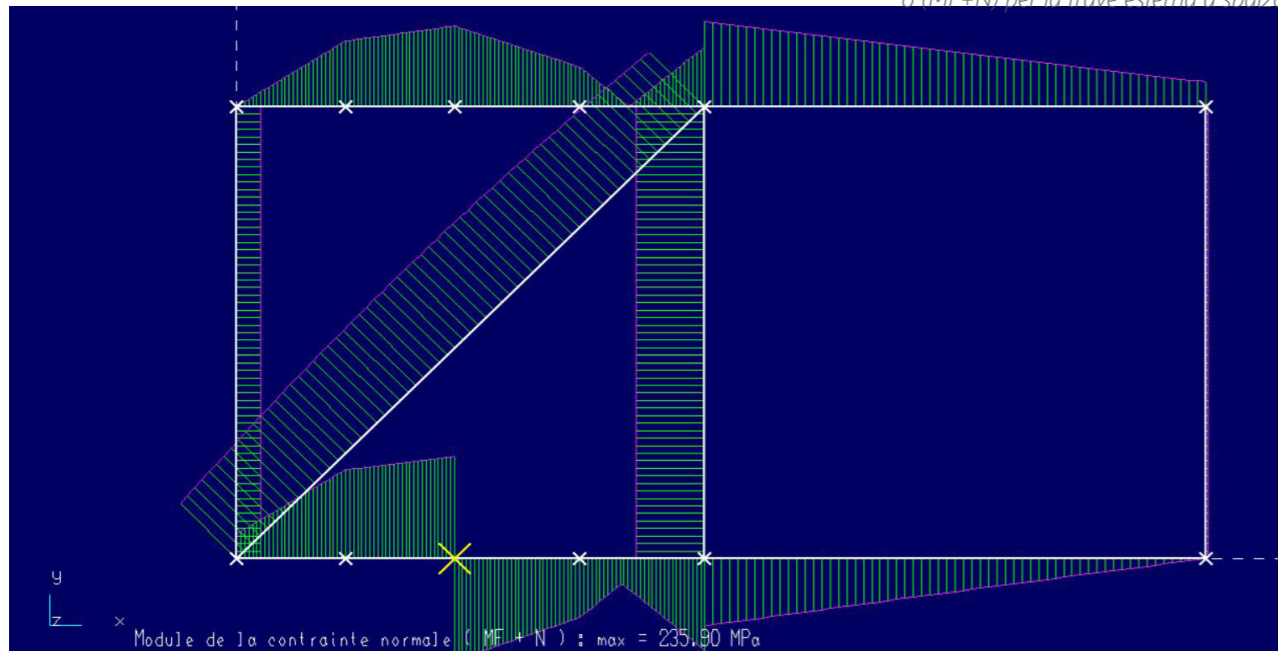




Per l'elemento verticale sullo sbalzo è stata scelta una sezione HEA 180, peso: 35.5 kg/m. Per l'elemento diagonale è stata scelta una sezione circolare piena di diametro 70mm, peso: 30.0 kg/m. Per gli elementi verticali su appoggi è stata scelta una sezione HEA 200, peso: 42.3 kg/m. Per gli elementi orizzontali è stata scelta una sezione IPE 400, peso: 66.3 kg/m.

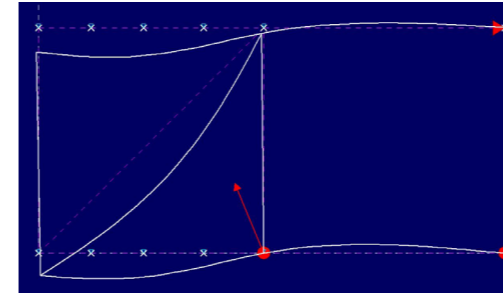
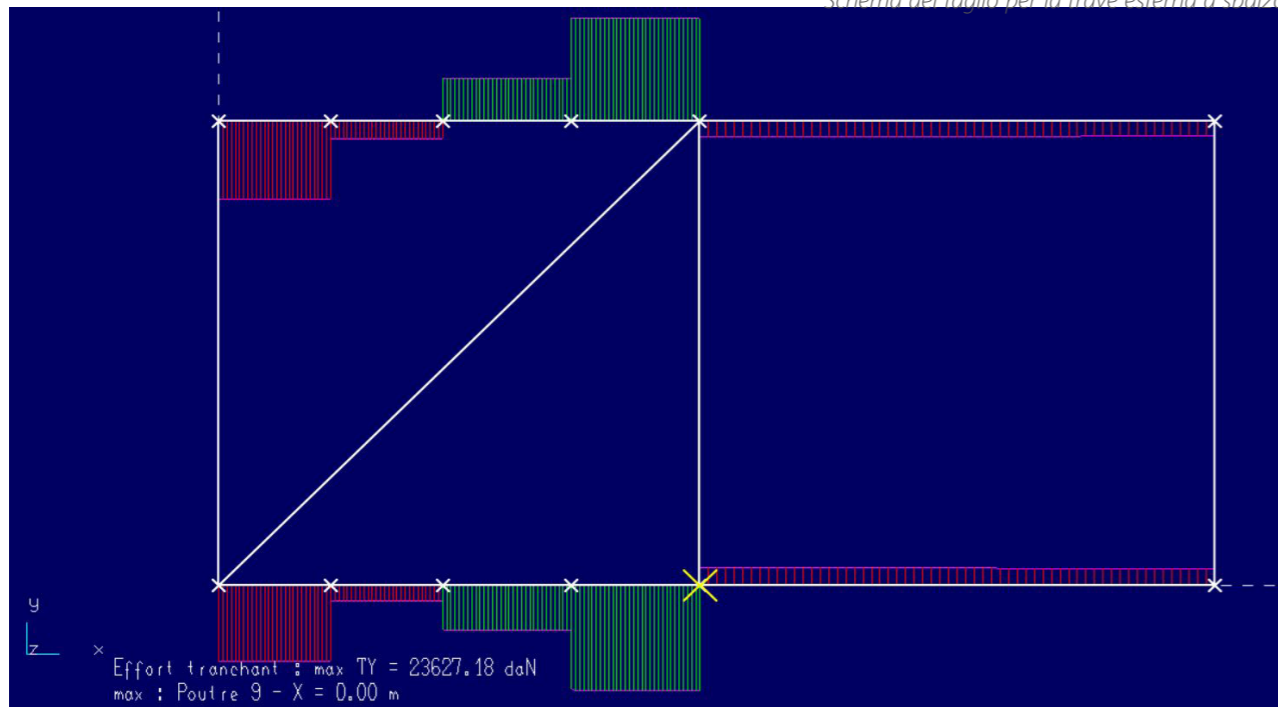
I risultati danno un sollecitazione normale massima,  $\sigma$  (MF+N), somma della sollecitazione dovuta allo sforzo normale e quella dovuta al momento, pari a 235.50 MPa, inferiore alla resistenza di svernamento (262MPa).

