



CELLE FRIGORIFERE AUTOPORTANTI

A) **Pannello coibentato (sandwich) - funzionamento statico**

La cella frigorifera è concepita e realizzata come un assemblaggio tridimensionale di **pannelli coibentati**. Pertanto prima di addentrarci nella descrizione del funzionamento statico e dinamico della cella è doveroso analizzare il comportamento meccanico del singolo componente.

I pannelli coibentati sono composti da due paramenti portanti con interposto del materiale isolante.

I principi di funzionamento strutturale di questi elementi sono meccanismi resistenziali fondamentalmente differenti rispetto alle normali strutture a tessitura più omogenea e sono da ricondursi agli schemi delle strutture miste. Infatti il nucleo, in materiale coibente, garantisce la collaborazione dei due paramenti esterno ed interno, incrementando la resistenza flessionale d'insieme. In tal modo gli sforzi assiali di trazione e compressione vengono assorbiti quasi interamente dai paramenti metallici, mentre il nucleo assorbe l'azione tagliente e conferisce un'elevata deformabilità a taglio.

E' possibile definire in un pannello coibentato tre sistemi portanti:

- sistema a paramento esterno inflesso;
- sistema a paramento interno inflesso;
- sistema ad azione composita del pannello, che comporta sforzi assiali nei paramenti e azioni taglienti nel nucleo.

Inoltre nell'approccio al dimensionamento strutturale rivestono importanza notevole nella progettazione le seguenti peculiarità:

- gli **effetti di instabilità locale** delle lamiere (*raggrinzimento o wrinkling*).



Rottura per raggrinzimento della lamiera superiore compressa



- gli **effetti connessi ai fenomeni viscosi** (*creep*), ovvero la modifica nel tempo delle caratteristiche meccaniche del materiale costituente il nucleo, sotto la prolungata azione di un carico costante;
- le **sollecitazioni termiche**, che determinano una curvatura del pannello dovuta a contrazione e distensione dei paramenti esterni.

Le caratteristiche meccaniche intrinseche dei materiali, che determinano la resistenza complessiva del pannello nei riguardi delle azioni esterne complanari e ortogonali, sono principalmente due.

Per la resistenza a taglio è da considerare il modulo di resistenza a taglio del materiale costituente il nucleo: infatti, nonostante spesso l'**instabilità del paramento** o la **connessione alla struttura portante** rappresentino fattore progettuale determinante, la **resistenza a taglio** costituisce un parametro significativo, crescente di importanza in modo direttamente proporzionale allo spessore del pannello e inversamente alla luce della campata. La figura Fig.1 riporta schematicamente e qualitativamente due meccanismi tipici di **collasso a taglio del nucleo** di un pannello in schiuma poliuretanica: per l'esempio riportato in Fig.1 a), relativo a un risultato sperimentale su pannello con densità pari a 48 kg/m^3 , il meccanismo di rottura segue il comportamento atteso per una struttura composta di materiale omogeneo; per l'esempio riportato in Fig.1 b), relativo a un risultato sperimentale su pannello con densità pari a 32 kg/m^3 , si osserva una rottura per distacco lungo il piano di taglio, in corrispondenza di una tensione minore di quella teorica ammissibile per il materiale base.

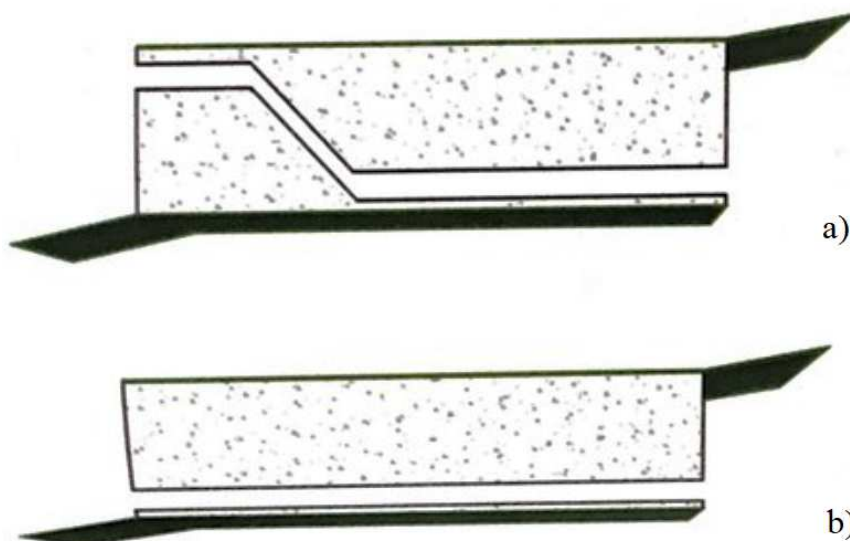


Fig. 1 - Meccanismi di collasso del nucleo sollecitato a taglio

Nel caso specifico il materiale utilizzato per il nucleo nei pannelli schiumati è il **poliuretano**; ha densità pari a 40 kg/m^3 ed è caratterizzato da valori delle caratteristiche meccaniche che valgono: modulo a taglio $G_c = 4.23 \text{ N/mm}^2$ e resistenza a taglio $f_{Vc,k} = 0.17 \text{ N/mm}^2$.



Il secondo parametro progettuale importante si riferisce ai **fenomeni di instabilità locale e globale dei paramenti esterni**, caratteristici dei profili in acciaio sottili piegati a freddo (identificati dalla norma tecnica NTC2018 con la terminologia: **sezioni di Classe 4**). Naturalmente tale aspetto riveste la massima importanza nel caso di pannelli parete, con lamiere debolmente nervate o piane, e soprattutto nel caso di lamiere piane. Si riportano in figura Fig.2 schemi di modalità tipiche di collasso per instabilità di pannelli con lamiere piane:

- a) inflessione con onda singola verso l'interno, con schiacciamento locale del nucleo;
- b) inflessione con onda singola verso l'esterno, con distacco tra paramento e nucleo;
- c) inflessione a doppia onda, in cui si osservano entrambi i fenomeni di distacco e schiacciamento.

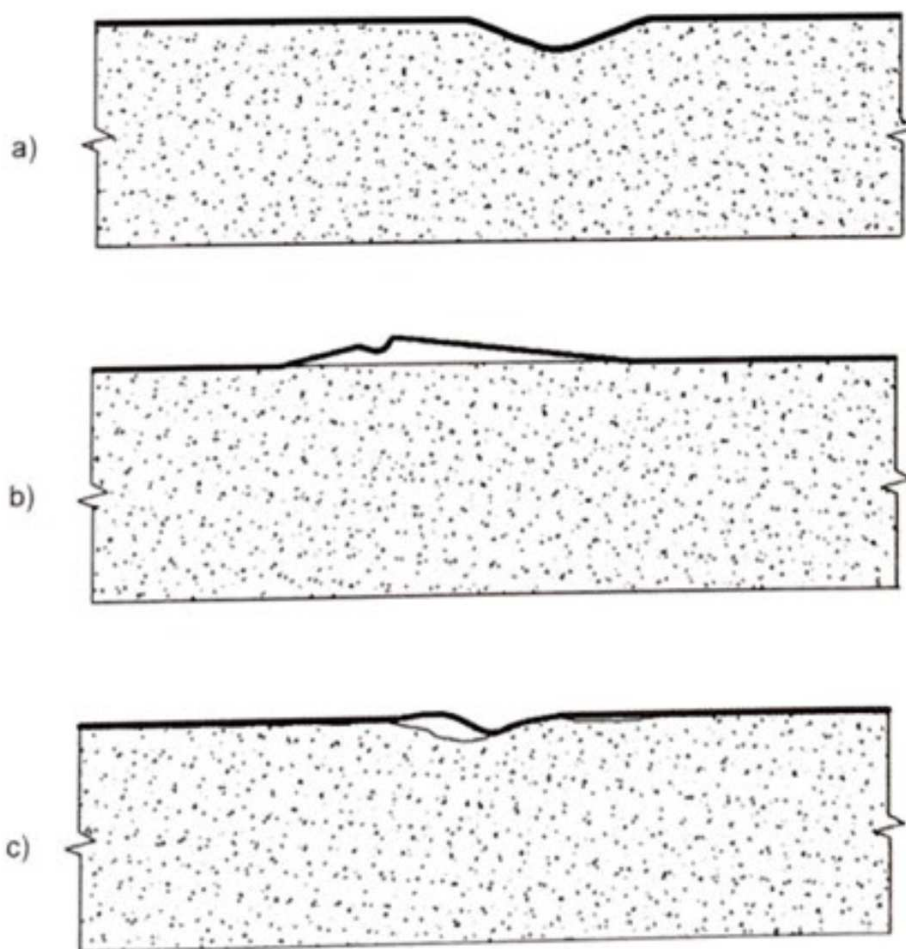


Fig.2. Meccanismi di collasso per instabilità del paramento metallico compresso

Da un punto di vista analitico l'interpretazione del fenomeno è da ricondurre alla teoria delle lastre piane soggette a carichi complanari. Formule empiriche ottenute per via sperimentale propongono valutazioni del carico critico, tenendo conto dell'effetto del nucleo, che risulta debolmente stabilizzante fino al raggiungimento della tensione di distacco. Anche l'instaurarsi di fenomeni di *creep* nel nucleo favorisce l'instabilità dei paramenti esterni.



B) **Considerazioni sulle prescrizioni della normativa tecnica italiana**

D.M. 17/01/2018:

Par. 4.2.9.1 SPESSORI LIMITE

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm.

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t = 3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

C.M. n.7 del 21/01/2019:

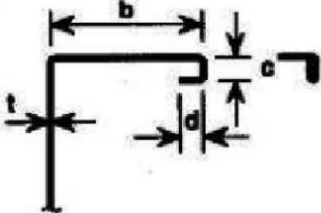
Par. C4.2.12 PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE

Par. C4.2.12.1 “**Materiali**”: Per i profili di acciaio profilati a freddo e le lamiere grecate, l'acciaio deve essere conforme a quanto previsto al par. C11.3.4.11.2.1., cioè lo spessore t deve rispettare la disuguaglianza:

$$0.6 \leq t \leq 15 \text{ mm}$$

Nel nostro caso: $t = 0.5$ mm.

Par. C4.2.12.1.2 “**Valori limite dei rapporti larghezza spessore**”: Nella tabella C4.2.XIX sono riportati i valori limite dei rapporti larghezza - spessore per i quali è applicabile la presente circolare, cioè:

Elemento della sezione trasversale	Valore massimo
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t < 50$

Tali limiti rappresentano il campo dei valori per i quali è disponibile probante esperienza costruttiva e valida sperimentazione. Inoltre, per garantire sufficiente rigidità degli irrigidimenti di bordo, devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

$$0.2 \leq c/b \leq 0.6$$

$$0.1 \leq d/b \leq 0.3$$

Nel nostro caso: $b/t = 1145/0.5 = 2290$; $c/t = 15/0.5 = 30$; $d/t = 20/0.5 = 40$

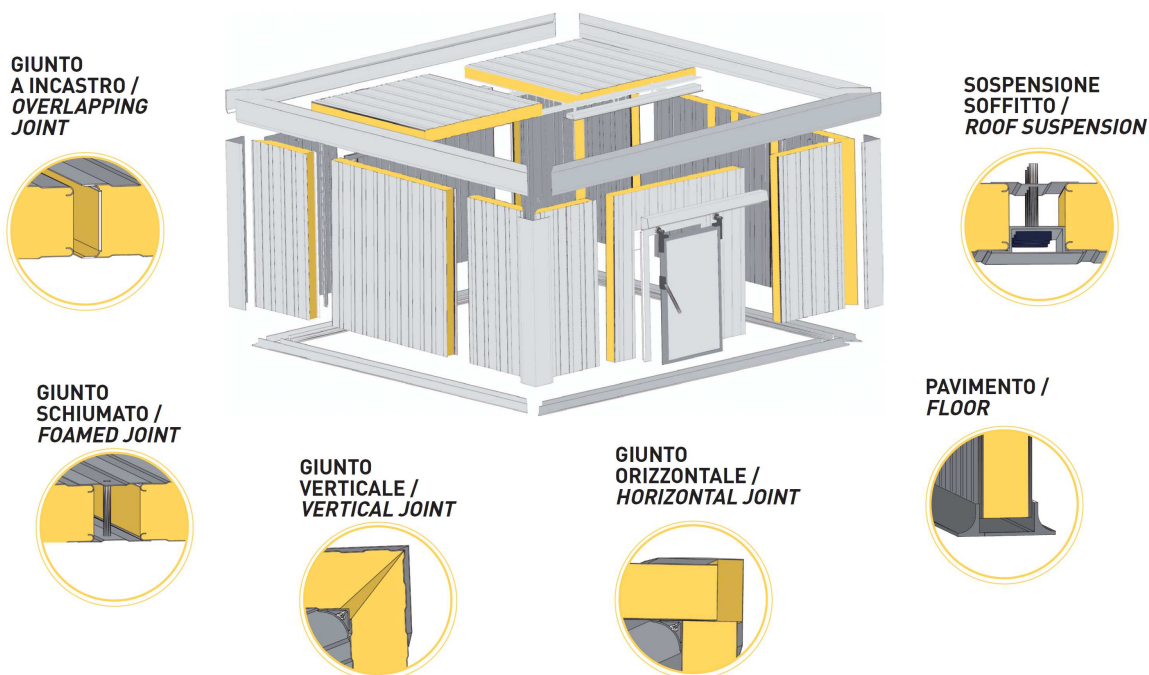
$$c/b = 0.01 \quad ; \quad d/b = 0.01$$

questi valori sono stati ottenuti trascurando il componente isolante ‘core’ (schiuma rigida in poliisocianurato (PIR)). Però la presenza del ‘core’ garantisce la collaborazione dei due paramenti, quindi sicuramente **esiste un vincolo (difficile da stimare e quantificare) alla deformazione delle lamiere**, quindi il parametro ‘b’ può assumere un valore minore di 1145 mm.