Schema della sollecitazione normale  $\sigma$  (MF+N) per la trave esterna a sbalzo



La forza di taglio, T, appare solo sugli elementi orizzontali, con un valore massimo di 23627.18 daN, inferiore alla resistenza al taglio della sezione IPE 400, calcolata precedentemente (64552daN)

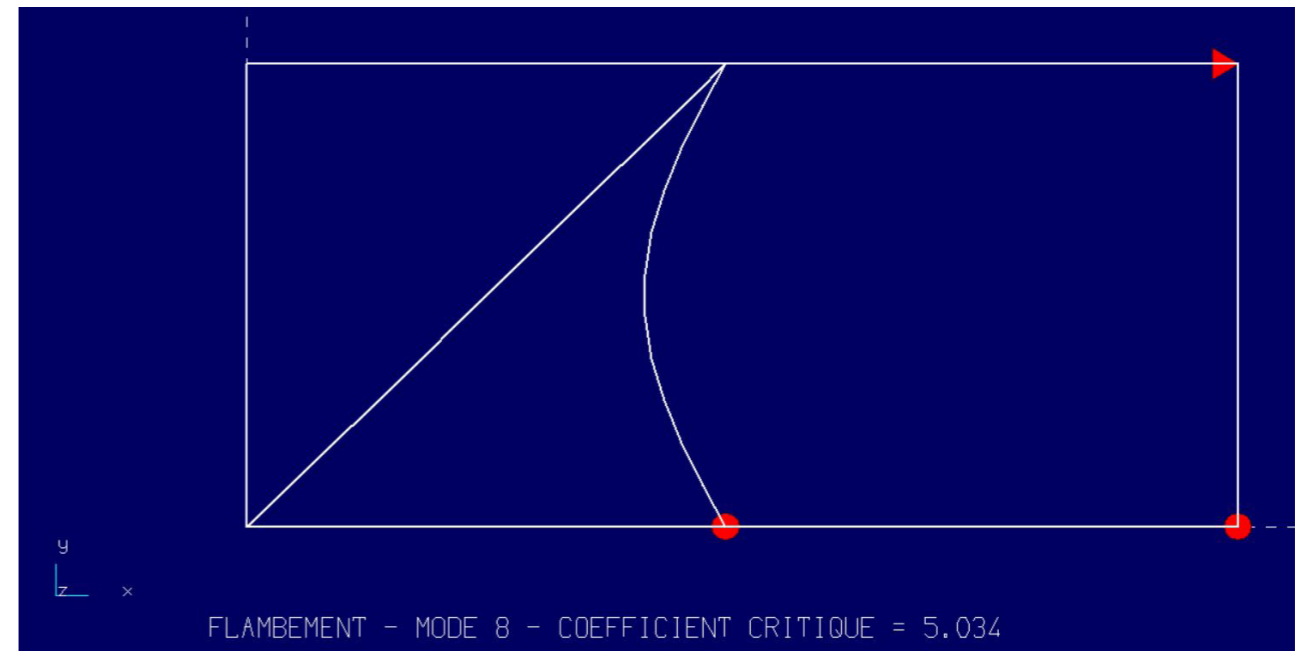
Schema del taglio per la trave esterna a sbalzo



Schema dei spostamenti per la trave esterna a sbalzo

Lo spostamento massimo è raggiunto al nodo 2, con un valore di 16.65 mm, inferiore alla freccia massima ammissibile (17,20 mm)

I calcoli d'instabilità sono stati eseguiti, fino al ventesimo modo d'instabilità, con un suddivisione in 100 elementi. Il primo modo dove il coefficiente critico non è negativo, è il modo ottosimo, con un coefficiente critico di 5.034, considerato quindi accettabile.



Schema dell'instabilità per la trave esterna a sbalzo

Di seguito sono riportati nella tabella i riassunti delle verifiche, con la scelta d'impostazione finale di tutti gli elementi della struttura dei volumi aggettanti.