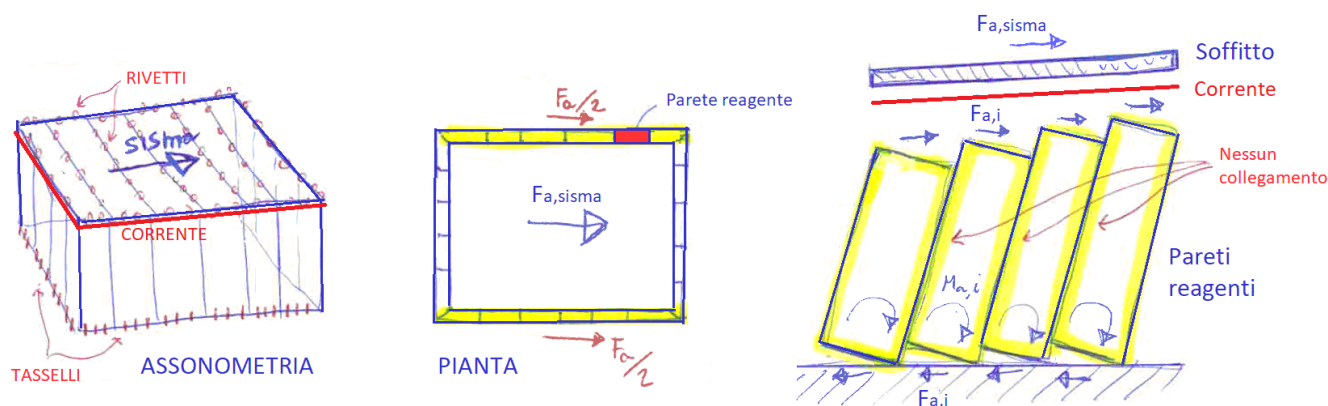
C) Criteri di calcolo

Strutturalmente la cella frigorifera deve essere concepita e realizzata come un assemblaggio tridimensionale di pareti e soffitti, garantendo il funzionamento scatolare, e conferendo quindi l'opportuna stabilità e robustezza all'insieme. In tal modo essa diventa una struttura complessa, ove tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati.



Infatti si considera l'opera come una serie di elementi “indipendenti” opportunamente assemblati:

- pareti che sopportano principalmente i carichi verticali (detti convenzionalmente “portanti”);
- pareti che sopportano principalmente i carichi orizzontali (detti convenzionalmente “di controventamento”), disposti parallelamente alla direzione delle forze orizzontali;
- pareti che svolgono sia una funzione portante che di controventamento;
- soffitto sufficientemente rigido e resistente per ripartire le azioni tra le pareti di controventamento (azione di diaframma).





Infatti si ipotizza che il solaio sia tanto rigido da non deformarsi e che, spostandosi parallelamente a se stesso trascini, deformandole, le pareti, senza però che le sezioni di estremità inferiori possano ruotare (vincolo d'incastro al suolo).

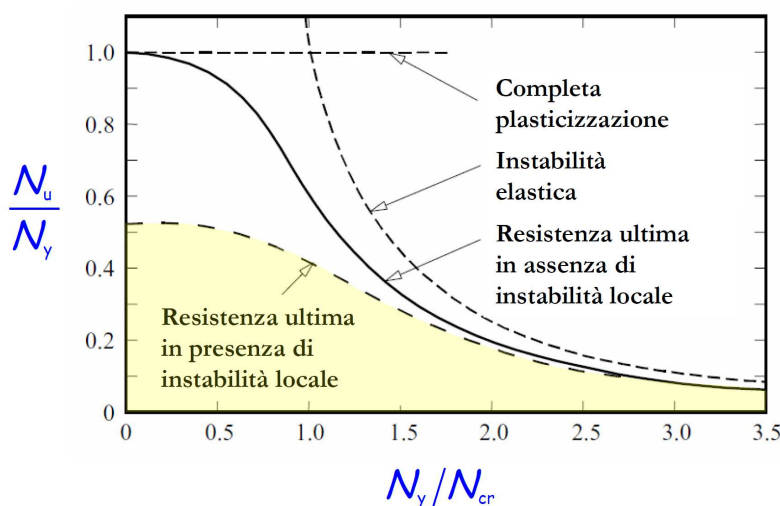
La funzione di opposizione all'azione orizzontale è assolta dalle pareti parallele a tale azione, data la loro maggior dimensione in questa direzione. Le pareti ortogonali al movimento orizzontale assorbono solo in minima parte l'azione, dato che si presentano in quella direzione con la più piccola delle dimensioni.

Pertanto le pareti portanti fungono da controvento in direzione parallela alla lunghezza, in modo tanto più efficace quanto più sono lunghi in pianta. Inoltre la stabilità alle azioni orizzontali richiede pareti disposte secondo almeno due direzioni ortogonali.

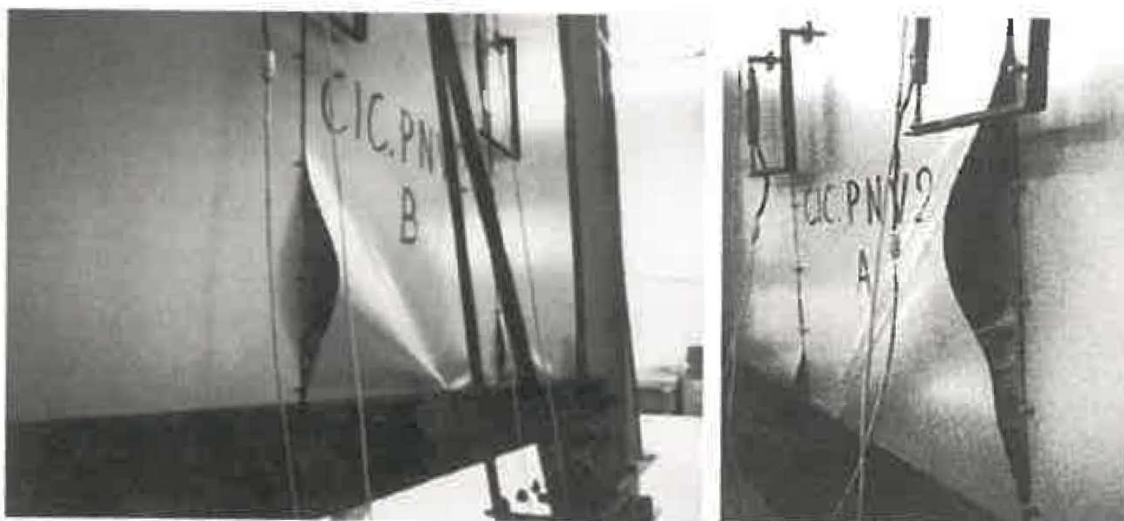
Al fine di garantire un funzionamento scatolare le pareti portanti, le pareti di controventamento e i soffitti devono essere efficacemente collegati tra loro mediante rivetti opportunamente dimensionati. Oltre ai collegamenti tra soffitto e pareti risulta di fondamentale importanza anche il collegamento tra i pannelli di copertura e gli elementi di contorno del diaframma (**correnti**), realizzati usualmente con un profilato metallico.

Le lamiere dei pannelli sandwich hanno spessore molto piccolo ($sp=0.5$ mm) rispetto alla larghezza ($b=1120$ mm), pertanto si tratta di **profili in parete sottile sagomati (o formati) a freddo** soggetti a penalizzazione per i fenomeni di instabilità locale, quindi **sezioni di Classe 4**.

Intendendo per profili di Classe 4 delle sezioni che non riescono a sviluppare la resistenza allo snervamento e tantomeno la resistenza ultima plastica a causa delle instabilità locali che si sviluppano già in campo elastico. Più precisamente, nel caso specifico le lamiere costituenti il pannello presentano l'insorgere di fenomeni di instabilità per sforzi modesti molto inferiori allo snervamento.



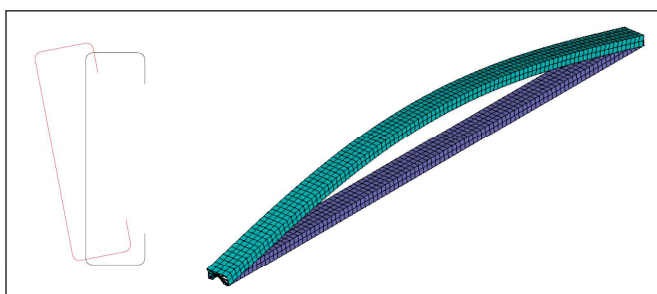
N_u = carico a rottura (**compressione**) , N_y = carico di snervamento (**compressione**) , N_{cr} = carico critico



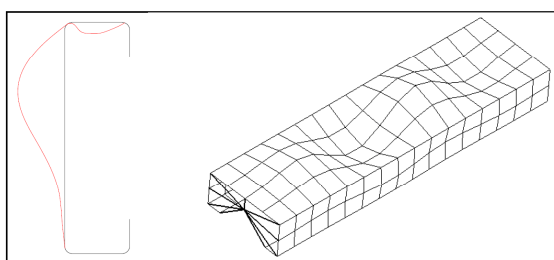
Logicamente é necessario ricordare che questi ragionamenti sono relativi ai soli **elementi compressi**, cioè a profili rettilinei caricati di punta. Inoltre, nel caso si voglia estendere la trattazione al caso di elementi inflessi o presso-inflessi, i tre tipi d'instabilità continueranno ad sussistere, ma interessando **solo la parte compressa della sezione**.

Pertanto, nel progettare questi 'delicati' profili strutturali, si devono tenere in conto effetti di instabilità dell'equilibrio ed in particolare:

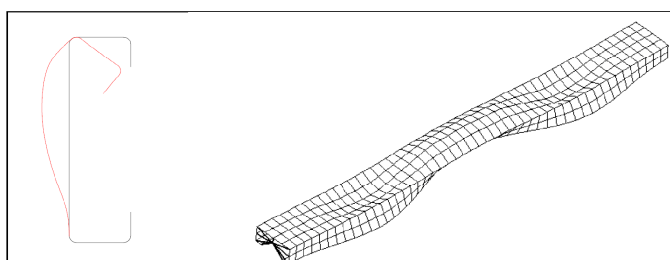
1. la classica instabilità **globale**, tipica di tutte le aste snelle;
2. l'instabilità **locale** dei piatti, nota anche con il termine di imbozzamento;
3. ed una forma di instabilità intermedia tra le due detta **distorsionale** che in determinate condizioni può essere predominante.



Sezione caratterizzata per instabilità globale.



Sezione caratterizzata per instabilità locale.



Sezione caratterizzata per instabilità distorsionale.

Questi tre modi presentano caratteristiche diverse e si sviluppano più facilmente in elementi con sezioni e lunghezze diverse tra di loro.



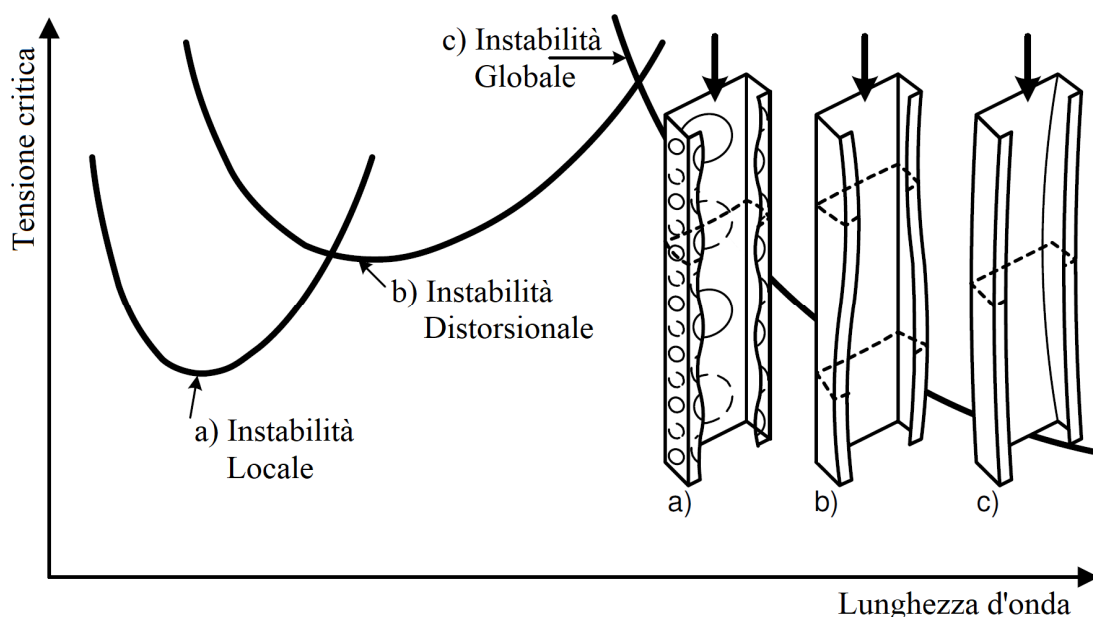
La peculiarità dell'instabilità globale è che si manifesta per lunghezze libere di inflessione molto maggiori e che non comporta una deformazione della sezione, quanto piuttosto uno spostamento e/o una rotazione rigida di tutta la sezione.