VERIFICHE		
<b>Verifica di svernamento</b>		
$\sigma_{max}$ (MF+N) (MPa)	235.50	
$f_{yd}$ (MPa)	262	
$f_{ed} / \sigma_{max}$	1.11	SLU 1
<b>Verifica al taglio</b>		
$V_{ed}$ (daN)	23627.18	
$V_{r,rd}$ (daN)	64552	
$V_{ed} / V_{r,rd}$	2.73	SLU 2
<b>Verifica d'instabilità</b>		
Coefficiente critico	5.034	SLU3
<b>Verifica di spostamento</b>		
F (mm)	16.65	
$F_{max}$ (mm)	17.2	
$F_{max} / F$	1.03	SLS

Tabella di riassunto delle scelte delle sezione per la trave esterna a sbalzo

Elemento	Sezione	Peso (kg/m)
Travi secondarie	IPE 120	10.4
Travi primarie	HEA 340	105
Elementi verticali sullo sbalzo	HEA 180	35.5
Elementi verticali su appoggi	HEA 200	42.3
Elementi diagonali	Circolare pieno D70mm	30
Elementi orizzontali	IPE 400	66.3

### 2.4.5. Dimensionamento dei pilastri

Per dimensionare i pilastri si è scelto il pilastro più sollecitato, cioè il pilastro all'intersezione dell'asse radiale R05 e dell'asse tangenziale T03 tra i piani della biblioteca.

L'interpiano è pari a 4.2 m, con l'ultimo interpiano di 5.6 m, e in conseguenza di quanto detto precedentemente si ha un'altezza totale di 22.4 m. L'area d'influenza associata ad ogni piano è pari a 36.75 m<sup>2</sup>. I nodi tra ogni interpiano sono considerati come nodi non rigidi, e l'appoggio è considerato come una cerniera; questo per studiare il caso il più sfavorevole.

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per il pilastro.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{coltra\ 70}$ (daN/m <sup>2</sup> )	428	Lunghezza trave secondaria influenzata (m)	10.6
$q_{bibli}$ (daN/m <sup>2</sup> )	750	Lunghezza trave primaria influenzata (m)	7.7
Peso trave secondarie (daN/m)	66.3	Area d'influenza (m <sup>2</sup> )	36.75
Peso trave primarie (daN/m)	142.7	Interpiano (m)	4.2
Combinazione (daN)		Spostamento massimo ammissibile (mm)	16.80
SLU	65010		
SLS	45093		

Nella tabella a lato sono state riportate le sezioni scelte per ogni interpiano.

Nella tabella seguente sono stati inseriti i risultati delle verifiche, con le scelte d'impostazione finale di sezione per tutte le parti del pilastro.

VERIFICHE		
Verifica di compressione		
$\sigma_{max(MF+H)}$ (MPa)	261.30	
$f_{yd}$ (MPa)	262	
$f_{yd}/\sigma_{max}$	1.00	SLU 1
Verifica d'instabilità		
Coefficiente critico	6.500	SLU 2
Verifica di spostamento		
$d_{lmax}$ (mm)	16.66	
$Dl_{amm}$ (mm)	16.80	
$Dl_{amm}/d_{lmax}$	1.03	SLS

Schema dell'impostazione dei carichi e dei legami per il pilastro

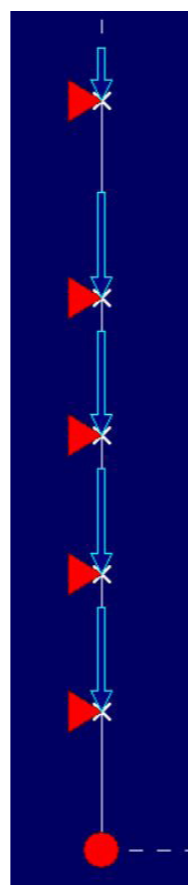


Tabella di riassunto delle scelte delle sezioni per il pilastro per ogni interpiano

Interpiano	Sezione scelta	Area di sezione (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m)
P+4	HEA 220	64.34	50.5
P+3	HEA 220	64.34	50.5
P+2	HEA 300	112.5	88.3
P+1	HEA 300	112.5	88.3
PT	HEA 300	112.5	88.3

### 2.4.6. Dimensionamento delle travi sopra il cinema

I fattori che nel dimensionamento di questi elementi strutturali vanno tenuti presente sono:

- la grande luce, dovuta all'impossibilità di fare pervenire degli elementi strutturali verticali nel volume del cinema
- i carichi verticali ingenti della parte superiore della struttura da riprendere
- un spazio limitato (1 m) dentro il controsoffitto, dovuto alla geometria del cinema
- il bisogno di permettere il passaggio degli impianti e della struttura dentro il controsoffitto

Per rispondere in modo esaustivo a questi fattori si è scelto di adottare una struttura con delle travi alveolari; infatti le travi alveolari permettono di raggiungere delle grandi luce, con un'occupazione spaziale relativamente ottimizzata ed inoltre consentono il passaggio degli impianti attraverso la struttura. L'unico punto che non trova un'immediata risposta è la ripresa dei carichi superiori; pertanto questa analisi verrà affrontata nei capitoli seguenti.

Per lo studio delle travi secondarie è stato considerata la trave sull'asse radiale R25, tra gli assi tangenziali T02 e T03; per le travi primarie invece, è stata considerata la trave sull'asse tangenziale T03, tra gli assi radiali R23 e R28, localizzata nella parte del centro sportivo. Entrambe saranno considerate su due appoggi semplici e i carichi puntuali della parte superiore verranno considerati direttamente ripresi dalle travi primarie.

#### TRAVI SECONDARIE

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per la trave secondaria del cinema.

Dati di progettazione			
Tipo di acciaio	S 275JR	$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	27.5
Modulo di Young (MPa)	210000	$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	26.2
Carichi			
$g_{coltra\ 70}$ (daN/m <sup>2</sup> )	428	Luce solaio (m)	3.9
$q_{segg}$ (daN/m <sup>2</sup> )	500	Luce trave (m)	5.15
Combinazione (daN/m)		Freccia massima ammissibile (mm)	20.6
SLU	3862		
SLS	2644.2		

In conclusione è stata scelta la sezioni IPE 300 (peso: 42.2 kg/m) per le travi primarie del cinema.

Tabella d'ottimizzazione della sezione con i risultati di sezione ottimizzata per la trave secondaria sopra il cinema

Optimiser	
Section :	IPE 300
Flèche maximale :	20.3831
Pente maximale :	0.726
Contrainte maximale :	232.40
Itération :	12
Limites	
	20.600 mm
	90.000 degrés
	262.00 MPa

TRAVI PRIMARIE

Per dimensionare ed eseguire le verifiche relative alle travi alveolari è stato usato il software sviluppato dal costruttore Arcelor-Mittal, **ACB+3.08**, per calcolare le travi alveolari del tipo ACB. Questo è adeguato per il calcolo di una trave su due appoggi semplici o ad incastrato su uno dei lati, (modelli isostatici) utilizzando i valori e i limiti imposti dall'Eurocodice.

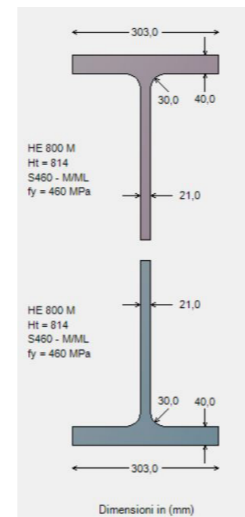
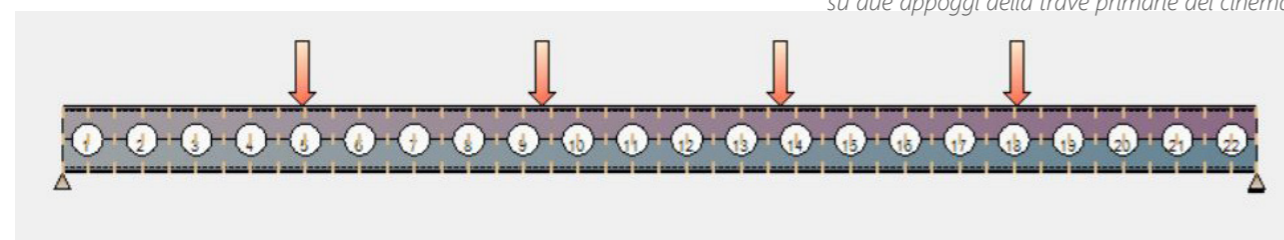
Dalle primi analisi, si può osservare che per raggiungere un'altezza di trave inferiore a 1 m, si è dovuto aumentare la classe del tipo di acciaio, e in conseguenza di ciò è stato considerato un acciaio di classe S460. Inoltre, sono state considerate due travi accoppiate, supponendo che ogni trave riprendesse la metà dei carichi totali.

Nella tabella di seguito sono riportati i dati di progettazione per la trave primaria del cinema.

Dati di progettazione				
Tipo di acciaio	S 460		$f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	460
Modulo di Young (MPa)	210000		$f_{yd}$ (daN/mm <sup>2</sup> )	438.1
Carichi			Lunghezza trave secondaria influenzata (m)	5.6
$g_{coltra70}$ (daN/m <sup>2</sup> )	428		Lunghezza trave primaria influenzata (m)	3.85
$q_{nego}$ (daN/m <sup>2</sup> )	500		Area d'influenza (m <sup>2</sup> )	15,45
Peso trave secondarie (daN/m)	66.3		Interassi trave secondaria (m)	3.45
Peso trave primarie (daN/m)	142.7		Luce trave (m)	17.2
Peso totale pilastro (daN)	1617.58		Spostamento massimo ammissibile (mm)	68.80
Combinazione (daN)				
	Interpiano	Copertura	Totale	Carico di progettazione
SLU	19440	13832	113215	56607
SLS	15258	10297	88206	44103

Sono state definite le sezioni superiore e inferiore; conseguentemente è stato scelto un profilo simmetrico per la semplicità di montaggio e di progettazione. Dai primi risultati, si è notato che il punto debole non era la resistenza alla flessione, ma bensì la resistenza allo sforzo normale e al taglio. Pertanto è stata scelta una sezione con uno spessore d'anima abbastanza importante una sezione tipo HEM. In conclusione si è scelto un profilo HEM 800 per entrambe le ali, superiore e inferiore.