Mentre l'instabilità locale si manifesta anche con lunghezze libere di inflessione molto piccole (pari circa alla dimensione in pianta della sezione) e che prevede una considerevole distorsione della sezione, caratterizzata però solamente dallo spostamento delle zone all'interno delle piegature. Nell'instabilità locale, infatti, le piegature di estremità delle sezioni ruotano, ma rimangono sempre rettilinee.

Nei profili in parete sottile aperti esiste però un terzo tipo d'instabilità che è detta distorsionale, la quale era ignorata fino a qualche tempo fa e che si presenta di solito per lunghezze libere d'inflessione intermedie a quelle dei due modi precedentemente considerati. Questo modo prevede una significativa distorsione della sezione, ma a differenza dell'instabilità locale, comporta sia inflessione che spostamento delle piegature della sezione. L'instabilità distorsionale può essere vista anche come un'instabilità flessionale degli irrigidimenti di estremità (le alette terminali del profilo) i quali, sottoposti a compressione, tendono a sbandare ma sono trattenuti in posizione dalla loro inerzia e dal resto del profilo.

Dopo aver illustrato le caratteristiche dei tre tipi d'instabilità, è necessario comprendere quali siano le condizioni che determinano l'insorgere di un modo rispetto agli altri due.

Infatti il grafico sottostante fornisce un esempio delle tensioni critiche elastiche al variare della lunghezza del profilo. Le tre curve che compaiono rappresentano i tre diversi modi che possono incorrere in un comune profilo piegato a freddo:



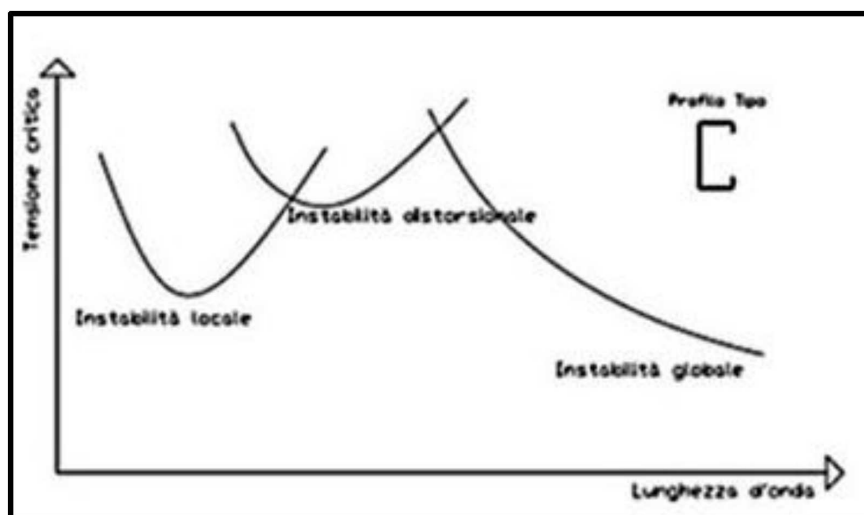
tensioni critiche elastiche in funzione della lunghezza d'onda



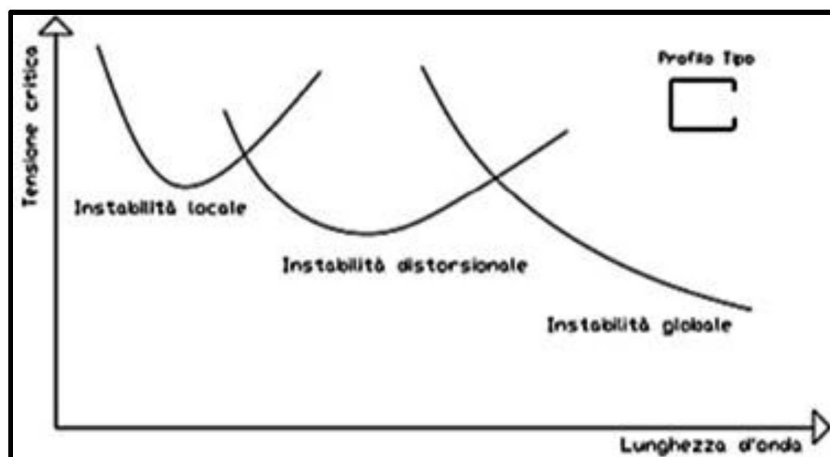
La curva relativa alle lunghezze d'onda più elevate è quella dell'instabilità globale. L'instabilità globale ha infatti un effetto molto dipendente dalla lunghezza del profilo: diventa importante per altezze maggiori rispetto alle altre instabilità ed ha un effetto sempre maggiore con l'ulteriore aumento dell'altezza. La prima curva è invece quella dell'instabilità locale, essa raggiunge il minimo (carico critico) per una lunghezza d'onda di poco minore alla dimensione maggiore della sezione, cioè per un'altezza molto ridotta. Questo carico minimo si ripete poi praticamente uguale per lunghezze maggiori aumentando solamente il numero di "bolle" sulle flange. Per questo motivo si può pensare che l'effetto dell'instabilità locale sia indipendente dall'altezza dell'elemento considerato.

L'instabilità distorsionale invece è rappresentata dalla curva intermedia alle altre due. Essa raggiunge il suo minimo per lunghezze d'onda maggiori rispetto all'instabilità locale, ma solitamente prima che l'instabilità globale diventi il fattore predominante. Il fatto che questo tipo d'instabilità diventi decisiva per un certo intervallo di altezze dipende anche dalla geometria della sezione. Prendendo come esempio una sezione a C si può dire che:

- nel caso si scelga un profilo con un'anima molto alta e due flange irrigidite in estremità piuttosto corte, il risultato che si ha è che l'instabilità locale nasce molto facilmente nell'anima snella del profilo, mentre i due irrigidimenti, ben vincolati dalle corte flange, hanno una minore tendenza a sbandare dando così vita ad una instabilità distorsionale. E' questo il caso ad esempio del grafico riportato in figura: il minimo dell'instabilità distorsionale si colloca ad una tensione critica più elevata di quella dell'instabilità locale. Ne deriva che probabilmente i fenomeni distorsionali non si presenteranno per nessun valore di lunghezza dal momento che saranno sempre più gravosi gli effetti locali per lunghezze d'onda limitate e quelli globali per lunghezze maggiori;



curve di instabilità per un profilo a C con flange corte



curve di instabilità per un profilo a C con flange lunghe

- Se invece il profilo avesse un'anima piuttosto corta e delle flange più estese, l'instabilità locale si presenterebbe prima nelle flange, ma diventerebbero significativi anche gli effetti distorsionali degli irrigidimenti i quali sarebbero vincolati meno fermamente dalle flange snelle. A differenza di quanto visto prima, in questo secondo tipo di profili è l'instabilità distorsionale ad avere un ruolo determinante per lunghezze d'onda intermedie.

Per quanto esposto l'intensità del carico verticale, gli effetti dell'instabilità dell'equilibrio, sia locale che globale, influenzano in modo significativo la risposta in campo statico e dinamico. A tal proposito la norma tecnica europea (EN 1993-1-1:2014 e EN 1993-1-3:2007) e quella italiana (D.M. 17/01/2018 e C.M. n.7 del 21/01/2019 ai par. 4.2.4, C4.2.4 e C4.2.12) orientano la progettazione di queste particolari strutture.

Il controllo di questi effetti si basa sulla valutazione di:

- limitazione del carico critico: Nei casi in cui $a_g \cdot S \geq 0.1g$ il carico critico euleriano della parte $P_{cr,E}$ deve risultare almeno doppio rispetto al carico portato nella condizione di progetto sismico P_E

$$P_E / P_{cr,E} \leq 0.5$$

- parametro di sensitività θ definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;



V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante;

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0.3.

D) **Obiettivi: requisiti fondamentali e sicurezza**

Sebbene le celle frigorifere non siano considerate opere che devono rispettare elevati livelli di sicurezza, eventuali crolli causati dal sisma o da impatti accidentali di carrelli elevatori hanno portato la progettazione verso il rispetto della **robustezza**.

Oltre alla sicurezza, l'aspetto fondamentale che interessa le celle frigorifere è la **funzionalità** anche in presenza di danni modesti. Infatti, un mancato utilizzo delle celle può causare ingenti danni economici. A tal proposito, è necessario che vengano garantiti requisiti prestazionali tali da rendere superfluo un intervento di riparazione immediato che ripristini la configurazione base della struttura.

Pertanto la cella frigorifera deve mantenere la propria efficienza sotto i normali carichi di servizio oltre alla robustezza da aggiungere ai comuni requisiti di regolarità caratterizzanti strutture di questo tipo.

Dunque gli obiettivi su cui si deve basare un progetto perché possa essere ritenuto valido sono:

- la **salvaguardia delle vite umane**;
- il **contenimento dei danni**;
- il **mantenimento della funzionalità**.

La natura aleatoria degli eventi eccezionali (sisma ed impatti), unita alla limitatezza dei mezzi disponibili per valutarne gli effetti, rende il raggiungimento di tali obiettivi perseguibile solo in parte, nonché misurabile solo in termini probabilistici.

Soprattutto per le azioni eccezionali da impatto su strutture non strategiche, si finisce col trascurarle anche se l'effetto di queste sollecitazioni può portare a deformazioni plastiche o addirittura al crollo di una cella.

E) **Analisi dei carichi**

AZIONE PERMANENTI E D'ESERCIZIO:

Peso proprio Pannelli SP.=60÷240 cm: $G_{k1} = 0.105 \div 0.177 \text{ kN/m}^2$ (soffitti)

Peso proprio Pannelli SP.=60÷240 cm: $G_{k1} = 0.105 \div 0.177 \text{ kN/m}^2$ (pareti)

Depressione: TN (Temperatura Normale) $G_{2k} = 0.10 \text{ kN/m}^2$

BT (Bassa Temperatura) $G_{2k} = 0.30 \text{ kN/m}^2$

Accidentale (Cat. H) $Q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$



Coefficienti di combinazione Q_k :

$$\psi_0 = 0.0 \quad \psi_1 = 0.0 \quad \psi_2 = 0.0$$

F) Verifiche in condizioni sismiche

Metodo di analisi

Per costruzioni dotate di periodo proprio del I° modo di vibrare T_0 che non superi $2.5 \cdot T_C$ o T_D e una forma regolare in pianta e in elevazione della cella (**struttura regolare**) si valutano gli **effetti sismici orizzontali** mediante un'analisi pseudo-statica. La risposta della struttura ad un terremoto può essere rappresentata attraverso il solo I° modo di vibrazione.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_0 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_0) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1 delle NTC), delle masse i e j;

$S_d(T_0)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5 delle NTC;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_0 < 2 \cdot T_C$, pari a 1.0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Con detta analisi vengono considerati i possibili effetti torsionali sulla struttura durante la presenza di un sisma per effetto dell'eccentricità effettiva tra il centro di massa e quello delle rigidezze. In aggiunta a tale eccentricità è stata considerata un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare alla direzione sismica.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.



La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario.