Successivamente si sono impostati i parametri di geometria dei fori. È stato fissato il diametro degli alveoli, considerando sufficiente per gli impianti con un diametro di 450mm. Inoltre è stata definita un'altezza totale di 950 mm per restare al di sotto del metro, considerando il



Schema delle scelte delle sezioni superiore e inferiore della trave alveolare

Schema dell'impostazione della trave alveolare su due appoggi della trave primarie del cinema

Tabella d'impostazione dei parametri geometrici della trave alveolare

Parametri imposti

Almeno un parametro deve essere imposto

Diametro alveoli  $a_0 = 450.00$  mm

Interasse alveoli

Spaziatura  $e = 785.59$  mm

Larghezza dei montanti  $w = 335.59$  mm

Rapporto  $e / a_0 = 1.746$

Altezza totale  $950.00$  mm

controsoffitto. Infine, è stata scelta la spaziatura massima possibile per ridurre al massimo i punti di debolezza all'interno della trave, pari in questo caso a 785.59 mm.

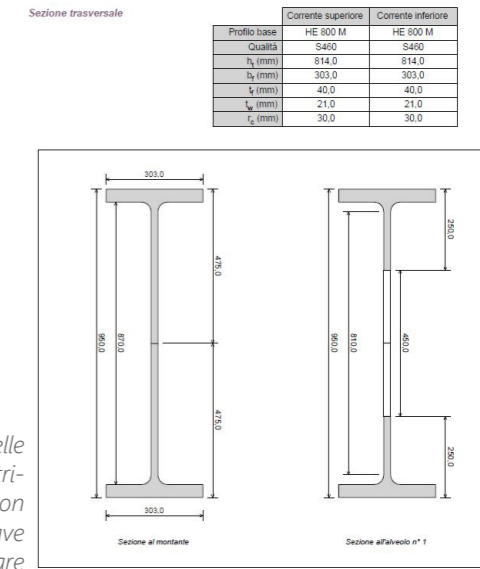
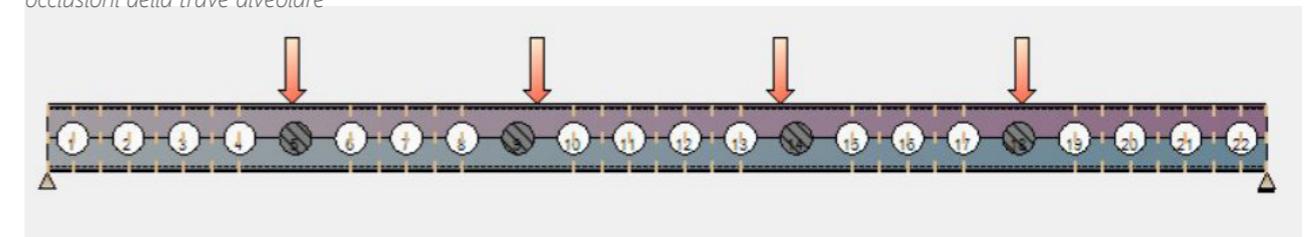


Tabella di riassunto delle caratteristiche geometriche per la sezione non accoppiata della trave alveolare

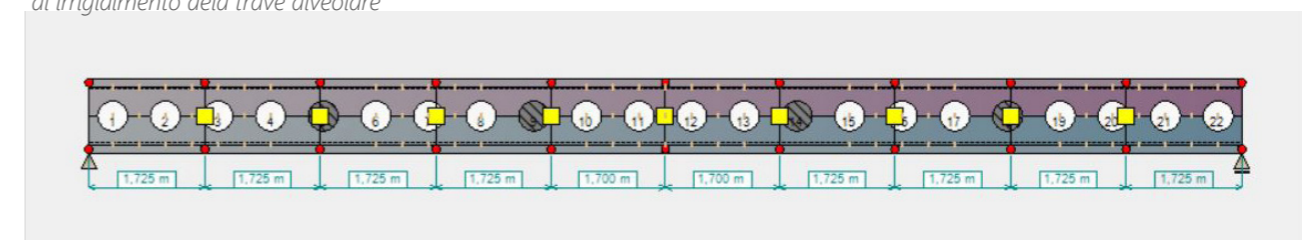
Per una facilità di montaggio e per ridurre i punti di debolezza dei fissaggi si è scelto, di occludere gli alveoli in vicinanza dei punti di applicazione dei carichi concentrati.

Schema dell'impostazione delle occlusioni della trave alveolare



Nonostante le modifiche apportate precedentemente, l'instabilità flesso-torsionale continuava a essere un problema. Si è scelto quindi, in definitiva di aggiungere delle lastre d'irrigidimento della sezione, una al di sotto di ogni punto di carico concentrato, e una in mezzzeria tra essi.

Schema dell'impostazione delle lastre di irrigidimento della trave alveolare





Di seguito viene riportato un estratto della nota di calcolo eseguito dal software, con il sommario delle verifiche eseguite per l'impostazione finale, in conseguenza delle scelte illustrate precedentemente.