Infine, tenendo conto della fragilità congenita delle pareti sandwich e del tipo di vincolo realizzabile al suolo, dal **punto di vista dinamico** si considera la struttura come 'NON DISSIPATIVA', quindi:

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **1.50**

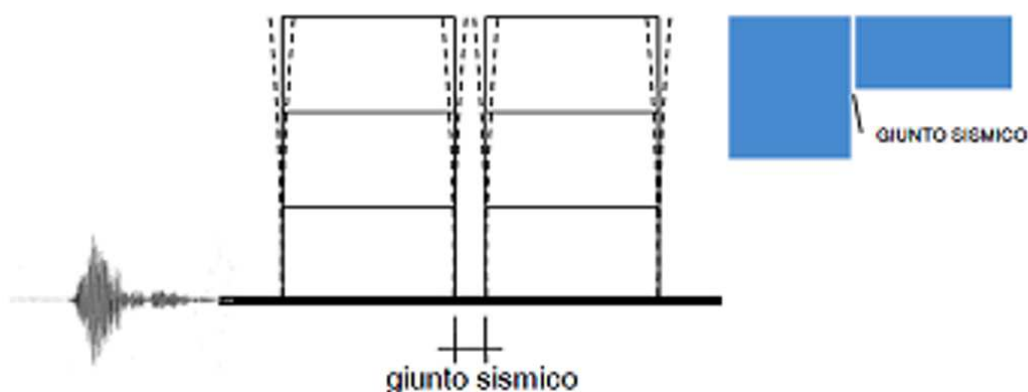
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **1.50**

Fattore di Struttura q per sisma verticale in direzione Z: **1.50.**

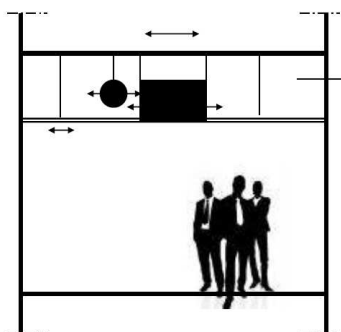
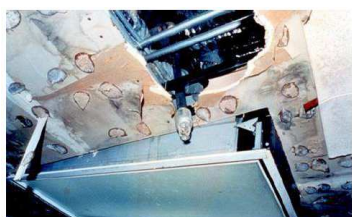
Distanza tra costruzioni contigue - giunti sismici (D.M. 17/01/2018 - Par. 7.2.1 e 7.3.3.3):

Nella progettazione antisismica si deve tener conto dell'aspetto legato alla resistenza degli elementi sismo-resistenti (pareti), come documentato sopra, e di **altre criticità**, quali:

- legate al layout distributivo dell'edificio ospitante (rispettare giunti strutturali);



- legate alle interazioni negative con altri elementi (valutare le dislocazioni, ribaltamenti e martellamenti)





Pertanto, nel rispetto della norma tecnica, deve essere effettuata una verifica degli spostamenti, utilizzando la formula:

$$d = d_P + d_E$$

dove: d_E = spostamento dovuto alle azioni sismiche;

d_P = spostamento dovuto ad altri carichi escluso il vento;

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

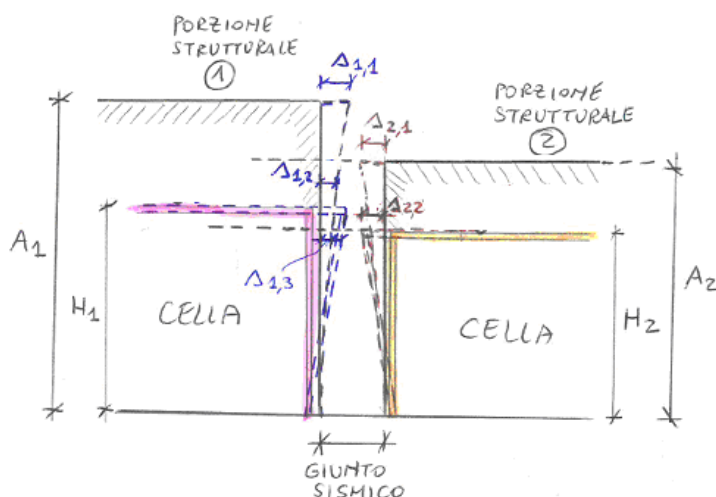
dove: $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_C$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

in ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza delle parti strutturali gli spostamenti totali d , valutati con la precedente relazione, non devono causare perdita di connessione nei vincoli o martellamento tra le strutture adiacenti. Per il calcolo della distanza minima tra due strutture contigue si considera di valutare gli spostamenti di entrambe le strutture, considerandole in **opposizione di fase**.

ESEMPIO:



Giunto superiore (struttura principale): Quota $A_2 = 10.00$ m

Porzione strutturale 1: $\Delta_{1,2} = \mu_d \cdot \Delta_{1,3,elastico} = 15$ cm

Porzione strutturale 2: $\Delta_{2,1} = \mu_d \cdot \Delta_{2,1,elastico} = 10$ cm

Si dovrà inserire un giunto che consente i seguenti spostamenti:

Giunto superiore (Quota A_2) = $\Delta_{1,2} + \Delta_{2,1} \geq 25$ cm



Giunto inferiore (celle): Quota $H_2 = 6.00$ m

Porzione strutturale 1: $\Delta_{1,3} = \mu_d \cdot \Delta_{1,3,elastico} = 11$ cm

Porzione strutturale 2: $\Delta_{2,2} = \mu_d \cdot \Delta_{2,1,elastico} = 8$ cm

Si dovrà inserire un giunto che consente i seguenti spostamenti:

Giunto inferiore (Quota H_2) = $\Delta_{1,3} + \Delta_{2,2} \geq 19$ cm

quindi essendo il giunto sismico (25 cm) superiore alla somma degli spostamenti delle celle ($\Delta_{1,3} + \Delta_{2,2} = 19$ cm) allora la verifica è soddisfatta.

G) Materiali

Acciaio S250GD: (Lamiere del pannello sandwich)

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 330.00$ N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 250.00$ N/mm ²
- per resistenza del materiale ($\gamma_{M0} = 1.05$)	$f_{yd} = f_{yk}/(\gamma_{M0}) = 238.10$ N/mm ²
- per resistenza all'instabilità delle membrature ($\gamma_{M1} = 1.10$)	$f_{yd} = f_{yk}/(\gamma_{M1}) = 227.27$ N/mm ²
- per zone tese indebolite da fori ($\gamma_{M2} = 1.25$)	$f_{yd} = f_{yk}/(\gamma_{M2}) = 200.00$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 210000$ N/mm ²

Nucleo isolante: (elemento poliuretano realizzato tramite schiumatura di miscele di isocianati)

Densità	$\rho = 40.00$ kg/m ³
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{cv,k} = 0.17$ N/mm ²
Resistenza di progetto a taglio ($\gamma_{Ms} = 1.50$)	$f_{cv,d} = f_{cv,k}/\gamma_{Ms} = 0.11$ N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{cc,k} = 0.11$ N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione ($\gamma_M = 1.40$)	$f_{cc,d} = f_{cc,k}/\gamma_M = 0.08$ N/mm ²
Modulo caratteristico a taglio	$G_c = 4.23$ N/mm ²
Modulo caratteristico a compressione	$E_{cc} = 3.38$ N/mm ²

Rivetti AL/AC 40: (Acciaio zincato - UNI 9200:1994)

Carico caratteristico di rottura a trazione	$F_{Tk} = 2.00$ kN
Carico caratteristico di rottura a taglio	$F_{V,k} = 1.40$ kN
Carico di rottura a trazione di progetto ($\gamma_M = 3.00$)	$F_{Td} = 0.67$ kN
Carico di rottura a taglio di progetto ($\gamma_M = 3.00$)	$F_{Vd} = 0.47$ kN

Tasselli meccanici: MNA-Z

Ditta produttrice: **Mungo Befestigungstechnik AG**

Tassello a battuta con vite a chiodo premontata.

Caratteristiche meccaniche: vedi scheda tecnica.

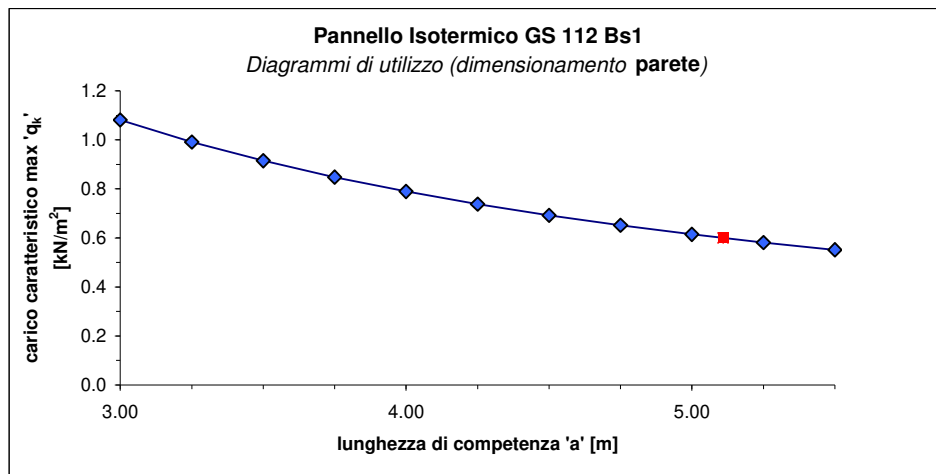


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 80 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione** (**Stato limite d'esercizio**) applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 80 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

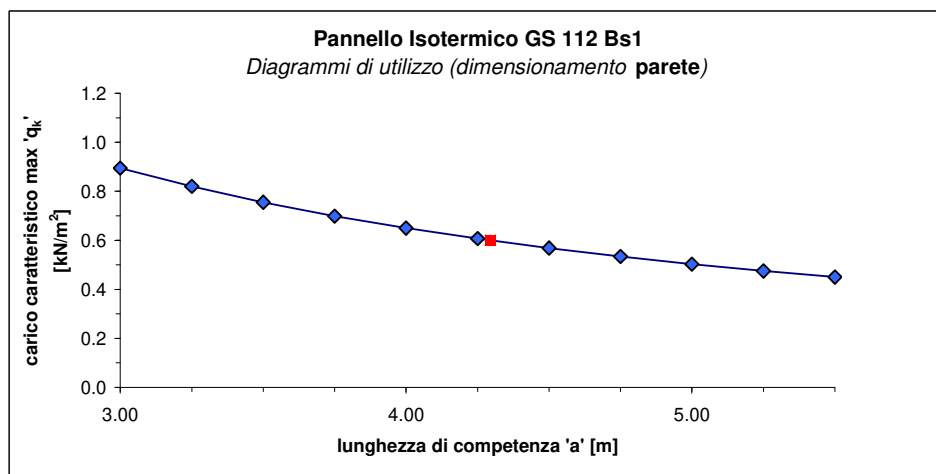
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.41	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
5.11	0.60
3.00	1.08
3.25	0.99
3.50	0.91
3.75	0.85
4.00	0.79
4.25	0.74
4.50	0.69
4.75	0.65
5.00	0.61
5.25	0.58
5.50	0.55



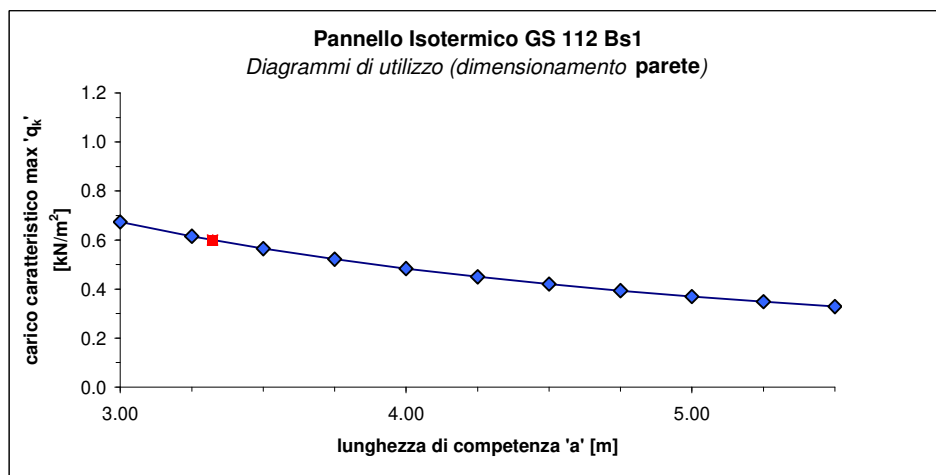
H =	4200	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	3.96	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.29	0.60
3.00	0.90
3.25	0.82
3.50	0.76
3.75	0.70
4.00	0.65
4.25	0.61
4.50	0.57
4.75	0.53
5.00	0.50
5.25	0.48
5.50	0.45



H =	5700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	3.37	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.32	0.60
3.00	0.67
3.25	0.62
3.50	0.57
3.75	0.52
4.00	0.48
4.25	0.45
4.50	0.42
4.75	0.39
5.00	0.37
5.25	0.35
5.50	0.33





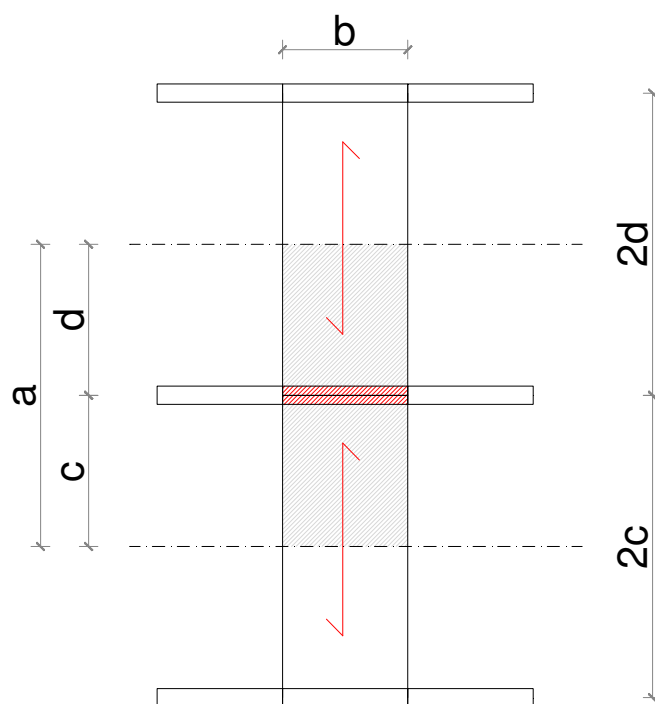
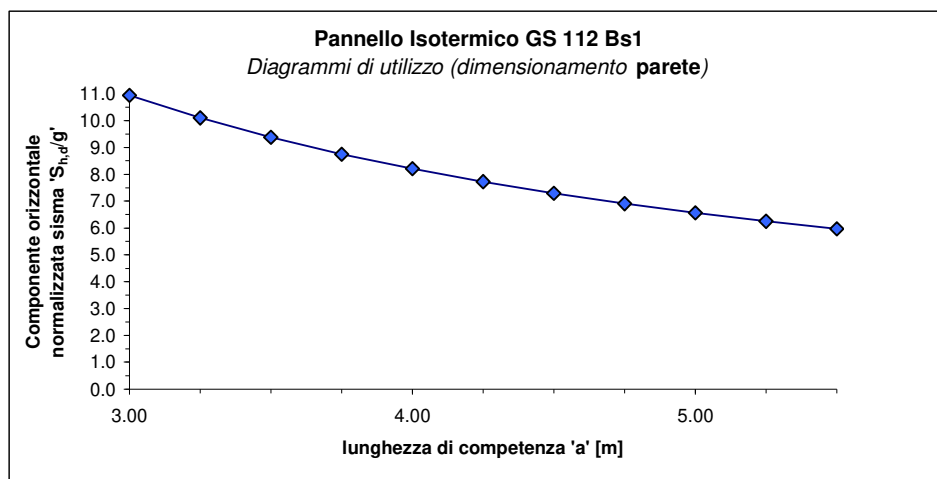
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 80 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.113	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	10.9399
3.25	10.0983
3.50	9.3770
3.75	8.7519
4.00	8.2049
4.25	7.7223
4.50	7.2932
4.75	6.9094
5.00	6.5639
5.25	6.2513
5.50	5.9672