**Nota: il metodo di calcolo utilizzato è valido solo per profili in acciaio laminati a caldo.**

#### Sommario delle verifiche

SI = Verificato NO = Non verificato

##### Verifiche per le sezioni nette all'asse alveoli

Resistenza al momento flessionale (Alv. n° 19 - Comb. U1) :	$\Gamma_{M,max}$	= 0,346	< 1	SI
Resistenza alla forza assiale (Alv. n° 11 - Comb. U1) :	$\Gamma_{N,max}$	= 0,914	< 1	SI
Resistenza alla forza di taglio (Alv. n° 15 - Comb. U1) :	$\Gamma_{V,max}$	= 0,750	< 1	SI
Resistenza all'interazione M+N (Alv. n° 11 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MN,max}$	= 0,914	< 1	SI
Resistenza all'interazione N+V (Alv. n° 11 - Comb. U1) :	$\Gamma_{NV,max}$	= 0,914	< 1	SI
Resistenza all'interazione M+V (Alv. n° 19 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MV,max}$	= 0,353	< 1	SI
Resistenza all'interazione M+N+V (Alv. n° 11 - Comb. U1) :	$\Gamma_{MNV,max}$	= 0,914	< 1	SI

##### Verifiche per l'anima

A seguito della snellezza dell'anima la verifica d'instabilità a taglio non è necessaria ( $h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$ )

##### Verifiche per i montanti

Resistenza al taglio (Mont. n° 21 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vh,max}$	= 0,580	< 1	SI
Resistenza all'instabilità (Mont. n° 19 - Comb. U1) :	$\Gamma_{b,max}$	= 0,503	< 1	SI
Spessore minimo gola saldatura (Mont. n° 21 - Comb. U1) :	$a_{min}$	= 6,49 mm		
Attenzione: l'altezza di gola è calcolata assumendo 2 cordoni di saldatura				
Lo spessore totale della saldatura deve essere minimo di 12,97 mm				

##### Verifiche per le sezioni lorde (piene)

Resistenza alla flessione (Mont. n° 10 - Comb. U1) :	$\Gamma_{Mg,max}$	= 0,850 (Classe 1)	< 1	SI
Resistenza al taglio (Estremità dx - Comb. U1) :	$\Gamma_{Vg,max}$	= 0,198	< 1	SI

##### Altre verifiche

Resistenza all'instabilità flessio-torsionale (LTB)	$\Gamma_{LT,max}$	= 0,985	< 1	SI
---	-------------------	---------	-----	----

*Estratto della nota di calcolo dal software ACB+ di Arcelor-Mittal, il sommario delle verifiche eseguite*

In conclusione sono stati scelti delle travi alveolari ACB accoppiate con una sezione HEM 800 / HEM 800. Le caratteristiche di forma e di resistenza sono riassunte nel capitolo seguente, 1.4.8 *Abachi strutturali - T7 Travi alveolari accoppiate ACB 950.*

## 2.4.7. Tipologie di controvento

Il dimensionamento e le verifiche non sono state trattate in questo studio, però è stata definita la tipologia di controvento dell'edificio; si è adottata quindi la soluzione di un muro in calcestruzzo armato a tutt'altezza.

Per irrigidire tutta la struttura si è considerato l'asse tangenziale T02 come un muro in calcestruzzo armato di 30 cm di spessore, utilizzando la forma circolare per riprendere la maggiore parte delle forze orizzontali. Inoltre sono stati considerati gli assi radiali R01 e R32, irrigiditi con dei sistemi di controventamento a tiranti in acciaio ad X. Dalla forma circolare del muro di calcestruzzo e da questi due assi rigidi esterni, si raggiunge un forma stabile per il controvento dell'edificio, come si vede negli schemi seguenti.

Ogni piano è stato irrigidito nel suo piano con dei sistemi di controvento ad X, disposti a forma di C, ripetuta più volte, come indicato negli schemi seguenti. Sono stati scelti in modo arbitrario dei tiranti di controvento con un diametro di 35 mm.

### 2.4.8. Abachi strutturali

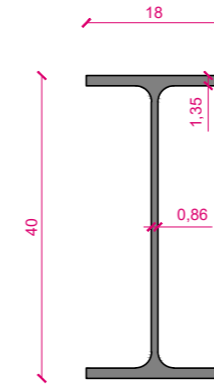
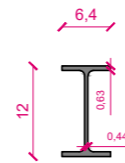
Di seguito vengono riportati i vari abachi per gli elementi strutturali adottati.

#### ELEMENTI STRUTTURALI DIMENSIONATI IN FLESSIONE: TRAVI

T1 - Trave IPE 120

Trave di irrigidimento o trave secondaria dei volumi aggettanti

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	10.4 kg/m
Geometria	IPE 120
h	120 mm
b	64 mm
$t_w$	4.4 mm
$t_f$	6.3 mm
A	13.2 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	60.73 cm <sup>3</sup>
I	317.8 cm <sup>4</sup>



T4 - Trave IPE 400

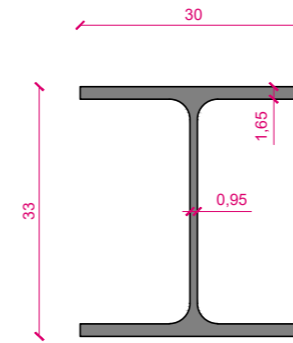
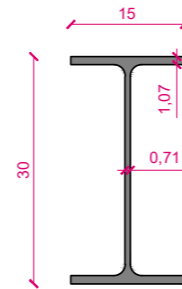
Trave secondaria interpiano

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	66.3 kg/m
Geometria	IPE 400
h	400 mm
b	180 mm
$t_w$	8.6 mm
$t_f$	13.5 mm
A	84.5 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	1307 cm <sup>3</sup>
I	23130 cm <sup>4</sup>