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

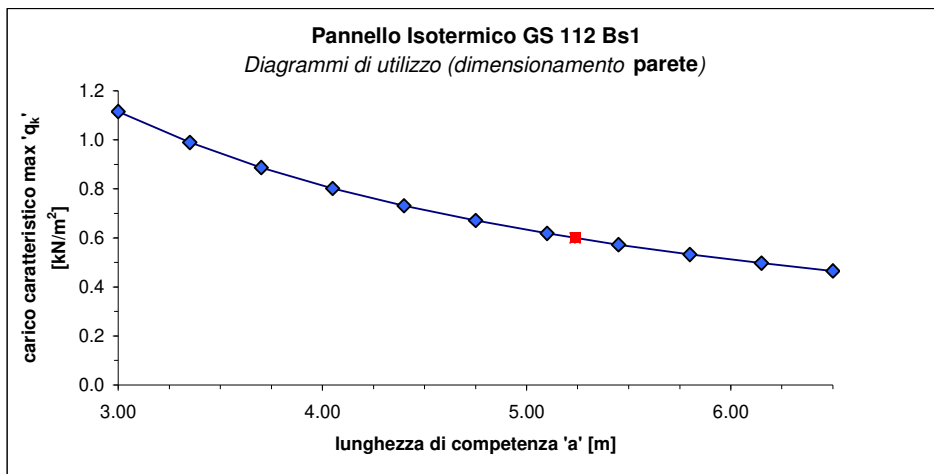


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 100 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione** (**Stato limite d'esercizio**) applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 100 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

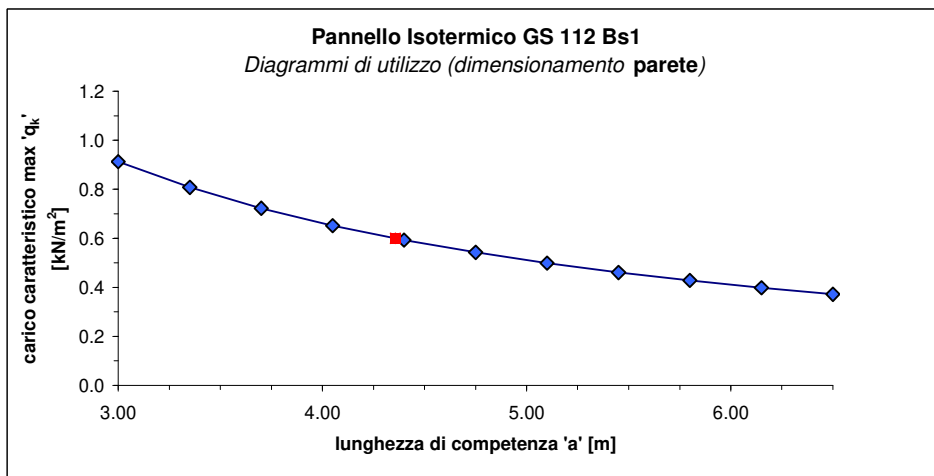
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.60	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
5.24	0.60
3.00	1.12
3.35	0.99
3.70	0.89
4.05	0.80
4.40	0.73
4.75	0.67
5.10	0.62
5.45	0.57
5.80	0.53
6.15	0.50
6.50	0.47



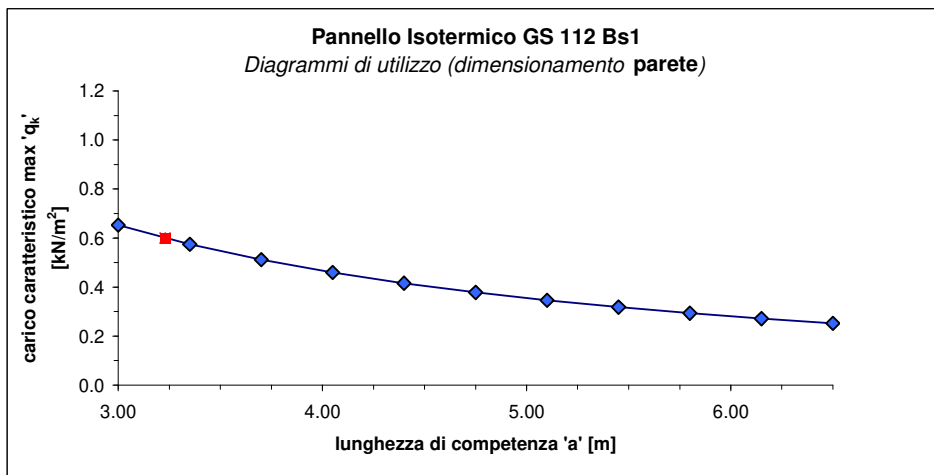
H =	4700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.16	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.36	0.60
3.00	0.91
3.35	0.81
3.70	0.72
4.05	0.65
4.40	0.59
4.75	0.54
5.10	0.50
5.45	0.46
5.80	0.43
6.15	0.40
6.50	0.37



H =	6800	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	3.53	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.23	0.60
3.00	0.65
3.35	0.58
3.70	0.51
4.05	0.46
4.40	0.42
4.75	0.38
5.10	0.35
5.45	0.32
5.80	0.29
6.15	0.27
6.50	0.25





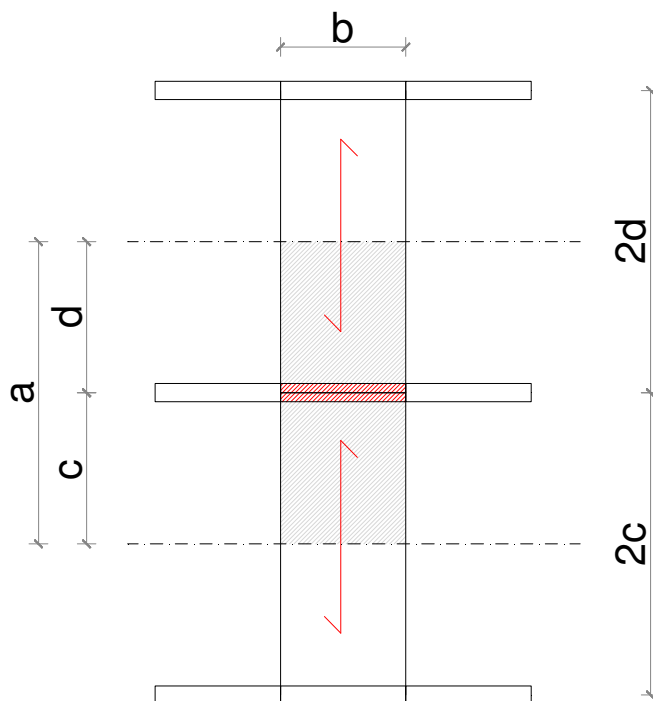
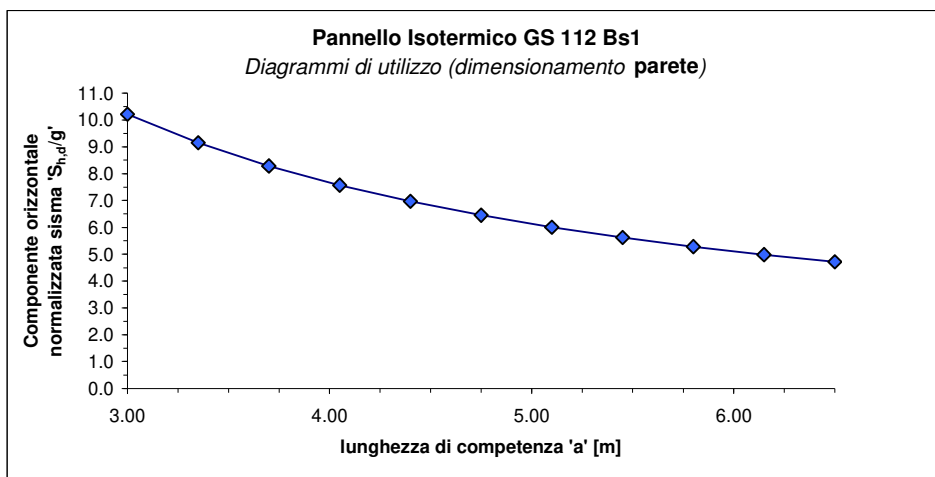
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 100 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.121	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	10.2166
3.35	9.1492
3.70	8.2837
4.05	7.5678
4.40	6.9658
4.75	6.4526
5.10	6.0097
5.45	5.6238
5.80	5.2844
6.15	4.9837
6.50	4.7153



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

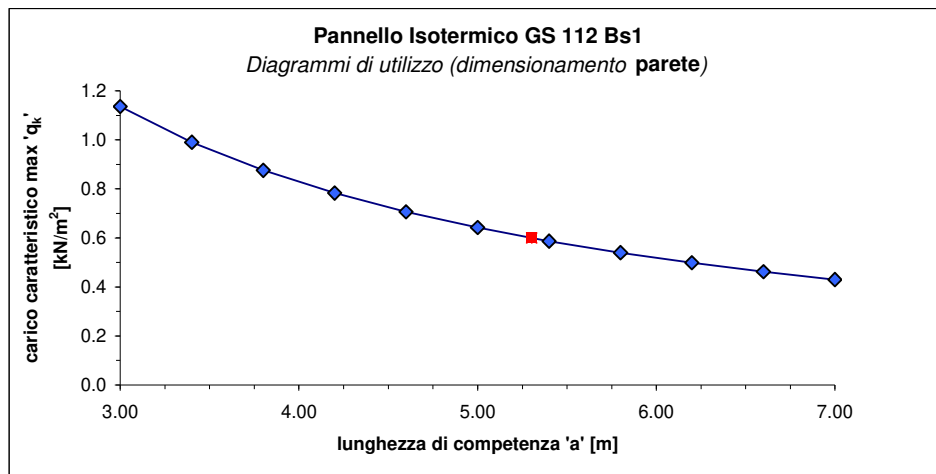


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 120 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione (Stato limite d'esercizio)** applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 120 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

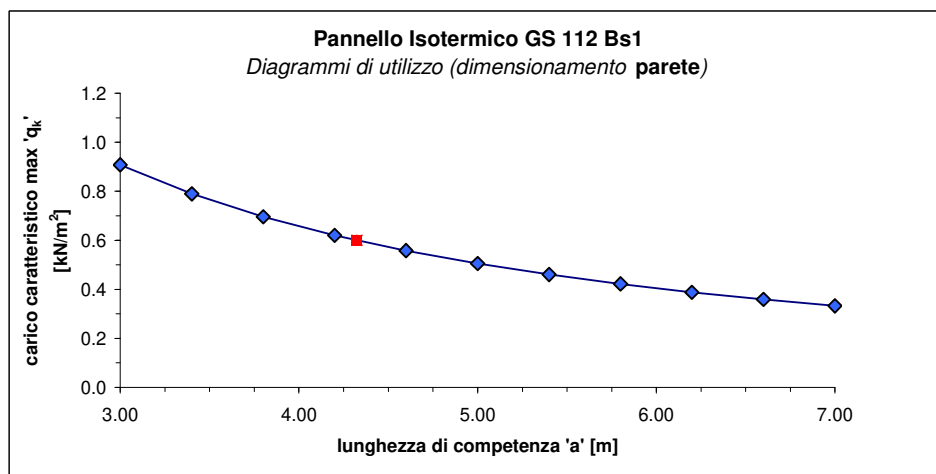
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.72	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
5.30	0.60
3.00	1.14
3.40	0.99
3.80	0.88
4.20	0.78
4.60	0.71
5.00	0.64
5.40	0.59
5.80	0.54
6.20	0.50
6.60	0.46
7.00	0.43



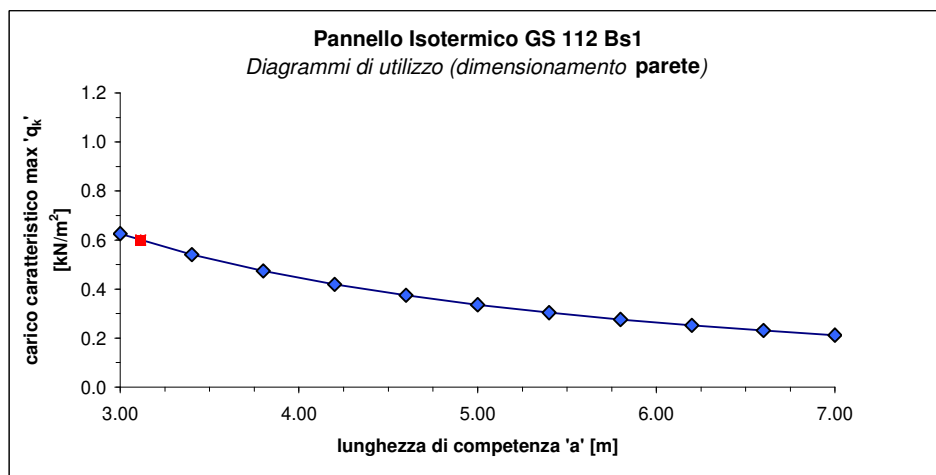
H =	5200	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.28	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.32	0.60
3.00	0.91
3.40	0.79
3.80	0.70
4.20	0.62
4.60	0.56
5.00	0.51
5.40	0.46
5.80	0.42
6.20	0.39
6.60	0.36
7.00	0.33



H =	7800	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	3.67	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.11	0.60
3.00	0.63
3.40	0.54
3.80	0.47
4.20	0.42
4.60	0.37
5.00	0.34
5.40	0.30
5.80	0.28
6.20	0.25
6.60	0.23
7.00	0.21





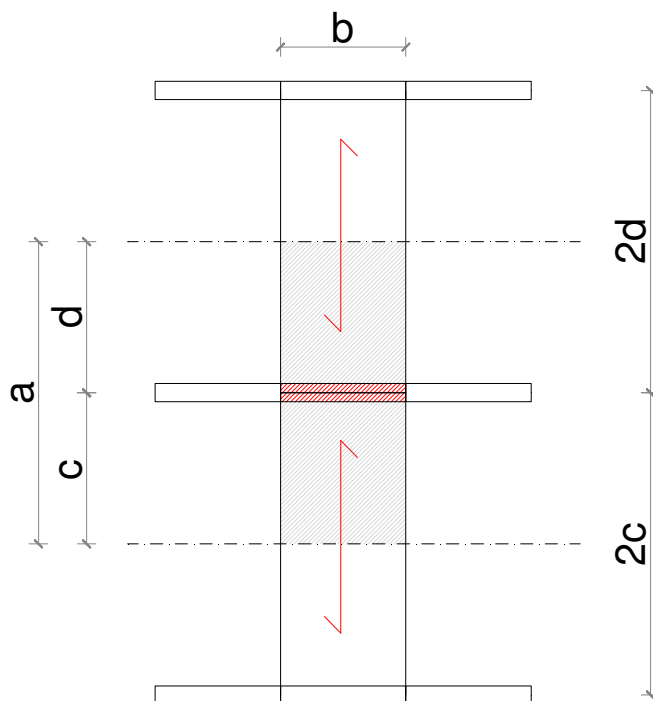
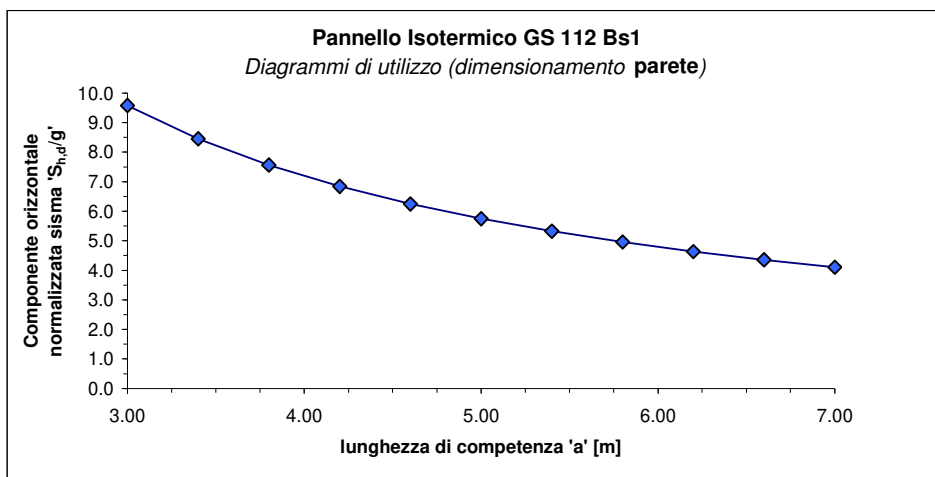
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 120 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.129	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	9.5830
3.40	8.4556
3.80	7.5655
4.20	6.8450
4.60	6.2498
5.00	5.7498
5.40	5.3239
5.80	4.9567
6.20	4.6369
6.60	4.3559
7.00	4.1070



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

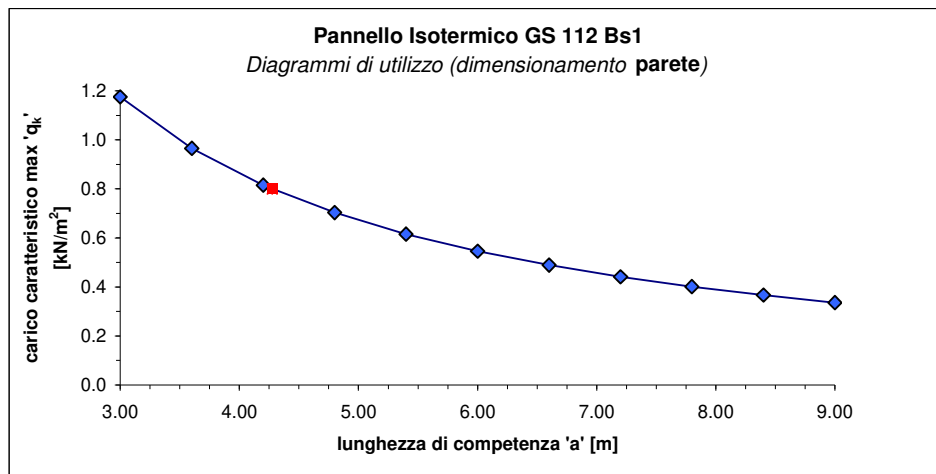


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 150 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione (Stato limite d'esercizio)** applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 150 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

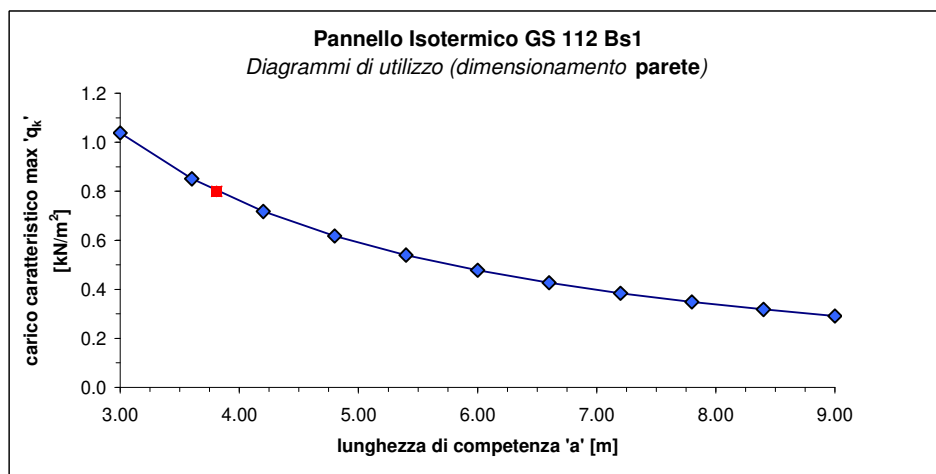
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.93	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.27	0.80
3.00	1.17
3.60	0.97
4.20	0.82
4.80	0.70
5.40	0.62
6.00	0.55
6.60	0.49
7.20	0.44
7.80	0.40
8.40	0.37
9.00	0.34



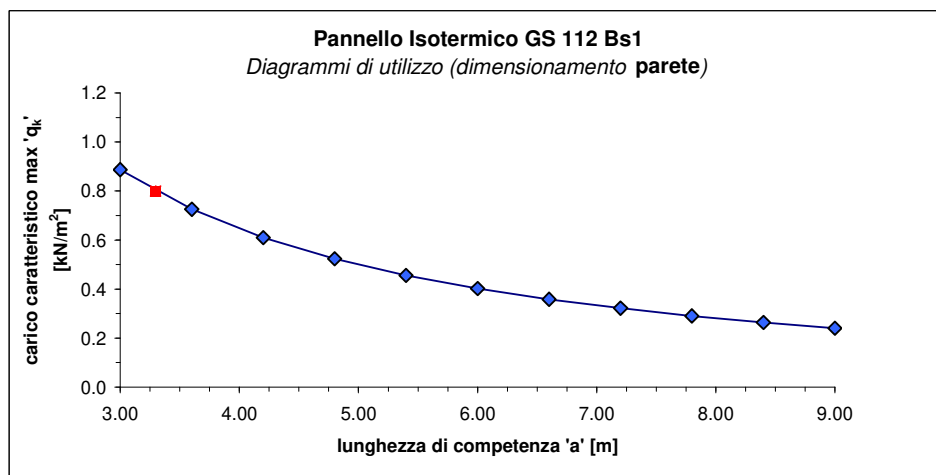
H =	4400	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.71	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.81	0.80
3.00	1.04
3.60	0.85
4.20	0.72
4.80	0.62
5.40	0.54
6.00	0.48
6.60	0.43
7.20	0.38
7.80	0.35
8.40	0.32
9.00	0.29



H =	6200	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.35	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.30	0.80
3.00	0.89
3.60	0.73
4.20	0.61
4.80	0.52
5.40	0.46
6.00	0.40
6.60	0.36
7.20	0.32
7.80	0.29
8.40	0.26
9.00	0.24





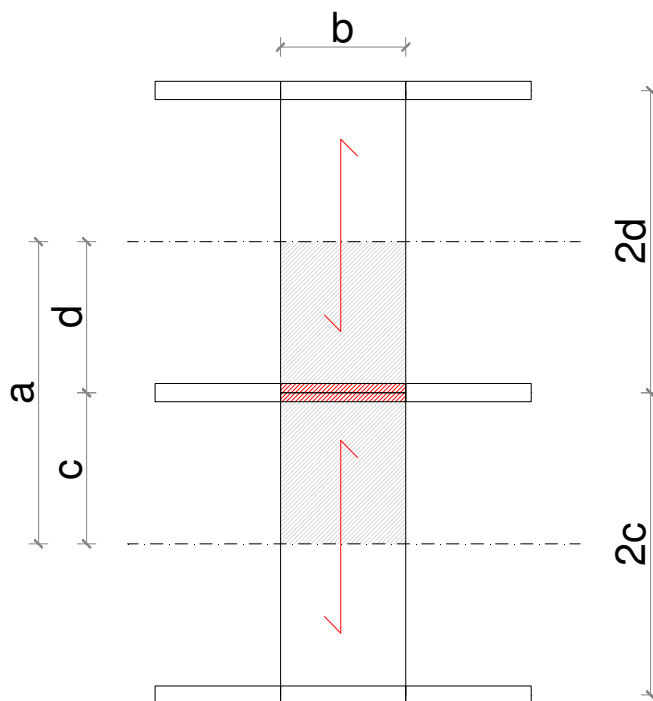
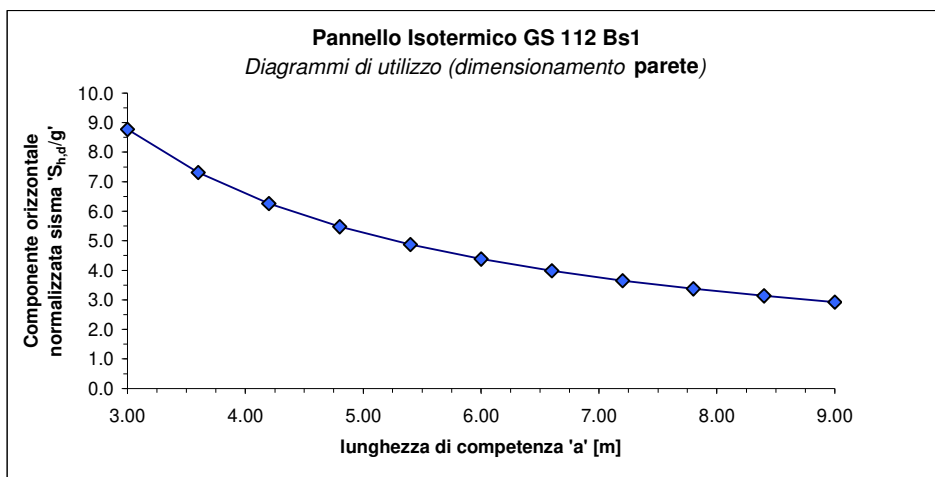
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 150 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.141	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	8.7674
3.60	7.3062
4.20	6.2624
4.80	5.4796
5.40	4.8708
6.00	4.3837
6.60	3.9852
7.20	3.6531
7.80	3.3721
8.40	3.1312
9.00	2.9225