T2 - Trave IPE 300

Trave secondaria sopra il cinema o di luce minore per gli interpiani

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	42.2 kg/m
Geometria	IPE 300
h	300 mm
b	150 mm
$t_w$	7.1 mm
$t_f$	10.7 mm
A	53.8 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	557.1 cm <sup>3</sup>
I	8356 cm <sup>4</sup>



T5 - Trave HEA 340

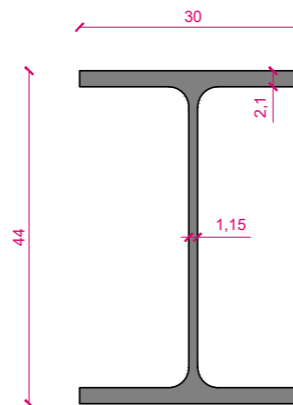
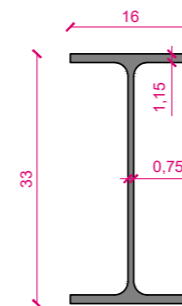
Trave primaria per i volumi aggettanti

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	107.1 kg/m
Geometria	HEA 340
h	330 mm
b	300 mm
$t_w$	9.5 mm
$t_f$	16.5 mm
A	133 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	1680 cm <sup>3</sup>
I	27693 cm <sup>4</sup>

T3 - Trave IPE 330

Trave secondaria sotto la copertura

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	49.1 kg/m
Geometria	IPE 330
h	330 mm
b	160 mm
$t_w$	7.5 mm
$t_f$	11.5 mm
A	62.8 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	804.3 cm <sup>3</sup>
I	11770 cm <sup>4</sup>



T6 - Trave HEA 450

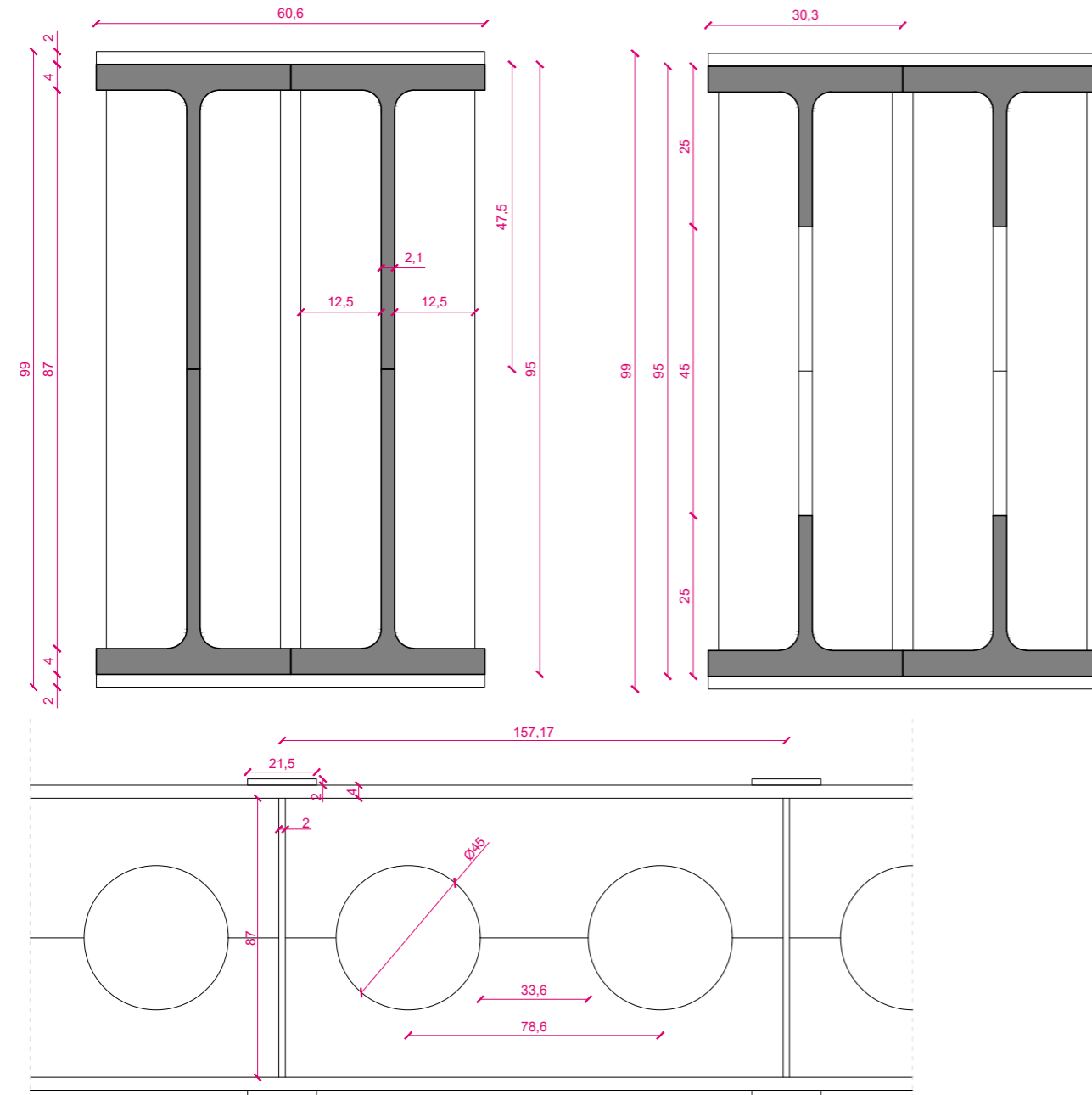
Trave primaria interpiano

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	142.7 kg/m
Geometria	HEA 450
h	440 mm
b	300 mm
$t_w$	11.5 mm
$t_f$	21.0 mm
A	178 cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$	2900 cm <sup>3</sup>
I	63722 cm <sup>4</sup>