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

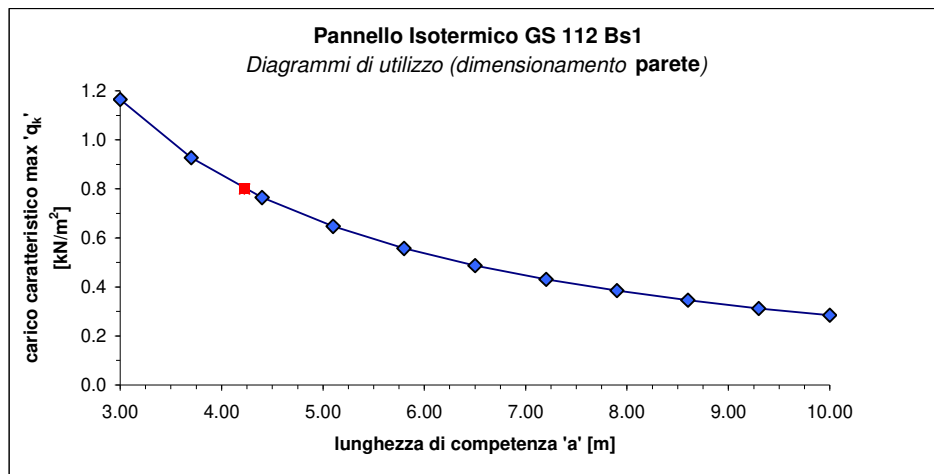


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 180 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione (Stato limite d'esercizio)** applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 180 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

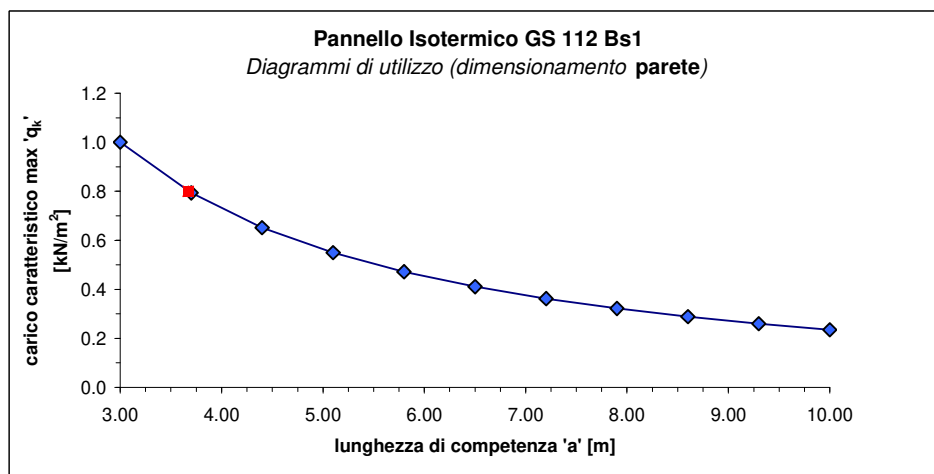
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.98	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.23	0.80
3.00	1.17
3.70	0.93
4.40	0.76
5.10	0.65
5.80	0.56
6.50	0.49
7.20	0.43
7.90	0.38
8.60	0.35
9.30	0.31
10.00	0.28



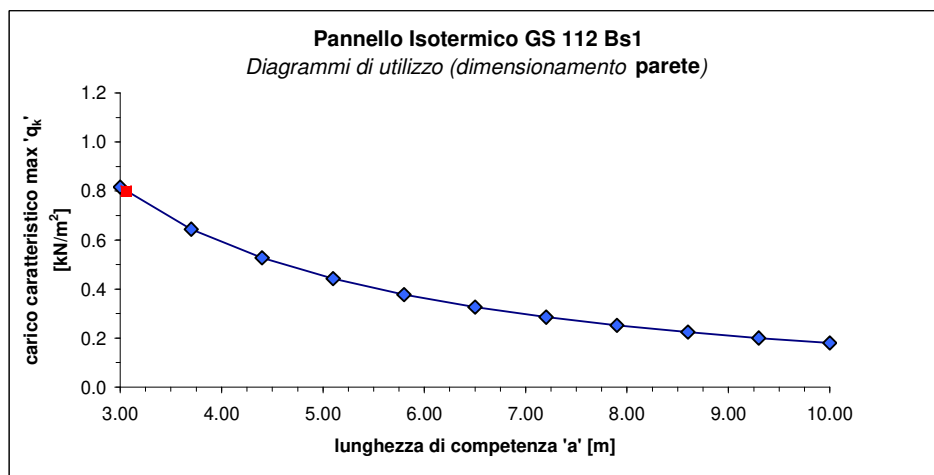
H =	5000	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.77	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.67	0.80
3.00	1.00
3.70	0.79
4.40	0.65
5.10	0.55
5.80	0.47
6.50	0.41
7.20	0.36
7.90	0.32
8.60	0.29
9.30	0.26
10.00	0.24



H =	7300	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.51	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.06	0.80
3.00	0.82
3.70	0.64
4.40	0.53
5.10	0.44
5.80	0.38
6.50	0.33
7.20	0.29
7.90	0.25
8.60	0.22
9.30	0.20
10.00	0.18





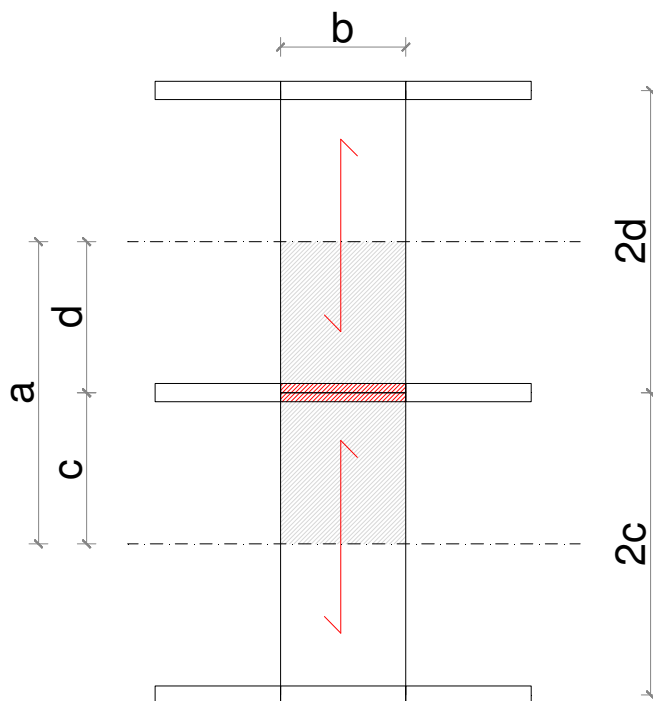
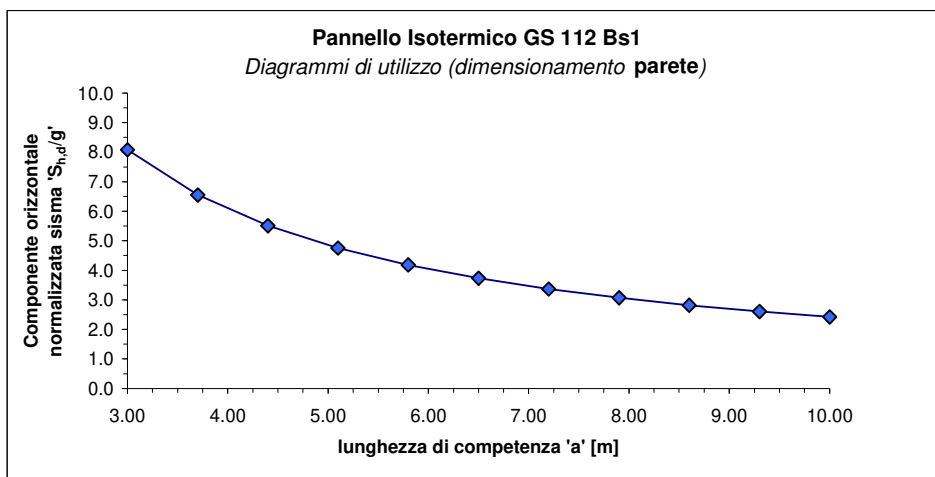
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 180 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.153	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	8.0798
3.70	6.5512
4.40	5.5089
5.10	4.7528
5.80	4.1792
6.50	3.7291
7.20	3.3666
7.90	3.0683
8.60	2.8185
9.30	2.6064
10.00	2.4239



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

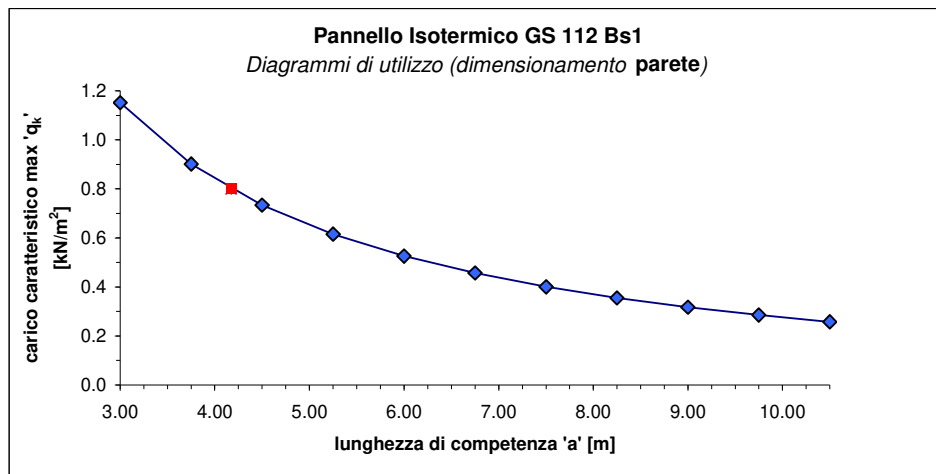


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 200 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione (Stato limite d'esercizio)** applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 200 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

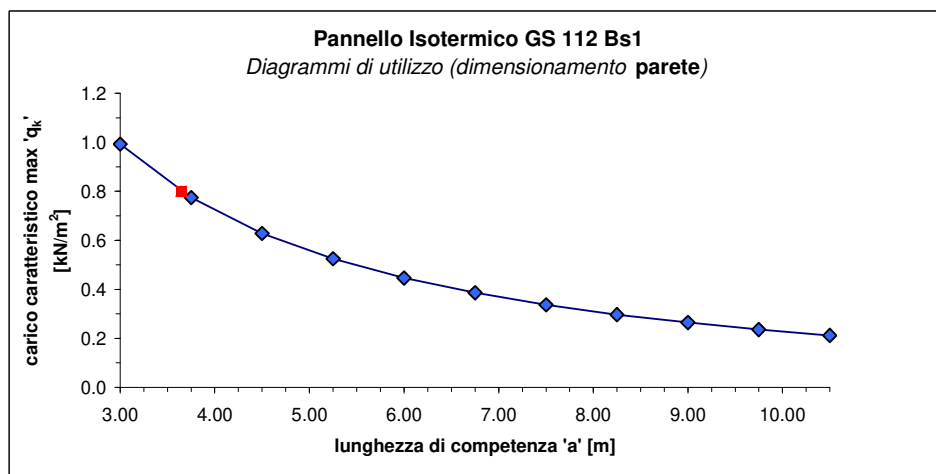
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.98	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.17	0.80
3.00	1.15
3.75	0.90
4.50	0.73
5.25	0.62
6.00	0.53
6.75	0.46
7.50	0.40
8.25	0.36
9.00	0.32
9.75	0.29
10.50	0.26



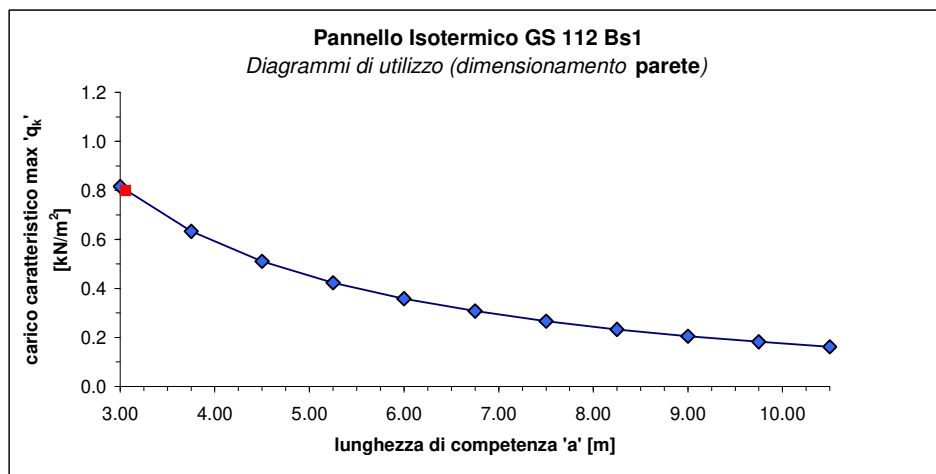
H =	5100	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.84	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.64	0.80
3.00	0.99
3.75	0.77
4.50	0.63
5.25	0.52
6.00	0.45
6.75	0.39
7.50	0.34
8.25	0.30
9.00	0.26
9.75	0.24
10.50	0.21



H =	7400	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.62	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.05	0.80
3.00	0.82
3.75	0.63
4.50	0.51
5.25	0.42
6.00	0.36
6.75	0.31
7.50	0.27
8.25	0.23
9.00	0.21
9.75	0.18
10.50	0.16





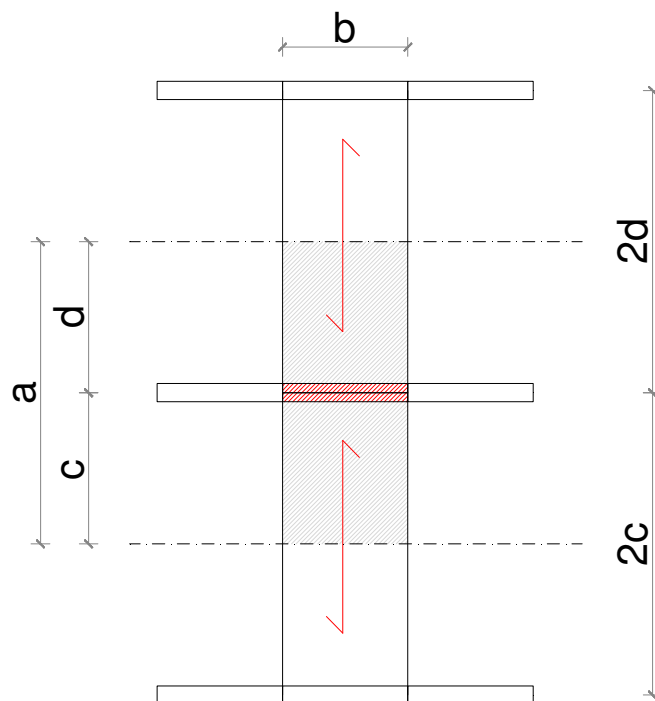
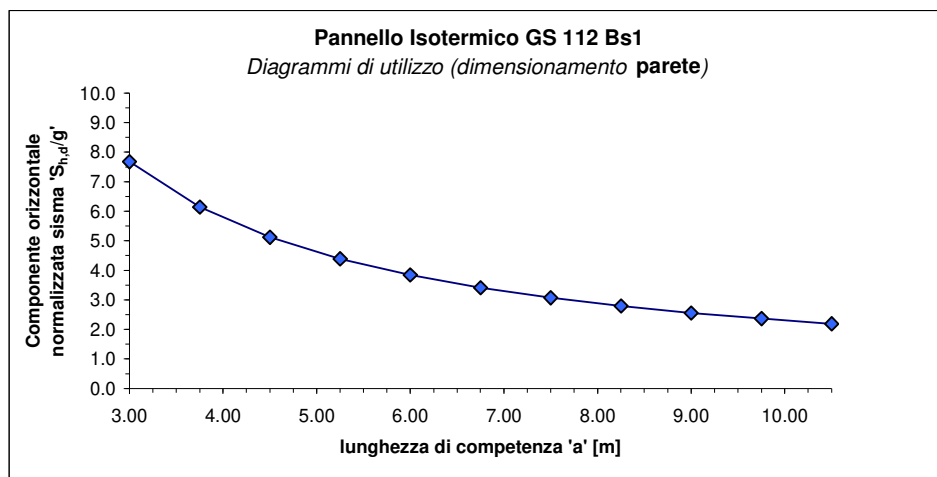
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 200 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.161	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	7.6783
3.75	6.1426
4.50	5.1189
5.25	4.3876
6.00	3.8391
6.75	3.4126
7.50	3.0713
8.25	2.7921
9.00	2.5594
9.75	2.3625
10.50	2.1938



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.

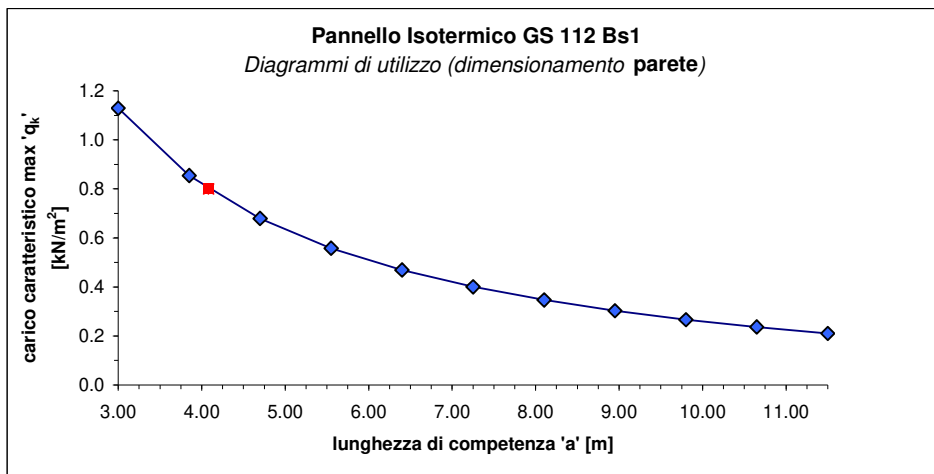


ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 240 mm

Legenda: H = altezza dell'elemento di parete;
 $N_{Ed,SLE}$ = carico massimo di **compressione (Stato limite d'esercizio)** applicato in sommità della parete;
a = lunghezza di competenza del solaio portato (pannelli di soffitto sp. 240 mm);
 q_k = carico massimo d'esercizio del solaio portato (valore caratteristico).

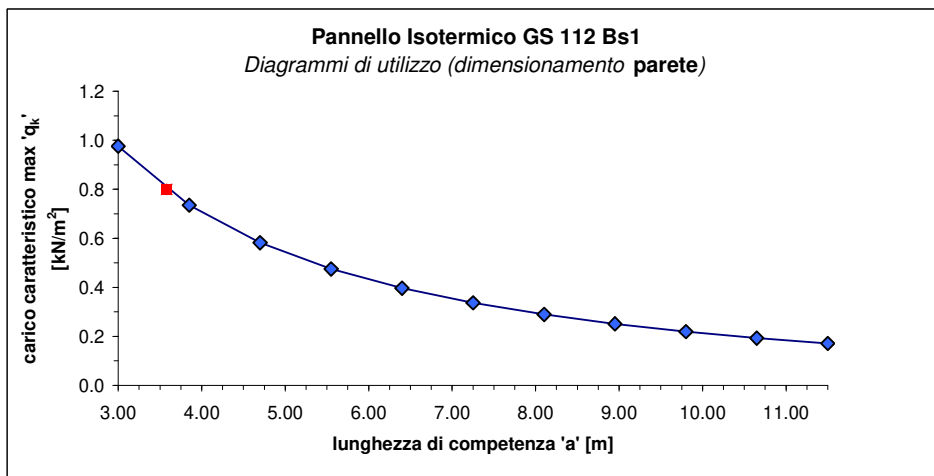
H =	2700	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	5.00	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
4.08	0.80
3.00	1.13
3.85	0.86
4.70	0.68
5.55	0.56
6.40	0.47
7.25	0.40
8.10	0.35
8.95	0.30
9.80	0.27
10.65	0.24
11.50	0.21



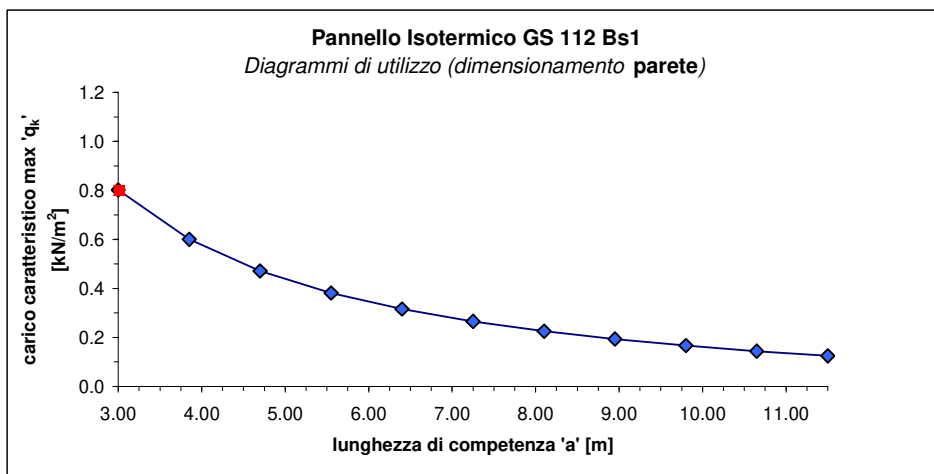
H =	5200	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.94	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.58	0.80
3.00	0.98
3.85	0.74
4.70	0.58
5.55	0.48
6.40	0.40
7.25	0.34
8.10	0.29
8.95	0.25
9.80	0.22
10.65	0.19
11.50	0.17



H =	7500	mm
$N_{Ed,SLE}$ =	4.78	kN

a	q_k
[m]	[kN/m ²]
3.01	0.80
3.00	0.80
3.85	0.60
4.70	0.47
5.55	0.38
6.40	0.32
7.25	0.27
8.10	0.23
8.95	0.19
9.80	0.17
10.65	0.14
11.50	0.13





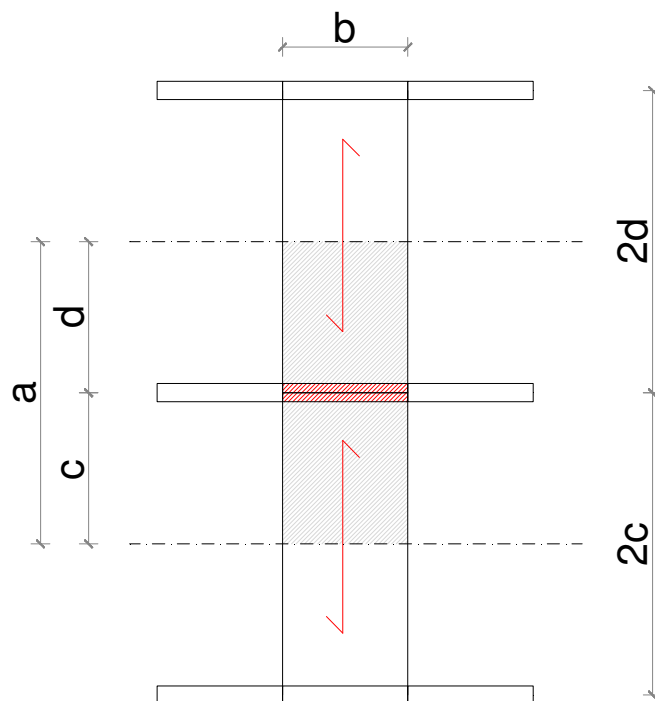
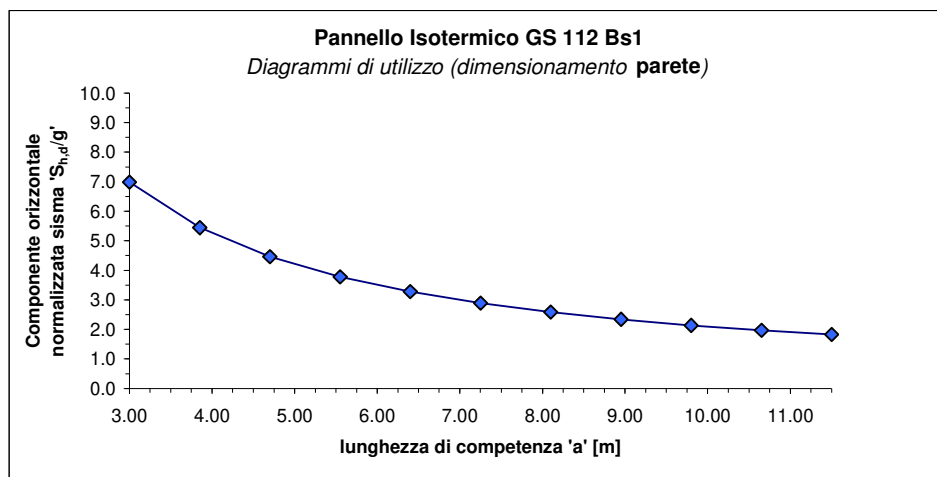
ELEMENTO DI PARETE: PANNELLO sp. 240 mm

Legenda: $S_{h,d}/g$ = componente orizzontale normalizzata di progetto dell'azione sismica (Spettro di risposta di progetto in accelerazione - **Stato Limite di salvaguardia della Vita**);

V_{Rd} = resistenza di progetto a **taglio** (NTC 2018 - Par. 4.2.4.1.2.4).

Peso =	0.177	kN/m ²
V_{Rd} =	4.57	kN

a [m]	$S_{h,d}/g$
3.00	6.9842
3.85	5.4422
4.70	4.4580
5.55	3.7752
6.40	3.2738
7.25	2.8900
8.10	2.5867
8.95	2.3411
9.80	2.1380
10.65	1.9674
11.50	1.8220



Pianta pareti

$b = 1.12$ m larghezza del pannello di soffitto;

$a = c + d$ lunghezza di competenza.