T7- Travi alveolari accoppiate Acb 950 [hem 800 / hem 800]

Trave primaria sopra il cinema

Materiale	Acciaio S460	
$f_y$	460000 kN/m <sup>2</sup>	
$f_{t,y}$	540000 kN/m <sup>2</sup>	
peso	306 kg/m	618 kg/m
Geometria	ACB 950	Totale
h	950 mm	-
b	303 mm	-
$t_w$	21.0 mm	-
$t_f$	40.0 mm	-
$A_{netta}$	338.3 cm <sup>2</sup>	676.6 cm <sup>2</sup>
$A_{lorda}$	432.8 cm <sup>2</sup>	432.8 cm <sup>2</sup>
$I_{yy,netta}$	615 617 cm <sup>4</sup>	1 231 234 cm <sup>4</sup>
$I_{yy,lorda}$	631 552 cm <sup>4</sup>	1 263 104 cm <sup>4</sup>
$I_{zz,netta}$	18 596 cm <sup>4</sup>	-
$I_{zz,lorda}$	18 631 cm <sup>4</sup>	-

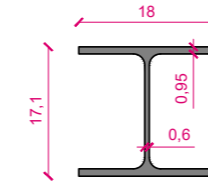


ELEMENTI STRUTTURALI DIMENSIONATI IN COMPRESSIONE : PILASTRI

P1 - Pilastro HEA 180

Pilastri sullo sbalzo nei volumi aggettanti

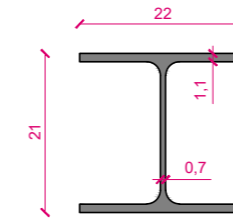
Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_{t,y}$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	36.2 kg/m
Geometria	HEA 180
h	171 mm
b	180 mm
$t_w$	6.0 mm
$t_f$	9.5 mm
A	45.3 cm <sup>2</sup>
$W_{xx,pl}$	294 cm <sup>3</sup>
$I_{xx}$	2510 cm <sup>4</sup>
$W_{yy,pl}$	103 cm <sup>3</sup>
$I_{yy}$	925 cm <sup>4</sup>



P2 - Pilastro HEA 220

Pilastri interpiano per il quarto e il terzo piano

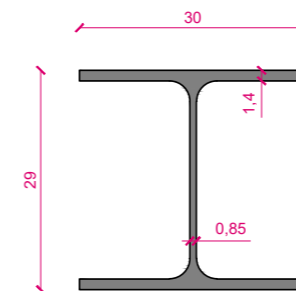
Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_{t,y}$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	51.5 kg/m
Geometria	HEA 220
h	210 mm
b	220 mm
$t_w$	7.0 mm
$t_f$	11.0 mm
A	64.3 cm <sup>2</sup>
$W_{xx,pl}$	515 cm <sup>3</sup>
$I_{xx}$	5410 cm <sup>4</sup>
$W_{yy,pl}$	178 cm <sup>3</sup>
$I_{yy}$	1955 cm <sup>4</sup>



P3 - Pilastro HEA 300

Pilastri interpiano per il secondo, il primo e il piano terra

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_{t,y}$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	90.0 kg/m
Geometria	HEA 300
h	290 mm
b	300 mm
$t_w$	8.5 mm
$t_f$	14.0 mm
A	113.0 cm <sup>2</sup>
$W_{xx,pl}$	1260 cm <sup>3</sup>
$I_{xx}$	18 263 cm <sup>4</sup>
$W_{yy,pl}$	421 cm <sup>3</sup>
$I_{yy}$	6 310 cm <sup>4</sup>

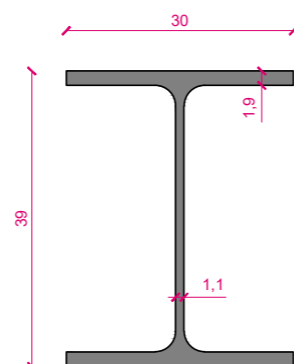




## P4 - Pilastro HEA 400

Pilastri per i piani interrati

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	127.4 kg/m
Geometria	HEA 400
h	390 mm
b	300 mm
$t_{w,pl}$	11.0 mm
$t_f$	19.0 mm
A	159.0 cm <sup>2</sup>
$W_{xx,pl}$	2310 cm <sup>3</sup>
$I_{xx}$	45 069 cm <sup>4</sup>
$W_{yy,pl}$	571 cm <sup>3</sup>
$I_{yy}$	8 564 cm <sup>4</sup>



## ELEMENTI STRUTTURALI DIMENSIONATI IN TRAZIONE: TIRANTI

## T1 - Tirante D35

Tiranti per il controvento

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	7.7 kg/m
Geometria	Circolare pieno
d	35 mm
A	9.61 cm <sup>2</sup>



## T2- Tirante D70

Tiranti per la ripresa dei carichi nei volumi aggettanti

Materiale	Acciaio S275
$f_y$	275000 kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	410000 kN/m <sup>2</sup>
peso	30.8 kg/m
Geometria	Circolare pieno
d	70 mm
A	38.5 cm <sup>2</sup>

